

## **TUGAS AKHIR**

### **PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG**

**PERPUSTAKAAN IKIP RAWAMANGUN JAKARTA**

**DENGAN METODA FLATSLAB POSTTENSION**

*Oleh :*

*A. Rudi Hermawan*

*3933101280*

### **ABSTRAK**

Dalam Tugas Akhir ini penulis mencoba merencanakan Gedung Perpustakaan IKIP Rawamangun ini dengan menggunakan sisitim atau metoda flatslab posttension dimana lantai yang non balok utama sebagai struktur yang menahan semua beban mati dan beban hidup yang kemudian diteruskan ke kolom. Sedangkan penurunan / drop panel memanjang yang menghubungkan kolom - kolom tepi adalah elemen struktur yang mendistribusikan sebahagian besar gaya gempa yang terjadi ke kolom dan dalam perencanaannya penulis mengasumsikan sebagai elemen balok perimeter. Lantai di sini dianggap sebagai lantai diagfragma yang sangat kaku. Metoda perencanaan struktur dimulai dari desain awal ( preliminary design ) lantai. Dalam perencanaan lantai di sini penulis menggunakan metoda portal equivalen sedangkan untuk perencanaan kolomnya menggunakan software SAP'90 baik untuk analisa statis maupun dinamis, di mana lantai sebagai shell digabung dengan kolom sebagai frame. Hasil dari perencanaan struktur berupa dimensi dan penulangan struktur dituangkan dalam bentuk tabel - tabel dan gambar - gambar struktur untuk kemudahan pelaksanaan.

## BAB. II

### DASAR - DASAR PERENCANAAN

#### 2.1 DATA - DATA PERENCANAAN

##### 2.1.1 Data Umum Bangunan

Data umum untuk gedung Perpustakaan IKIP Rawamangun Jakarta adalah sebagai berikut :

Nama gedung : Gedung Perpustakaan IKIP Rawamangun

Jakarta

Lokasi : Jl. Pemuda no. 48 Jakarta Timur

Fungsi Bangunan : Perpustakaan IKIP Rawamangun Jakarta

Mengenai batas area atau lokasi bangunan Perpustakaan IKIP Rawamangun Jakarta ini adalah sebagai berikut :

Batas Utara adalah : Gedung FPBS

Batas Selatan adalah : Jl. Ahmad Yani, Jakarta.

Batas Timur adalah : Lapangan Golf Rawamanun, Jakarta.

Batas Barat adalah : Jl.Pemuda, Jakarta

##### 2.1.2 Data Teknis Bangunan

Data Teknis bangunan gedung Perpustakaan IKIP Rawamangun Jakarta adalah sebagai berikut :

Jumlah lantai : 8 Lantai

Bentuk bangunan : Typikal

Luas perlantai : 30 x 30 m

Tinggi bangunan : 33 m

### 2.1.3 Data Teknis Bahan Bangunan

Data nonteknis bangunan gedung Perpustakaan IKIP Rawamangun Jakarta setelah modifikasi dan dihitung ulang adalah sebagai berikut :

#### Bahan Beton :

Mutu beton yang digunakan :  $f_c' = 40 \text{ Mpa}$

Modulus Elastisitas beton :  $E_c = 4700 \sqrt{f_c'} = 29725,4 \text{ Mpa}$  ( ACI 8.5.1atau SKSNI 3.1.5.1 )

#### Bahan Baja :

Mutu baja yang digunakan :  $f_y = 400 \text{ Mpa}$

Modulus Elastisitas baja :  $E_y = 2,0 E 5 \text{ Mpa}$  ( ACI 8.5.2 atau SKSNI 3.1.5.2 )

#### Bahan Tendon :

Jenis tendon yang dipakai : Multistrand dengan 7 kawat untai

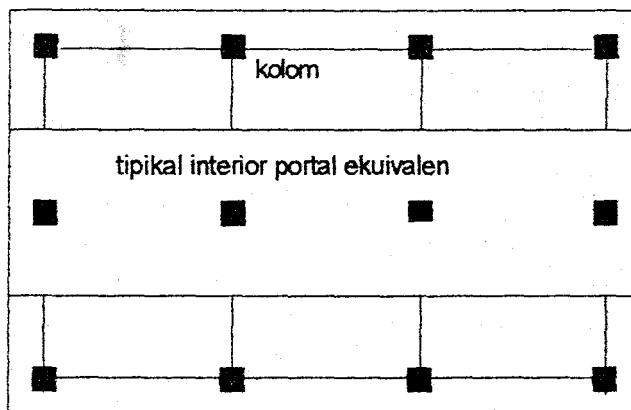
Type tendon yang dipakai : VSL Unit 3

Mutu tendon yang dipakai : 552 KN

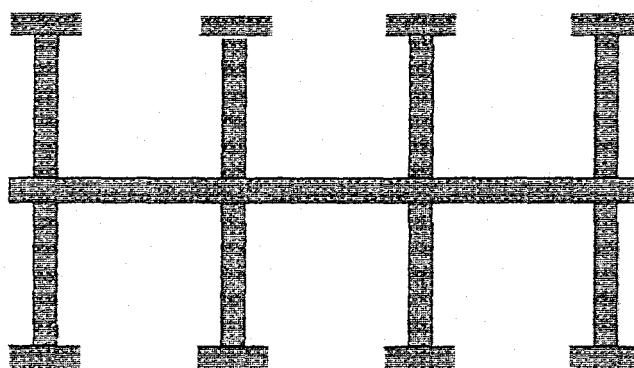
## 2.2 METODA PERENCANAAN

Pada tugas akhir ini untuk merencanakan flatslab postension pada gedung IKIP Rawamangun Jakarta yaitu dengan menggunakan metode portal equivalen ( the equivalent -frame method ) seperti yang sudah direkomendasikan oleh ACI - ASCE Committee 423 untuk analisa beton prestress flatslab. Dalam penyelesaian analisa strukturnya atau momen distribusinya dengan bantuan software Lotus 5 dan SAP'90.

Dalam metode portal equivalen ini bentuk bangunan portal tiga dimensi diwakili oleh bentuk bangunan portal dua dimensinya. Daerah momen yang kritis didistribusi pada daerah slab. Jalur portal equivalen dua dimensi yaitu dipusatkan pada jalur sepanjang kolom dan sepanjang struktur seperti pada gambar dibawah ini.



gambar 2.2.1 Tipikal Portal Ekuivalen



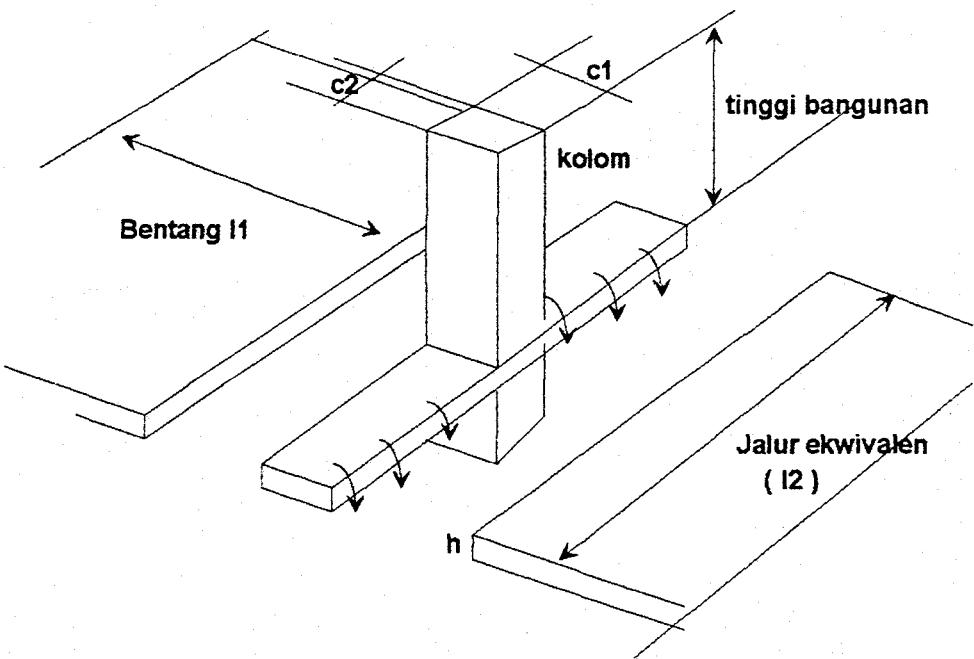
gambar 2.2.2 Penampang portal ekuivalen

Untuk analisanya, portal equivalen dibagi kedalam 3 bagian yaitu :

1. Jalur slab horisontal, termasuk balok span dalam arah portal

2. Kolom atau penumpu lainnya, sepanjang kolom atas sampai kolom dibawahnya
3. Elemen - elemen struktur yang memberikan momen transfer antara arah horizontal dan arah vertikal.

Untuk lebih jelasnya lihat gambar di bawah ini :



gambar 2.2.3

### 2.3 PERATURAN YANG DIGUNAKAN

Dalam menyelesaikan perhitungan flatslab pada tugas akhir ini, peraturan yang digunakan adalah :

1. Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung ( SK SNI T-15 - 1991-03 ) atau Pedoman Beton 1989 ( PB'89 )
2. Peraturan Pembebatan Indonesia 1983 ( PPT 83 )
4. ACI 318-83 Building Code Requirment for Reinforce Concrete

4. ACI 318-83 Building Code Requirement for Reinforce Concrete
5. Peraturan - peraturan penunjang lainnya.

## 2.4 DATA PEMBEBANAN

Pada perencanaan flatslab ini jenis pembebanan yang diperhitungkan adalah :

### 1. Beban Mati ( PPI 83 - 1.2.1 )

Beban mati ini mencakup semua beban yang disebabkan oleh berat sendiri struktur yang bersifat tetap dan bagian lain yang tak terpisahkan dari gedung.

### 2. Beban Hidup ( PPI 83 - 3.1 & 3.2 )

Beban hidup ini mencakup semua beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan gedung sesuai dengan PPI '83 termasuk barang - barang pada ruangan yang tidak permanen.

Menurut PPI '83 pasal 3.1 & 3.2 besarnya beban hidup yang bekerja tergantung dari tingkat fungsional ruang itu sendiri'

Adapu beban hidup tersebut adalah :

- Beban hidup lantai 1 - 7 = 300 Kg/m<sup>2</sup>
- Beban hidup atap = 150 Kg/m<sup>2</sup>
- Beban hidup tangga = 300 Kg/m<sup>2</sup>

### 3. Beban Gempa

Beban gempa yang terjadi dianalisa sebagai beban gempa dinamis.

$K_{cr}$  = 1,6 untuk komponen struktur pascatarik

$J_{cds}$  = tegangan beton pada titik berat tendo akibat seluruh beban mati yang bekerja pada komponen struktur setelah diberi gaya prategang.

$E_s$  = modulus elastisitas tendon prategang

$E_c$  = modulus elastisitas beton umur 28 hari, yang bersesuaian dengan  $f'_c$

Bila menggunakan beton dengan pasir ringan, nilai  $K_{cr}$  dikurangi sampai 20 %.

Terdapat jumlah kehilangan gaya prategang yang cukup berarti akibat perpendekan elastis beton pasir ringan karena modulus elastisitasnya lebih rendah, mengakibatkan pengurangan keseluruhan koefisien rangkak. Untuk komponen struktur yang seluruhnya dibuat dari beton ringan, pertimbangan khusus harus diberikan pada sifat-sifat agregat beton ringan.

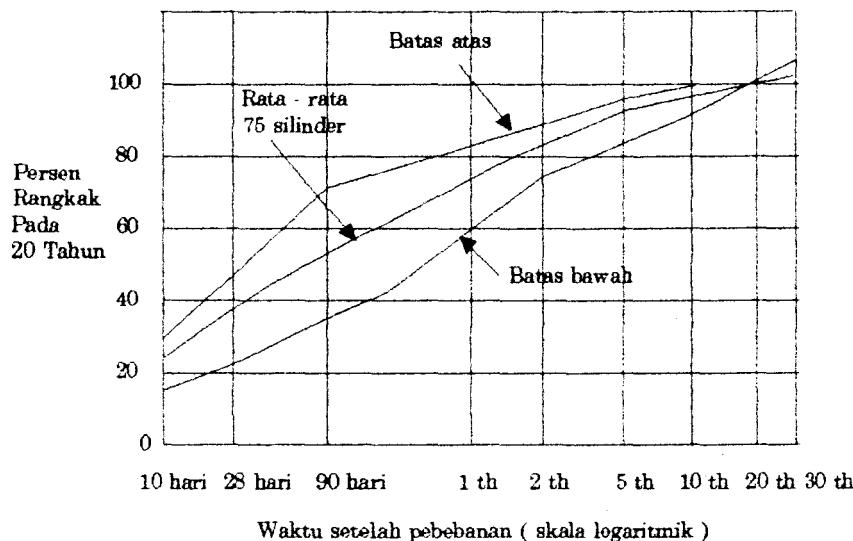
Untuk tendon - tendon yang tidak terekat tegangan tekan rata - rata digunakan untuk mengevaluasi kehilangan tegangan akibat perpendekan elastis dan rangkak beton. Kehilangan gaya prategang pada tendon yang tidak terekat dihubungkan dengan regangan komponen struktur rata - rata dan bukan dengan regangan pada titik momen maksimum. Maka rumus di atas menjadi :

$$CR = K_{cr} \frac{E_s}{E_c} J_{cpa}$$

dimana :

$J_{cpa}$  = tegangan rata - rata pada beton sepanjang komponen struktur pada titik berat tendon.

Gambar 3.3.3.1 Kurva Perbandingan Rangkak Terhadap waktu



### 3.3.3.2 KEHILANGAN GAYA PRATEGANG BETON AKIBAT SUSUT

#### BETON

Susut pada beton dipengaruhi oleh beberapa faktor seperti rangkak, dan perhitungan - perhitungan kehilangan gaya prategang dari sumber ini akan menggambarkan yang mana hal yang paling penting : perbandingan antara volume dan permukaan, kelembaban relatif dan waktu dari akhir curing sampai dengan bekerjanya gaya prategang. Karena susut tergantung dari waktu ( pada gambar 3.3.3.2 ) kita tidak mengalami 100% kehilangan tegangan batas dalam beberapa tahun, tetapi 80% terjadi pada tahun pertama.

Faktor - faktor modifikasi untuk perbandingan volume terhadap permukaan ( V / S ) dan kelembaban relatif ( RH ) diberikan dibawah ini :

$$\epsilon_{sh} = 550 \times 10^{-6} \left\{ 1 - 0.06 \cdot \frac{V}{S} \right\} ( 1.5 - 0.015 RH )$$

( dalam satuan inci )

Kehilangan gaya prategang akibat susut adalah hasil susut relatif,  $\epsilon_{sh}$  dan modulus elastisitas dari baja prategang. Pada beberapa macam beton terutama beton ringan, susut batas dasar lebih besar dari nilai yang digunakan di atas. Satu - satunya faktor lain yang terdapat pada persamaan kehilangan gaya prategang akibat susut, adalah koefisien  $K_{sh}$  yang menggambarkan fakta bahwa komponen struktur pasca tarik akan lebih menguntungkan akibat susut yang terjadi sebelum penarikan sistem prategang

$$SH = 8,2 \times 10^{-6} K_{sh} E_s (1 - 0,06 \frac{V}{S}) (100 - RH)$$

dimana :

SH = susut yang terjadi

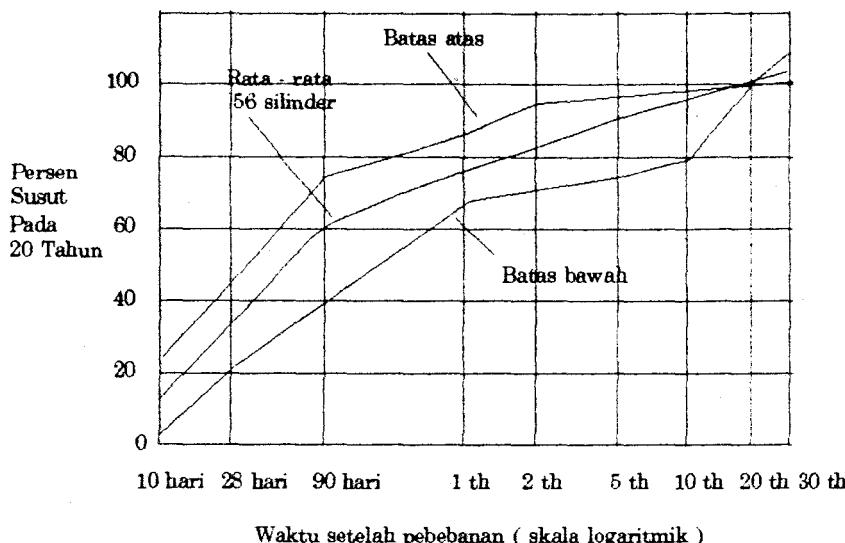
$E_s$  = modulus elastisitas tendon prategang

RH = kelembaban relatif

Tabel 3.3.3.2 Nilai  $K_{sh}$  Untuk Komponen Struktur Pasca Tarik

Jangka waktu setelah perawatan basa sampai pada penerapan prategang, hari	1	3	5	7	10	20	30	60
Ksh	0,92	0,85	0,8	0,77	0,73	0,64	0,58	0,45

Gambar 3.3.2 Kurva Perbandingan susut terhadap waktu akibat pengeringan



### 3.3.3.3 KEHILANGAN GAYA PRATEGANG AKIBAT RELAKSASI

#### BAJA

Percobaan - percobaan pada baja prategang dengan perpanjangan yang konstan dan dijaga tetap pada suatu selang waktu memperlihatkan bahwa gaya prategang akan berkurang secara perlahan - lahan seperti pada gambar 3.3.3.3 dibawah ini. Besarnya pengurangan tergantung pada lamanya waktu dan perbandingan  $f_{pi}/f_{py}$ . Kehilangan gaya prategang ini disebut relaksasi. Kehilangan itu dapat dinyatakan sebagai berikut :

$$\frac{fp}{fpi} = 1 - \frac{\log t}{10} \left( \frac{fpi}{fpy} - 0,05 \right)$$

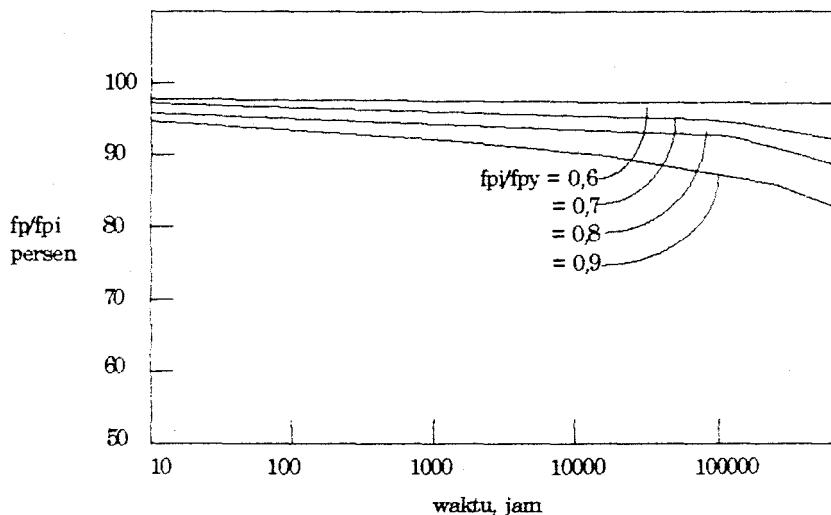
Dengan selang waktu antara saat penarikan  $t_1$  pada pelataran kerja dan waktu  $t$  pada saat kita ingin memperkirakan gaya yang tertinggal dapat dituliskan persamaan berikut :

$$\frac{fp}{fpi} = 1 - \left( \frac{\log t - \log t_1}{10} \right) \left( \frac{fpi}{fpy} - 0,05 \right)$$

dimana  $\log t$  merupakan bilangan dasar 10 dan  $f_{py}/f_p$  lebih besar dari 0,05.

Peraturan PCI membatasi besarnya gaya prategang awal ( segera setelah pengangkuran ) sebesar  $f_{pi} = 0,7 f_{pu}$ . dari gambar di bawah ini jelaslah bahwa makin besar tegangan tetap akan menghasilkan kehilangan tegangan akibat relaksasi yang makin besar

Gambar 3.3.3.3 Kurva Relaksasi baja untuk kawat dan strand stress relieved



Komisi *ACI - ASCE* menghasilkan yang kurang lebih sama dengan persamaan berikut :

$$RE = [Kre - J(SH + CR + ES)] C$$

dimana :

$Kre$ ,  $J$ , dan  $C$  adalah nilai - nilai yang diambil dari Tabel 3-3 dan Tabel 3-4 di bawah ini.

Tabel 3-3 Nilai - nilai  $K_{re}$  dan J

Type Tension	Value Mpa	J
Strand atau kawat stress relieved derajat 1860 Mpa	138	0,15
Strand atau kawat stress relieved derajat 1720 Mpa	128	0,14
Kawat stress relieved derajat 1655 Mpa atau 1620 Mpa	121	0,13
Strand relaksasi rendah derajat 1860 Mpa	35	0,040
Strand relakssasi rendah derajat 1720Mpa	32	0,037
Strand relaksasi rendah derajat 1655 Mpa atau 1620 Mpa	30	0,035
Batang stress relieved derajat 1000 Mpa atau 1100 Mpa	41	0,05

Tabel 3-4 Nilai - Nilai C

DETERMINANT	STANDARD DEVIATION	COEFFICIENT OF VARIATION
0,8		1,28
0,79		1,22
0,78		1,16
0,77		1,11
0,76		1,05
0,75	1,45	1,00
0,74	1,36	0,95
0,73	1,27	0,90
0,72	1,18	0,85
0,71	1,09	0,8
0,70	1,00	0,75
0,69	0,94	0,70
0,68	0,89	0,66
0,67	0,83	0,61
0,66	0,78	0,57
0,65	0,73	0,53
0,64	0,68	0,49
0,63	0,63	0,45
0,62	0,58	0,41
0,60	0,49	0,33

### 3.3.4 KEHILANGAN GAYA PRATEGANG AKIBAT PENGANGKURAN

Kehilangan gaya prategang akibat angkur dapat terjadi karena kabel yang licin dan keras mungkin tidak segera dicengkeram oleh baja sebelum menggelincir

lebih dahulu. Rumus umum untuk menghitung kehilangan gaya prategang akibat deformasi pengangkuran  $\Delta\alpha$  adalah :

$$ANC = \Delta f_s = \frac{\Delta\alpha \cdot E_s}{L}$$

### 3.3.5 KEHILANGAN GAYA PRATEGANG AKIBAT GESEKAN

Kehilangan gaya prategang pada beton prategang yang lain adalah adanya gesekan pada sistem pendongkrakan dan pengangkuran sehingga tegangan yang ada pada tendon kurang dari pada yang ditunjukkan oleh alat pengukur tekanan. Gesekan yang terjadi pada sistem pendongkrakan dan pengangkuran umumnya kecil meskipun bukan tidak berarti. Yang perlu diperhatikan adalah jumlah penarikan yang berlebihan harus dibatasi agar tetap berada di dalam titik leleh kawat. Peraturan ACI membatasi gaya dongkrak sampai  $0,8 f_{pu}$ .

Kehilangan prategang akibat gesekan yang lebih serius terjadi diantara tendon bahan sekelilingnya, baik berupa beton atau selubung ( sheathing ), dan apakah diberi pelumas atau tidak. Kehilangan prategang akibat gesekan ini dapat dipertimbangkan pada dua bagian : pengaruh panjang dan pengaruh kelengkungan. Pengaruh panjang adalah jumlah gesekan yang akan dijumpai jika tendon lurus, tidak dirancang bengkok atau melengkung. Karena dalam praktik selubung tendon tidak dapat lurus sepenuhnya, gesekan akan ada diantara tendon dan bahan sekelilingnya meskipun tendon dimaksudkan harus lurus. Hal ini dijelaskan sebagai pengaruh turun naiknya selubung ( wobbling effect ) dan tergantung dari panjang dan tegangan tendon, koefisien gesekan antara bahan yang bersentuhan, ketrampilan pekerja, dan metode yang digunakan dalam meluruskan selubung. Beberapa nilai pendekatan

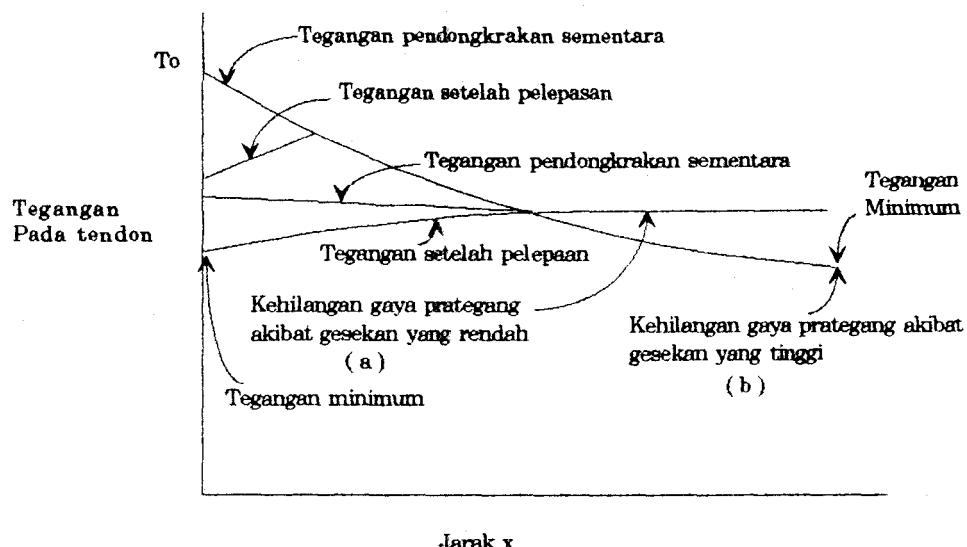
untuk menghitung kehilangan gaya prategang ini diberikan pada *Pembahasan Perturan ACI, Tabel 3-5.*

Metode untuk mengatasi kehilangan gaya prategang akibat gesekan salah satunya adalah metode " penarikan berlebih " ( *overtension* ). Penarikan berlebih terdiri dari peregangan yang berlebihan kemudian pelepasan kembali. Pengaruh penarikan yang berlebih dengan pelepasan kembali berturut - turut adalah untuk mengambil perbedaan gesekan pada arah sebaliknya. Maka setelah pelepasan variasi tegangan sepanjang tendon mengambil beberapa bentuk seperti pada Gambar 3.3.5 di bawah ini. Bila kehilangan gaya prategang akibat gesekan merupakan prosentase yang tinggi dari prategang, itu tidak dapat diatasi seluruhnya oleh penarikan berlebih ( kurva b, Gambar 3.3.5 ), karena jumlah penarikan maksimum dibatasi oleh kekuatan atau titik leleh tendon. Pendongkrakan tendon dari kedua ujung adalah salah satu dari cara lain untuk mengurangi kehilangan gaya prategang akibat gesekan.

Tabel 3-5 Koefisien - Koefisien Gesekan Untuk Tendon Pasca Tarik

Tipe Tendon	Koefisien Gesekan	Koefisien Gesekan
Tendon pada selubung logam fleksible		
- Tendon kawat	0,0033-0,0049	0,15-0,25
- Strand dengan untaian 7 kawat	0,0016-0,0066	0,15-0,25
- Batang baja mutu tinggi	0,0003-0,0020	0,08-0,30
Tendon pada selubung logam kaku		
- Tendon kawat dan strand dengan untaian 7 kawat	0,0007	0,15-0,25
Tendon yang diminyaki terlebih dahulu		
- Tendon kawat dan strand dengan untaian 7 kawat	0,001-0,0066	0,05-0,15
Tendon yang diberi lapisan mistik		
- Tendon kawat dan strand dengan untaian 7 kawat	0,0033-0,0066	0,05-0,15

Gambar 3.3.5 Variasi Tegangan Pada Tendon Akibat gaya Gesekan.



Untuk menghitung kehilangan gaya prategang total akibat pengaruh lengkungan maupun panjang kabel dapat dirumuskan sebagai berikut :

$$\frac{F_2 - F_1}{F_1} = -K \cdot L - \mu \alpha$$

dimana :

- $F_1$  = Gaya tarik satuan pada ujung pendongkrakan
- $F_{2,2}$  = Gaya tarik satuan pada jarak L
- $\alpha$  = Sudut yang dibentuk tendon
- $\mu$  = Koefisien kelengkungan
- K = koefisien wobble

### 3.4 DESAIN LENTUR

#### 3.4.1 DESAIN TEGANGAN

Sama dengan desain dari balok prestress, yang menentukan dari kekutan prestressing dalam flatslab adalah dilandaskan pada analisa beban kerja. Penggunaan cara load balancing lebih umum dipakai. Dalam analisa disini propil tendon

diasumsikan berbentuk parabola dengan eksentrisitas  $e$  adalah nol pada akhir dari perletakan, dan praktis maksimum pada perletakan tengah. Bila menggunakan analisa cara metode portal ekuivalen, tegangan yang didijinkan pada saat beban kerja adalah direkomendikan untuk desain flatslab postension dengan tendon baik yang terikat maupun yang tidak terikat :

- a. Tekanan yang didijinkan pada beton (psi )

Momen negatif di daerah kolom  $0,3 f_c'$

- b. Tegangan pada beton di slab dengan prestress akhir rata-rata 125 psi (0,86 Mpa ) atau lebih tinggi yang didijinkan

Momen positif tanpa menjumlahkan kekuatan nonprestess  $-2\sqrt{f_c'}$

Momen positif dengan menjumlahkan kekuatan non prestress  $-6\sqrt{f_c'}$

Untuk tegangan dibawah keadaan initial maka gunakan  $f_{ci}'$  dari pada  $f_c'$ .

Yang perlu dicatat disini, untuk mengaplikasikan pendekatan load balancing pada flat slab di tempat terjadinya titik balik, bentuk pemasangan (*curvature*) tendon harus berubah secara halus (*smooth transition*).

### 3.4.2 DESAIN KEKUATAN ULTIMATE

Dalam perencanaan flatslab postension, penulis menggunakan sisisim tendon takterikat (*unbonded tendon*). Seperti yang direkomendikan dalam *ACI code*, maka untuk flatslab postension dengan sisitim tendon tak terekat, tegangan ultimate dapat di cari dari perumusan berikut ini :

$$\sigma_{ps} = f_{pe} + 15 \quad (\text{dalam ksi})$$

$$\sigma_{ps} = f_{pe} + 103,5 \quad (\text{dalam Mpa})$$

Persamaan di atas dapat dipakai untuk flatslab dengan perbandingan bentang dan tinggi slab diatas 35 (  $L/h > 35$  ). *ACI* juga mensyaratkan untuk momen tahan nominal berfaktor (  $\phi M_n$  ) harus lebih besar dari 1,2 kali momen retak.

Sedangkan untuk sisisitim terekat (*bonded tendon*), ACI code merecomendasikan sebagai berikut:

$$f_{ps} = f_{pu} \left( 1 - \frac{\sigma_p}{\beta_1} \left( \rho_p \frac{f_{pu}}{f_{c'}} + \frac{d}{dp} (\omega - \omega') \right) \right)$$

dimana  $\sigma_p = 0,4$  untuk  $\frac{f_{py}}{f_{pu}}$  tidak kurang dari 0,85 (ACI code chap.18)

= 0,28 untuk  $\frac{f_{py}}{f_{pu}}$  tidak kurang dari 0,9 (ACI code chap.18)

Menurut ACI code, flatslab prestress dua arah dengan tendon tak terekat (*unbonded tendon*) disyaratkan mempunyai luas tulangan minimum seperti yang ada di bawah ini (Psi):

1. Pada daerah luas momen positif dimana besarnya tegangan dalam beton pada beban kerja tidak lebih dari  $-2 \sqrt{fc'}$ , maka tidak disyaratkan untuk menggunakan luas tulangan.
2. Pada daerah luas momen positif dimana besarnya tegangan dalam beton pada beban kerja lebih dari  $-2 \sqrt{fc'}$ , maka luas tulangan minimum dapat dihitung dari rumus :

$$As = \frac{N_c}{0,5f_y}$$

dimana :

$N_c$  = gaya tekan dalam beton pada beban tak berfaktor (beban mati dan beban hidup)

$f_y$  = tegangan leleh baja, tidak lebih dari 60000 psi (414 Mpa).

3. Pada daerah luas momen negatif seperti pada perletakan kolom, luas minimum tulangan pada masing-masing dapat dihitung dari rumus :

$$As = 0,00075 h l$$

dimana :

$h$  = tinggi dari slab

$l$  = lebar bentang dalam arah yang di maksud.

Tulangan itu didistribusi dalam lebar slab antara  $1,5 h$  pada masing - masing sisi berlawanan dari muka kolom. Jarak spasi dari tulangan tidak lebih dari 12 inc ( 30 cm ) dan panjang tulangan tidak kurang dari  $1/6$  dari jarak bersih bentang pada masing - masing sisi kolom.

### 3.5 DESAIN GESEN

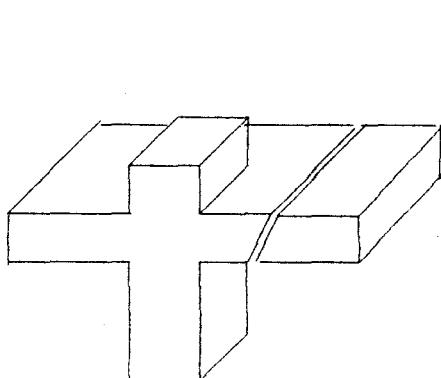
#### 3.5.1 KAPASITAS GESEN BETON

Gesen adalah bagian yang sangat kritis dalam tumpuan pada beton flatplate seperti di atas perletakan kolom. Kekuatan geser pada beton prestress flatplate adalah ditentukan oleh dua kondisi seperti diutarakan dibawah ini :

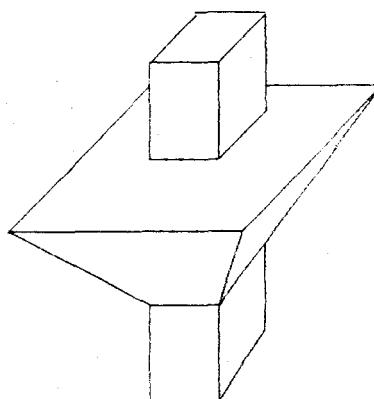
1. Kelakuan geser tipe balok ( *Beam - type shear behavior* ) dengan crack berbentuk diagonal memanjang ( gambar 3.5.1.a ).
2. Kelakuan geser punching ( *punching shear behavior* ) dengan crack berbentuk piramid disekitar kolom ( gambar 3.5.1.b ).

Untuk geser tipe balok, daerah kritis pada kolom dapat diambil sebesar  $h / 2$  dari tepi kolom dan tidak ada tulangan geser yang diperlukan bila keadaannya adalah  $< v_u$  dan  $> \phi v_c$ .

Untuk geser tipe punching, daerah kritis pada kolom dapat diambil sebesar  $dp / 2$ . Tulangan geser diperlukan bila  $v_u > \phi v_c$ .



Gambar 3.5.1.a



Gambar 3.5.1.b

Dari data test geser punching slab prestress , *ACI Committee 423* membuat rekomendasi untuk slab dengan tegangan rata - rata (*average prestress*) tidak kurang dari 125 psi ( 0,86 Mpa ), kapasitas geser nominal dari beton  $v_c$  dapat diambil sama dengan  $v_{cw}$  yaitu :

$$v_c = v_{cn} = 3,5 \sqrt{f_c} + 0,3 \sigma_g + V_p / b_o d \longrightarrow (\text{dalam psi})$$

$$v_c = v_{cw} = 0,29 \sqrt{f_c'} + 0,0023 f_{pc} \longrightarrow (\text{dalam Mpa})$$

dimana :

$\sigma_g$  = tegangan rata - rata pada beton akibat gaya tendon

$b_o$  = lebar kritis pada punching geser.

$V_p$  = gaya geser yang terjadi

### 3.5.2 KEKUATAN GESER

Aksi geser dari plat datar dikenal dalam desain, dan geser diperiksa pada penampangnya sejauh  $d/2$  dari dan disekitar muka kolom. Dalam percobaan yang dilakukan (*dalam buku Ty Lin dan Burn*) menunjukan bahwa tingkat prategang mempengaruhi kekuatan geser plat datar, dengan  $F/A$  rata -rata yang lebih tinggi akan menghasilkan kekuatan geser yang lebih tinggi. Geser pada suatu kolom bernilai maksimum bila disekelilingnya dibebani dengan beban hidup. Untuk

pembebanan ini hanya terjadi sejumlah kecil peralihan momen dan geser sedikit tidak merata disekeliling penampang kritis pada  $d/2$  dari muka kolom. Pemeriksaan atas kekuatan geser mencakup suatu perbandingan antara  $v_{cw}$  dan tegangan geser  $v_u$ , disepanjang garis dengan geser maksimum :

$$v_u = \frac{V_u}{bo.d} + \frac{\alpha.Mt.c3}{J_c}$$

$$v_u = \frac{V_u}{bo.d} - \frac{\alpha.Mt.c4}{J_c}$$

( dari kedua rumus di atas ambil harga terbesar.)

dimana :

$V_u$  = gaya geser berfaktor pada penampang

$v_u$  = tegangan geser pada beban rencana

$bo$  = keliling penampang geser sejarak  $d/2$  dari muka kolom seperti yang didefinisikan oleh peraturan ACI

$d$  = jarak dari titik berat tendon kepermukaan tekan dalam arah

peralihan momen, namun perlu kurang dari  $0,8 h$ , dimana  $h$

adalah tebal komponen struktur.

$\alpha$  = bagian dari momen yang dialihkan oleh geser :

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 2/3 \cdot \left(\frac{c1+d}{c2+d}\right)^{1/2}}$$

$c1$  = dimensi tumpuan pada arah peralihan momen

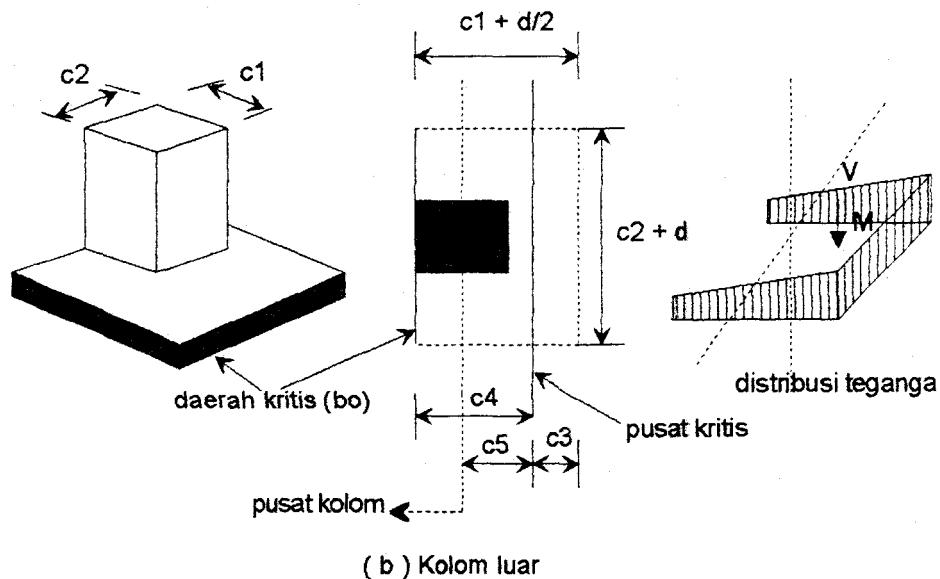
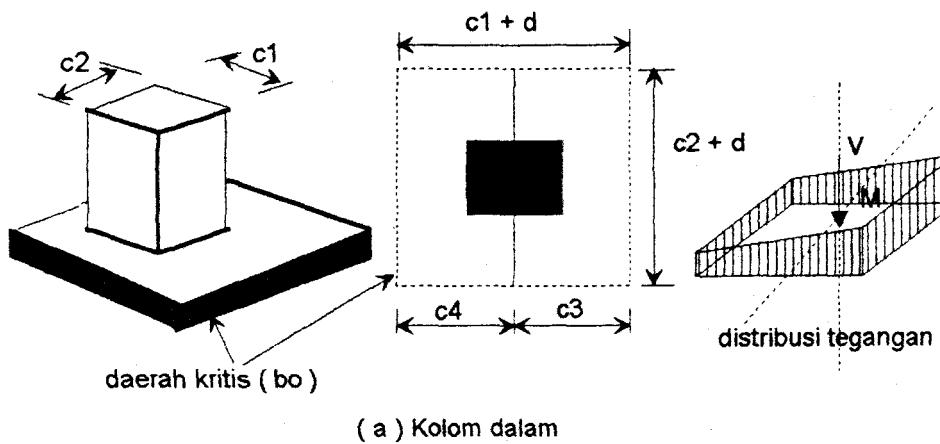
$c2$  = dimensi tumpuan yang tegak lurus terhadap  $c1$

$c3$  = jarak dari titik berat penampang geser kritis keserat terluar dalam arah peralihan momen.

$Mt$  = momen netto yang akan dialihkan ke kolom

$J_c$  = momen inersia polar dari penampang kritis

Gambar 3.5.2 Interaksi hubungan momen - geser untuk sambungan kolom



Untuk unterior kolom:

$$A_c = 2(c_1 + c_2 + 2d)d$$

$$J_c = \frac{d(c_1 + d)^3}{6} + \frac{(c_1 + d)d^3}{6} + \frac{d(c_2 + d)(c_1 + d)^2}{2}$$

$$c_3 = c_4 = (c_1 + d)/2$$

Untuk eksterior kolom :

$$A_c = (2c_1 + c_2 + 2d)d$$

$$c3 = \frac{d(c1 + 0,5.d)^2}{Ac}$$

$$c4 = (c1 + 0,5.d) - c3$$

$$c5 = c4 - c1/2$$

$$Jc = \frac{(c1 + 0,5.d).d^3}{6} + \frac{2.d(c3^3 + c4^3)}{3} + d(c2 + d)c3^3$$

Menurut ACI code, bila desain tegangan geser vu lebih dari  $\phi v_c$ , maka harus disediakan tulangan geser. Menurut ACI kode :

$$Av = \frac{Vs}{f_y \cdot \sin \alpha}$$

dimana :

$V_s$  = gaya geser yang terjadi

$f_y$  = kekuatan baja tulangan

$\alpha$  = sudut yang dibentuk oleh tulangan

$V_s$  dapat dicari dari :

$$V_s = \left( \frac{vu}{\phi} - vc \right) Ac$$

Untuk jarak antar tulangan geser dapat dicari dari :

$$s = \frac{Av.f_y}{(vu/\phi - vc)bo}$$

### 3.5.3 DEFLEKSI FLATSLAB

Timoshenko dan Woinowsky - Kriger memberikan rumus untuk menghitung lendutan yaitu :

$$\Delta = k \frac{w.l^4}{Ec.h^3}$$

dimana :

$l$  = panjang bentang dari panel antara pusat ke pusat perletakan.

$Ec$  = elastisitas beton

$h$  = tebal plat

$k$  = koefisien yang tergantung dari  $la/lb$

Atau menurut buku T.Y Lin dirumuskan :

Akibat dari gaya prategang ( camber )

$$\delta_1 = \frac{5xFxIxL^2}{48xEcxI}$$

F = Gaya prategang yang sesuai dengan kondisi beban

L = Panjang bentang

Akibat dari beban ( lendut ):

$$\delta_2 = \frac{5xqxL^4}{384xEcxI}$$

q = Beban yang terjadi

Maka lendutan yang terjadi adalah  $\delta_1 - \delta_2$

**BAB IV.****PERENCANAAN FLAT SLAB POSTTENSION****4.1 DATA PERENCANAAN**

Pelat menerima beban mati ( DL ) yang merupakan berat sendiri plat dan beban hidup ( LL ) yang semuanya diatur dalam PPT 83 berdasarkan fungsi lantai dari gedung tersebut.

SKSNI T-15 - 03 -1991 memberikan kombinasi beban ultimate yaitu :

$$U = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL}$$

**4.1.1 DATA MATERIAL****Mutu Beton:**

Kuat tekan beton umur 28 hari ( fc.28 ) = 40 Mpa

Modulus elastisitas ( Ec ) =  $29 \times 10^3$  Mpa

**Mutu Baja Pratekan :**

Data dibawah ini diambil dari VSL Multi-strand system 3rd Edition.

Multistrands θ 12,5 mm ( 0,6 " )

Luas baja pratekan ( Ap ) = 296 mm<sup>2</sup>

Tegangan leleh baja pratekan ( fpy ) = 1570 Mpa

Tegangan ultimate baja pratekan ( fpu ) = 1864 Mpa

Modulus elastisitas baja pratekan ( Ep ) =  $180 \times 10^3$  Mpa

Kehilangan pratekan diambil = 20 %

Gaya prategang saat jacking ( stressing ) = 0,8 fpu

Gaya prategang saat peralihan = 0,7 fpu

$$\text{Koefisien friksi : } \mu = 0,2$$

$$k = 0,005$$

### Selimut Beton :

$$\text{Untuk beton baja pratekan} = 30 \text{ mm}$$

$$\text{Untuk beton bertulang ( reinforcing )} = 20 \text{ mm ( PB'89 )}$$

### 4.1.2 PRELIMINARY DESAIN

Untuk perhitungan preliminary desain ini penulis mengacu pada perhitungan Post- Tensioned Slabs oleh VSL - Losinger.

Type struktur adalah sebagai gedung perpustakaan. Bentuk geometri bangunan dapat dilihat pada gambar lampiran C dilbelakang.

Untuk preliminary desain ini beban yang diperhitungkan adalah :

$$\text{- Beban hidup total ( p )} = 300 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{- Ubin dan spesi ( gs )} = 2 \times 24 + 2 \times 21 = 90 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{- Instalasi pipa-pipa ( pi )} = 50 \text{ Kg/m}^2$$

=====

$$q \text{ ( berat total )} = 460 \text{ Kg/m}^2$$

#### a. Penaksiran ketebalan plat

Berdasarkan VSL - Losinger ayat 7 direkomendasikan bahwa ratio bentang dengan tebal slab adalah tidak lebih besar dari 40. Maka dalam kasus ini diasumsikan :

$$l / h = 40$$

$$\text{Didapat} ==> h = 1200 / 40 = 30 \text{ cm}$$

#### b. Beban mati plat

$$\text{Beban mati plat ( g )} = 0,3 \text{ m} \times 2400 \text{ Kg / m}^3 = 720 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Beban q total} = 460 \text{ Kg/m}^2$$

=====

$$\text{Beban q + g} = 1180 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Perbandingan : } \frac{(q+g)}{g} = \frac{1180}{720} = 1,6$$

Dari tabel A 2. pada lampiran C didapat  $1/h = 39 - 40$

Maka  $h$  ( tebal plat ) yang sesungguhnya adalah :

$$h = 30,7 \text{ cm}$$

Diambil  $h = 30 \text{ cm}$

#### 4.1.3 DATA PEMBEBANAN

Pembebanan pada plat dilakukan berdasarkan Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung 1983 ( PPI '83 ).

Adapun beban-beban yang bekerja pada bentang 12 m adalah sebagai berikut :

##### 1. Plat lantai

###### a. Beban mati

$$\text{- Berat sendiri plat} = 0,3 \times 2400 = 720 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{- Ubin dan spesi} = 2 \times 21 + 2 \times 24 = 90 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{- Instalasi pipa} = 50 \text{ Kg/m}^2$$

=====

$$\text{Total beban mati lantai ( DL )} = 860 \text{ Kg/m}^2$$

###### b. Beban hidup

$$\text{- Beban hidup lantai ( PPI 83 )} = 300 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Total beban hidup lantai ( LL )} = 300 \text{ Kg/m}^2$$

$$q_u = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL}$$

$$= 1,2 \times 860 + 1,6 \times 300 = 1512 \text{ Kg/m}^2$$

Beban ultimate lantai (  $q_u$  ) adalah 1512 Kg/m<sup>2</sup>

Adapun beban-beban yang bekerja pada bentang 6 m adalah sebagai berikut :

**a. Beban mati**

- Berat sendiri plat	= 0,15 x 2400	= 360 Kg/m <sup>2</sup>
- Ubin dan spesi	= 2 x 21 + 2 x 24	= 90 Kg/m <sup>2</sup>
- Instalasi pipa	=	50 Kg/m <sup>2</sup>
- Pasangan bata	=	250 Kg/m <sup>2</sup>

$$\text{Total beban mati lantai ( DL )} = 750 \text{ Kg/m}^2$$

**b. Beban hidup**

$$- \text{Beban hidup lantai ( PPT 83 )} = 300 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Total beban hidup lantai ( LL )} = 300 \text{ Kg/m}^2$$

$$q_u = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL}$$

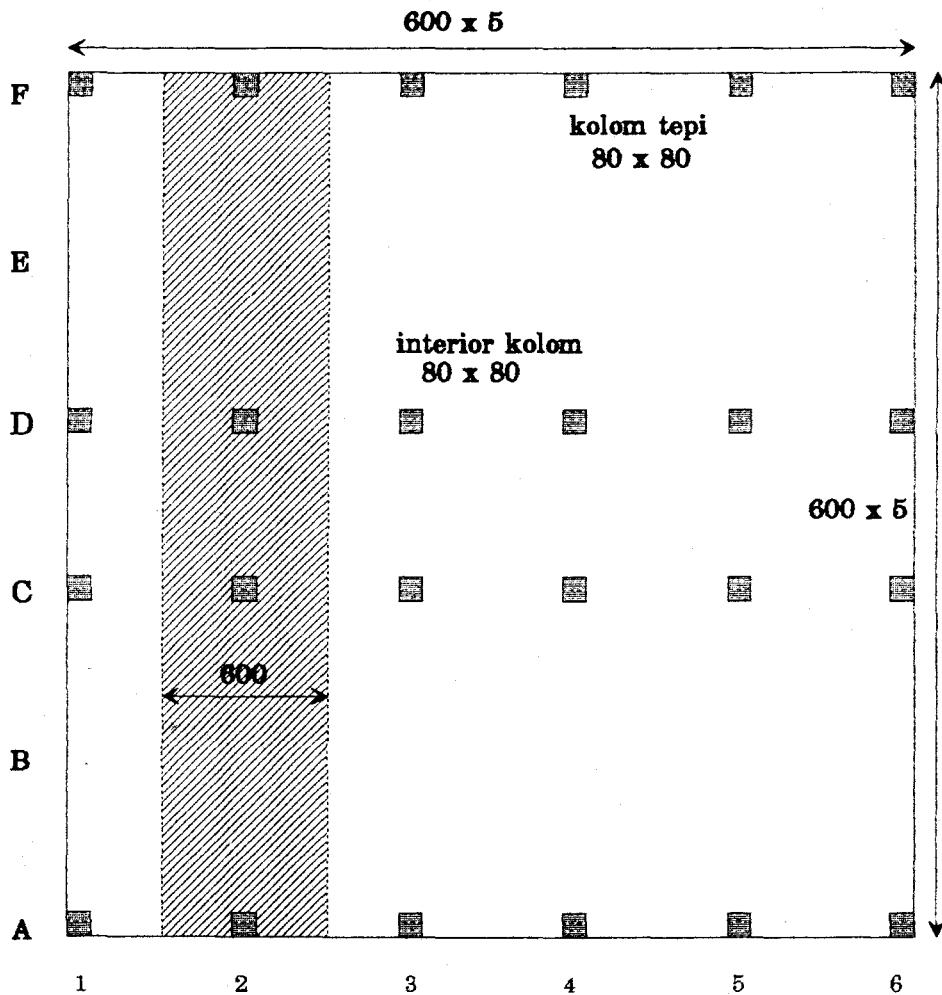
$$= 1,2 \times 750 + 1,6 \times 300 = 1380 \text{ Kg/m}^2$$

Beban ultimate lantai (  $q_u$  ) adalah 1380 Kg/m<sup>2</sup>

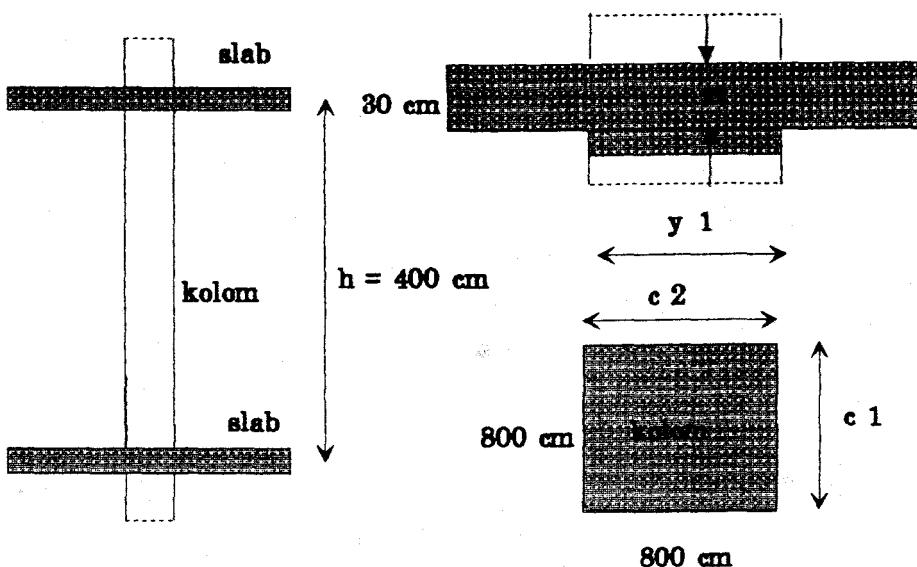
#### 4.1.4 PERHITUNGAN DAN PENULANGAN FLAT SLAB POSTTENSION

##### 4.1.4.1 Analisa momen dan geser

Metoda Momen Distribusi digunakan untuk menentukan momen dan geser pada perencanaan flat slab ini.



gambar 4.1.4.1 Denah lantai



Mencari angka kekakuan :

- Untuk Slab

$$K_{s1} = \frac{4,13 \cdot E_s \cdot I_s}{l_1} = \frac{4,13 \cdot 29,75 \cdot 10^3 \cdot 1,35 \cdot E10}{12000} = 1,38 \cdot E11 \cdot Nmm$$

$$K_{s2} = \frac{4,13 \cdot 29,75 \cdot 10^3 \cdot 1,68 \cdot E9}{6000} = 3,45 \cdot E10 \cdot Nmm$$

$$\text{di mana : } I_s = l_2 \cdot h^3 / 12 = \frac{6000 \times 300^3}{12} = 1,35 \cdot E10 \cdot mm^4$$

$$E_s = 29,75 \cdot 10^3 \text{ Mpa}$$

$$l_1 = 12000 \text{ mm}$$

Carry over factor = 0,5

- Untuk Interior kolom :

$$K_c = \frac{4,74 \cdot E_c \cdot I_c}{l_c} = \frac{4,74 \cdot 29,75 \cdot 10^3 \cdot 3,4 \cdot E10}{4000} = 1,19 \cdot E12 \cdot Nmm$$

$$\text{dimana : } I_c = c^4 / 12 = \frac{800^4}{12} = 3,4 \cdot E10 \cdot mm^4$$

$$E_c = 29,75 \cdot 10^3 \text{ Mpa}$$

$$l_c = 4000 \text{ mm}$$

Konstanta torsional diberikan :

$$C = \left(1 - 0,63 \cdot \frac{x}{y}\right) \frac{x^3 y}{3} = \left(1 - 0,63 \cdot \frac{300}{800}\right) \frac{300^3 \cdot 800}{3} = 5,5 \cdot E9 \cdot mm^4$$

Angka kekakuan torsional diberikan :

$$K_t = \frac{9E_c C}{l_2 \left(1 - c_2/l_2\right)^3} = \frac{9 \times 29,75 \times 10^3 \times 5,5 E^9}{6000 \left(1 - \frac{800}{6000}\right)^3} = 3,76 \cdot E11 Nmm$$

Angka kekakuan equivalen kolom diberikan :

$$K_{ec} = \frac{\sum K_c x \sum K_t}{(\sum K_c + \sum K_t)} = \frac{2 \times 1,19 E12 \times 2 \times 3,76 E11}{(2 \times 1,19 E12 + 2 \times 3,76 E11)} = 5,7 E11 Nmm$$

dimana  $K_{ec}$  = angka kekakuan equivalen antara kolom atas dan bawah

#### - Menentukan faktor join distribusi (DF)

Pada kolom dalam kiri:

$$DF = \frac{1,38 \cdot E11}{(1,38 \cdot E11 + 3,45 \cdot E10 + 5,7 \cdot E11)} = 0,19$$

Pada kolom dalam kanan :

$$DF = \frac{3,45 \cdot E10}{(1,38 \cdot E11 + 3,45 \cdot E10 + 5,7 \cdot E11)} = 0,05$$

Pada kolom luar :

$$DF = \frac{1,38 \cdot E11}{(1,38 \cdot E11 + 5,7 \cdot E11)} = 0,2$$

#### 4.1.4.2 Load Balancing

##### - Menentukan jumlah tendon dan gaya prestress yang diperlukan

Dari data di atas diketahui :

Multistrands Ø 12,5 mm ( 0,6 " )

Luas baja pratekan ( Ap ) = 296 mm<sup>2</sup>

Tegangan leleh baja pratekan ( fpy ) = 1570 Mpa

Tegangan ultimate baja pratekan ( fpu ) = 1864 Mpa

Modulus elastisitas baja pratekan ( Ep ) = 180 x 10 Mpa

Kehilangan pratekan diambil = 20 %

Gaya prategang saat jacking ( stressing ) = 0,8 fpu

Gaya prategang saat peralihan = 0,7 fpu

Koefisien friksi :  $\mu$  = 0,2

$k$  = 0,005

### Selimut Beton :

Untuk beton baja pratekan = 30 mm

Untuk beton bertulang ( reinforcing ) = 20 mm ( PB'89 )

Untuk menentukan jumlah tendon ini, langkah awal perencanaan didasarkan atas adanya beban mati dan kemudian untuk kontrol dimasukan adanya beban hidup yang bekerja.

Dengan data diatas yaitu diameter tendon 12,5 mm, tendon multistrand 552 KN, dan kehilangan jangka panjang 20 % ( 110,4 KN ), maka gaya efektif per tendon adalah  $296 \times (0,85 \times 552/296 - 110,4/197) = 359,2$  KN

### - Mencari Gaya prategang akibat beban mati ( wd )

$$F = \frac{wd.L^2}{8.f} = \frac{6 \times 860 \times 12^2}{8.(0,15-0,03)} = 774000Kg$$

Untuk bentang 12 m, maka dibutuhkan tendon sebanyak :

$$N = \frac{7740}{359,2} = 22.tendon$$

= 22 tendon

Dari hasil jumlah tendon yang didapat di atas, akan didistribusi pada daerah jalur kolom sebesar 60 % dan sebesar 40 % ditempatkan pada jalur tengah yaitu

- Pada jalur kolom = 60 % x 22 = 12 tendon

Jarak antara tendon adalah 27,2 cm

- Pada jalur tengah = 40 % x 22 = 10 tendon

Jarak antara tendon adalah 33,3 cm

- Mencari distribusi momen pada beban netto ( Beban hidup - unbalance )

Karena penampang non prismatic yang berpengaruh kecil terhadap momen jepit ujung ( FEM ) dan faktor induksi, maka momen jepit ujung akan dihitung sebesar dan faktor induksi diambil sebesar 0,5. Momen jepit ujung ( momen primer ) yang terjadi adalah :

$$\begin{aligned} \text{FEM} &= \frac{1}{12} w l L^2 \\ &= \frac{1}{12} 300.12^2 = 3600 \text{Kg-m} \end{aligned}$$

Untuk perhitungan momen distribusi dapat dilihat pada lampiran B.

- Perhitungan beban dan momen primer

Beban disini terdiri dari beban mati dan beban hidup

Untuk beban mati :

$$\text{Beban mati ( wd )} = 860 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Momen primer ( L }= 12 \text{ m }) =$$

$$\frac{1}{12} w d l_1^2 = \frac{1}{12} 860.12^2 = 10$$

$$\text{Momen primer ( L }= 6 \text{ m }) = \frac{1}{12} 750.6^2 = 2250 \text{ Kg-m}$$

Untuk beban hidup :

$$\text{Beban hidup ( wl )} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Momen primer ( L }= 12 \text{ m }) =$$

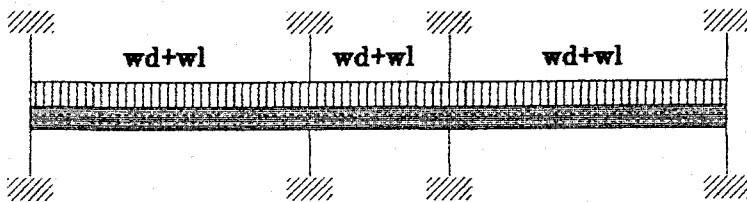
$$\frac{1}{12} w l . l_1^2 = \frac{1}{12} 300.12^2 = 3$$

$$\text{Momen primer ( L }= 6 \text{ m }) = \frac{1}{12} 300.6^2 = 900 \text{ Kg-m}$$

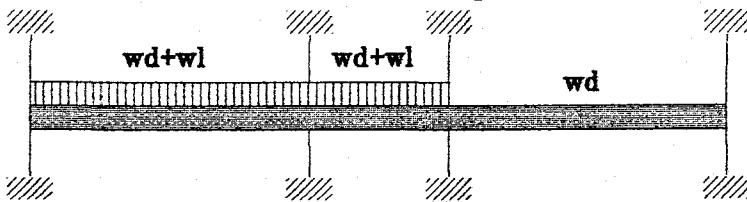
Untuk menyelesaikan perhitungan ini, maka penulis membagi pembebanan menjadi empat pola pembebanan untuk beban hidup dan untuk beban mati .Untuk desain cukup satu pola pembebanan yang dianggap menentukan.

Dari penjumlahan hasil pembebanan di atas penulis memilih hasil pembebanan yang paling memungkinkan untuk desain .

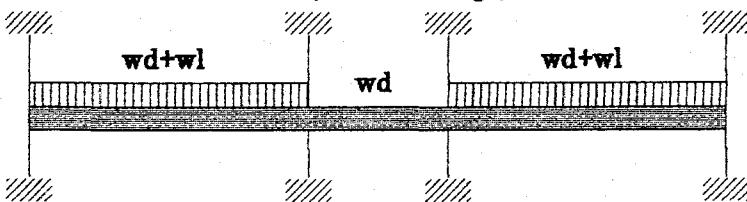
**load 1 (beban mati) dan load 2 ( beban hidup)**



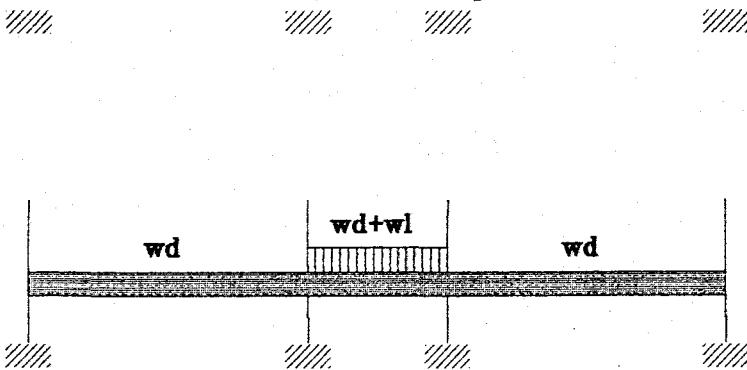
**load 3 ( beban hidup )**



**load 4 ( beban hidup )**

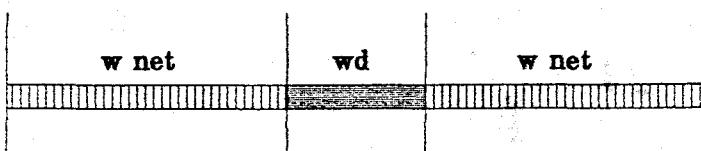


**load 5 ( beban hidup )**

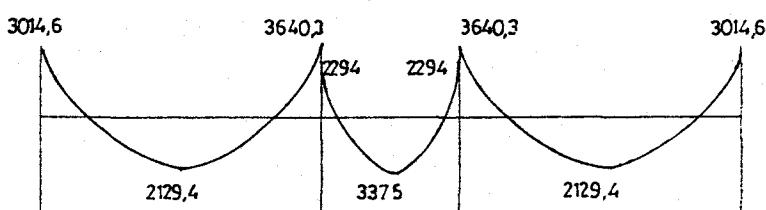


Untuk pola pembebanan dengan beban  $w$  netto penulis hanya memberikan contoh gambar pola pembebanan yang memungkinkan untuk desain sebagai contoh berikut :

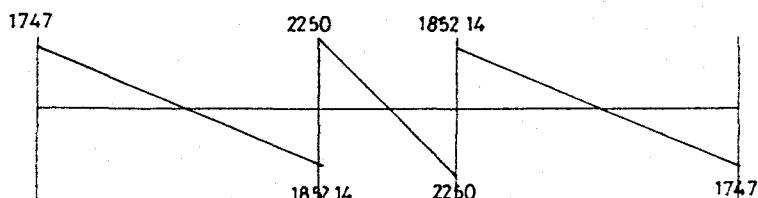
load 4

akibat  $w$  net

gambar bidang momen

akibat  $w$  net

gambar bidang lintang

akibat  $w$  net

- Kontrol tegangan

Tegangan akibat load balancing ( diambil / m lari ):

$$\sigma_{gc}(\text{jalur - kolom}) = \frac{4x(469000 - 0,2 \cdot 552000)}{1x0,3} = 47,8 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{gm}(\text{jalur - middle}) = \frac{3x(469000 - 0,2x552000)}{1x0,3} = 35,8 \text{ Kg/cm}^2$$

Dalam buku *Antoine Naaman* disebutkan bahwa 75 % momen didistribusi pada jalur kolom dan sisanya yaitu 25 % pada jalur tengah.

Mencari momen tahan  $Z_t$  dan  $Z_b$ :

$$Z_t = Z_b = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{100 \times 30^2}{6} = 15000 \text{ cm}^3$$

Maka tegangan yang terjadi pada jalur kolom :

Interior :

- Pada bentang tengah jalur kolom :

$$\begin{aligned}\sigma_t(\text{serat atas}) &= \sigma_{gc} + \frac{0,75x}{Z_t} = 47,8 + \frac{0,75x207693}{15000} = 58,18 \text{ Kg/cm}^2 \\ &= 58,18 \text{ Kg/cm}^2 = 843,8 \text{ Psi} < 0,3 f'_c = 1740 \text{ Psi}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_b(\text{serat bawah}) &= \sigma_{gc} - \frac{0,75x}{Z_b} = 47,8 - \frac{0,75x259454}{15000} = 37,42 \text{ Kg/cm}^2 \\ &= 37,42 \text{ Kg/cm}^2 = 542,7 \text{ psi} > -2\sqrt{f'_c} = -152,33 \text{ Psi}\end{aligned}$$

- Pada tumpuan jalur kolom :

$$\begin{aligned}\sigma_t(\text{serat atas}) &= \sigma_{gc} - \frac{0,75x}{Z_t} = 47,8 - \frac{0,75x382679,6}{15000} = 28,66 \text{ Kg/cm}^2 \\ &= 28,66 \text{ Kg/cm}^2 = 415,57 \text{ Psi} > -6\sqrt{f'_c} = -457 \text{ Psi}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_b(\text{serat bawah}) &= \sigma_{gc} + \frac{0,75x}{Z_b} = 47,8 + 19,3 = 67,1 \text{ Kg/cm}^2 \\ &= 67,11 \text{ Kg/cm}^2 = 973,19 \text{ Psi} < 0,3 f'_c = 1740 \text{ Psi}\end{aligned}$$

Karena tegangan yang terjadi masih memenuhi batas persyaratan maka:

$$As \min = 0,00075 \times h \times 1 = 0,00075 \times 30 \times 12 = 2700 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan diameter  $\Theta 22$  mm sebanyak 8 buah.

Tulangan ini diberikan sampai jarak 1,5 h dari tepi kolom, maka jarak masing-masing tulangan adalah :

$$1,5 h = 1,5 \times 30 = 45 \text{ cm}$$

$$S = (80 + 2 \times 45) / 7 = 24,28 \text{ cm atau } 24 \text{ cm}$$

Pada jalur tengah berlaku :

$$\text{bila } < -2\sqrt{f_c} \text{ pakai } As = \frac{Nc}{0,5xf_y} \quad (\text{ACI Code})$$

Eksterior :

- Pada muka kolom :

$$\begin{aligned}\sigma_t(\text{seratatas}). &= \sigma_{gc} - \frac{0,75xM}{Z_t} = 47,8 - \frac{0,75 \times 301460}{15000} = 32,727 \text{ Kg/cm}^2 \\ &= 32,72 \text{ Kg/cm}^2 = 474,56 \text{ Psi} > -6\sqrt{f_c} = 457 \text{ Psi} \\ \sigma_b(\text{seratbawah}). &= \sigma_{gc} + \frac{0,75xM}{Z_b} = 47,8 + 15,07 = 62,87 \text{ Kg/cm}^2 \\ &= 62,87 \text{ Kg/cm}^2 = 911,98 \text{ Psi} < 0,3 f_c' = 1740 \text{ Psi}\end{aligned}$$

Karena tegangan yang terjadi masih memenuhi batas persyaratan maka:

$$As \min = 0,00075 \times h \times l = 0,00075 \times 30 \times 12 = 2700 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan diameter  $\theta$  22 mm sebanyak 8 buah.

Tulangan ini diberikan sampai jarak 1,5 h dari tepi kolom, maka jarak masing-masing tulangan adalah :

$$1,5 h = 1,5 \times 30 = 45 \text{ cm}$$

$$S = (80 + 2 \times 45) / 7 = 24,28 \text{ cm atau } 24 \text{ cm}$$

- Perhitungan Momen Rencana

Momen rencana untuk komponen pascatarik ditetapkan dengan mengkombinasikan momen portal akibat beban mati dan beban hidup berfaktor . Dalam hal ini walaupun kontruksi adalah statis tak tentu namun dalam perhitungan

prategang mengacu pada prategang sederhana ( karena hanya satu bentang yang diprategang ), maka momen sampingan akibat gaya prategang ( momen sekunder ) tidak diperhitungkan.

-Momen beban berfaktor :

Bentang 12 m

$$FEM = \frac{1}{12}(1,2wd + 1,6wl).l^2 = \frac{1}{12}(1,2 \times 860 + 1,6 \times 300) \times 12^2 = 17184Kgm$$

Bentang 6 m :

$$FEM = \frac{1}{12}(1,2wd + 1,6wl).l^2 = \frac{1}{12}(900 + 480) \times 6^2 = 4140Kg - m$$

Untuk hasil momen distribusi dari beban mati + beban hidup berfaktor ini dapat dilihat pada Lampiran B

Menghitung momen tengah -tengah bentang rencana diambil dari salah satu dari dua kondisi pembebanan diatas yang menentukan:

Bentang 12 m ( load kondisi 3 ):

$$V \text{ luar} = 8965,15 \text{ Kg}$$

$$V \text{ tengah} = 9178,85 \text{ Kg}$$

Titik dimana momen maksimum dan gaya lintang = nol :

$$X = 5,92 \text{ m dari tumpuan A}$$

Momen positif bentang ujung :

$$\begin{aligned} &= 8965,15 \times 5,92 - 1512 \times 0,5 \times 5,92^2 \\ &= 26578,61 \text{ Kg m} \end{aligned}$$

$$\text{Momen ujung} = -15748,10 \text{ Kg m}$$

=====

$$\text{Momen maks} = 10830,51 \text{ Kg m}$$

Bentang 6 m ( load kondisi 3 ):

$$V = 4217,99 \text{ Kg}$$

Momen maksimum terletak pada jarak = 3,04 m dari B.

$$\begin{aligned} \text{Momen} &= 4217,99 \times 3,04 - 1380 \times 0,5 \times 3,04^2 \\ &= 6445,98 \text{ Kg m} \end{aligned}$$

$$\text{Momen ujung} = -4701,53 \text{ Kg m}$$


---

$$\text{Momen maks} = 1744,45 \text{ Kg m}$$

- Bentang 12 m ( load kondisi 4 ):

$$V \text{ luar} = 9000,48 \text{ Kg}$$

$$V \text{ tengah} = 9143,71 \text{ Kg}$$

Titik dimana momen maksimum dan gaya lintang = nol :

$$X = 5,94 \text{ m dari tumpuan A}$$

Momen positif bentang ujung :

$$\begin{aligned} &= 9000,48 \times 5,94 - 1512 \times 0,5 \times 5,94^2 \\ &= 26788,45 \text{ Kg m} \end{aligned}$$

$$\text{Momen ujung} = -15873,70 \text{ Kg m}$$


---

$$\text{Momen maks} = 10914,75 \text{ Kg m}$$

Bentang 6 m : ( load kondisi 4 )

$$V = 4190 \text{ Kg}$$

Maks terletak pada X = 3 m

$$\begin{aligned} \text{Momen} &= 4190 \times 3 - 1380 \times 0,5 \times 3^2 \\ &= 6360,00 \text{ Kg m} \end{aligned}$$

$$\text{Momen ujung} = 3146,88 \text{ Kg m}$$

=====

$$\text{Momen maks} = 3213,12 \text{ Kg m}$$

#### -Perhitungan kekuatan lentur

Pasal 18.9 Peraturan ACI mensyaratkan sejimlah baja lunak minimum pada daerah kolom tengah tanpa memperhatikan kondisi beban layan atau kekuatan kecuali bila diperlukan baja yang melebihi persyaratan minimum untuk kapasitas lentur batas. Jumlah tulangan minimum ini adalah untuk ikut menjamin integritas daerah pons sedemikian rupa sehingga kapasitas geser penuh dapat dikembangkan dan jumlah ini ditentukan oleh :

$$As = 0,00075 \times h \times 1$$

$$= 0,00075 \times 30 \times 1200 = 27 \text{ cm}^2$$

$$= 2700 \text{ mm}^2$$

Maka untuk rata-rata jalur selebar 1 m adalah :

$$As = \frac{As}{6} = \frac{2700}{6} = 450 \text{ mm}^2/m$$

#### -Tegangan tendon pada keadaan ultimate:

$$fps = f_{se} + \frac{f_c'}{100 \cdot \rho_p} + 69 \text{ Mpa}$$

Dari perhitungan diatas diketahui bahwa jumlah tendon adalah 36 dengan diameter 12,5 mm .

Luas masing-masing tendon adalah 197 mm<sup>2</sup>

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d} = \frac{22 \times 296}{6000 \times 270} = 0,0045$$

$$f_{se} = 0,85 \times \frac{552000}{296} - 0,2 \times \frac{552000}{296} = 1214,21 \text{ Mpa}$$

$$fps = f_{se} + \frac{f_c'}{100 \cdot \rho_p} + 69 = 1214,21 + \frac{40}{100 \times 0,0045} + 69 = 1372,1 \text{ Mpa}$$

$$F_{su} = \frac{1372,1 \times 296 \times 22}{1000 \times 6} = 1666,9 \text{ KN/m}$$

$$F_{ua} = \frac{f_y}{1000} \times 4s = \frac{400}{1000} \times 450 = 180 \text{ KN}$$

$$F = \text{gaya total} = 1666,9 + 180 = 1846,9 \text{ KN}$$

Tinggi blok tekan adalah

$$a = \frac{F}{0,85 \cdot b \cdot f'_c} = \frac{1846,9 \times 1000}{0,85 \times 1000 \times 40} = 54,2 \text{ mm}$$

Kapasitas momen pada sumbu kolom =

$$Mu = 0,9 \times F \times \left( d - \frac{a}{2} \right) = 0,9 \times 1846,9 \times \left( 0,27 - \frac{0,0542}{2} \right) = 403,75 \text{ KNm/m}$$

Bandingkan dengan momen kapasitas yang disyaratkan

Dari hasil diatas diketahui bahwa  $M_u > M_{\text{perlu}} = 170,3 \text{ KNm}$

#### - Kapasitas geser batas

##### Geser pada kolom luar :

Geser vertikal pada kolom luar yang dihitung di atas adalah 9000,48.

Geser total pada kolom luar adalah  $9000,48 \times 6 = 54002,88 \text{ Kg}$

#### - Transfer Momen

Pada kolom luar sebagian dari momen bentang total ditransfer kekolom oleh eksentrisitas penampang kritis relatif terhadap sumbu kolom.

Penampang geser kritis diambil sejauh  $d/2$  dari muka kolom seperti pada gambar diatas.

$$d = 0,8 \times h = 0,8 \times 300 = 240 \text{ mm}$$

$$c_1 = 800 \text{ mm}$$

$$c_2 = 800 \text{ mm}$$

$$c_m = 800 + 240 = 1040 \text{ mm}$$

$$c_t = 800 + 240/2 = 920 \text{ mm}$$

$$A_c = 240 \times (1040 + 2 \times 920) = 691200 \text{ mm}^2$$

$$c_{AB} = 920 \times 240 / (691200) = 293,89 \text{ mm}$$

$$c_{CD} = 920 - 293,89 = 626,11 \text{ mm}$$

$$g = 626,11 - 800/2 = 226,11 \text{ mm}$$

$$\alpha = \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \left( \frac{cm}{ct} \right)^{0,5}} = \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \left( \frac{1040}{920} \right)^{0,5}} = 0,414$$

$$J_c = \frac{d \cdot ct^3}{6} + \frac{ct \cdot d^3}{6} + cm \cdot d \cdot c_{AB}^2 + 2 \cdot ct \cdot d \left( \frac{ct}{2} - c_{AB} \right)^2$$

$$= \frac{240 \cdot 920^3}{6} + \frac{920 \cdot 240^3}{6} + 1040 \cdot 240 \cdot 293,89^2$$

$$+ 2 \cdot 920 \cdot 240 \left( \frac{920}{2} - 293,89 \right)$$

$$= 5,489 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

Momen bentang total pada sumbu kolom :

$$Mu = 6 \times 15873,7 = 95242,2 \text{ Kg m}$$

Momen yang ditransfer oleh eksentrisitas reaksi geser :

$$Vu.g = 540,02 \times 0,226 = 122,04 \text{ KNm}$$

Momen netto yang harus ditransfer :

$$Mt = 95242,2 - 122,04 = 95120,16 \text{ KNm}$$

Jumlah yang harus ditransfer oleh geser :

$$\alpha Mt = 0,414 \times 951,20 = 393,79 \text{ KNm}$$

$$vcu = \frac{540,02 \times 1000}{692100 \times 0,85} + \frac{393,79 \times 10^6 \times 293,89}{5,49 \times 10^{10} \times 0,85}$$

$$= 1,08 + 2,48 = 3,55 \text{ Mpa}$$

Tegangan geser ijin menurut Persamaan 11-13 Peraturan ACI adalah :

$$vci = 0,29 \sqrt{fc'} + 0,3 \frac{F}{Ac} + \frac{V_p}{Ac}$$

$$= 0,29 \sqrt{40} + 0,3 \times 4,921 = 3,31 \text{ Mpa}$$

Karena  $\phi vci < vc$ , maka diperlukan tulangan geser stirup

Adapun menurut buku Antoine A Namaan, bila tegangan yang terjadi sampai batas  $6\sqrt{fc'}$  atau 424 Psi atau 2,9 Mpa maka digunakan stirup jenis bent bar.

Daerah kritis pada eksterior adalah  $800 + 270/2 = 935$  mm dari tepi kolom.

Diambil D10 maka  $As = 3 \times 0,25 \times \pi \times 10^2 = 235,63 \text{ mm}^2$

$$S = \frac{As.f_y}{\left(\frac{v_u - v_c}{\phi}\right)bo} = \frac{235,62 \cdot 400}{\left(\frac{3,55}{0,85} - 3,31\right)935} = 116,33 \text{ mm}$$

Diambil  $S = 10 \text{ cm}$

#### - Transfer momen lentur

Meskipun momen lentur yang akan ditransfer kecil, namun perlu diperhitungkan. Diasumsikan bahwa jumlah tendon yang disyaratkan untuk lebar bentang 12 m dua diantaranya diangkurkan kedalam sangkar kolom dan digabungkan bersama melintasi bangunan. Disamping penyediaan kapasitas lentur, gaya prategang ini akan bekerja langsung pada penampang kritis untuk geser dan memperbesar kekuatan geser. Seperti diperlihatkan sebelumnya sejumlah minimum baja lunak diperlukan pada semua kolom.

Diketahui :

$$As = 0,00075 \times h \times l = 0,00075 \times 300 \times 12000 = 27 \text{ cm}^2$$

Diambil tulangan 8 diameter 22 mm

$$As \text{ terpasang} = 30,39 \text{ cm}^2$$

Tegangan pada tendon strand :

$$b = 800 + 3 \times 300 = 1700 \text{ mm}$$

$$f_{pe} = \frac{1700 \times 150 \times 40}{100 \times 296 \times 4} + 1214,21 + 69 = 1369,5 \text{ MPa}$$

$$F_p = \frac{1369,5}{1000} \times 296 \times 4 = 1618,75 \text{ KN}$$

$$F_y = \frac{400}{1000} \times 3039 \times \frac{4}{8} = 607,8 \text{ KN}$$

$$Tu = 1618,75 + 607,8 = 2226,55 \text{ KN}$$

$$a = \frac{2226,55 \times 1000}{0,85 \times 40 \times 1700} = 38,50 \text{ mm}$$

Tendon d = 120 mm ( tumpuan )

Tulangan d = 270 mm

$$\begin{aligned}\phi Mu &= 0,9 \times (1618,75 \times (0,15 - \frac{0,0385}{2}) + 607,8 \times (0,27 - \frac{0,0385}{2})) \\ &= 333,12 \text{ KNm}\end{aligned}$$

#### - Geser pada kolom dalam

Diketahui :

$$\text{Geser langsung total} = (9178,85 + 4217,49) \times 6 = 80378,04 \text{ Kg}$$

$$\text{Transfer momen} = (17030,32 - 4701,53) \times 6 = 73972,74 \text{ Kgm}$$

$$d = 270 \text{ mm}$$

$$d+c_1 = 270 + 800 = 1070 \text{ mm}$$

Pada muka puntir :

$$d = 0,8 \times 300 = 240 \text{ mm}$$

$$d+c_2 = 240 + 800 = 1040 \text{ mm}$$

$$A_c = 2 \times (c_1 + c_2 + 2d) d$$

$$= 2 \times (1600 + 2 \times 270) \times 270 = 1155600 \text{ mm}^2$$

Momen inersia polar :

$$\begin{aligned}J &= \frac{d(c_1+d)^3}{6} + \frac{(c_1+d)^3}{6} + \frac{d(c_2+d)(c_1+d)^2}{2} \\ &= \frac{270 \times 1070^3}{6} + \frac{1070^3}{6} + \frac{270 \times (1040) \times (1070)^2}{2} \\ &= 2,16 \times 10^{11} \text{ mm}^4\end{aligned}$$

Bagian dari momen yang akan ditransfer oleh geser puntir :

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{1070}{1040}}} = 0,4035$$

$$c_3 = c_4 = (c_1 + d)/2 = 1070/2 = 535 \text{ mm}$$

$$Mvt = 0,4035 \times 73972,74 = 29848,00 \text{ Kgm} = 298,48 \text{ KNm}$$

$$Mvf = 739,72 - 298,48 = 441,24 \text{ KNm}$$

Tegangan geser :

$$\text{Geser langsung vu} = \frac{803780,4}{0,85 \times 1155600} = 0,82 \text{ Mpa}$$

$$\text{Geser puntir vt} = \frac{407813000 \times 535}{0,85 \times 2,16 \times 10^{11}} = 0,87 \text{ Mpa}$$

$$\text{Geser total} = 1,69 \text{ Mpa}$$

Tegangan geser ijin yang dihitung dengan persamaan 11.13 Peraturan ACI

$$vcw = 0,29 \sqrt{fc'} + 0,3 \cdot \frac{F}{A} + \frac{V_p}{Ac} \\ = 3,31 \text{ Mpa}$$

Maka tidak diperlukan tulangan stirup.

#### 4.1.5. KEHILANGAN PRATEKAN PLAT LANTAI

##### 4.1.5.1 AKIBAT PERPENDEKAN ELASTIS

$$E_s = K_{es} \times (f_{cir} / E_c)$$

dimana  $K_{es} = 0,5$  (postension)

$$n = E_s/E_c = 2,0 \cdot 10^5 / 29725$$

$$= 6,72$$

Penarikan dilakukan satu persatu:

$$\begin{aligned} f_{cir} &= \frac{F_o}{A_c} \\ &= \frac{469000 \times 22}{6000 \times 300} \\ &= 6,43 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$E_s = 0,5 \times 6,72 \times 6,43 = 16,35 \text{ Mpa}$$

##### 4.1.5.2 AKIBAT GESEKAN

$$L = 12 \text{ m}$$

$$\alpha = 8 \cdot y / L = 8 \times 12 / 1200 = 0,08$$

$$\mu = 0,2 / \text{rad}$$

$$K = 0,005 / \text{m}$$

$$\begin{aligned} F_{oa} &= (F_o) e^{(\mu\alpha + k \cdot L)} \\ &= 469 \times e^{(0,2 \cdot 0,08 + 0,005 \cdot 12)} \\ &= 491,07 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{ob} &= (F_o) e^{-(\mu\alpha + k \cdot L)} \\ &= 469 \times e^{-(0,2 \cdot 0,08 + 0,005 \cdot 12)} \\ &= 2447,91 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$F = F_{oa} - F_{ob} = 491,07 - 2447,91 = 43,15 \text{ KN}$$

$$f = F/A = \frac{43,15 \times 1000}{296} = 146,19 \text{ Mpa}$$

#### 4.1.5.3 AKIBAT SLIP ANGKER

$$\delta_{fs} = \delta_a \cdot E_s / L$$

$$\delta_a = 0,8 \text{ mm ( T.Y.Lin ) }$$

$$\delta_{fs} = 0,8 \times 2 \times 100000 / 12000$$

$$= 13,33 \text{ Mpa}$$

#### 4.1.5.4 AKIBAT RANGKAK

$$CR = K_{cr} \times E_s / E_c \times ( f_{cir} - f_{cds} )$$

$$K_{cr} = 1,6 \text{ ( struktur pascatarik ) }$$

$$E_s/E_c = 6,72$$

$$M_{dl} = 5509,1 \times 6 \text{ Kgm} = 330546000 \text{ Nmm}$$

$$f_{cds} = M_{dl} \times e / I$$

$$= 330546000 \times 120 / (1,35 \times 10) = 2,93 \text{ Mpa}$$

$$f_{cir} = 4,86 \text{ Mpa}$$

$$CR = 1,6 \times 6,72 \times ( 4,86 - 2,93 )$$

$$= 20,75 \text{ Mpa}$$

#### 4.1.5.5 AKIBAT SHRINKED

$$SH = 8,2 \cdot 10^{-6} \cdot K_{sh} \times E_s ( 1 - 0,0236 ( V/S ) ( 100 - RH ) )$$

$$\text{diambil RH} = 70 \%$$

$$V = 12 \times 6 \times 0,3 = 21,6 \text{ m}^3$$

$$S = ( 6 \times 2 + 0,3 \times 2 ) \times 12$$

$$= 151,2 \text{ m}^2$$

$$V / S = 21,6 / 151,2 = 0,148 \text{ m} = 14,8 \text{ cm}$$

$K_{sh} = 0,73$  ( tabel 4-4 T.Y Lin )

$$SH = 8,2 \cdot 10^{-6} \times 0,73 \times 2,0 \cdot 10^5 \times 100 \times (1 - 0,0236 \times 14,8) \times 30 \\ = 2337,12 \text{ N/cm}^2 = 0,2337 \text{ Mpa}$$

#### 4.1.5.6 AKIBAT RELAKSASI

$$RE = (Kre - J \times (SH + CR + ES))$$

$$Kre = 138$$

$$J = 0,15$$

$$RE = (138 - 0,15 \times (0,2337 + 20,75 + 16,35)) \\ = 132,39 \text{ Mpa}$$

#### 4.1.5.7 TOTAL KEHILANGAN

$$TL = 20,75 + 21,61 + 146,19 + 13,33 + 0,2337 + 132,39 = 334,51 \text{ Mpa}$$

$$\text{Total kehilangan} = \left( \frac{334,51 \times 197}{368000} \right) \times 100 \% = 17,9 \%$$

#### 4.1.6 PERHITUNGAN KEKUATAN DAN STABILITAS

##### 4.1.6.1 PERHITUNGAN LENDUTAN

Lendutan ijin :

$$\delta = L / 480 = 1200 / 480 = 2,5 \text{ cm}$$

Lendutan yang terjadi

a. Saat beban awal

akibat gaya pratekan

$$\delta_1 = \frac{5 \times F_{ox} Y_x L^2}{48 \times E_{ci} \times I}$$

dimana :  $E_{ci} = 4700 \sqrt{40}$

$$= 29725,4 \text{ Mpa}$$

$$\delta_1 = \frac{22 \times 5 \times 469000 \times 120 \times 120^2}{48 \times 29725,4 \times 1,35 \times 10} = 51,9 \text{ mm}$$

$$= 5,19 \text{ cm ( ke atas )}$$

akibat berat sendiri :

$$\begin{aligned}\delta_2 &= \frac{5xqxL^4}{384xEciI} \\ &= \frac{5x860x10^{-5}x6000x12000^4}{384x29725,4x1,35E10} = 34,72 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$= 3,4 \text{ cm ( ke bawah )}$$

Maka lendutan yang terjadi pada awal pembebahan :

$$\delta = \delta_1 - \delta_2 = 5,19 - 3,40 = 1,79 \text{ cm ( ke atas )} \ll 2,5 \text{ cm} \rightarrow \text{ok}$$

### b. Saat beban kerja

Akibat gaya pratekan

$$\delta_1 = \frac{5xFexYxL^2}{48xEciI}$$

$$\text{dimana : } Eci = 29725,4 \text{ Mpa}$$

$$\delta_1 = \frac{22x5x(469000-0,2x552000)x120x12000^2}{48x29725,4x1,35E10} = 39,73 \text{ mm}$$

$$= 3,97 \text{ cm ( ke atas )}$$

akibat berat sendiri dan beban hidup:

$$\delta_2 = \frac{5x(qd+ql)xL^4}{384xEciI}$$

$$q = 860 + 300 = 1160 \text{ kg/m}^2$$

$$\delta_2 = \frac{5x1160x10^{-5}x6000x12000^4}{384x29725,4x1,35E10} = 46,82 \text{ mm}$$

$$= 4,68 \text{ cm ( ke bawah )}$$

Maka lendutan yang terjadi pada saat beban kerja seluruhnya adalah :

$$\delta = \delta_2 - \delta_1 = 4,68 - 3,97 = -0,71 \text{ cm ( ke bawah )} \ll 2,5 \text{ cm} \rightarrow \text{Ok}$$

#### 4.1.7 PERHITUNGAN MOMEN RETAK

##### 4.1.7.1 TEGANGAN IJIN RETAK

$$fr = 0,7 \sqrt{fc'} = 0,7 \times \sqrt{40} = 4,43 \text{ Mpa}$$

Momen retak yang terjadi :

$$M_{dec} = (F \cdot i^2 / Y_b) + F \cdot e$$

$$= \left( \frac{5(469000 - 0,2 \times 552000) \times 2,25E9}{300000 \times 150} \right) + (469000 - 0,2 \times 552000) \times 120$$

$$= 124488000 \text{ Nmm} = 124,488 \text{ KNm/m}$$

Momen akibat fr :

$$M_r = fr I / Y_t$$

$$= 4,43 \times 2,25 E9 / 150$$

$$= 66450000 \text{ Nmm} = 66,45 \text{ KNm}$$

Momen retak :

$$M_{cr} = M_{dec} + M_r$$

$$= 124,488 + 66,45 = 190,94 \text{ KNm}$$

#### 4.1.8 KONTROL $M_{cr}$ TERHADAP $M_u$

$$\phi M_u = 333,12 \text{ KNm} > 1,2 M_{cr}$$

Maka balok di atas memenuhi persyaratan retak

## 4.2 PERENCANAAN PLAT ATAP

### 4.2.1 DATA MATERIAL

#### Mutu Beton:

Kuat tekan beton umur 28 hari ( fc.28 ) = 40 Mpa

Modulus elastisitas ( Ec ) =  $29 \times 10^3$  Mpa

#### Mutu Baja Pratekan :

Data dibawah ini diambil dari VSL Multi-strand system 3rd Edition.

Multistrands Θ 12,5 mm ( 0,6 " )

Luas baja pratekan ( Ap ) = 296 mm<sup>2</sup>

Tegangan leleh baja pratekan ( fpy ) = 1570 Mpa

Tegangan ultimate baja pratekan ( fpu ) = 1864 Mpa

Modulus elastisitas baja pratekan ( Ep ) =  $180 \times 10^3$  Mpa

Kehilangan pratekan diambil = 20 %

Gaya prategang saat jacking ( stressing ) = 0,8 fpu

Gaya prategang saat peralihan = 0,7 fpu

Koefisien friksi :  $\mu$  = 0,2

k = 0,005

#### Selimut Beton :

Untuk beton baja pratekan = 30 mm

Untuk beton bertulang ( reinforcing ) = 20 mm ( PB'89 )

#### 4.2.2 PRELIMINARY DESAIN

Untuk perhitungan preliminary desain ini penulis mengacu pada perhitungan Post-Tensioned Slabs oleh VSL - Losinger.

Type struktur adalah sebagai gedung perpustakaan. Bentuk geometri bangunan dapat dilihat pada gambar lampiran D dilbelakang.

Untuk preliminary desain ini beban yang diperhitungkan adalah :

$$\text{- Beban hidup total ( p )} = 100 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{- Air hujan dan lainnya ( gs )} = 50 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{- Instalasi pipa-pipa} = 50 \text{ Kg/m}^2$$

=====

$$q (\text{ berat total}) = 200 \text{ Kg/m}^2$$

##### a. Penaksiran ketebalan plat

Berdasarkan VSL - Losinger ayat 7 direkomendasikan bahwa ratio bentang dengan tebal slab adalah tidak lebih besar dari 40. Maka dalam kasus ini diasumsikan :

$$l / h = 40$$

$$\text{Didapat} \Rightarrow h = 1200 / 40 = 30 \text{ cm}$$

##### b. Beban mati plat

$$\text{Beban mati plat ( g )} = 0,3 \text{ m} \times 2400 \text{ Kg/m}^3 = 720 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Beban q total} = 200 \text{ Kg/m}^2$$

=====

$$\text{Beban q + g} = 920 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Perbandingan : } \frac{(q+g)}{g} = \frac{920}{720} = 1,3$$

Dari tabel A.2. pada lampiran C didapat  $l / h = 40 - 40$

Maka  $h$  ( tebal plat ) yang sesungguhnya adalah :

$$h = 30 \text{ cm}$$

Diambil  $h = 30 \text{ cm}$

#### 4.2.3 DATA PEMBEBANAN

Pembebanan pada plat dilakukan berdasarkan Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung 1983 ( PPI '83 ).

Adapun beban-beban yang bekerja pada bentang 12 m adalah sebagai berikut :

##### Plat lantai atap

###### a. Beban mati

$$\begin{array}{lcl} - \text{Berat sendiri plat} & = 0,3 \times 2400 & = 720 \text{ Kg/m}^2 \\ - \text{Instalasi pipa} & = & 50 \text{ Kg/m}^2 \end{array}$$


---

$$\text{Total beban mati lantai ( DL )} = 770 \text{ Kg/m}^2$$

###### b. Beban hidup

$$\begin{array}{lcl} - \text{Beban hidup lantai ( PPI '83 )} & = & 100 \text{ Kg/m}^2 \\ - \text{Air hujan dan lainnya} & = & 50 \text{ Kg/m}^2 \end{array}$$


---

$$\text{Total beban hidup lantai ( LL )} = 150 \text{ Kg/m}^2$$

$$qu = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL}$$

$$= 1,2 \times 770 + 1,6 \times 150 = 1164 \text{ Kg/m}^2$$

Beban ultimate lantai ( qu ) adalah 1164 Kg/m<sup>2</sup>

Adapun beban-beban yang bekerja pada bentang 6 m adalah sebagai berikut :

**a. Beban mati**

- Berat sendiri plat	= 0,15 x 2400	= 360 Kg/m <sup>2</sup>
- Instalasi pipa	=	50 Kg/m <sup>2</sup>

---

$$\text{Total beban mati lantai ( DL )} = 410 \text{ Kg/m}^2$$

**b. Beban hidup**

- Beban hidup lantai ( PPT 83 )	=	100 Kg/m <sup>2</sup>
- Air hujan dan lainnya	=	50 Kg/m <sup>2</sup>

---

$$\text{Total beban hidup lantai ( LL )} = 150 \text{ Kg/m}^2$$

$$qu = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL}$$

$$= 1,2 \times 410 + 1,6 \times 150 = 732 \text{ Kg/m}^2$$

Beban ultimate lantai ( qu ) adalah 732 Kg/m<sup>2</sup>

#### 4.2.4 PERHITUNGAN DAN PENULANGAN FLAT SLAB POSTTENSION

##### 4.2.4.1 Analisa momen dan geser

Metoda Momen Distribusi digunakan untuk menentukan momen dan geser

pada perencanaan flat slab ini.

Mencari angka kekakuan :

**- Untuk Slab**

$$K_{s1} = \frac{4,13.E_c.I_s}{l_1} = \frac{4,13 \times 29,75 \times 10^3 \times 1,35.E10}{12000} = 1,38.E11.Nmm$$

$$K_{s2} = \frac{4,13 \times 29,75 \times 10^3 \times 1,68.E9}{6000} = 3,45.E10.Nmm$$

$$\text{di mana : } I_s = l_2 \cdot h^3 / 12 = \frac{6000 \times 300^3}{12} = 1,35.E10.mm^4$$

$$E_s = 29,75 \times 10^3 Mpa$$

$$l_1 = 12000.mm$$

Carry over factor = 0,5

-Untuk Interior kolom :

$$K_c = \frac{4,74.EcI_c}{l_c} = \frac{4,74 \times 29,75 \times 10^3 \times 3,4.E10}{4000} = 1,19.E12 Nmm$$

$$\text{dimana : } I_c = c^4 / 12 = \frac{800^4}{12} = 3,4.E10.mm^4$$

$$E_c = 29,75 \times 10^3 Mpa$$

$$l_c = 4000.mm$$

Konstanta torsional diberikan :

$$C = \left(1 - 0,63 \cdot \frac{x}{y}\right) \frac{x^3 y}{3} = \left(1 - 0,63 \cdot \frac{300}{800}\right) \frac{300^3 \cdot 800}{3} = 5,5.E9.mm^4$$

Angka kekakuan torsional diberikan :

$$K_t = \frac{9E_c C}{l_2 \left(1 - c_2/l_2\right)^3} = \frac{9 \times 29,75 \times 10^3 \times 5,5E9}{6000 \left(1 - \frac{800}{6000}\right)^3} = 3,76.E11 Nmm$$

Angka kekakuan equivalen kolom diberikan :

$$K_{ec} = \frac{\sum K_c x \sum K_t}{(\sum K_c + \sum K_t)} = \frac{1,19.E12 \times 2 \times 3,76.E11}{(1,19.E12 + 2 \times 3,76.E11)} = 2,28.E11 Nmm$$

dimana  $K_{ec}$  = angka kekakuan equivalen antara kolom atas dan bawah

- Menentukan faktor join distribusi (DF)

Pada kolom dalam kiri:

$$DF = \frac{1,38.E11}{(1,38.E11 + 3,45.E10 + 2,28.E11)} = 0,34$$

Pada kolom dalam kanan :

$$DF = \frac{3,45.E10}{(1,38.E11 + 3,45.E10 + 2,28.E11)} = 0,086$$

Pada kolom luar :

$$DF = \frac{1,38.E11}{(1,38.E11+2,28.E11)} = 0,377$$

#### 4.2.4.2 Load Balancing

- Menentukan jumlah tendon dan gaya prestress yang diperlukan

Dari data di atas diketahui :

Multistrands Θ 12,5 mm ( 0,6 " )

Luas baja pratekan ( Ap ) = 296 mm<sup>2</sup>

Tegangan leleh baja pratekan ( fpy ) = 1570 Mpa

Tegangan ultimate baja pratekan ( fpu ) = 1864 Mpa

Modulus elastisitas baja pratekan ( Ep ) = 180 x 10 Mpa

Kehilangan pratekan diambil = 20 %

Gaya prategang saat jacking ( stressing ) = 0,8 fpu

Gaya prategang saat peralihan = 0,7 fpu

Koefisien friksi :  $\mu$  = 0,2

$k$  = 0,005

Selimut Beton :

Untuk beton baja pratekan = 30 mm

Untuk beton bertulang ( reinforcing ) = 20 mm ( PB'89 )

Untuk menentukan jumlah tendon ini, langkah awal perencanaan didasarkan atas adanya beban mati dan kemudian untuk kontrol dimasukan adanya beban hidup yang bekerja.

Dengan data diatas yaitu diameter tendon 12,5 mm, tendon multistrand 552 KN, dan kehilangan jangka panjang 20 % ( 110,4 KN ), maka gaya efektif per tendon adalah  $296 \times (0,85 \times 552/296 - 110,4/296) = 358,8 \text{ KN}$

- Mencari Gaya prategang akibat beban mati ( wd )

$$F = \frac{wd.L^2}{8f} = \frac{6 \times 770 \times 12^2}{8 \cdot (0,15 - 0,03)} = 665280 \text{ Kg}$$

Untuk bentang 12 m, maka dibutuhkan tendon sebanyak :

$$N = \frac{6652,80}{358,8} = 18,5 \text{ tendon}$$

$$= 19 \text{ tendon}$$

Dari hasil jumlah tendon yang didapat di atas, akan didistribusi pada daerah jalur kolom sebesar 60 % dan sebesar 40 % ditempatkan pada jalur tengah yaitu

- Pada jalur kolom = 60 % x 19 = 11 tendon

Jarak antara tendon adalah 30 cm

- Pada jalur tengah = 40 % x 19 = 8 tendon

Jarak antara tendon adalah 42,8 cm

- Mencari distribusi momen pada beban netto ( Beban hidup - unbalance )

Karena penampang non prismatic yang berpengaruh kecil terhadap momen jepit ujung ( FEM ) dan faktor induksi, maka momen jepit ujung akan dihitung sebesar dan faktor induksi diambil sebesar 0,5. Momen jepit ujung ( momen primer ) yang terjadi adalah :

$$\begin{aligned} FEM &= \frac{1}{12}wlL^2 \\ &= \frac{1}{12}150 \cdot 12^2 = 1800 \text{ Kg-m} \end{aligned}$$

Untuk perhitungan momen distribusi dapat dilihat pada lampiran B.

- Perhitungan beban dan momen primer

Beban disini terdiri dari beban mati dan beban hidup

Untuk beban mati :

$$\text{Beban mati ( wd )} = 860 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Momen primer ( L }= 12 \text{ m }) =$$

$$\frac{1}{12} wdl_1^2 = \frac{1}{12} 770.12^2 = 9$$

$$\text{Momen primer ( L }= 6 \text{ m }) = \frac{1}{12} 410.6^2 = 1230 \text{ Kg-m}$$

Untuk beban hidup :

$$\text{Beban hidup ( wl )} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Momen primer ( L }= 12 \text{ m }) =$$

$$\frac{1}{12} wl.l_1^2 = \frac{1}{12} 150.12^2 = 1$$

$$\text{Momen primer ( L }= 6 \text{ m }) = \frac{1}{12} 150.6^2 = 450 \text{ Kg-m}$$

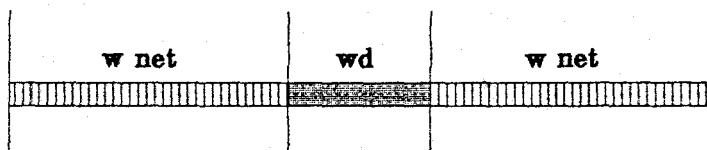
Untuk menyelesaikan perhitungan ini, maka penulis membagi pembebanan menjadi empat pola pembebanan untuk beban hidup dan untuk beban mati .Untuk desain cukup satu pola pembebanan yang dianggap menentukan.

Dari penjumlahan hasil pembebanan di atas penulis memilih hasil pembebanan yang paling memungkinkan untuk desain .

Untuk pola pembebanan dengan beban w netto penulis hanya memberikan contoh gambar pola pembebanan yang memungkinkan untuk desain sebagai contoh berikut :

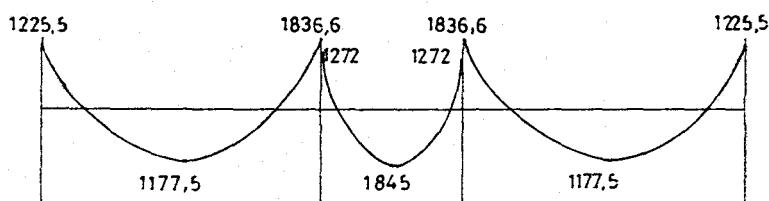
**load kondisi 4**

**akibat w net**



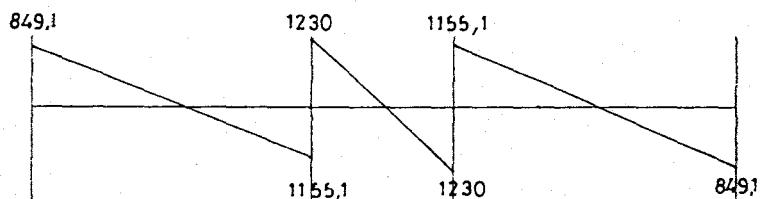
**gambar bidang momen**

**akibat w net**



**gambar bidang lintang**

**akibat w net**



### - Kontrol tegangan

Tegangan akibat load balancing ( diambil / m lari ):

$$\sigma_{gc}(jalur - kolom) = \frac{4 \times (469000 - 0,2 \cdot 552000)}{1 \times 0,3} = 47,88 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{gm}(jalur - middle) = \frac{2 \times (469000 - 0,2 \cdot 552000)}{1 \times 0,3} = 23,9 \text{ Kg/cm}^2$$

Dalam buku *Antoine Naaman* disebutkan bahwa 75 % momen didistribusi pada jalur kolom dan sisanya yaitu 25 % pada jalur tengah.

Mencari momen tahan  $Z_t$  dan  $Z_b$  :

$$Z_t = Z_b = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{100 \times 30^2}{6} = 15000 \text{ cm}^3$$

Maka tegangan yang terjadi pada jalur kolom :

**Interior :**

- Pada bentang tengah jalur kolom :

$$\sigma_t(\text{serat atas}) = \sigma_{gc} + \frac{0,75x}{Z_t} = 47,8 + \frac{0,75 \times 112275}{15000} = 53,4 \text{ Kg/cm}^2 \\ = 53,4 \text{ Kg/cm}^2 = 774,69 \text{ Psi} < 0,3 f_c' = 1740 \text{ Psi}$$

$$\sigma_b(\text{serat bawah}) = \sigma_{gc} - \frac{0,75x}{Z_b} = 47,8 - \frac{0,75 \times 112275}{15000} = 42,18 \text{ Kg/cm}^2 \\ = 42,18 \text{ Kg/cm}^2 = 611,87 \text{ psi} > -2\sqrt{f_c'} = -152,33 \text{ Psi}$$

- Pada tumpuan jalur kolom :

$$\sigma_t(\text{serat atas}) = \sigma_{gc} - \frac{0,75x}{Z_t} = 47,8 - \frac{0,75 \times 201667}{15000} = 37,2 \text{ Kg/cm}^2 \\ = 37,2 \text{ Kg/cm}^2 = 539,5 \text{ Psi} > -6\sqrt{f_c'} = -457 \text{ Psi}$$

$$\sigma_b(\text{serat bawah}) = \sigma_{gc} + \frac{0,75x}{Z_b} = 47,8 + 10,67 = 58,47 \text{ Kg/cm}^2 \\ = 58,47 \text{ Kg/cm}^2 = 848,03 \text{ Psi} < 0,3 f_c' = 1740 \text{ Psi}$$

Karena tegangan yang terjadi masih memenuhi batas persyaratan maka:

$$As \min = 0,00075 \times h \times 1 = 0,00075 \times 30 \times 12 = 2700 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan diameter  $\Theta 22$  mm sebanyak 8 buah.

Tulangan ini diberikan sampai jarak 1,5 h dari tepi kolom, maka jarak masing-masing tulangan adalah :

$$1,5 h = 1,5 \times 30 = 45 \text{ cm}$$

$$S = (80 + 2 \times 45) / 7 = 24,3 \text{ cm atau } 24 \text{ cm}$$

Pada jalur tengah berlaku :

$$\text{bila } < -2\sqrt{fc'} \text{ pakai } As = \frac{Nc}{0,5xfy} \quad (\text{ACI Code})$$

**Eksterior :**

- Pada muka kolom :

$$\sigma_t(\text{seratatas}) = \sigma_{gc} - \frac{0,75xM}{Zt} = 47,8 - \frac{0,75 \times 122552}{15000} = 41,73 \text{ Kg/cm}^2 \\ = 41,73 \text{ Kg/cm}^2 = 604,7 \text{ Psi} > -6\sqrt{fc'} = 457 \text{ Psi}$$

$$\sigma_b(\text{seratbawah}) = \sigma_{gc} + \frac{0,75xM}{Zb} = 47,8 + 6,1 = 53,93 \text{ Kg/cm}^2 \\ = 53,93 \text{ Kg/cm}^2 = 782,15 \text{ Psi} < 0,3fc' = 1740 \text{ Psi}$$

Karena tegangan yang terjadi masih memenuhi batas persyaratan maka:

$$As \min = 0,00075 \times h \times 1 = 0,00075 \times 30 \times 12 = 2700 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan diameter  $\Theta 22$  mm sebanyak 8 buah.

Tulangan ini diberikan sampai jarak 1,5 h dari tepi kolom, maka jarak masing-masing tulangan adalah :

$$1,5 h = 1,5 \times 30 = 45 \text{ cm}$$

$$S = (80 + 2 \times 45) / 7 = 24,33 \text{ cm atau } 24 \text{ cm}$$

- Perhitungan Momen Rencana

Momen rencana untuk komponen pascatarik ditetapkan dengan mengkombinasikan momen portal akibat beban mati dan beban hidup berfaktor .

Dalam hal ini walaupun kontruksi adalah statis tak tentu namun dalam perhitungan prategang mengacu pada prategang sederhana ( karena hanya satu bentang yang diprategang ), maka momen sampingan akibat gaya prategang ( momen sekunder ) tidak diperhitungkan.

-Momen beban berfaktor :

Bentang 12 m

$$FEM = \frac{1}{12}(1,2wd + 1,6wl).l^2 = \frac{1}{12}(1,2 \times 770 + 1,6 \times 150) \times 12^2 = 13968Kgm$$

Bentang 6 m :

$$FEM = \frac{1}{12}(1,2wd + 1,6wl).l^2 = \frac{1}{12}(492 + 240) \times 6^2 = 2196Kg - m$$

Untuk hasil momen distribusi dari beban mati + beban hidup berfaktor ini dapat dilihat pada Lampiran B

Menghitung momen tengah -tengah bentang rencana diambil dari salah satu dari dua kondisi pembebanan diatas yang menentukan:

Bentang 12 m ( load kondisi 3 ):

$$V \text{ luar} = 6857,44 \text{ Kg}$$

$$V \text{ tengah} = 7110,56 \text{ Kg}$$

Titik dimana momen maksimum dan gaya lintang = nol :

$$X = 5,92 \text{ m dari tumpuan A}$$

Momen positif bentang ujung :

$$\begin{aligned} &= 6857,44 \times 5,92 - 1164 \times 0,5 \times 5,92^2 \\ &= 20199,04 \text{ Kg m} \end{aligned}$$

$$\text{Momen ujung} = -10334,80 \text{ Kg m}$$


---

$$\text{Momen maks} = 9864,24 \text{ Kg m}$$

Bentang 6 m ( load kondisi 3 ):

$$V = 2268,79 \text{ Kg}$$

Momen maksimum terletak pada jarak = 3,04 m dari B.

$$\text{Momen} = 2268,79 \times 3,04 - 732 \times 0,5 \times 3,04^2$$

$$= 3514,69 \text{ Kg m}$$

Momen ujung = -3004,48 Kg m

---

Momen maks = 510,22 Kg m

- Bentang 12 m ( load kondisi 4 ):

V luar = 6889,70 Kg

V tengah = 7078,30 Kg

Titik dimana momen maksimum dan gaya lintang = nol :

X = 5,94 m dari tumpuan A

Momen positif bentang ujung :

$$\begin{aligned} &= 6889,70 \times 5,94 - 1164 \times 0,5 \times 5,94^2 \\ &= 20390,00 \text{ Kg m} \end{aligned}$$

Momen ujung = - 10433,90 Kg m

---

Momen maks = 9956,12 Kg m

Bentang 6 m :

V = 2196,00 Kg

Maks terletak pada X = 3 m

$$\begin{aligned} \text{Momen} &= 2196,00 \times 3 - 732 \times 0,5 \times 3^2 \\ &= 3294,00 \text{ Kg m} \end{aligned}$$

Momen ujung = 2179,13 Kg m

---

Momen maks = 1114,87 Kg m

-Perhitungan kekuatan lentur

Pasal 18.9 Peraturan ACI mensyaratkan sejumlah baja lunak minimum pada daerah kolom tengah tanpa memperhatikan kondisi beban layan atau kekuatan kecuali bila diperlukan baja yang melebihi persyaratan minimum untuk kapasitas lentur batas. Jumlah tulangan minimum ini adalah untuk ikut menjamin integritas daerah pons sedemikian rupa sehingga kapasitas geser penuh dapat dikembangkan dan jumlah ini ditentukan oleh :

$$\begin{aligned} As &= 0,00075 \times h \times 1 \\ &= 0,00075 \times 30 \times 1200 = 27 \text{ cm}^2 \\ &= 2700 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Maka untuk rata-rata jalur selebar 1 m adalah :

$$As = \frac{As}{6} = \frac{2700}{6} = 450 \text{ mm}^2/m$$

-Tegangan tendon pada keadaan ultimate:

$$fps = f_{se} + \frac{fc'}{100 \cdot \rho_p} + 69 \quad \text{Mpa}$$

Dari perhitungan diatas diketahui bahwa jumlah tendon adalah 37 dengan diameter 12,5 mm .

Luas masing-masing tendon adalah 296 mm<sup>2</sup>

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d} = \frac{19 \times 296}{6000 \times 270} = 0,0034$$

$$f_{se} = 0,85 \times \frac{552000}{296} - 0,2 \times \frac{552000}{296} = 1214,21 \text{ Mpa}$$

$$fps = f_{se} + \frac{fc'}{100 \cdot \rho_p} + 69 = 1214,21 + \frac{40}{100 \times 0,0034} + 69 = 1400,85 \text{ Mpa}$$

$$F_{su} = \frac{1400,85 \times 296 \times 19}{1000 \times 6} = 1287,84 \text{ KN/m}$$

$$F_{ua} = \frac{f_y}{1000} \times As = \frac{400}{1000} \times 450 = 180 \text{ KN}$$

$$F = \text{gaya total} = 1287,84 + 180 = 1467,84 \text{ KN}$$

Tinggi blok tekan adalah

$$a = \frac{F}{0,85 \cdot b \cdot f_c} = \frac{1467,84 \times 1000}{0,85 \times 1000 \times 40} = 43,17 \text{ mm}$$

Kapasitas momen pada sumbu kolom =

$$\phi M_u = 0,9 \times F \times \left( d - \frac{a}{2} \right) = 0,9 \times 1287,84 \times \left( 0,27 - \frac{0,04317}{2} \right) = 287,93 \text{ KNm}$$

Bandingkan dengan momen kapasitas yang disyaratkan

Dari hasil diatas diketahui bahwa  $M_u > M_{\text{perlu}} = 118,53 \text{ KNm}$

#### - Kapasitas geser batas

Geser pada kolom luar :

Geser vertikal pada kolom luar yang dihitung di atas adalah 6889,70.

Geser total pada kolom luar adalah  $6889,70 \times 6 = 41338,20 \text{ Kg}$

#### - Transfer Momen

Pada kolom luar sebagian dari momen bentang total ditransfer kekolom oleh eksentrisitas penampang kritis relatif terhadap sumbu kolom.

Penampang geser kritis diambil sejauh  $d / 2$  dari muka kolom seperti pada gambar diatas.

$$d = 0,8 \times h = 0,8 \times 300 = 240 \text{ mm}$$

$$c_1 = 800 \text{ mm}$$

$$c_2 = 800 \text{ mm}$$

$$c_m = 800 + 240 = 1040 \text{ mm}$$

$$c_t = 800 + 240/2 = 920 \text{ mm}$$

$$A_c = 240 \times (1040 + 2 \times 920) = 691200 \text{ mm}^2$$

$$c_{AB} = 920 \times 240 / (691200) = 293,89 \text{ mm}$$

$$c_{CD} = 920 - 293,89 = 626,11 \text{ mm}$$

$$g = 626,11 - 800/2 = 226,11 \text{ mm}$$

$$\alpha = \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \left( \frac{cm}{ct} \right)^{0,5}} = \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \left( \frac{1040}{920} \right)^{0,5}} = 0,414$$

$$\begin{aligned} J_c &= \frac{d \cdot ct^3}{6} + \frac{ct \cdot d^3}{6} + cm \cdot d \cdot cAB^2 + 2 \cdot ct \cdot d \cdot \left( \frac{ct}{2} - cAB \right)^2 \\ &= \frac{240 \cdot 920^3}{6} + \frac{920 \cdot 240^3}{6} + 1040 \cdot 240 \cdot 293,89^2 \\ &\quad + 2 \cdot 920 \cdot 240 \cdot \left( \frac{920}{2} - 293,89 \right) \\ &= 5,489 \times 10^{10} \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Momen tumpuan total pada sumbu kolom :

$$Mu = 6 \times 10433,90 = 62603,4 \text{ Kg m}$$

Momen yang ditransfer oleh eksentrisitas reaksi geser :

$$Vu \cdot g = 413,38 \times 0,226 = 93,43 \text{ KNm}$$

Momen netto yang harus ditransfer :

$$Mt = 626,03 - 93,43 = 532,60 \text{ KNm}$$

Jumlah yang harus ditransfer oleh geser :

$$\alpha Mt = 0,414 \times 532,60 = 220,49 \text{ KNm}$$

$$\begin{aligned} vc &= \frac{413,30 \times 1000}{692100 \times 0,85} + \frac{220,49 \times 10^6 \times 293,89}{5,49 \times 10^{10} \times 0,85} \\ &= 0,705 + 1,38 = 2,09 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Tegangan geser ijin menurut Persamaan 11-13 Peraturan ACI adalah :

$$\begin{aligned} vci &= 0,29 \sqrt{fc'} + 0,3 \frac{F_p}{Ac} + \frac{V_p}{Ac} \\ &= 0,29 \sqrt{40} + 0,3 \times 4,921 = 3,31 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Karena  $\phi vci > vc$ , maka tidak diperlukan tulangan geser stirup

#### - Transfer momen lentur

Meskipun momen lentur yang akan ditransfer kecil, namun perlu diperhitungkan. Diasumsikan bahwa jumlah tendon yang disyaratkan untuk lebar bentang 12 m dua diantaranya diangkurkan kedalam sangkar kolom dan

digabungkan bersama melintasi bangunan. Disamping penyediaan kapasitas lentur, gaya prategang ini akan bekerja langsung pada penampang kritis untuk geser dan memperbesar kekuatan geser. Seperti diperlihatkan sebelumnya sejumlah minimum baja lunak diperlukan pada semua kolom.

Diketahui :

$$A_s = 0,00075 \times h \times l = 0,00075 \times 300 \times 12000 = 27 \text{ cm}^2$$

Diambil tulangan 8 diameter 22 mm

$$A_s \text{ terpasang} = 30,39 \text{ cm}^2$$

Tegangan pada tendon strand :

$$b = 800 + 3 \times 300 = 1700 \text{ mm}$$

$$f_{pe} = \frac{1700 \times 150 \times 40}{100 \times 296 \times 3} + 1214,21 + 69 = 1386,55 \text{ MPa}$$

$$F_p = \frac{1386,55}{6 \times 1000} \times 296 \times 3 = 227,62 \text{ KN}$$

$$F_y = \frac{400}{1000} \times 3039 \times 4/8 = 607,8 \text{ KN}$$

$$T_u = 227,62 + 607,8 = 835,42 \text{ KN}$$

$$a = \frac{835,42 \times 1000}{0,85 \times 40 \times 1700} = 14,45 \text{ mm}$$

Tendon  $d = 120 \text{ mm}$  ( tumpuan )

Tulangan  $d = 270 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} \phi M_u &= 0,9 \times (227,62 \times (0,12 - \frac{0,01445}{2})) \times 607,8 \times (0,27 - \frac{0,01445}{2}) \\ &= 165,14 \text{ KNm} \end{aligned}$$

#### - Geser pada kolom dalam

Diketahui :

$$\text{Geser langsung total} = (7110,56 + 2268,79) \times 6 = 56276,12 \text{ Kg}$$

$$\text{Transfer momen} = (11853,49 - 3004,48) \times 6 = 53094,00 \text{ Kgm}$$

$$d = 270 \text{ mm}$$

$$d+c1 = 270 + 800 = 1070 \text{ mm}$$

Pada muka puntir :

$$d = 0,8 \times 300 = 240 \text{ mm}$$

$$d+c2 = 240 + 800 = 1040 \text{ mm}$$

$$Ac = 2 \times (c1 + c2 + 2d) d$$

$$= 2 \times (1600 + 2 \times 270) \times 270 = 1155600 \text{ mm}^2$$

Momen inersia polar :

$$\begin{aligned} J &= \frac{d(c1+d)^3}{6} + \frac{(c1+d)^3}{6} + \frac{d(c2+d)(c1+d)^2}{2} \\ &= \frac{270 \times 1070^3}{6} + \frac{1070^3}{6} + \frac{270 \times (1040) \times (1070)^2}{2} \\ &= 2,16 \times 10^{11} \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Bagian dari momen yang akan ditransfer oleh geser puntir :

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{1070}{1040}}} = 0,4035$$

$$c3 = c4 = (c1 + d)/2 = 1070/2 = 535 \text{ mm}$$

$$Mvt = 0,4035 \times 53094,0 = 21423,43 \text{ Kgm} = 214,23 \text{ KNm}$$

$$Mvf = 530,94 - 214,23 = 316,71 \text{ KNm}$$

Tegangan geser :

$$\text{Geser langsung vu} = \frac{562761,0}{0,85 \times 1155600} = 0,57 \text{ Mpa}$$

$$\text{Geser puntir vt} = \frac{214230000 \times 535}{0,85 \times 2,16 \times 10^{11}} = 0,624 \text{ Mpa}$$

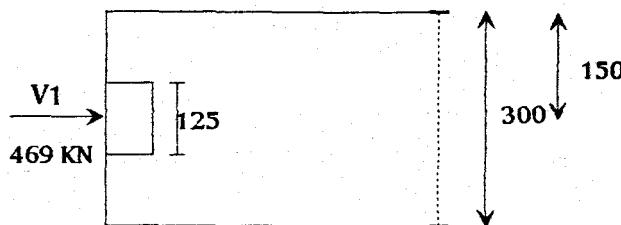
$$\text{Geser total} = 1,3 \text{ Mpa}$$

Tegangan geser ijin yang dihitung dengan persamaan 11.13 Peraturan ACI

$$\begin{aligned} vcw &= 0,29 \sqrt{f'_c} + 0,3 \cdot \frac{F}{A} + \frac{V_p}{Ac} \\ &= 3,31 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Maka tidak diperlukan tulangan stirup.

#### 4.2.5 KONTROL TERHADAP GAYA MEMBELAH



Gambar V1

Diketahui :

Tegangan ijin baja = 1600 Kg/cm<sup>2</sup> = 160 Mpa

Tegangan tarik beton (  $f_{ct}$  ) =  $0,5 \sqrt{f_{c'}} = 3,16 \text{ Mpa}$  ( Naaman tabel 3.3 )

$$\sigma_{y\max} = V / (b \cdot d)$$

$b = 16,6 \text{ cm}$  ( dari jarak tendon pada kolom strip lantai atap )

$$Z = (\sigma_{y\max} - \sigma_t) 2 \cdot d_3 \cdot b / 3$$

V KN	a cm	d cm	$\sigma_0$ Mpa	a/d	$\sigma_{y\max}$ Mpa	x1	x2	d3	Z	A (cm <sup>2</sup> )
469	12,5	15,0	18,87	0,83	1,887	0	0	0	0	0

Dari hasil di atas dapat diambil kesimpulan bahwa untuk anchorage ini tidak diperlukan tulangan membelah.

#### 4.2.6 KEHILANGAN PRATEKAN PLAT ATAP

##### 4.2.6.1 AKIBAT PERPENDEKAN ELASTIS

$$E_s = K_e \times (f_{c'ir} / E_{cl})$$

dimana  $Kes = 0,5$  ( postension )

$$n = Es/Eci = 2,0 \cdot 10E5 / 29725$$

$$= 6,72$$

Penarikan dilakukan satu persatu:

$$\begin{aligned} f_{cir} &= \frac{F_o}{A_c} \\ &= \frac{469000 \times 19}{6000 \times 300} \\ &= 4,86 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$Es = 0,5 \times 6,72 \times 4,86 = 16,35 \text{ Mpa}$$

#### 4.2.6.2 AKIBAT GESEKAN

$$L = 12 \text{ m}$$

$$\alpha = 8 \cdot y / L = 8 \times 12 / 1200 = 0,08$$

$$\mu = 0,2 / \text{rad}$$

$$K = 0,005 / \text{m}$$

$$\begin{aligned} F_{oa} &= (F_o)e^{-(\mu\alpha+k \cdot L)} \\ &= 469 \times e^{-(0,2 \cdot 0,08 + 0,005 \cdot 12)} \\ &= 491,07 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{ob} &= (F_o)e^{-(\mu\alpha+k \cdot L)} \\ &= 469 \times e^{-(0,2 \cdot 0,08 + 0,005 \cdot 12)} \\ &= 447,91 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$F = F_{oa} - F_{ob} = 491,07 - 447,91 = 43,15 \text{ KN}$$

$$f = F/A = \frac{43,15 \times 1000}{296} = 146,19 \text{ Mpa}$$

#### 4.2.6.3 AKIBAT SLIP ANGKER

$$\delta_{fs} = \delta_a \cdot Es / L$$

$$\delta_a = 0,8 \text{ mm ( T.Y.Lin )}$$

$$\delta_{fs} = 0,8 \times 2 \times 100000 / 12000 \\ = 13,33 \text{ Mpa}$$

**4.2.6.4 AKIBAT RANGKAK**

$$CR = Kcr \times Es / Ec \times (fcir - fcds)$$

$$Kcr = 1,6 \text{ ( struktur pascatarik )}$$

$$Es/Ec = 6,72$$

$$Mdl = 5509,1 \times 6 \text{ Kgm} = 330546000 \text{ Nmm}$$

$$fcds = Mdl \times e / I$$

$$= 330546000 \times 120 / (1,35 \times 10) = 2,93 \text{ Mpa}$$

$$fcir = 4,86 \text{ Mpa}$$

$$CR = 1,6 \times 6,72 \times (4,86 - 2,93)$$

$$= 20,75 \text{ Mpa}$$

**4.2.6.5 AKIBAT SHRINKED**

$$SH = 8,2 \cdot 10^{-6} \times Ksh \times Es (1 - 0,0236 (V/S) (100 - RH))$$

$$\text{diambil RH} = 70\%$$

$$V = 12 \times 6 \times 0,3 = 21,6 \text{ m}^3$$

$$S = (6 \times 2 + 0,3 \times 2) \times 12$$

$$= 151,2 \text{ m}^2$$

$$V / S = 21,6 / 151,2 = 0,148 \text{ m} = 14,8 \text{ cm}$$

$$Ksh = 0,73 \text{ ( tabel 4-4 T.Y Lin )}$$

$$SH = 8,2 \cdot 10^{-6} \times 0,73 \times 2,0 \cdot 10^5 \times 100 \times (1 - 0,0236 \times 14,8) \times 30 \\ = 2337,12 \text{ N/cm}^2 = 0,2337 \text{ Mpa}$$

#### 4.2.6.6 AKIBAT RELAKSASI

$$RE = (Kre - J \times (SH + CR + ES))$$

$$Kre = 138$$

$$J = 0,15$$

$$\begin{aligned} RE &= (138 - 0,15 \times (0,2337 + 20,75 + 16,35)) \\ &= 132,39 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

#### 4.2.6.7 TOTAL KEHILANGAN

$$TL = 20,75 + 16,35 + 146,19 + 13,33 + 0,2337 + 132,39 = 329,24 \text{ Mpa}$$

$$\text{Total kehilangan} = \left( \frac{329,24 \times 197}{368000} \right) \times 100 \% = 17,6 \%$$

#### 4.2.7 PERHITUNGAN KEKUATAN DAN STABILITAS

##### 4.2.7.1 PERHITUNGAN LENDUTAN

Lendutan ijin :

$$\delta = L / 480 = 1200 / 480 = 2,5 \text{ cm}$$

Lendutan yang terjadi

a. Saat beban awal

akibat gaya pratekan

$$\delta_1 = \frac{5 \times Fox Yx L^2}{48 \times Eci \times I}$$

dimana : Eci =  $4700 \sqrt{40}$

$$= 29725,4 \text{ Mpa}$$

$$\delta_1 = \frac{19 \times 5 \times 469000 \times 120 \times 120^2}{48 \times 29725,4 \times 1,35 \times 10} = 39,3 \text{ mm}$$

$$= 3,93 \text{ cm (ke atas)}$$

akibat berat sendiri :

$$\delta_2 = \frac{5xq_x L^4}{384xEci_x I}$$

$$= \frac{5x770x10^{-5}x6000x12000^4}{384x29725,4x1,35E10} = 31,08\text{ mm}$$

$$= 3,1 \text{ cm ( ke bawah )}$$

Maka lendutan yang terjadi pada awal pembebahan :

$$\delta = \delta_1 - \delta_2 = 3,93 - 3,10 = 0,83 \text{ cm ( ke atas )} << 2,5 \text{ cm} \rightarrow \text{ok}$$

### b. Saat beban kerja

Akibat gaya pratekan

$$\delta_1 = \frac{5xFexYxL^2}{48xEci_x I}$$

dimana : Eci = 29725,4 Mpa

$$\delta_1 = \frac{19x5x(469000-0,2x552000)x120x12000^2}{48x29725,4x1,35E10} = 30,06\text{ mm}$$

$$= 3,006 \text{ cm ( ke atas )}$$

akibat berat sendiri dan beban hidup:

$$\delta_2 = \frac{5x(qd+ql)xL^4}{384xEci_x I}$$

$$q = 770 + 150 = 920 \text{ kg/m}^2$$

$$\delta_2 = \frac{5x920x10^{-5}x6000x12000^4}{384x29725,4x1,35E10} = 371\text{ mm}$$

$$= 3,71 \text{ cm ( ke bawah )}$$

Maka lendutan yang terjadi pada saat beban kerja seluruhnya adalah :

$$\delta = \delta_1 - \delta_2 = 3,006 - 3,71 = -0,704 \text{ cm ( ke bawah )} << 2,5 \text{ cm} \rightarrow \text{Ok}$$

## 4.2.8 PERHITUNGAN MOMEN RETAK

### 4.2.8.1 TEGANGAN IJIN RETAK

$$fr = 0,7 \sqrt{fc'} = 0,7 \times \sqrt{40} = 4,43 \text{ Mpa}$$

Momen retak yang terjadi :

$$\begin{aligned}
 M_{dec} &= (F \cdot i^2 / y_b) + F \cdot e \\
 &= \frac{4 \times (469000 - 0,2 \times 552000) \times 2,25E9}{300000 \times 150} + (469000 - 0,2 \times 552000) \times 120 \\
 &= 114752000 \text{ Nmm} = 114,752 \text{ KNm}
 \end{aligned}$$

Momen akibat fr :

$$\begin{aligned}
 M_r &= f_r I / Y_t \\
 &= 4,43 \times 2,25E9 / 150 \\
 &= 66450000 \text{ Nmm} = 66,45 \text{ KNm}
 \end{aligned}$$

Momen retak :

$$\begin{aligned}
 M_{cr} &= M_{dec} + M_r \\
 &= 114,752 + 66,45 = 181,202 \text{ KNm}
 \end{aligned}$$

#### 4.2.8.2 KONTROL $M_{cr}$ TERHADAP $M_u$

$$\phi M_u = 287,93 \text{ KNm} > 1,2 M_{cr}$$

Maka balok di atas memenuhi persyaratan retak

#### 4.3 PERHITUNGAN PLAT SLAB REINFORCEMENT

Perencanaan plat slab pada bentang 6 m adalah perencanaan plat slab satu arah, ini dikarenakan lentur dominan terjadi pada satu arah. Adapun mengenai syarat tebal dapat diuraikan dibawah ini.

Berdasarkan *Tabel 9.5.a ACI atau Tabel 14.10.2 Salmon* bahwa tebal minimum dari lantai satu arah non prestress tanpa lendutan dapat dihitung sebagai berikut:

$$t = L / 35 \text{ dimana :}$$

$L$  = panjang bentang dari central tumpuan ke tumpuan lainnya.

$$t = 600 / 35 = 15 \text{ cm}$$

Diambil tebal plat = 16 cm dengan selimut beton 2 cm

##### 4.3.1 Perencanaan tulangan plat slab reinforcement

###### 1. Pada plat lantai

- *Pada jalur kolom tumpuan*

$$Mu = 0,75 \times 4701,53 \times 6 = 21156,9 \text{ Kgm} \quad (\text{tabel 16.12.6 Chu-Kia Wang})$$

$$Mn = \frac{21156,9}{\phi} = \frac{21156,9}{0,8} = 26446,12 \text{ Kgm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85.f_c} = \frac{400}{0,85.40} = 11,76$$

$$Rn = \frac{Mn}{b.d^2} = \frac{26446,12}{3,0.15^2} = 391794,16 \text{ Kg/m}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2.m.Rn}{f_y} \right)} \right) = \frac{1}{11,76} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2.11,76.3,9}{400}} \right) = 0,01$$

Luas tulangan yang dipakai adalah yang terbesar dari :

$$As = 0,01 \cdot b \cdot d = 0,01 \times 300 \times 14 = 42,3 \text{ cm}^2$$

$$As = 0,002 \cdot b \cdot t = 0,002 \times 300 \times 16 = 9,6 \text{ cm}^2 \text{ ( tab.16.12.5 Salmon )}$$

Maka dipakai  $As = 42,3 \text{ cm}^2$  dengan tulangan D10- 60 mm ( $As = 42,42 \text{ cm}^2$ )

- *Jalur tengah tumpuan*

$$Mu = 0,25 \times 4701,53 \times 6 = 7052,29 \text{ Kgm} \text{ ( tabel 16.12.6 Chu-Kia Wang )}$$

$$Mn = \frac{7052,29}{0,8} = 8815,37 \text{ Kgm}$$

$$m = 11,76$$

$$Rn = \frac{8815,37}{3,0,14^2} = 149921,24$$

$$\rho = \frac{1}{11,76} \left( 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \times 11,76 \times 1,5}{400} \right)} \right) = 0,004$$

Luas tulangan yang dipakai adalah yang terbesar dari :

$$As = 0,004 \cdot b \cdot d = 0,004 \times 300 \times 14 = 16,8 \text{ cm}^2$$

$$As = 0,002 \cdot b \cdot t = 0,002 \times 300 \times 16 = 9,6 \text{ cm}^2$$

Maka dipakai  $As = 16,8 \text{ cm}^2$  dengan tulangan D10-125 mm ( $As = 17,27 \text{ cm}^2$ )

- *Pada jalur kolom lapangan*

$$M_{lap} = 0,60 \times 1740,79 \times 6 \text{ Kgm} = 7833,55 \text{ Kgm} \text{ ( tabel 16.12.6 Chu-Kia Wang )}$$

$$Mn = 9791,93 \text{ Kgm}$$

$$m = 11,76$$

$$Rn = 166529,54 \text{ Kg/m}^2$$

$$\rho = 0,004$$

Luas tulangan yang dipakai adalah yang terbesar dari :

$$As = 0,004 \cdot b \cdot d = 0,004 \times 300 \times 14 = 16,8 \text{ cm}^2$$

$$As = 0,002 \cdot b \cdot t = 0,002 \times 300 \times 16 = 9,6 \text{ cm}^2$$

Maka dipakai  $As = 16,8 \text{ cm}^2$  dengan tulangan D10-125 mm ( $As = 17,27 \text{ cm}^2$ )

- *Pada jalur tengah lapangan*

$$M_{lap} = 0,40 \times 1740,79 \times 6 \text{ Kgm} = 4177,9 \text{ Kgm} \quad (\text{tabel 16.12.6 Chu-Kia Wang})$$

$$M_n = 5222,3 \text{ Kgm}$$

$$m = 11,76$$

$$R_n = 88814,6 \text{ Kg/m}^2$$

$$\rho = 0,0022$$

Luas tulangan yang dipakai adalah yang terbesar dari :

$$As = 0,0022 \cdot b \cdot d = 0,0022 \times 300 \times 14 = 9,6 \text{ cm}^2$$

$$As = 0,002 \cdot b \cdot t = 0,002 \times 300 \times 16 = 9,6 \text{ cm}^2$$

Maka dipakai  $As = 9,6 \text{ cm}^2$  dengan tulangan D10 -20 mm ( $As = 11,7 \text{ cm}^2$ )

- *Perencanaan geser*

$$V_u = 4217,49 \text{ Kg} = 42174,9 \text{ N/m}$$

$$\phi V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c} bw \cdot d = \frac{1}{6} \sqrt{40} \cdot 1000 \cdot 140 = 147572,95 \text{ N/m}$$

$V_u < \phi V_c$ , maka tidak perlu tulangan geser

## 2. Pada plat atap

- *Pada jalur kolom tumpuan*

$$M_u = 0,75 \times 3004,48 \times 6 = 13520,16 \text{ Kgm} \quad (\text{tabel 16.12.6 Chu-Kia Wang})$$

$$M_n = 16900,20 \text{ Kgm}$$

$$m = 11,76$$

$$R_n = 287418,37 \text{ Kg/m}^2$$

$$\rho = 0,0075$$

Luas tulangan yang dipakai adalah yang terbesar dari :

$$A_s = 0,0075 \cdot b \cdot d = 0,0075 \times 300 \times 14 = 31,53 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,002 \cdot b \cdot t = 0,002 \times 300 \times 16 = 9,6 \text{ cm}^2$$

Maka dipakai  $A_s = 31,5 \text{ cm}^2$  dengan tulangan D10- 70 mm ( $A_s = 32,98 \text{ cm}^2$ )

- *Jalur tengah tumpuan*

$$M_u = 0,25 \times 3004,48 \times 6 = 4506,72 \text{ Kgm} \quad (\text{tabel 16.12.6 Chu-Kia Wang})$$

$$M_n = 5633,40 \text{ Kgm}$$

$$m = 11,76$$

$$R_n = 95806,12 \text{ Kg/m}^2$$

$$\rho = 0,0024$$

Luas tulangan yang dipakai adalah yang terbesar dari :

$$A_s = 0,0024 \cdot b \cdot d = 0,004 \times 300 \times 14 = 10,11 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,002 \cdot b \cdot t = 0,002 \times 300 \times 16 = 9,6 \text{ cm}^2$$

Maka dipakai  $A_s = 10,11 \text{ cm}^2$  dengan tulangan D10 -20 mm ( $A_s = 11,7 \text{ cm}^2$ )

- *Pada jalur kolom lapangan*

$$\text{Mu} = 0,60 \times 511,49 \times 6 \text{ Kgm} = 383,61 \text{ Kgm} \quad (\text{tabel 16.12.6 Chu-Kia Wang})$$

Luas tulangan yang dipakai adalah yang terbesar :

$$A_s = 0,002 \cdot b \cdot t = 0,002 \times 300 \times 16 = 9,6 \text{ cm}^2$$

Maka dipakai  $A_s = 9,6 \text{ cm}^2$  dengan tulangan D10 -20 mm ( $A_s = 11,7 \text{ cm}^2$ )

- *Pada jalur tengah lapangan*

$$\text{Mu} = 0,40 \times 511,49 \times 6 \text{ Kgm} = 1227,5 \text{ Kgm} \quad (\text{tabel 16.12.6 Chu-Kia Wang})$$

Luas tulangan yang dipakai adalah yang terbesar:

$$A_s = 0,002 \cdot b \cdot t = 0,002 \times 300 \times 16 = 9,6 \text{ cm}^2$$

Maka dipakai  $A_s = 9,6 \text{ cm}^2$  dengan tulangan D10 -20 mm ( $A_s = 11,7 \text{ cm}^2$ )

- *Perencanaan geser*

$$V_u = 4217,49 \text{ Kg} = 42174,9 \text{ N/m}$$

$$\phi V_c = 147572,9 \text{ N/m}$$

$V_u < \phi V_c$ , maka tidak perlu tulangan geser

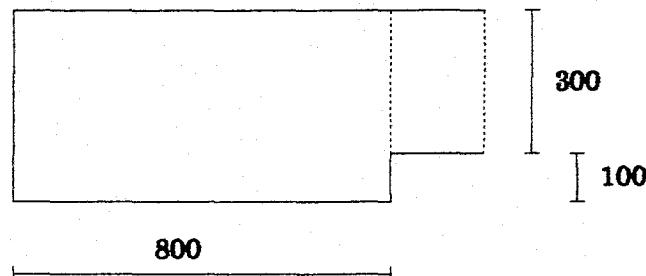
Untuk melihat hasil dari penulangan ini dapat dilihat pada lampiran A

**BAB V.****PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER**

Balok pipih pada struktur ini difungsikan sebagai balok yang mendistribusikan gaya gempa ke kolom dan menahan lenturan yang terjadi.

**5.1 PERHITUNGAN BALOK PIPIH AS A dan F****5.1.1 Contoh Perhitungan balok pipih**

Direncanakan ukuran balok 80 / 40 dengan  $f_y = 400 \text{ Mpa}$ ,  $f'_c = 40 \text{ Mpa}$



Beban - beban yang bekerja :

**1. Beban mati**

$$\text{Berat sendiri balok} = 0,1 \times 0,8 \times 2400 = 192,00 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Beban mati plat} = 1/3 \cdot q_{\text{plat. LX.}} = 1/3 \cdot 860 \cdot 6 = 1719,83 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Pasangan kaca} = 3,5 \times 50 = 175,00 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Pasangan batu bata} = 1,5 \times 250 = 375,00 \text{ Kg/m}$$

=====

$$\text{Total beban mati} = 2461,83 \text{ Kg/m}$$

**2. Beban hidup**

$$\text{Beban hidup plat} = 1/3 \cdot q_{\text{plat.}} \cdot Lx = 1/3 \cdot 300 \cdot 6 = 599,40 \text{ Kg/m}$$


---

$$\text{total beban hidup} = 599,40 \text{ Kg/m}$$

Beban berfaktor qu :

$$\begin{aligned} qu &= 1,2 qd + 1,6 ql = 1,2 \cdot 2461,83 + 1,6 \cdot 599,40 \\ &= 3913,236 \text{ Kg/m} \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil output Sap'90 Momen ultimate :

$$Mu_{\text{lapangan}} = 29,58 \text{ KNm}$$

$$Mu_{\text{tumpuan}} = -349,6 \text{ KNm ( atas ) dan } 288,28 \text{ KNm ( bawah )}$$

**5.1.2 Contoh Perhitungan tulangan tumpuan**

$$Mu_{\text{tumpuan atas}} = 349,6 \text{ KNm}$$

$$Mn = Mu / \phi = 349,6 / 0,85 = 411,34 \text{ KNm}$$

$$x \cdot b = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y} \quad d = \frac{0,003}{0,003+0,002} \cdot 360 = 216 \text{ mm}$$

$$x_{\text{max}} = 0,75 \cdot xb = 162 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} C_{\text{max}} &= 0,85 \cdot fc' \cdot b \cdot \beta \cdot x_{\text{max}} = 0,85 \cdot 40 \cdot 800 \cdot 0,85 \cdot 162 \\ &= 3745440 \text{ N} \end{aligned}$$

$$M_{\text{maximum untuk penulangan tunggal}} = C ( d - a/2 )$$

$$Mn = 3745440 \times ( 360 - 68,85 ) = 1090,48 \text{ KNm}$$

Karena Mn ada > dari Mn perlu maka dipakai tulangan tunggal

$$\begin{aligned} \rho b &= 0,85 \cdot fc' \cdot \frac{\beta \cdot 600}{f_y \cdot (600+f_y)} \\ &= 0,85 \cdot 40 \cdot \frac{0,85 \cdot 600}{400 \cdot (600+400)} = 0,0433 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{max}} = 0,75 \cdot 0,0433 = 0,0325$$

$$\rho_{\text{min}} = 1,4/f_y = 0,0035$$

$$m = f_y / ( 0,85 \cdot fc' ) = 400 / ( 0,85 \cdot 40 ) = 11,76$$

$$R_n = Mn / (b \cdot d^2) = 411341,17 / (0,80 \cdot 0,36^2) = 3967411,01 \text{ N/m}^2$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot m \cdot R_n / f_y}) \\ &= \frac{1}{11,76} (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 11,76 \cdot 3,9 / 400}) = 0,0103 < \rho_{\max}\end{aligned}$$

Maka luas tulangan yang diperlukan :

$$As = \rho \cdot b \cdot d = 0,0103 \times 80 \times 36 = 29,74 \text{ cm}^2$$

Dipakai tulangan 7 D 25 mm luas = 34,37 cm<sup>2</sup> > 29,74 cm<sup>2</sup>

### 5.1.3 Perhitungan tulangan lapangan

$$Mu_{\text{lapangan}} = 29,58 \text{ KNm}$$

$$Mn = Mu / \phi = 30,29 / 0,85 = 34,8 \text{ KNm}$$

$$x \cdot b = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y} \quad d = \frac{0,003}{0,003 + 0,002} \cdot 360 = 216 \text{ mm}$$

$$x_{\max} = 0,75 \cdot x_b = 162 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}C_{\max} &= 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot \beta \cdot x_{\max} = 0,85 \cdot 40 \cdot 800 \cdot 0,85 \cdot 1625 \\ &= 3745440 \text{ N}\end{aligned}$$

$$M_{\max} \text{ untuk penulangan tunggal} = C (d - a/2)$$

$$Mn = 3745440 \times (360 - 68,85) = 1090,48 \text{ KNm}$$

Karena Mn ada > dari Mn perlu maka dipakai tulangan tunggal

$$\begin{aligned}\rho \cdot b &= 0,85 \cdot f_c' \cdot \beta \cdot \frac{600}{f_y(600 + f_y)} \\ &= 0,85 \cdot 40 \cdot \beta \cdot \frac{600}{400 \cdot (600 + 400)} = 0,0433\end{aligned}$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot 0,0433 = 0,0325$$

$$\rho_{\min} = 1,4 / f_y = 0,0035$$

$$m = f_y / (0,85 \cdot f_c') = 400 / (0,85 \cdot 40) = 11,76$$

$$R_n = Mn / (b \cdot d^2) = 34800 / (0,80 \cdot 0,36^2) = 335648,14 \text{ N/m}^2$$

$$\begin{aligned}&= \frac{1}{m} (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot m \cdot R_n / f_y}) \\ &= \frac{1}{11,76} (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 11,76 \cdot 34,8 / 400}) = 0,00085 < \rho_{\min}\end{aligned}$$

Maka luas tulangan yang diperlukan :

$$As = \rho \cdot b \cdot d = 0,00085 \times 80 \times 36 = 13,62 \text{ cm}^2$$

Dipakai tulangan 3 D 25 mm luas = 14,73 cm<sup>2</sup> > 13,62 cm<sup>2</sup>

Tulangan As' = 2 D 25

Catatan : Tulangan As' ini fungsinya sebagai pengikat sengkang .

### 5.1.4 Perencanaan geser

Dari hasil output Sap'90 diketahui :

$$Vu \text{ mak} = 125,87 \text{ Kn}$$

$$\text{Vul yang terjadi akibat beban hidup} = 1/8 \cdot ql \cdot L$$

$$\text{Vul} = 1/8 \times 599,4 \times 6 = 449,55 \text{ Kg} = 4995,5 \text{ N}$$

V yang terjadi pada penampang kritis sejauh d dari tepi kolom :

$$Vu = Vu - ( Vu - Vul ) \times d'' \times 2 / L$$

$$= 125870 - ( 125870 - 4995,5 ) \times ( 36 + 40 ) \times 2 / 6$$

$$= 96053,5 \text{ N}$$

Dalam Salmon ada beberapa kategori :

1.  $Vu \leq 0,5\phi Vc$ , maka tidak perlu tulangan geser

$$0,5 \times 0,85 \times 800 \times 360 \times \sqrt{40/6} = 316035,44 \text{ N}$$

2.  $0,5 \phi Vc \leq Vu \leq \phi Vc$

3.  $\phi Vc \leq Vu \leq (\phi Vc + \phi V_{s \min})$

$$\phi V_{s \min} = \frac{b \cdot d \cdot \phi}{3} = \frac{800 \cdot 360 \cdot 0,85}{3} = 81600 \text{ N}$$

4.  $(\phi Vc + \phi V_{s \min}) \leq Vu \leq (\phi Vc + \phi(\sqrt{\frac{fc}{3}} b \cdot d))$

$$\phi \sqrt{\frac{fc}{3}} \cdot b \cdot d = 0,85 \cdot \sqrt{\frac{40}{3}} \cdot 800 \cdot 360 = 893883,21 \text{ N}$$

5.  $(\phi Vc + \phi(\sqrt{\frac{fc}{3}} b \cdot d)) \leq Vu \leq (\phi Vc + \phi \cdot 2 \cdot \sqrt{\frac{fc}{3}} b \cdot d)$

Dari perhitungan di atas diperoleh bahwa geser yang terjadi termasuk dalam kategori 1

Maka tidak diperlukan tulangan geser tetapi memakai geser praktis yaitu :

Dipakai tulangan D 10 - 20

### 5.1.5 Panjang Penyaluran

#### 1. Pada lapangan ( tulangan tarik )

Dipakai tulangan D 25-----> luas tulangan  $4,91 \text{ cm}^2$  < D 36

$$\begin{aligned} Ld &= 0,02 \cdot Ab \cdot fy \cdot As \text{ perlu/As terpasang.} (1/\sqrt{fc'}) \\ &= 0,02 \cdot 491 \cdot 400 \cdot 13,62 / 14,73 \cdot (1/\sqrt{40}) \\ &= 318,82 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$12 \text{ db} = 12 \cdot 25 = 300 \text{ mm}$$

$$d = 360 \text{ mm}$$

#### 2. Pada tumpuan ( tulangan tekan )

Dipakai tulangan D 25-----> luas tulangan  $4,91 \text{ cm}^2$  < D 36

$$\begin{aligned} Ld &= 0,02 \cdot Ab \cdot fy \cdot As \text{ perlu/As terpasang.} (1/\sqrt{fc'}) \\ &= 0,02 \cdot 491 \cdot 400 \cdot 29,74 / 34,37 \cdot (1/\sqrt{40}) \\ &= 537,41 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$12 \text{ db} = 12 \cdot 25 = 300 \text{ mm}$$

$$d = 360 \text{ mm}$$

#### 3. Momen kapasitas ( Mu )

##### a. Pada lapangan ( tulangan tarik)

$$\text{Jumlah tulangan } 3 \text{ D } 25 = 3 \times 4,91 = 14,73 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} a &= As \cdot fy / (0,85 \cdot b \cdot fc') \\ &= 1473 \cdot 400 / (0,85 \cdot 800 \cdot 40) = 21,66 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$Mn = As \cdot fy \cdot (d - a/2)$$

$$\begin{aligned} &= 1473 \cdot 400 \cdot (360 - 21,66 / 2) = 205730964 \text{ Nmm} \\ &= 205,73 \text{ KNm} \end{aligned}$$

$$Mu = \phi Mn = 0,85 \cdot 205,73 = 174,87 \text{ KNm}$$

$$\text{Jumlah tulangan } 6 \text{ D } 25 = 6 \times 4,91 = 29,46 \text{ cm}^2$$

$$a = As \cdot fy / (0,85 \cdot b \cdot fc') \\ = 2946 \cdot 400 / (0,85 \cdot 800 \cdot 40) = 43,32 \text{ mm}$$

$$Mn = As \cdot fy \cdot (d - a/2) \\ = 2946 \cdot 400 \cdot (360 - 43,32 / 2) = 398699856 \text{ Nmm} \\ = 398,69 \text{ KNm}$$

$$Mu = Mn = 0,85 \cdot 398,69 = 338,89 \text{ KNm}$$

### b. Pada tumpuan ( tulangan tekan)

$$\text{Jumlah tulangan } 2 \text{ D } 25 = 2 \times 4,91 = 9,82 \text{ cm}^2$$

$$a = As \cdot fy / (0,85 \cdot b \cdot fc') \\ = 982 \cdot 400 / (0,85 \cdot 800 \cdot 40) = 14,44 \text{ mm}$$

$$Mn = As \cdot fy \cdot (d - a/2) \\ = 982 \cdot 400 \cdot (360 - 14,44 / 2) = 138571984 \text{ Nmm} \\ = 138,57 \text{ KNm}$$

$$Mu = \phi Mn = 0,85 \cdot 138,57 = 117,78 \text{ KNm}$$

$$\text{Jumlah tulangan } 7 \text{ D } 25 = 7 \times 4,91 = 34,37 \text{ cm}^2$$

$$a = As \cdot fy / (0,85 \cdot b \cdot fc') \\ = 3437 \cdot 400 / (0,85 \cdot 800 \cdot 40) = 50,54 \text{ mm}$$

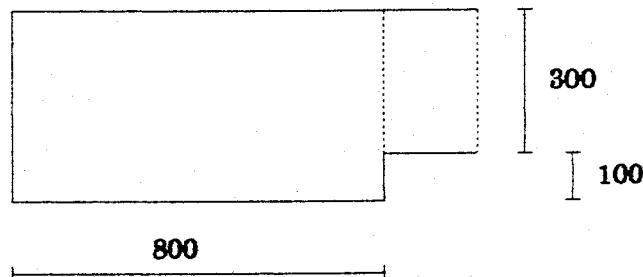
$$Mn = As \cdot fy \cdot (d - a/2) \\ = 3437 \cdot 400 \cdot (360 - 50,54 / 2) = 460186804 \text{ Nmm} \\ = 460,18 \text{ KNm}$$

$$Mu = \phi Mn = 0,85 \cdot 460,18 = 391,16 \text{ KNm}$$

## 5.2 PERHITUNGAN BALOK PIPIH AS C dan AS D

### 5.2.1 Contoh Perhitungan balok pipih

Direncanakan ukuran balok 80 / 40 dengan  $f_y = 400 \text{ Mpa}$ ,  $f_{c'} = 40 \text{ Mpa}$



Beban - beban yang bekerja :

#### 1. Beban mati

$$\text{Berat sendiri balok} = 0,1 \times 0,8 \times 2400 = 192,00 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Beban mati plat} = 1/3. q \text{ plat. LX.} = 1/3. 860. 6 = 1719,83 \text{ Kg/m}$$

$$= 1/3. q \text{ plat. LX} = 1/3. 500. 6 = 1000,00 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Pasangan batu bata} = 3 \times 250 = 750,00 \text{ Kg/m}$$

$$=====$$

$$\text{Total beban mati} = 3661,83 \text{ Kg/m}$$

#### 2. Beban hidup

$$\text{Beban hidup plat} = 1/3. q \text{ plat. LX} = 2.1/3 . 300. 6 = 1198,8 \text{ Kg/m}$$

$$=====$$

$$\text{total beban hidup} = 1198,8 \text{ Kg/m}$$

Beban berfaktor qu :

$$qu = 1,2 qd + 1,6 ql = 1,2. 3661,83 + 1,6. 1198,8$$

$$= 6312,276 \text{ Kg/m}$$

Berdasarkan hasil output Sap'90 Momen ultimate :

$$\text{Mu lapangan} = 30,29 \text{ KNm}$$

$$\text{Mu tumpuan} = -344,3 \text{ KNm ( atas ) dan } 290,44 \text{ KNm ( bawah )}$$

### 5.2.2 Contoh Perhitungan tulangan tumpuan

$$\text{Mu tumpuan atas} = 344,3 \text{ KNm}$$

$$Mn = \text{Mu} / \phi = 344,3 / 0,85 = 405,05 \text{ KNm}$$

$$x b = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y} d = \frac{0,003}{0,003+0,002} 360 = 216 \text{ mm}$$

$$x_{\max} = 0,75 \cdot xb = 162 \text{ mm}$$

$$C_{\max} = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \beta \cdot x_{\max} = 0,85 \cdot 40 \cdot 800 \cdot 0,85 \cdot 162 \\ = 3745440 \text{ N}$$

$$M_{\max} \text{ untuk penulangan tunggal} = C ( d - a/2 )$$

$$Mn = 3745440 \times ( 360 - 68,85 ) = 1090,48 \text{ KNm}$$

Karena Mn ada > dari Mn perlu maka dipakai tulangan tunggal

$$\rho b = 0,85 f'_c \frac{\beta \cdot 600}{f_y \cdot (600+f_y)} \\ = 0,85 \cdot 40 \frac{0,85 \cdot 600}{400 \cdot (600+400)} = 0,0433$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot 0,0433 = 0,0325$$

$$\rho_{\min} = 1,4/f_y = 0,0035$$

$$m = f_y / ( 0,85 \cdot f'_c ) = 400 / ( 0,85 \cdot 40 ) = 11,76$$

$$R_n = Mn / (b \cdot d^2) = 405058,8 / (0,80 \cdot 0,36^2) = 3906817,36 \text{ N/m}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m} ( 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot m \cdot R_n / f_y} ) \\ = \frac{1}{11,76} ( 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 11,76 \cdot 3,9 / 400} ) = 0,0103 < \rho_{\max}$$

Maka luas tulangan yang diperlukan :

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,0103 \times 80 \times 36 = 29,74 \text{ cm}^2$$

Dipakai tulangan 7 D 25 mm luas = 34,37 cm<sup>2</sup> > 29,74 cm<sup>2</sup>

### 5.2.3 Perhitungan tulangan lapangan

$$\text{Mu lapangan} = 30,29 \text{ KNm}$$

$$M_n = \text{Mu} / \phi = 30,29 / 0,85 = 35,63 \text{ KNm}$$

$$x b = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y} d = \frac{0,003}{0,003 + 0,002} 360 = 216 \text{ mm}$$

$$x_{\max} = 0,75 \cdot x_b = 162 \text{ mm}$$

$$C_{\max} = 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot \beta \cdot x_{\max} = 0,85 \cdot 40 \cdot 800 \cdot 0,85 \cdot 1625 \\ = 3745440 \text{ N}$$

$$M_{\max} \text{ untuk penulangan tunggal} = C (d - a/2)$$

$$M_n = 3745440 \times (360 - 68,85) = 1090,48 \text{ KNm}$$

Karena  $M_n$  ada > dari  $M_n$  perlu maka dipakai tulangan tunggal

$$\rho b = 0,85 f_c' \beta \frac{600}{f_y(600+f_y)} \\ = 0,85 \cdot 40 \beta \frac{600}{400 \cdot (600+400)} = 0,0433$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot 0,0433 = 0,0325 \\ \rho_{\min} = 1,4/f_y = 0,0035$$

$$m = f_y / (0,85 \cdot f_c') = 400 / (0,85 \cdot 40) = 11,76$$

$$R_n = M_n / (b \cdot d^2) = 35635,3 / (0,80 \cdot 0,36^2) = 343704,61 \text{ N/m}^2$$

$$= \frac{1}{n} (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot m R_n / f_y}) \\ = \frac{1}{11,76} (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 11,76 \cdot 0,34 / 400}) = 0,00085 < \rho_{\min}$$

Maka luas tulangan yang diperlukan :

$$A_s = \rho b \cdot d = 0,0035 \times 80 \times 36 = 13,62 \text{ cm}^2$$

Dipakai tulangan 3 D 25 mm luas = 14,73 cm<sup>2</sup> > 13,62 cm<sup>2</sup>

Tulangan  $A'_s$  = 2 D 25

Catatan : Tulangan  $A'_s$  ini fungsinya sebagai pengikat sengkang .

### 5.2.4 Perencanaan geser

Dari hasil output Sap'90 diketahui :

$$V_u \text{ mak} = 127,35 \text{ Kn}$$

Vul yang terjadi akibat beban hidup =  $1/8 \cdot ql \cdot L$

$$\text{Vul} = 1/8 \times 599,4 \times 6 = 449,55 \text{ Kg} = 4995,5 \text{ N}$$

V yang terjadi pada penampang kritis sejauh d dari tepi kolom :

$$Vu = Vu - ( Vu - Vul ) \times d'' \times 2 / L$$

$$= 127350 - ( 127350 - 4995,5 ) \times ( 36 + 40 ) \times 2 / 6$$

$$= 96353,5 \text{ N}$$

Dalam Salmon ada beberapa kategori :

1.  $Vu \leq 0,5\phi Vc$ , maka tidak perlu tulangan geser

$$0,5 \times 0,85 \times 800 \times 360 \times \sqrt{40/6} = 316035,44 \text{ N}$$

2.  $0,5\phi Vc \leq Vu \leq \phi Vc$

3.  $\phi Vc \leq Vu \leq (\phi Vc + \phi V_{s \min})$

$$\phi V_{s \min} = \frac{b \cdot d \cdot \phi}{3} = \frac{800 \cdot 360 \cdot 0,85}{3} = 81600 \text{ N}$$

4.  $(\phi Vc + \phi V_{s \min}) \leq Vu \leq (\phi Vc + \phi(\sqrt{\frac{fc}{3}} b \cdot d))$

$$\phi \sqrt{\frac{fc}{3}} \cdot b \cdot d = 0,85 \cdot \sqrt{\frac{40}{3}} 800 \cdot 360 = 893883,21 \text{ N}$$

5.  $(\phi Vc + \phi(\sqrt{\frac{fc}{3}} b \cdot d)) \leq Vu \leq (\phi Vc + \phi \cdot 2 \cdot \sqrt{\frac{fc}{3}} b \cdot d)$

Dari perhitungan di atas diperoleh bahwa geser yang terjadi termasuk dalam kategori 1

Maka tidak diperlukan tulangan geser tetapi memakai geser praktis yaitu :

Dipakai tulangan D 10 - 20

### 5.2.5 Panjang Penyaluran

#### 1. Pada lapangan ( tulangan tarik )

Dipakai tulangan D 25  $\rightarrow$  luas tulangan  $4,91 \text{ cm}^2 < D 36$

$$Ld = 0,02 \cdot Ab \cdot fy \cdot As \text{ perlu/As terpasang.} (1/\sqrt{fc'})$$

$$= 0,02 \cdot 491 \cdot 400 \cdot 13,62 / 14,73 \cdot (1/\sqrt{40})$$

$$= 318,82 \text{ mm}$$

$$12 \text{ db} = 12 \cdot 25 = 300 \text{ mm}$$

$$d = 360 \text{ mm}$$

## 2. Pada tumpuan ( tulangan tekan )

Dipakai tulangan D 25 ----> luas tulangan  $4,91 \text{ cm}^2$  < D 36

$$\begin{aligned} L_d &= 0,02 \cdot A_b \cdot f_y \cdot A_s \text{ perlu}/A_s \text{ terpasang} \cdot (1/\sqrt{f_{c'}}) \\ &= 0,02 \cdot 491 \cdot 400 \cdot 29,74 / 34,37 \cdot (1/\sqrt{40}) \\ &= 537,41 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$12 \text{ db} = 12 \cdot 25 = 300 \text{ mm}$$

$$d = 360 \text{ mm}$$

## 3. Momen kapasitas ( Mu )

### a. Pada lapangan ( tulangan tarik )

$$\text{Jumlah tulangan } 3 \text{ D } 25 = 3 \times 4,91 = 14,73 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} a &= A_s \cdot f_y / (0,85 \cdot b \cdot f_{c'}) \\ &= 1473 \cdot 400 / (0,85 \cdot 800 \cdot 40) = 21,66 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= A_s \cdot f_y \cdot (d - a/2) \\ &= 1473 \cdot 400 \cdot (360 - 21,66 / 2) = 205730964 \text{ Nmm} \\ &= 205,73 \text{ KNm} \end{aligned}$$

$$M_u = \phi M_n = 0,85 \cdot 205,73 = 174,87 \text{ KNm}$$

$$\text{Jumlah tulangan } 6 \text{ D } 25 = 6 \times 4,91 = 29,46 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} a &= A_s \cdot f_y / (0,85 \cdot b \cdot f_{c'}) \\ &= 2946 \cdot 400 / (0,85 \cdot 800 \cdot 40) = 43,32 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= A_s \cdot f_y \cdot (d - a/2) \\ &= 2946 \cdot 400 \cdot (360 - 43,32 / 2) = 398699856 \text{ Nmm} \\ &= 398,69 \text{ KNm} \end{aligned}$$

$$M_u = M_n = 0,85 \cdot 398,69 = 338,89 \text{ KNm}$$

**b. Pada tumpuan ( tulangan tekan)**

$$\text{Jumlah tulangan } 2 \text{ D } 25 = 2 \times 4,91 = 9,82 \text{ cm}^2$$

$$a = As. fy. / ( 0,85. b. fc' )$$

$$= 982. 400 / ( 0,85. 800 .40 ) = 14,44 \text{ mm}$$

$$Mn = As.fy.(d - a/2)$$

$$= 982. 400. ( 360 - 14,44 / 2 ) = 138571984 \text{ Nmm}$$

$$= 138,57 \text{ KNm}$$

$$Mu = \phi Mn = 0,85. 138,57 = 117,78 \text{ KNm}$$

$$\text{Jumlah tulangan } 7 \text{ D } 25 = 7 \times 4,91 = 34,37 \text{ cm}^2$$

$$a = As. fy. / ( 0,85. b .fc' )$$

$$= 3437. 400. / ( 0,85. 800. 40 ) = 50,54 \text{ mm}$$

$$Mn = As.fy.(d - a/2)$$

$$= 3437. 400. ( 360 - 50,54 / 2 ) = 460186804 \text{ Nmm}$$

$$= 460,18 \text{ KNm}$$

$$Mu = \phi Mn = 0,85. 460,18 = 391,16 \text{ KNm}$$

### 5.3 Perencanaan Tangga

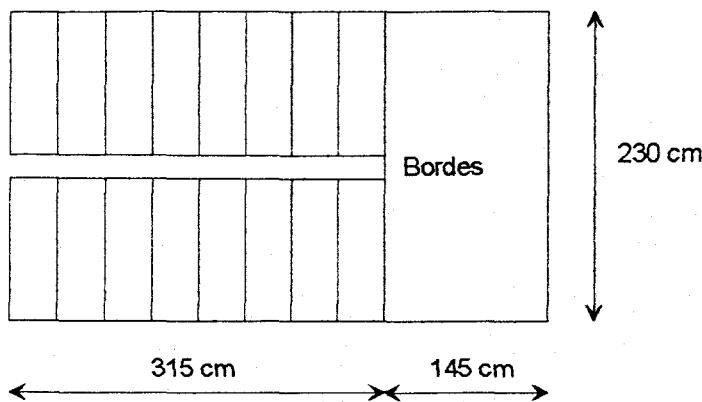
Sesuai dengan ketentuan yang ada didalam peraturan gempa mengenai pemisahan struktur sekunder terhadap struktur utamanya, maka perencanaan tangga dalam hal ini dianalisa secara tersendiri ( terpisah dari struktur utamanya ).

Tangga dimodelkan sebagai sistem tangga yang tertumpu secara sendi pada perletakan atas dan bawah serta terumpu secara rol pada bordes. Tangga dan bordes merupakan struktur plat, namun dalam analisanya dimodelkan sebagai elemen frame, guna mempermudah atau menyederhanakan struktur serta analisanya.

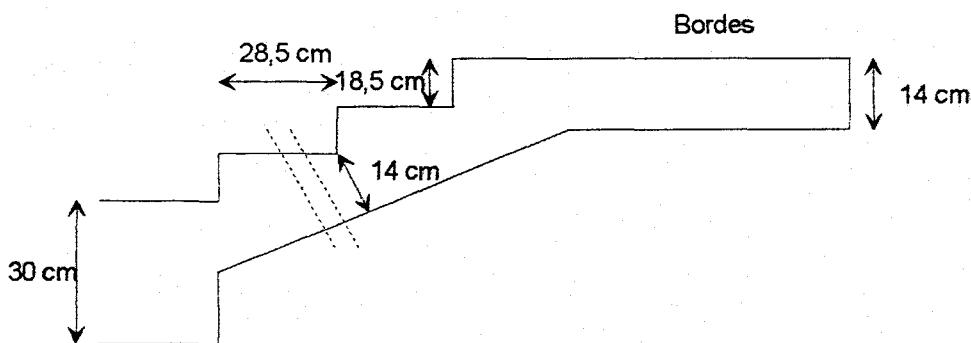
#### 5.3.1 Data -Data Perencanaan

Adapun data-data umum perencanaan tangga adalah :

- Mutu beton :  $f'_c$  = 25 Mpa
- Mutu baja :  $f_y$  = 320 Mpa
- Tebal plat tangga = 14 cm
- Tebal plat bordes = 14 cm
- Tinggi injakan ( i ) = 18,5 cm
- Lebar injakan ( i ) = 28,5 cm



gambar 5.3.1 Tangga



gambar 5.3.2 Trap tangga

$$\text{- Jumlah anak tangga} = 200 / 18,5 = 10,8 \text{ diambil } 11 \text{ anak tangga}$$

$$\text{- Tinggi ada} = 11 \times 18,5 = 203,5 \text{ cm, maka untuk anak}$$

$$\text{tangga bawah diambil ketinggian injakan} = 18,5 - (203,5 - 200) = 15 \text{ cm}$$

$$\text{- Tinggi total} = 18,5 \times 10 + 15 = 200 \text{ cm} \rightarrow \text{ok}$$

$$\text{- Panjang plat arah horisontal} = 11 \times 28,5 = 313 \text{ cm} = 315 \text{ cm} \rightarrow \text{ok}$$

$$\text{- Sudut kemiringan } (\alpha) = \text{arc Tg} (200/315) = 32,41$$

$$\begin{aligned} \text{- Tebal plat rata-rata} &= \sqrt{(t/2)^2 + (i/2)^2} \\ &= \sqrt{(18,5/2)^2 + (28,5/2)^2} = 16,99 \text{ cm} \end{aligned}$$

- Luas segitiga pada injakan =  $0,5 \times 16,99 \times tr$

$$0,5 \times 16,99 \times tr = 0,5 \times 28,5/2 \times 18,5/2$$

$$tr = 7,76 \text{ cm}$$

- Tebal plat rata-rata = tebal plat + tr

$$= 14 + 7,76 = 21,76 \text{ cm}$$

### 5.3.2 Pembebanan Pada Tangga

#### - Pelat anak tangga

- Beban mati :

$$\text{- Plat tangga} = \frac{0,2176}{\cos 32,41} \times 2400 = 613 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{- Spesi + tegel} = 2 \times (21 + 24) = 90 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{- Sandaran} = 50 \text{ Kg/m}^2$$

=====

$$DL = 753 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{- Beban hidup} LL = 300 \text{ Kg/m}^2$$

$$qu = 1,2 DL + 1,6 LL$$

$$= 1,2 \times 753 + 1,6 \times 300$$

$$= 1383,60 \text{ Kg/m}^2$$

#### - Pelat bordes

- Beban mati :

$$\text{- Plat tangga} = 0,14 \times 2400 = 336 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{- Spesi + tegel} = 2 \times (21 + 24) = 90 \text{ Kg/m}^2$$

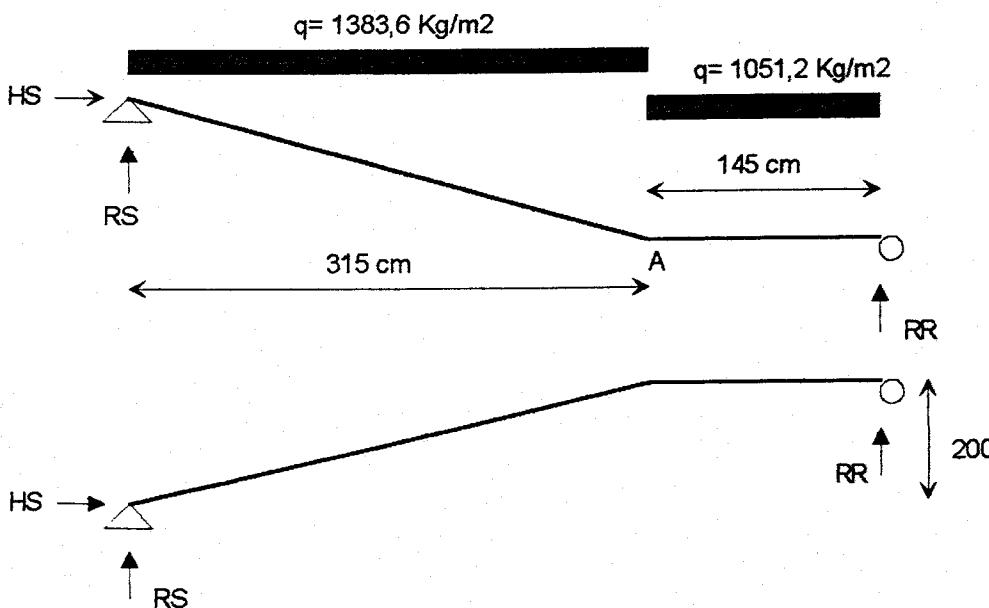
$$\text{- Sandaran} = 50 \text{ Kg/m}^2$$

=====

$$\begin{array}{lll}
 \text{DL} & = 476 \text{ Kg/m}^2 \\
 \text{- Beban hidup} & \text{LL} & = 300 \text{ Kg/m}^2 \\
 \\ 
 \text{qu} = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} & & \\
 \\ 
 = 1,2 \times 476 + 1,6 \times 300 & & \\
 \\ 
 = 1051,2 \text{ Kg/m}^2 & & 
 \end{array}$$

### 5.3.3 Analisa Gaya-Gaya dalam Tangga

Gaya-gaya dalam tangga dianalisa sebagai struktur statis tertentu dimana pada bordes dianggap sebagai perletakan roll dan pada lantai dianggap sebagai perletakan sendi. Penyelesaian struktur ini dengan cara mekanika teknik biasa.



gambar 5.4 Analisa tangga

$$\sum M_s = 0$$

$$RR = \frac{1051,2 \times 1,45 \times (3,15 + 0,5 \times 1,45) + 1383,6 \times 3,15 \times 0,5 \times 3,15}{4,6} = 2776,26 \text{ Kg}$$

$$RS = 3106,32 \text{ Kg}$$

Momen pada titik A adalah :

$$M = 2920,5 \text{ Kgm}$$

$M_{max}$  terjadi pada jarak  $x = 0,9$  m dari titik A kekiri.

Maka  $M_{lap\ max}$  adalah

$$M_{max} = 3486,9 \text{ Kgm}$$

Gaya horisontal HS yang timbul adalah 2,87 Kg

### 5.3.4 Perhitungan Penulangan Tangga

Secara umum plat-plat tangga direncanakan bertulangan rangkap sebab meskipun tulangan tekan tidak memberikan sumbangan kekuatan yang terlalu besar didalam lentur namun peranannya cukup penting dalam mengatasi masalah lendutan jangka panjang.

Cara perhitungan plat tangga adalah sama seperti perhitungan penulangan plat satu arah dengan menganggap lebar = 1 meter.

Contoh perhitungan :

Sebagai contoh perhitungan penulangan tangga diberikan sebagai berikut :

Data umum beban

- tebal plat	= 14 cm	- mutu baja	$f_y = 320 \text{ Mpa}$
- decking	= 2 cm	- $\rho_{max}$	= 0,02208
- D tulangan	= 12 mm	- $\rho_{min}$	= 0,004375
- mutu beton	$f'_c = 25 \text{ Mpa}$		

Penulangan lentur:

#### a. Penulangan pada tumpuan ( joint A )

$$- M_u = 2920,5 \text{ Kgm}$$

$$- b = 1000 \text{ mm}$$

$$- d = 140 - 20 - 0,5 \times 12 = 114 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi bd} = \frac{29205000}{0,8 \times 1000 \times 114^2} = 2,81 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{320}{0,85 \times 25} = 15,06$$

$\rho_{\text{perlu}} =$

$$\frac{1}{m}x \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2xmR_n}{f_y}} \right] = \frac{1}{15,06}x \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,06 \times 2,81}{320}} \right] = 0,01$$

$$0,01 > 0,004375$$

Maka luas tulangan yang diperlukan adalah :

$$A_s = 0,01 \times 100 \times 11,4 = 11,4 \text{ cm}^2$$

Dipakai D10 - 10 ( $A_s = 12,44 \text{ cm}^2$ )

Kontrol spasi maksimum

$$S_{\text{max}} = 3 h = 3 \times 14 = 42 \text{ cm}$$

### b. Penulangan pada lapangan

$$- Mu = 3486,9 \text{ Kgm}$$

$$- b = 1000 \text{ mm}$$

$$- d = 140 - 20 - 0,5 \times 12 = 114 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{Mu}{0,8 \times 1000 \times 114^2} = 3,35 \text{ Mpa}$$

$$m = 15,06$$

$\rho_{\text{perlu}} =$

$$\frac{1}{m}x \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2xmR_n}{f_y}} \right] = \frac{1}{15,06}x \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,06 \times 3,35}{320}} \right] = 0,011$$

$$0,011 > 0,004375$$

Maka luas tulangan yang diperlukan adalah :

$$A_s = 0,011 \times 100 \times 11,4 = 12,4 \text{ cm}^2$$

Dipakai D10 - 10 (  $A_s = 12,44 \text{ cm}^2$  )

Kontrol spasi maksimum

$$S_{\max} = 3 h = 3 \times 14 = 42 \text{ cm}$$

### Penulangan Geser :

-  $V_u$  yang terjadi adalah 3106,32 Kg

Sumbangan kekuatan geser beton (  $V_c$  ) menurut SKSNT91 adalah

$$V_c = \left[ 1 + \frac{N_u}{14A_g} \right] \times \frac{1}{6} x \sqrt{f_c'} x b w x d$$

dimana :

- besaran  $N_u/A_g$  dalam Mpa

- Nilai  $N_u$  positif untuk tekan dan negatif untuk tarik

$$\phi V_c = \left[ 1 + \frac{(-2,8)}{14 \times 1000 \times 140} \right] \times \frac{1}{6} x \sqrt{25} x 1000 x 114$$

$$= 57000,1 \text{ N} = 5700 \text{ Kg}$$

$V_u < \phi V_c \rightarrow$  tidak perlu tulangan geser

Untuk seluruh elemen-elemen pada tangga didapatkan gaya geser yang terjadi adalah dibawah kekuatan geser beton sehingga tidak diperlukan tulangan geser untuk menambah kekuatan.

Tulangan geser hanya dipasang praktis bersama-sama tulangan pembagi yang berupa tulangan arah melintang ( tegak lurus tulangan memanjang ) pada tepi atas dan bawah plat tangga .

Dipakai tulangan melintang D10 - 20

**BAB V.I****PERENCANAAN KOLOM****6.2 PERHITUNGAN KOLOM**

Dalam perhitungan perencanaan kolom ini penulis mengacu pada metoda persamaan Gouwens ( Desain Beton Bertulang , ChuKia Wang ). Dimana beban axial dan momen yang terjadi pada arah x dan aray y sangat diperhitungkan. Namun demikian penulis juga akan meninjau faktor tekuk yang akan berpengaruh terhadap pembasaran momen sebab kolom sangat kritis terhadap masalah ini.

**6.2.4 Contoh Perhitungan Tulangan Kolom**

Berikut ini akan diberikan contoh perhitungan penulangan kolom, disini diambil kolom lantai dasar As A-1

Diketahui :

Panjang tekuk kolom Lu	= 3700 mm
Jari-jari girasi r	= 240 mm
Mu1x	= 745,54E6 Nmm
Mu2x	= 69,64E6 Nmm
Mu1y	= 637,06E6 Nmm
Mu2y	= 230,90E6 Nmm
Pu	= 3402620 N
Dimensi Kolom	= 800 x 800 mm
Tegangan leleh baja	= 400 Mpa
Kuat tekan beton	= 35 Mpa

Mencari luas tulangan yang diperlukan dengan diagram :

$$P_n = P_u / \phi = 3402620 / 0,65 = 5234800 N$$

$$M_n x = M_{ux} / \phi = 745,54E6 / 0,65 = 1146984615 Nmm$$

$$M_n y = M_{uy} / \phi = 637,06E6 / 0,65 = 980092307,7 Nmm$$

$$M_{ny} / M_{nx} = 1,17 > b / h$$

Maka dipakai rumus :

$$M_{no} = M_{ny} + M_{nx} [(b / h) .(1 - \beta) / \beta]$$

$$= 980092307,7 + 1146984615 [(1) .(1 - 0,65) / 0,65]$$

$$= 1597699408 Nmm$$

$$K_y = P_n / (0,85 A_g f'_c) = 5234800 / (0,85 .800^2 .35)$$

$$= 0,3$$

$$K_x = M_n / (0,85 f'_c A_g h) = 0,11$$

Dari diagram interaksi M-N untuk kolom Biaksial ( WC. Vis ) dengan :

$f'_c = 35 \text{ Mpa}$ ,  $f_y = 400 \text{ Mpa}$ ,  $d'/h = 0,1$  maka didapat

$$r = 0,009 \text{ sehingga rasio tulangan perlu}$$

$$\beta = 1,33 \text{ untuk } f'_c = 35 \text{ Mpa}$$

$$\rho = 0,009 . 1,33 = 0,012 > \text{dari } \rho = 0,01$$

$$\text{Maka } A_s \text{ perlu} = 0,0133 . A_g = 0,012 . 80^2$$

$$= 76,8 \text{ Cm}^2$$

Dipakai tulangan D 22 maka didapat tulangan 24 D 22 ( $A_s = 91,5 \text{ cm}^2$ )

Kontrol Kelangsungan Kolom :

$$K. L_u / r = 49,5 \longrightarrow 34 - 12 (M_{u1}/M_{u2}) = 22$$

$$15,416 < 22 \longrightarrow \text{Kolom pendek}$$

Maka untuk perhitungan momen tidak ada faktor pembesaran momen.

### 6.2.5 Perencanaan geser dan torsi

Dari analisa perhitungan SAP'90 didapat bahwa momen torsi yang terjadi  $\phi$ besar 0,018 Tm dimana momen torsi ini lebih kecil dari  $T_u = 1/20 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \sum x^2 \cdot y = 9,8$  Tm, maka tulangan tambahan untuk momen torsi diabaikan tetapi untuk tulangan geser harus digunakan kerena  $V_u = 21,08$  Ton lebih kecil dari  $\phi V_c = 0,6 \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_c} b w \cdot d = 35,49$  Ton.

Dipakai tulangan geser praktis diameter D 10 mm dengan luas  $A_v = 2 \cdot 0,25 \cdot 3,14 \cdot 10^2 = 157,07$  mm<sup>2</sup>.

- $S < 300$  mm
- $S < ((80-12-1) \cdot 2) / 4 = 33,5$  cm
- $S < d / 4 = 74 / 2 = 18,5$  cm ( menentukan )

Maka dipasang tulangan geser D10 - 15 cm

Untuk perhitungan tulangan kolom selanjutnya penulis menabelkan seperti pada lampiran A di belakang.

**BAB VI****PERENCANAAN PONDASI****7.1 DATA TANAH**

Perencanaan pondasi struktur flat slab ini diambil sesuai dengan penyelidikan tanah dilapangan pada

Dari hasil penyelidikan tanah ini, data yang dapat diketahui ( data boring tidak diketahui ) yaitu jumlah kambatan perekat, harga konus . Dari data sondir dapat diketahui bahwa pada kedalaman 12 m telah didapatkan daya perlawanan ujung konus yang cukup besar dengan nilai JHP ( Jumlah Hambatan Perekat ) yang cukup memadai. Oleh karena itu untuk dapat menghasilkan daya dukung suatu pondasi tiang pancang yang optimum maka pemancangan tiang pancang direncanakan sampai kedalaman 12 m.

**7.2 Perencanaan Jumlah Pondasi Tiang Pancang**

Daya dukung pada pondasi tiang pancang ditentukan oleh dua hal yakni daya dukung ujung tiang ( harga konus ) dan pengaruh lekatan ( cleef ) disekeliling tiang.

Jadi penentuan harga konus tidak diambil langsung dari grafik sondir, melainkan diambil rata-rata sepanjang daerah keruntuhan geser dengan rumus sebagai berikut :

$$C_n \text{ rat -rata ujung} = \frac{0,5(C_{n1} + C_{n2}) + C_{n3}}{2}$$

dimana :

Cn1 = harga rata-rata konus dihitung mulai dari ujung tiang sampai 4 D ke bawah

Cn2 = harga rata-rata conus minimum dihitung mulai ujung tiang sampai 4D ke bawah

Cn3 = harga rata-rata konus minimum dihitung mulai ujung tiang sampai 8 D ke atas

Daya dukung akibat perlawanan ujung adalah :

$Q_p = C_n$  rata-rata ujung x A ujung tiang

Pengaruh dari lekatan ( cleef ) tanah kohesif harus diperhitungkan sebagai tambahan kekuatan daya dukung tanah yang dihitung dengan rumus :

$Q_n = O \times JHP$

dimana :

O = keliling tiang (cm)

JHP = Jumlah Hambatan Perekat ( Kg/cm<sup>2</sup> )

Daya dukung ijin suatu tiang yang berdiri sendiri adalah daya daya dukung suatu tiang dibagi dengan angka kemanan ( SF / Safeaty Factor ) sebagai berikut :

SF1 = safety factor terhadap perlawanan ujung = 3

SF2 = safety factor terhadap hambatan pelekat = 5

Jadi daya dukung satu tiang berdasar hasil sondir :

$$Q_{all} = \frac{Q_p}{SF1} + \frac{Q_s}{SF2}$$

### 7.3 Efisiensi Kekuatan Kelompok Tiang

Agar efisiensi tiang tidak kurang dari satu, maka menurut "Uniform Building Code " dari AASHTO jarak minimum dari as ke as pondasi tiang pancang kelompok adalah :

$$S \geq \frac{1,57.D.m.n}{m+n-2}$$

Faktor efisiensi terhadap kekuatan tiang kelompok bila jarak dari as ke as diambil harus diambil kurang dari diatas adalah :

$$\text{Eff} = 1 - \phi \left[ \frac{(n-1)m + (m-1).n}{90.m.n} \right]$$

dimana :

D = diameter tiang

m = jumlah baris

n = jumlah tiang dalam satu baris

$\phi$  = arctg ( D/s ) dalam derajat

Sehingga  $P_{ijin} = \text{jumlah tiang} \times \text{efisiensi} \times \text{daya dukung tiang}$

### 7.4 Perhitungan Jumlah Tiang Dalam Satu Kelompok

Jumlah tiang dihitung sedemikian sehingga  $P_{max}$  maksimum yang terjadi pada tiang tidak melebihi daya dukung ijin tiang. Beban maksimum yang bekerja pada satu tiang dihitung berdasarkan gaya aksial dan momen yang bekerja pada tiang.

$P_{max}$  dihitung dengan persamaan sebagai berikut :

$$P_{max} = \frac{\sum P_u}{n} + \frac{M_x.Y_{max}}{\sum y^2} + \frac{M_y.X_{max}}{\sum x^2} \langle P_{ijin} \rangle$$

dimana :

$P_{max}$  = beban maksimum yang diterima oleh satu tiang pancang

$\sum P_u$  = jumlah total beban aksial yang bekerja pada tiang ( termasuk berat poer )

- n = banyaknya tiang dalam satu kelompok
- M<sub>x</sub> = momen yang terjadi pada bidang tegak lurus sumbu x
- M<sub>y</sub> = momen yang terjadi pada bidang tegak lurus sumbu y
- X<sub>max</sub> = absis terjauh terhadap titik berat kelompok tiang
- Y<sub>max</sub> = ordinat terjauh terhadap titik berat kelompok tiang
- $\sum x^2$  = jumlah dari kuadrat absis tiap tiang
- $\sum y^2$  = jumlah kuadrat ordinat tiap tiang

### 7.5 Kontrol Terhadap Gaya Lateral

Kontrol terhadap gaya lateral dilakukan terhadap nilai terkecil antara kekuatan bahan atau daya dukung tanahnya. Jika kekuatan bahan lebih kecil dari kekuatan tanah, maka kontrol dilakukan terhadap kekuatan bahan. Juga sebaliknya.

Kemampuan tiang pancang terhadap gaya lateral nilainya diambil yang terkecil dari :

- jumlah kemampuan masing-masing tiang
- kemampuan kelompok tiang pancang yang dianggap sebagai satu blok ekuivalen yang meliputi tiang - tiang pancang dan tanah diantara tiang pancang tersebut.

Akibat gaya lateral akan timbul gaya perlawan tanah berupa beban merata. Beban perlawan tanah inilah yang akan menimbulkan lentur terhadap tiang pancang. Skema gaya-gaya yang terjadi pada tiang akibat gaya lateral dapat dilihat pada lampiran C gambar A.7

Untuk mengontrol kemampuan masing-masing tiang maupun kelompok tiang perlu dibedakan antara tiang panjang dengan tiang pendek, dimana tiang panjang dan tiang pendek dibedakan dengan rumus dari Tomlinson :

$$L_2 = 2,2 \times (f + 1,5 \cdot D)$$

dimana :

$f$  = panjang daerah perlawanan tanah =  $H / (9 \cdot C_r \cdot D)$

$C_r = 0,5 C_u$

$C_u$  = harga kohesi tanah

$D$  = diameter tiang ( untuk satu tinag ) atau lebar minimum kelompok tiang dengan tanah diantaranya yang dianggap sebagai tiang.

Apabila  $L_{tiang} > L_2$  maka tiang dianggap sebagai tiang panjang, demikian pula sebaliknya.

Kemampuan tahan lateral ultimate ( ultimate lateral resistance in cohesive soil ) tiang atau kelompok tiang dapat ditentukan dengan melihat diagram pada Lampiran C gambar A.8. Hu diperoleh dengan parameter :

$\frac{M.yield}{C_r.D^3}$  untuk tiang panjang

$L/D$  untuk tiang pendek

dengan memilih grafik yang sesuai dengan e/d yang sesuai dengan letak gaya lateral (  $e$  = jarak muka tanah ke gaya lateral ). Dari grafik tersebut akan diperoleh harga  $Hu / C_r \cdot D^2$ . Hasil  $Hu$  yang diperoleh harus lebih besar dari gaya lateral yang ada. Pada kelompok tiang kemampuan momen leleh dari kelompok tiang diambil jumlah komulatif kelompok tiang.

## 7.6 Kontrol Terhadap Geser Bahan

Kekuatan geser tiang adalah sebesar :

$$V_t = (V_c + V_s) \phi$$

dimana :

$V_c$  = kekuatan geser yang disumbangkan oleh beton  
 $= 0,5 (1/6 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d)$

$V_s$  = kekuatan geser yang disumbangkan oleh tulangan geser.

Agar tiang mampu memikul geser yang terjadi maka  $V_t > V_u$  yang terjadi.

## 7.7 Contoh Perhitungan Tiang Pancang

### 7.7.1 Daya Dukung Pondasi

Perhitungan daya dukung pondasi dipilih yang paling menentukan atas dasar kekuatan bahan dan kekuatan tanah. Pondasi yang digunakan adalah pondasi tiang pancang produksi WIKA dengan diameter 50 cm type A1. Dari brosur didapat bahwa daya dukungnya adalah sebagai berikut :

-  $P_{ijin} = 172,66$  Ton

-  $M_{ijin} = 15,75$  Ton

Daya dukung pondasi berdasar kekuatan tanah dihitung dari hasil sondir .

### Daya dukung berdasar hasil sondir

Daya dukung perlawanannya ujung :

-  $12 - 8D = 8m$

-  $12 + 4D = 14m$

Berdasarkan hasil penyelidikan tanah dengan sondir pada kedalaman tiang dimulai dari 4 D dibawah ujung tiang sampai 8 D diatas ujung tiang diperoleh harga rata-rata  $C_n$  sebagai berikut :

-  $C_{n1} = 250 \text{ Kg/cm}^2$

-  $C_{n2} = 250 \text{ Kg/cm}^2$

-  $C_{n3} = (12+12+22+35+60)/5 = 28,2 \text{ Kg/cm}^2$

$$C_n \text{ rata-rata} = \frac{0,5 \times (250+250)+28,2}{2} = 139,1 \text{ Kg/cm}^2$$

$Q_p = C_n \text{ rata-rata} \times A_{ujung}$

$$= 139,1 \times (0,25 \times \pi \times 50^2) = 273,12 \text{ Ton}$$

Daya Dukung Berdasarkan Hambatan Pelekat

Dari grafik sondir didapat JHP = 600 Kg/cm

$$Q_s = 600 \times (\pi \times 50) = 94,24 \text{ Ton}$$

Daya Dukung Ijin

Dari hasil sondir didapat :

$$P_{ijin tiang} = \frac{Q_p}{3} + \frac{Q_s}{5} = \frac{273,12}{3} + \frac{94,24}{5} = 109,89 \text{ Ton}$$

Pijin berdasarkan hasil test boring lebih kecil bila dibandingkan dengan kekuatan bahan dan sondir, jadi  $P_{ijin}$  yang menentukan = 109,89 Ton

### 7.7.2 Perhitungan Jumlah Tiang Dalam Kelompok

Sebagai contoh diambil kolom Lt1 As A-1 dengan data sebagai berikut :

$$P_u = 216,7 \text{ Ton}$$

$$M_x = 1,917 \text{ Tonm}$$

$$M_y = 0,657 \text{ Tonm}$$

$$H_x = 1,389 \text{ Ton}$$

$$H_y = 0,484 \text{ Ton}$$

Direncanakan kelompok tiang pancang terdiri dari empat buah tiang yang masing-masing berdiameter 50 cm dengan pile cap (poer) berukuran 220 x 220 x 100 cm<sup>3</sup>. Adapun posisi dari kelompok tiang pancang dapat dilihat pada gambar 7.4

$$m=2$$

$$n=2$$

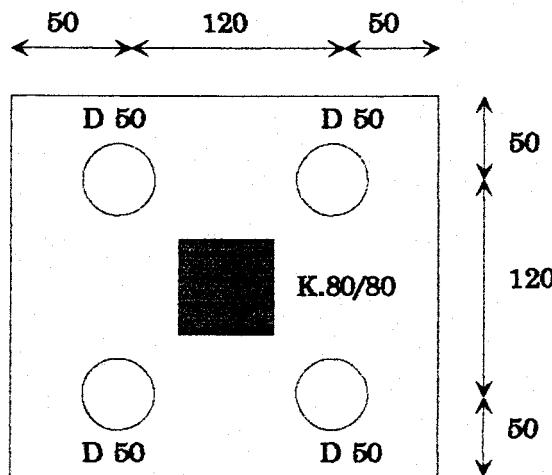
$$S = \frac{1,57 \times 50 \times 2 \times 2}{2+2-2} = 157,6 \text{ cm}$$

Karena  $S$  ada = 120 cm < 157 cm, maka efisiensi dari kelompok tiang pancang adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned}\phi &= \arctg(D/S) \\ &= \arctg(50/120) = 22,61\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Eff} &= 1 - \phi \left[ \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 \cdot n \cdot m} \right] \\ &= 1 - 22,61 \left[ \frac{(2-1)2 + 2(2-1)}{90 \times 2 \times 2} \right] = 0,75\end{aligned}$$

$$\text{Pijin 1 tiang} = 0,75 \times 109,89 = 82,28 \text{ Ton}$$



$$P_{\text{total}} = P_{\text{struktur atas}} + p_{\text{oer}}$$

$$= 216,74 + 2,2 \times 2,2 \times 2,4 \times 1 = 228,24 \text{ Ton}$$

$$\sum Y^2 = 4(0,6^2) = 1,44 \text{ m}^2$$

$$\sum X^2 = 4(0,6^2) = 1,44 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{max}} = \frac{228,24}{4} + \frac{1,917 \times 0,6}{1,44} + \frac{0,65 \times 0,6}{1,44}$$

$$= 58,29 \text{ Ton} < 82,28 \text{ Ton}$$

### 7.7.3 Kontrol Terhadap Gaya Lateral

Berdasarkan kemampuan masing-masing tiang :

Gaya lateral yang bekerja :

$$H_{\text{total}} = \sqrt{1,389^2 + 0,48^2} = 1,46 \text{ Ton}$$

Momen leleh bahan M yield = 15,75 Tonm

Ada 4 tiang, H 1 tiang =  $1,46 / 4 = 0,37 \text{ Ton}$

$$Cu = 0,15 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Cr = 0,5 Cu = 0,5 \times 0,25 = 1250 \text{ Kg/m}^2$$

$$f = \frac{H}{9.Cr.D} = \frac{365}{9 \times 1250 \times 0,5} = 0,064 \text{ m} = 6,4 \text{ cm}$$

$$L_2 = 2,2 \times (f + 1,5 D)$$

$$= 2,2 \times (6,4 + 1,5 \times 50) = 176 \text{ cm} < 12 \text{ m}$$

jadi termasuk tiang panjang

$$\frac{M_{\text{yield}}}{Cr.D^3} = \frac{1575000}{0,125 \times 50^3} = 76,36$$

Dari gambar 7.3 dengan e/d = 0 dan resistant headed diperoleh harga

$$\frac{Hu}{Cr.D^2}$$

$$= 40$$

$$Hu = 40 (0,165 \times 50^2) = 16,5 \text{ Ton} > 0,365 \text{ Ton} \rightarrow \text{ok}$$

Berdasarkan blok ekivalen pondasi

$$D = 1,2 + 2 \times 0,5 = 2,2 \text{ m}$$

$$f = \frac{365}{9 \times 1250 \times 2,2} = 0,01 \text{ m} = 1 \text{ cm}$$

$$L_2 = 2,2 \times (0,01 + 1,5 \times 2,2) = 7,28 \text{ m} < 12 \text{ m}$$

Termasuk tiang panjang

$$\frac{M_{\text{yield}}}{Cr.D^3} = \frac{4 \times 1575000}{0,165 \times 220^3} = 3,6$$

dari grafik 7.3 atau lampiran C gambar A.8 dengan e/d = 0 dan restrained

$$\text{headed diperoleh harga } \frac{Hu}{Cr.D^2} = 4,5$$

$$Hu = 4,5 \times (0,125 \times 220^2) = 27,225 \text{ Ton} > 1,46 \text{ Ton} \rightarrow \text{ok}$$

## 7.8 Perencanaan Poer

Tebal poer ditentukan dengan memperhitungkan syarat-syarat penyaluran tulangan longitudinal dari kolom yang menentukan. Untuk tulangan kolom D19 panjang penyaluran adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} Ld &= 0,02 Ab \cdot f_y / \sqrt{f_c} \\ &= 0,02 \times 0,25 \times \pi \times 19^2 \times 320 / \sqrt{35} \\ &= 306 \text{ mm} \end{aligned}$$

tetapi tidak boleh kurang dari :

$$\begin{aligned} Ld &= 0,06 \times d_b \times f_y \\ &= 0,06 \times 19 \times 320 \\ &= 365 \text{ mm} \end{aligned}$$

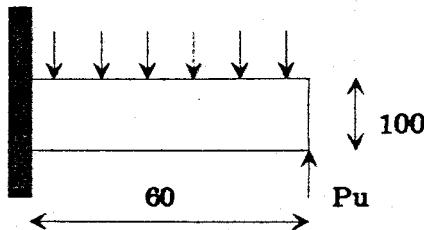
Jika kepala tiang pancang dianggap tidak bergerak, maka kepala tiang pancang diperpanjang kedalam poer paling sedikit 300 mm dan ketebalan sungkup diatas kepala tiang pancang minimum 300 mm ( ACI 318 15-7 ). Maka diambil tebal poer 100 cm

### 7.8.1 Penulangan lentur poer :

Untuk penulangan lentur poer dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Beban yang diterima poer adalah berat sisi terluar kolom sampai tepi poer.

contoh perhitungan :

$$q = 1 \times 2,2 \times 2400 = 5280 \text{ Kg/m}$$



Momen yang bekerja

$$\begin{aligned} Mu &= 2 \times pu \times 0,6 - 0,5 \times 5280 \times 0,6^2 \\ &= 2 \times 58290 \times 0,6 - 0,5 \times 5280 \times 0,6^2 \\ &= 689976000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$d = 1000 - 75 - 0,5 \times 19 = 915 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} Rn &= \frac{Mu}{\phi b x d^2} = \frac{689976000}{0,8 \times 1000 \times 915^2} \\ &= 1,01 \text{ N/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} x \left( 1 - \sqrt{\left( 1 - \frac{2xRn}{0,85f_c} \right)} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 35}{320} x \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,01}{0,85 \times 35}} \right] = 0,0033 < \rho_{\text{minimum}} \end{aligned}$$

$$\text{Dipakai } As = 0,004375 \times 100 \times 91,5 = 40,03 \text{ cm}^2$$

$$\text{Dipakai tulangan D19 - 15 ( } As = 42,25 \text{ cm}^2 \text{ )}$$

### 7.8.2 Perhitungan geser pons

Geser pons harus memenuhi persyaratan menurut SKSNT91 ps. 3.4.11.2

sebagai berikut:

$$\phi Vc = \left( 1 + \frac{2}{\beta_s} \right) x \frac{1}{6} x \sqrt{f'_c} x b o x d$$

tetapi tidak boleh lebih dari :

$$\phi V_c = \frac{1}{3} x \sqrt{f_c} x b o x d$$

Contoh perhitungan geser pons:

$$\beta_s = 1 \text{ ( tiang bulat )}$$

$$d = 500 - 75 - 0,5x 19 = 415,5 \text{ mm}$$

$b_0$  = perimeter dari penampang kritis

$$= \pi x (500 + 415,5) = 2876,12 \text{ mm}$$

$$V_c = (1+2) x 1/6 x \sqrt{35} x 2876,12 x 415,5$$

$$= 3534940,1 \text{ N}$$

Tetapi tidak boleh lebih dari :

$$V_c = 1/3 x \sqrt{35} x 2876,12 x 415,5$$

$$= 2354270,1 \text{ N}$$

Maka yang dipakai adalah  $V_c = 2354270,1 \text{ N}$

$$\phi V_c = 0,6 x 2354270,1 = 1412562 \text{ N}$$

$$V_u \text{ tiang} = 216,7 / 2 \text{ Ton} = 1083500 \text{ N} < \phi V_c \longrightarrow \text{ok}$$

## 7.9 Perencanaan Sloof

Sloof atau T beam diasumsikan hanya menerima beban aksial saja, momen yang terjadi langsung diterima oleh tiang pancang. Gaya aksial dihitung sebesar 10 % dari beban aksial kolom yang terjadi pada kondisi pembebahan gempa (PPSBBSTBUB'83 PS 6.9.2).

$$\text{Beban yang diterima sloof} = 0,1 x P_u$$

Direncanakan sloof dengan ukuran 40 x 60 cm dengan mutu beton  $f_c=35$  Mpa dan mutu baja  $f_y=320$  Mpa. Dari hasil analisa didapat gaya-gaya sebagai berikut :

$$\text{Beban aksial } P_u = 0,1 x 4023,55 \text{ KN} = 402355 \text{ N}$$

Syarat bahwa tegangan tarik yang terjadi tidak boleh lebih dari tegangan tarik ijin fr.

$$\text{fr} = 0,7 \sqrt{f'c} = 0,7 \times \sqrt{35} \\ = 4,14 \text{ Mpa}$$

$$f \text{ yang terjadi} = \frac{N_u}{\varphi b x h} = \frac{402355}{0,8 \times 400 \times 600} = 2,09 \text{ Mpa} < 4,14 \text{ Mpa} \rightarrow \text{ok}$$

luas tulangan dipakai tulangan minimum 1 % luas penampang

$$A_s = 0,01 \times 40 \times 60 = 24 \text{ cm}^2$$

Dipakai 6 D 25 (  $A_s = 29,45 \text{ cm}^2$  )

Penulangan geser sloof dilakukan sebagai berikut :

$$V_c = 1/6 \times \sqrt{f'_c} \times b w \times d \\ = 1/6 \times \sqrt{35} \times 400 \times 550 = 216922,93 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,6 \times 216922,93 = 130153,76 \text{ N}$$

$$V_u = 0,5 \times 5760 \times 6 = 17280 \text{ N}$$

$$V_n = 17280 / 0,6 = 28800 \text{ N} < 0,5 \phi V_c$$

Maka dipakai sengkang praktis D10 - 20

## BAB VIII

### KESIMPULAN DAN SARAN

#### 1. KESIMPULAN

- a. Dari hasil perhitungan perencanaan, diketahui bahwa bila bentang slab itu lebih dari 12 m, maka ketebalan slab akan kurang ekonomis yaitu akan lebih besar dari 30 cm
- b. Untuk bentang yang mempunyai banyak voice ( lubang ), maka metoda flatslab posttension tidak dapat digunakan untuk perhitungan tendon yang menerus.
- c. Dari hasil perhitungan didapat bahwa kehilangan pratekan yang terjadi sesuai dengan yang diperkirakan.

#### 2. SARAN - SARAN

- a. Untuk perencanaan flatslab posttension agar diusahakan bentang dari slab itu tidak terlalu besar atau usahakan agar lebih kecil dari 12 m dan diusahakan sama bentangnya.
- b. Untuk bentang-bentang yang mempunyai voice ( lubang ) yang banyak, usahakan menggunakan metoda perencanaan flatslab reinforcement karena lebih efisien dan mudah

## CATATAN

1. Di dalam analisa perhitungan ini penulis tidak meninjau  $P\Delta$  efect akibat pengaruh dari penarikan kabel terhadap kolom.
2. Karena perencanaan flatslab prestress, maka lubang - lubang / void yang ada pada daerah yang berjarak 6 m, tidak direncanakan adanya prestress.
3. Untuk menjamin kekakuan struktur, maka daerah tumpuan / kolom diberikan tulangan lunak.
4. Untuk mengantisipasi terjadinya sendi plastis, maka pada daerah tepi dan tengah bangunan diberi balok perimeter dan direncanakan sengkang - sengkang serta direncanakan sesuai dengan daktilitas sebagai daktilitas tingkat 2.
5. Untuk menganalisa agar terjadinya sendi plastis pada flatslab murni / tidak ada balok peimeter, maka dapat dilakukan dengan mereduksi kekakuan slab pada input SAP'90 dengan reduksi sebagai berikut
  - a. Untuk kolom sebesar 25 %
  - b. Untuk slab sebesar 50 %

## **LAMPIRAN A**

## **TABEL PLAT LANTAI**

**TABEL PENULANGAN TENDON PLAT ATAP DAN LANTAI**

No	Lantai	Jalur Kordon		Jalur Tengah	
		Tendon	Jarak	Tendon	Jarak
1	2	12 tendon	27,2 cm	10 tendon	33,3 cm
2	3	12 tendon	27,2 cm	10 tendon	33,3 cm
3	4	12 tendon	27,2 cm	10 tendon	33,3 cm
4	5	12 tendon	27,2 cm	10 tendon	33,3 cm
5	6	12 tendon	27,2 cm	10 tendon	33,3 cm
6	7	12 tendon	27,2 cm	10 tendon	33,3 cm
7	8	12 tendon	27,2 cm	10 tendon	33,3 cm
8	Atap	11 tendon	30,0 cm	8 tendon	42,8 cm

**TABEL PEPENULANGAN PLAT ATAP DAN LANTAI**

No	Lantai	J. Kordon Timp	J. Teng. Timp	J. Kordon Timp	J. Teng. Timp
1	2	D 10 - 6	D 10 - 12,5	D 10 - 12,5	D 10 - 20
2	3	D 10 - 6	D 10 - 12,5	D 10 - 12,5	D 10 - 20
3	4	D 10 - 6	D 10 - 12,5	D 10 - 12,5	D 10 - 20
4	5	D 10 - 6	D 10 - 12,5	D 10 - 12,5	D 10 - 20
5	6	D 10 - 6	D 10 - 12,5	D 10 - 12,5	D 10 - 20
6	7	D 10 - 6	D 10 - 12,5	D 10 - 12,5	D 10 - 20
7	8	D 10 - 6	D 10 - 12,5	D 10 - 12,5	D 10 - 20
8	Atap	D 10 - 7	D 10 - 20	D 10 - 20	D 10 - 20

## **TABEL BALOK**

Tabel Perhitungan Penulangan Balok Atap As A dan F

$t_c = 40 \text{ Mpa}$        $b = 80 \text{ cm}$        $\rho_{\max} = 0.0325$   
 $f_y = 400 \text{ Mpa}$        $h = 40 \text{ cm}$        $\rho_{\min} = 0.0035$   
 $d = 360 \text{ mm}$

No	As	Elemen	Zone	M <sub>u</sub> KN.m	M <sub>n</sub> perlu KN.m	x <sub>b</sub> mm	x <sub>max</sub> mm	C <sub>mex</sub> N	M <sub>n</sub> ada KN.m	m m	R <sub>n</sub> KN / m <sup>2</sup>	Rho ada	Rho pak	A <sub>s</sub> cm <sup>2</sup>	Dipasang	A <sub>s</sub> ada cm <sup>2</sup>
1	1 - 2	Tumpuan kiri	Atas	18.37	21.61	216	162	3745440	1,044.98	11.76	208.45	0.0005	0.0035	10.08	3 D 25	14.72
			Bawah	24.89	29.28	216	162	3745440	1,044.98	11.76	282.43	0.0007	0.0035	10.08	3 D 25	14.72
		Tumpuan kanan	Atas	78.99	92.93	216	162	3745440	1,044.98	11.76	896.31	0.0023	0.0035	10.08	3 D 25	14.72
			Bawah	17.11	20.13	216	162	3745440	1,044.98	11.76	194.15	0.0005	0.0035	10.08	3 D 25	14.72
		Lapangan		18.73	22.04	216	162	3745440	1,044.98	11.76	212.53	0.0005	0.0035	10.08	3 D 25	14.72
2	2 - 3	Tumpuan kiri	Atas	67.28	79.15	216	162	3745440	1,044.98	11.76	763.44	0.0019	0.0035	10.08	3 D 25	14.72
			Bawah	24.58	28.92	216	162	3745440	1,044.98	11.76	278.91	0.0007	0.0035	10.08	3 D 25	14.72
		Tumpuan kanan	Atas	72.94	85.81	216	162	3745440	1,044.98	11.76	827.66	0.0021	0.0035	10.08	3 D 25	14.72
			Bawah	30.07	35.38	216	162	3745440	1,044.98	11.76	341.21	0.0009	0.0035	10.08	3 D 25	14.72
		Lapangan		17.84	20.99	216	162	3745440	1,044.98	11.76	202.43	0.0005	0.0035	10.08	3 D 25	14.72
3	3 - 4	Tumpuan kiri	Atas	70.71	83.19	216	162	3745440	1,044.98	11.76	802.36	0.0020	0.0035	10.08	3 D 25	14.72
			Bawah	21.30	25.06	216	162	3745440	1,044.98	11.76	241.69	0.0006	0.0035	10.08	3 D 25	14.72
		Tumpuan kanan	Atas	68.78	80.92	216	162	3745440	1,044.98	11.76	780.46	0.0020	0.0035	10.08	3 D 25	14.72
			Bawah	23.08	27.15	216	162	3745440	1,044.98	11.76	261.89	0.0007	0.0035	10.08	3 D 25	14.72
		Lapangan		14.30	16.82	216	162	3745440	1,044.98	11.76	162.26	0.0004	0.0035	10.08	3 D 25	14.72
4	4 - 5	Tumpuan kiri	Atas	71.60	84.24	216	162	3745440	1,044.98	11.76	812.45	0.0021	0.0035	10.08	3 D 25	14.72
			Bawah	31.72	37.32	216	162	3745440	1,044.98	11.76	359.93	0.0009	0.0035	10.08	3 D 25	14.72
		Tumpuan kanan	Atas	68.67	80.79	216	162	3745440	1,044.98	11.76	779.21	0.0020	0.0035	10.08	3 D 25	14.72
			Bawah	23.72	27.91	216	162	3745440	1,044.98	11.76	269.15	0.0007	0.0035	10.08	3 D 25	14.72
		Lapangan		17.98	21.15	216	162	3745440	1,044.98	11.76	204.02	0.0005	0.0035	10.08	3 D 25	14.72
5	5 - 6	Tumpuan kiri	Atas	78.88	92.80	216	162	3745440	1,044.98	11.76	895.06	0.0023	0.0035	10.08	3 D 25	14.72
			Bawah	17.18	20.21	216	162	3745440	1,044.98	11.76	194.94	0.0005	0.0035	10.08	3 D 25	14.72
		Tumpuan kanan	Atas	18.38	21.62	216	162	3745440	1,044.98	11.76	208.56	0.0005	0.0035	10.08	3 D 25	14.72
			Bawah	24.77	29.14	216	162	3745440	1,044.98	11.76	281.07	0.0007	0.0035	10.08	3 D 25	14.72
		Lapangan		18.70	22.00	216	162	3745440	1,044.98	11.76	212.19	0.0005	0.0035	10.08	3 D 25	14.72

Tabel Perhitungan Penulangan Balok Atap As C dan D

$f'_c = 40 \text{ Mpa}$        $b = 80.00 \text{ cm}$        $\rho_{\max} = 0.0325$   
 $f_y = 400 \text{ Mpa}$        $h = 40.00 \text{ cm}$        $\rho_{\min} = 0.0035$   
 $d = 360 \text{ mm}$

A.R.H 3933101280

No	As	Elemen	Zone	M <sub>u</sub>	M <sub>n perlu</sub>	x <sub>b</sub>	x <sub>max</sub>	C <sub>max</sub>	M <sub>n ada</sub>	m	R <sub>n</sub>	Rho <sub>ada</sub>	Rho <sub>pak</sub>	As	Dipeseng	A <sub>s ada</sub>
				KN.m	KN.m	mm	mm	N	KN.m		KN / m <sup>2</sup>			cm <sup>2</sup>		cm <sup>2</sup>
1	1 - 2	Tumpuan kiri	Atas	38.40	45.18	216	162	3745440	1,044.98	11.76	435.73	0.0011	0.0035	10.08	3 D 25	14.72
			Bawah	28.87	33.96	216	162	3745440	1,044.98	11.76	327.59	0.0008	0.0035	10.08	3 D 25	14.72
		Tumpuan kanan	Atas	75.44	88.75	216	162	3745440	1,044.98	11.76	856.03	0.0022	0.0035	10.08	3 D 25	14.72
			Bawah	31.95	37.59	216	162	3745440	1,044.98	11.76	362.54	0.0009	0.0035	10.08	3 D 25	14.72
		Lapangan		20.44	24.05	216	162	3745440	1,044.98	11.76	231.94	0.0006	0.0035	10.08	3 D 25	14.72
2	2 - 3	Tumpuan kiri	Atas	77.74	91.46	216	162	3745440	1,044.98	11.76	882.13	0.0022	0.0035	10.08	3 D 25	14.72
			Bawah	17.00	20.00	216	162	3745440	1,044.98	11.76	192.90	0.0005	0.0035	10.08	3 D 25	14.72
		Tumpuan kanan	Atas	72.52	85.32	216	162	3745440	1,044.98	11.76	822.89	0.0021	0.0035	10.08	3 D 25	14.72
			Bawah	32.49	38.22	216	162	3745440	1,044.98	11.76	368.67	0.0009	0.0035	10.08	3 D 25	14.72
		Lapangan		14.40	16.94	216	162	3745440	1,044.98	11.76	163.40	0.0004	0.0035	10.08	3 D 25	14.72
3	3 - 4	Tumpuan kiri	Atas	52.11	61.31	216	162	3745440	1,044.98	11.76	591.30	0.0015	0.0035	10.08	3 D 25	14.72
			Bawah	41.23	48.51	216	162	3745440	1,044.98	11.76	467.84	0.0012	0.0035	10.08	3 D 25	14.72
		Tumpuan kanan	Atas	87.11	102.48	216	162	3745440	1,044.98	11.76	988.45	0.0025	0.0035	10.08	3 D 25	14.72
			Bawah	38.46	45.25	216	162	3745440	1,044.98	11.76	436.41	0.0011	0.0035	10.08	3 D 25	14.72
		Lapangan		15.89	18.69	216	162	3745440	1,044.98	11.76	180.31	0.0005	0.0035	10.08	3 D 25	14.72
4	4 - 5	Tumpuan kiri	Atas	80.95	95.24	216	162	3745440	1,044.98	11.76	918.55	0.0023	0.0035	10.08	3 D 25	14.72
			Bawah	20.00	23.53	216	162	3745440	1,044.98	11.76	226.94	0.0006	0.0035	10.08	3 D 25	14.72
		Tumpuan kanan	Atas	54.70	64.35	216	162	3745440	1,044.98	11.76	620.69	0.0016	0.0035	10.08	3 D 25	14.72
			Bawah	34.08	40.09	216	162	3745440	1,044.98	11.76	386.71	0.0010	0.0035	10.08	3 D 25	14.72
		Lapangan		19.73	23.21	216	162	3745440	1,044.98	11.76	223.88	0.0006	0.0035	10.08	3 D 25	14.72
5	5 - 6	Tumpuan kiri	Atas	75.85	80.24	216	162	3745440	1,044.98	11.76	860.68	0.0022	0.0035	10.08	3 D 25	14.72
			Bawah	24.08	28.33	216	162	3745440	1,044.98	11.76	273.24	0.0007	0.0035	10.08	3 D 25	14.72
		Tumpuan kanan	Atas	40.36	47.48	216	162	3745440	1,044.98	11.76	457.97	0.0012	0.0035	10.08	3 D 25	14.72
			Bawah	28.50	33.53	216	162	3745440	1,044.98	11.76	323.39	0.0008	0.0035	10.08	3 D 25	14.72
		Lapangan		20.31	23.89	216	162	3745440	1,044.98	11.76	230.46	0.0006	0.0035	10.08	3 D 25	14.72

Tabel Perhitungan Penulangan Balok Atap As1 dan 6

A.R.H 3933101280

$$\begin{aligned}
 f'_c &= 40 \text{ Mpa} & b &= 80.00 \text{ cm} & \rho_{\max} &= 0.0325 \\
 f'_y &= 400 \text{ Mpa} & h &= 40.00 \text{ cm} & \rho_{\min} &= 0.0035 \\
 d &= 360 \text{ mm} & & & &
 \end{aligned}$$

No	As	Elemen	Zone	M <sub>u</sub> KN m	M <sub>n perlu</sub> KN m	x <sub>b</sub> mm	x <sub>max</sub> mm	C <sub>max</sub> N	M <sub>n ada</sub> KN m	m	R <sub>n</sub> KN / m <sup>2</sup>	Rho <sub>ada</sub>	Rho <sub>pak</sub>	A <sub>a</sub> cm <sup>2</sup>	Dipasang A <sub>a ada</sub> cm <sup>2</sup>	
1	A - C	Tumpuan kiri	Atas	208.75	245.59	216	162	3745440	1,044.98	11.76	2,368.71	0.0061	0.0061	17.69	4 D 25	19.63
			Bawah	18.08	21.27	216	162	3745440	1,044.98	11.76	205.16	0.0005	0.0035	10.08	3 D 25	14.72
		Tumpuan kanan	Atas	193.71	227.89	216	162	3745440	1,044.98	11.76	2,198.05	0.0057	0.0057	16.37	4 D 25	19.63
			Bawah	18.81	22.13	216	162	3745440	1,044.98	11.76	213.44	0.0005	0.0035	10.08	3 D 25	14.72
		Lapangan		61.44	72.28	216	162	3745440	1,044.98	11.76	697.17	0.0018	0.0035	10.08	3 D 25	14.72
2	A - C	Tumpuan kiri	Atas	210.00	247.06	216	162	3745440	1,044.98	11.76	2,382.90	0.0062	0.0062	17.80	4 D 25	19.63
			Bawah	18.40	21.65	216	162	3745440	1,044.98	11.76	208.79	0.0005	0.0035	10.08	3 D 25	14.72
		Tumpuan kanan	Atas	195.04	229.46	216	162	3745440	1,044.98	11.76	2,213.14	0.0057	0.0057	16.49	4 D 25	19.63
			Bawah	16.68	19.62	216	162	3745440	1,044.98	11.76	189.27	0.0005	0.0035	10.08	3 D 25	14.72
		Lapangan		60.66	71.36	216	162	3745440	1,044.98	11.76	688.32	0.0017	0.0035	10.08	3 D 25	14.72
3	C - D	Tumpuan kiri	Atas	154.63	181.92	216	162	3745440	1,044.98	11.76	1,754.81	0.0045	0.0045	12.98	3 D 25	14.72
			Bawah	92.73	109.09	216	162	3745440	1,044.98	11.76	1,052.22	0.0027	0.0035	10.08	3 D 25	14.72
		Tumpuan kanan	Atas	154.93	182.27	216	162	3745440	1,044.98	11.76	1,758.01	0.0045	0.0045	13.00	3 D 25	14.72
			Bawah	92.59	108.93	216	162	3745440	1,044.98	11.76	1,050.83	0.0027	0.0035	10.08	3 D 25	14.72
		Lapangan		5.98	7.04	216	162	3745440	1,044.98	11.76	87.86	0.0002	0.0035	10.08	3 D 25	14.72
4	C - D	Tumpuan kiri	Atas	161.95	190.53	216	162	3745440	1,044.98	11.76	1,837.67	0.0047	0.0047	13.61	3 D 25	14.72
			Bawah	84.96	99.95	216	162	3745440	1,044.98	11.76	964.05	0.0024	0.0035	10.08	3 D 25	14.72
		Tumpuan kanan	Atas	141.23	166.15	216	162	3745440	1,044.98	11.76	1,602.56	0.0041	0.0041	11.82	3 D 25	14.72
			Bawah	105.71	124.36	216	162	3745440	1,044.98	11.76	1,109.51	0.0031	0.0035	10.08	3 D 25	14.72
		Lapangan		9.33	10.98	216	162	3745440	1,044.98	11.76	105.87	0.0003	0.0035	10.08	3 D 25	14.72

Tabel Perhitungan Penulangan Balok As A dan F

$f_c' = 40 \text{ Mpa}$        $b = 80 \text{ cm}$        $\rho_{\text{max}} = 0.0325$   
 $f_y = 400 \text{ Mpa}$        $h = 40 \text{ cm}$        $\rho_{\text{min}} = 0.0035$   
 $d = 360 \text{ mm}$

A.R.H 3933101280

No	Aa	Elemen	Zone	M <sub>u</sub>	M <sub>n perlu</sub>	x <sub>b</sub>	x <sub>max</sub>	C <sub>max</sub>	M <sub>n ada</sub>	m	R <sub>n</sub>	Rho <sub>sda</sub>	Rho <sub>pak</sub>	A <sub>a</sub>	Dipesang	A <sub>a ada</sub> cm <sup>2</sup>
1	1 - 2	Tumpuan kiri	Atas	301.72	354.06	216	162	3745440	1,044.98	11.76	3,423.66	0.0090	0.0090	26.03	6 D 25	29.44
			Bawah	269.31	316.84	216	162	3745440	1,044.98	11.76	3,055.90	0.0080	0.0080	23.09	5 D 25	24.53
	Tumpuan kanan	Atas	349.64	411.34	216	162	3745440	1,044.98	11.76	3,967.41	0.0106	0.0106	30.46	7 D 25	34.34	
		Bawah	288.28	339.15	216	162	3745440	1,044.98	11.76	3,271.15	0.0086	0.0086	24.81	6 D 25	29.44	
	Lapangan			29.58	34.80	216	162	3745440	1,044.98	11.76	335.65	0.0008	0.0035	10.08	3 D 25	14.72
	2	Tumpuan kiri	Atas	296.55	348.88	216	162	3745440	1,044.98	11.76	3,364.99	0.0089	0.0089	25.56	6 D 25	29.44
			Bawah	250.72	294.96	216	162	3745440	1,044.98	11.76	2,844.95	0.0074	0.0074	21.42	5 D 25	24.53
		Tumpuan kanan	Atas	296.72	349.08	216	162	3745440	1,044.98	11.76	3,366.92	0.0089	0.0089	25.58	6 D 25	29.44
			Bawah	247.27	290.91	216	162	3745440	1,044.98	11.76	2,805.81	0.0073	0.0073	21.11	5 D 25	24.53
		Lapangan		14.25	16.76	216	162	3745440	1,044.98	11.76	161.70	0.0004	0.0035	10.08	3 D 25	14.72
3	3 - 4	Tumpuan kiri	Atas	299.10	351.88	216	162	3745440	1,044.98	11.76	3,393.93	0.0090	0.0090	25.80	6 D 25	29.44
			Bawah	251.47	295.85	216	162	3745440	1,044.98	11.76	2,853.46	0.0075	0.0075	21.49	5 D 25	24.53
		Tumpuan kanan	Atas	299.71	352.60	216	162	3745440	1,044.98	11.76	3,400.85	0.0090	0.0090	25.85	6 D 25	29.44
			Bawah	250.92	295.20	216	162	3745440	1,044.98	11.76	2,847.22	0.0074	0.0074	21.44	5 D 25	24.53
		Lapangan		13.92	16.38	216	162	3745440	1,044.98	11.76	157.95	0.0004	0.0035	10.08	3 D 25	14.72
4	4 - 5	Tumpuan kiri	Atas	295.53	347.68	216	162	3745440	1,044.98	11.76	3,353.42	0.0088	0.0088	25.47	6 D 25	29.44
			Bawah	248.43	292.27	216	162	3745440	1,044.98	11.76	2,818.97	0.0074	0.0074	21.22	5 D 25	24.53
		Tumpuan kanan	Atas	297.65	350.18	216	162	3745440	1,044.98	11.76	3,377.47	0.0089	0.0089	25.66	6 D 25	29.44
			Bawah	249.56	293.00	216	162	3745440	1,044.98	11.76	2,831.79	0.0074	0.0074	21.32	5 D 25	24.53
		Lapangan		14.27	16.79	216	162	3745440	1,044.98	11.76	161.92	0.0004	0.0035	10.08	3 D 25	14.72
5	5 - 6	Tumpuan kiri	Atas	348.61	410.13	216	162	3745440	1,044.98	11.76	3,955.72	0.0105	0.0105	30.36	7 D 25	34.34
			Bawah	289.30	340.35	216	162	3745440	1,044.98	11.76	3,282.73	0.0086	0.0086	24.90	6 D 25	29.44
		Tumpuan kanan	Atas	302.64	356.05	216	162	3745440	1,044.98	11.76	3,434.10	0.0091	0.0091	26.12	6 D 25	29.44
			Bawah	288.36	315.72	216	162	3745440	1,044.98	11.76	3,045.12	0.0080	0.0080	23.01	5 D 25	24.53
		Lapangan		29.62	34.85	216	162	3745440	1,044.98	11.76	336.10	0.0008	0.0035	10.08	3 D 25	14.72

Tabel Perhitungan Penulangan Balok As C dan D

$f'_c = 40 \text{ Mpa}$        $b = 80.00 \text{ cm}$        $\rho_{\text{max}} = 0.0325$   
 $f_y = 400 \text{ Mpa}$        $h = 40.00 \text{ cm}$        $\rho_{\text{min}} = 0.0035$   
 $d = 360 \text{ mm}$

No	A <sub>s</sub>	Elemen	Zone	M <sub>u</sub> KN.m	M <sub>n</sub> perlu KN.m	x <sub>b</sub> mm	x <sub>max</sub> mm	C <sub>max</sub> N	M <sub>n</sub> ada KN.m	m	R <sub>n</sub> KN / m <sup>2</sup>	Rho ada	Rho pak	A <sub>s</sub> cm <sup>2</sup>	Dipasang	A <sub>s</sub> ada cm <sup>2</sup>
1	1 - 2	Tumpuan kiri	Atas	302.48	355.86	216	162	3745440	1,044.98	11.76	3,432.28	0.0091	0.0091	26.10	6 D 25	29.44
			Bawah	265.80	312.71	216	162	3745440	1,044.98	11.76	3,016.07	0.0079	0.0079	22.78	5 D 25	24.53
		Tumpuan kanan	Atas	344.30	405.06	216	162	3745440	1,044.98	11.76	3,906.82	0.0104	0.0104	29.96	7 D 25	34.34
			Bawah	290.44	341.69	216	162	3745440	1,044.98	11.76	3,295.66	0.0087	0.0087	25.01	6 D 25	29.44
		Lapangan		30.29	35.64	216	162	3745440	1,044.98	11.76	343.70	0.0009	0.0035	10.08	3 D 25	14.72
2	2 - 3	Tumpuan kiri	Atas	292.23	343.80	216	162	3745440	1,044.98	11.76	3,315.97	0.0087	0.0087	25.17	6 D 25	29.44
			Bawah	243.41	286.36	216	162	3745440	1,044.98	11.76	2,762.01	0.0072	0.0072	20.77	5 D 25	24.53
		Tumpuan kanan	Atas	293.19	344.93	216	162	3745440	1,044.98	11.76	3,326.87	0.0088	0.0088	25.26	6 D 25	29.44
			Bawah	242.95	285.82	216	162	3745440	1,044.98	11.76	2,756.79	0.0072	0.0072	20.73	5 D 25	24.53
		Lapangan		13.17	15.49	216	162	3745440	1,044.98	11.76	149.44	0.0004	0.0035	10.08	3 D 25	14.72
3	3 - 4	Tumpuan kiri	Atas	290.85	342.18	216	162	3745440	1,044.98	11.76	3,300.31	0.0087	0.0087	25.04	6 D 25	29.44
			Bawah	252.23	296.74	216	162	3745440	1,044.98	11.76	2,862.09	0.0075	0.0075	21.56	5 D 25	24.53
		Tumpuan kanan	Atas	299.59	352.46	216	162	3745440	1,044.98	11.76	3,399.49	0.0090	0.0090	25.84	6 D 25	29.44
			Bawah	242.95	285.82	216	162	3745440	1,044.98	11.76	2,756.79	0.0072	0.0072	20.73	5 D 25	24.53
		Lapangan		14.25	16.76	216	162	3745440	1,044.98	11.76	161.70	0.0004	0.0035	10.08	3 D 25	14.72
4	4 - 5	Tumpuan kiri	Atas	295.09	347.18	216	162	3745440	1,044.98	11.76	3,348.43	0.0088	0.0088	25.43	6 D 25	29.44
			Bawah	241.77	284.44	216	162	3745440	1,044.98	11.76	2,743.40	0.0072	0.0072	20.62	5 D 25	24.53
		Tumpuan kanan	Atas	289.91	341.07	216	162	3745440	1,044.98	11.76	3,289.65	0.0087	0.0087	24.96	6 D 25	29.44
			Bawah	248.20	292.00	216	162	3745440	1,044.98	11.76	2,816.36	0.0074	0.0074	21.20	5 D 25	24.53
		Lapangan		14.32	16.85	216	162	3745440	1,044.98	11.76	162.49	0.0004	0.0035	10.08	3 D 25	14.72
5	5 - 6	Tumpuan kiri	Atas	342.63	403.09	216	162	3745440	1,044.98	11.76	3,887.87	0.0103	0.0103	29.81	7 D 25	34.34
			Bawah	294.29	346.22	216	162	3745440	1,044.98	11.76	3,339.35	0.0088	0.0088	25.36	6 D 25	29.44
		Tumpuan kanan	Atas	304.61	358.36	216	162	3745440	1,044.98	11.76	3,456.45	0.0091	0.0091	26.30	6 D 25	29.44
			Bawah	264.05	310.65	216	162	3745440	1,044.98	11.76	2,996.21	0.0079	0.0079	22.62	5 D 25	24.53
		Lapangan		31.17	36.67	216	162	3745440	1,044.98	11.76	353.69	0.0009	0.0035	10.08	3 D 25	14.72

Tabel Perhitungan Penulangan Balok As1 dan 6

$f'_c = 40 \text{ Mpa}$        $b = 80.00 \text{ cm}$        $\rho_{\max} = 0.0325$   
 $f_y = 400 \text{ Mpa}$        $h = 40.00 \text{ cm}$        $\rho_{\min} = 0.0035$   
 $d = 360 \text{ mm}$

A.R.H 3933101280

No	As	Elemen	Zone	M <sub>u</sub> KN m	M <sub>n</sub> perlu KN m	x <sub>D</sub> mm	x <sub>max</sub> mm	C <sub>max</sub> N	M <sub>n</sub> ada KN m	m	R <sub>n</sub> KN / m <sup>2</sup>	Rho ada	Rho pak	A <sub>s</sub> cm <sup>2</sup>	Dipaeng	A <sub>s</sub> ada cm <sup>2</sup>
1	A - C	Tumpuan kiri	Atas	444.26	522.66	216	162	3745440	1,044.98	11.76	5,041.08	0.0137	0.0137	39.48	9 D 25	44.16
			Bawah	254.33	299.21	216	162	3745440	1,044.98	11.76	2,885.92	0.0076	0.0076	21.74	5 D 25	24.53
		Tumpuan kanan	Atas	422.28	496.80	216	162	3745440	1,044.98	11.76	4,791.67	0.0130	0.0130	37.35	8 D 25	39.25
			Bawah	236.29	277.99	216	162	3745440	1,044.98	11.76	2,681.21	0.0070	0.0070	20.13	5 D 25	24.53
		Lapangan		61.18	71.98	216	162	3745440	1,044.98	11.76	694.22	0.0018	0.0035	10.08	3 D 25	14.72
	2	Tumpuan kiri	Atas	446.60	525.41	216	162	3745440	1,044.98	11.76	5,067.83	0.0138	0.0138	39.71	9 D 25	44.16
			Bawah	255.86	301.01	216	162	3745440	1,044.98	11.76	2,903.28	0.0076	0.0076	21.88	5 D 25	24.53
		Tumpuan kanan	Atas	424.16	499.01	216	162	3745440	1,044.98	11.76	4,813.00	0.0130	0.0130	37.53	8 D 25	39.25
			Bawah	237.86	279.84	216	162	3745440	1,044.98	11.76	2,699.03	0.0070	0.0070	20.27	5 D 25	24.53
		Lapangan		61.01	71.78	216	162	3745440	1,044.98	11.76	692.29	0.0017	0.0035	10.08	3 D 25	14.72
3	C - D	Tumpuan kiri	Atas	603.14	709.58	216	162	3745440	1,044.98	11.76	6,843.91	0.0193	0.0193	55.59	12 D 25	58.88
			Bawah	542.80	638.59	216	162	3745440	1,044.98	11.76	6,159.22	0.0171	0.0171	49.31	11 D 25	53.97
		Tumpuan kanan	Atas	599.08	704.80	216	162	3745440	1,044.98	11.76	6,797.84	0.0192	0.0192	55.16	12 D 25	58.88
			Bawah	546.30	642.71	216	162	3745440	1,044.98	11.76	6,198.94	0.0172	0.0172	49.67	11 D 25	53.97
		Lapangan		9.15	10.76	216	162	3745440	1,044.98	11.76	103.83	0.0003	0.0035	10.08	3 D 25	14.72
	4	Tumpuan kiri	Atas	608.71	716.13	216	162	3745440	1,044.98	11.76	6,907.11	0.0195	0.0195	56.18	12 D 25	58.88
			Bawah	542.73	638.51	216	162	3745440	1,044.98	11.76	6,158.43	0.0171	0.0171	49.31	11 D 25	53.97
		Tumpuan kanan	Atas	596.17	701.38	216	162	3745440	1,044.98	11.76	6,764.82	0.0190	0.0190	54.85	12 D 25	58.88
			Bawah	555.18	653.15	216	162	3745440	1,044.98	11.76	6,299.70	0.0176	0.0176	50.58	11 D 25	53.97
		Lapangan		10.91	12.84	216	162	3745440	1,044.98	11.76	123.80	0.0003	0.0035	10.08	3 D 25	14.72

## **TABEL KOLOM**

## TABEL PENULANGAN KOLOM

Tabel 7.1.3 Perhitungan Penulangan Kolom

Dimensi Kolom Lantai 1 dan 2

Panjang : 800 mm      Tegangan leleh ( $f_y$ ) = 400 Mpa       $\beta$  = 1.33  
 Lebar : 800 mm      Kuat tekan ( $f'_c$ ) = 35 Mpa  
 Tinggi : 4000 mm      Jari - jari girasi ( $r$ ) = 240 mm

No	Id Number	$M_{ux}$	$M_{uy}$	$P_u$	$M_{nx}$	$M_{ny}$	$M_{no}$	$K_x$	$K_y$	$r$	$p$	$A_s$	$p > 0,01$	$p < 0,08$	Dipasang
1	2	7.30E+08	7.16E+08	3352000	1.1E+09	1.1E+09	1706272189	0.16	0.27	0.009	0.012	7660.8	ok	ok	24 D 22
2	3	7.32E+08	7.10E+08	3425000	1.1E+09	1.1E+09	1698698225	0.16	0.28	0.009	0.012	7660.8	ok	ok	24 D 22
3	4	7.32E+08	7.10E+08	3416000	1.1E+09	1.1E+09	1698698225	0.16	0.28	0.009	0.012	7660.8	ok	ok	24 D 22
4	5	7.32E+08	7.12E+08	3358000	1.1E+09	1.1E+09	1701775148	0.16	0.27	0.009	0.012	7660.8	ok	ok	24 D 22
5	6	7.48E+08	6.25E+08	3398000	1.2E+09	9.6E+08	1581183432	0.15	0.27	0.009	0.012	7660.8	ok	ok	24 D 22
6	7	8.73E+08	6.38E+08	3838000	1.3E+09	9.8E+08	1704733728	0.16	0.31	0.009	0.012	7660.8	ok	ok	24 D 22
7	8	7.34E+08	7.14E+08	3282000	1.1E+09	1.1E+09	1706508876	0.16	0.27	0.009	0.012	7660.8	ok	ok	24 D 22
8	9	7.42E+08	7.17E+08	3375000	1.1E+09	1.1E+09	1717751479	0.16	0.27	0.009	0.012	7660.8	ok	ok	24 D 22
9	10	7.49E+08	7.15E+08	3668000	1.2E+09	1.1E+09	1720473373	0.16	0.30	0.009	0.012	7660.8	ok	ok	24 D 22
10	11	7.34E+08	7.14E+08	3282000	1.1E+09	1.1E+09	1706508876	0.16	0.27	0.009	0.012	7660.8	ok	ok	24 D 22
11	12	8.73E+08	6.38E+08	3838000	1.3E+09	9.8E+08	1704733728	0.16	0.31	0.009	0.012	7660.8	ok	ok	24 D 22
12	13	8.73E+08	6.38E+08	3838000	1.3E+09	9.8E+08	1704733728	0.16	0.31	0.009	0.012	7660.8	ok	ok	24 D 22
13	14	7.34E+08	7.14E+08	3282000	1.1E+09	1.1E+09	1706508876	0.16	0.27	0.009	0.012	7660.8	ok	ok	24 D 22
14	15	7.42E+08	7.17E+08	3375000	1.1E+09	1.1E+09	1717751479	0.16	0.27	0.009	0.012	7660.8	ok	ok	24 D 22
15	16	7.49E+08	7.15E+08	3668000	1.2E+09	1.1E+09	1720473373	0.16	0.30	0.009	0.012	7660.8	ok	ok	24 D 22
16	17	7.34E+08	7.14E+08	3282000	1.1E+09	1.1E+09	1706508876	0.16	0.27	0.009	0.012	7660.8	ok	ok	24 D 22
17	18	8.73E+08	6.38E+08	3838000	1.3E+09	9.8E+08	1704733728	0.16	0.31	0.009	0.012	7660.8	ok	ok	24 D 22
18	20	7.30E+08	7.16E+08	3352000	1.1E+09	1.1E+09	1706272189	0.16	0.27	0.009	0.012	7660.8	ok	ok	24 D 22
19	21	7.32E+08	7.10E+08	3425000	1.1E+09	1.1E+09	1698698225	0.16	0.28	0.009	0.012	7660.8	ok	ok	24 D 22
20	22	7.32E+08	7.10E+08	3416000	1.1E+09	1.1E+09	1698698225	0.16	0.28	0.009	0.012	7660.8	ok	ok	24 D 22
21	23	7.32E+08	7.12E+08	3358000	1.1E+09	1.1E+09	1701775148	0.16	0.27	0.009	0.012	7660.8	ok	ok	24 D 22
22	24	7.48E+08	6.25E+08	3398000	1.2E+09	9.6E+08	1581183432	0.15	0.27	0.009	0.012	7660.8	ok	ok	24 D 22

Tabel 7.1.3 Perhitungan Penulangan Kolom

Dimensi Kolom Lantai 3 dan 4

Panjang : 800 mm Tegangan leleh ( $f_y$ ) = 400 Mpa  $\beta$  = 1.33  
 Lebar : 800 mm Kuat tekan ( $f_c'$ ) = 35 Mpa  
 Tinggi : 4000 mm Jari-jari girasi ( $r$ ) = 240 mm

A.R.H 3933101280

No	Id Number	Mux	Muy	Pu	Mnx	Mny	Mno	Kx	Ky	r	p	As	$p > 0,01$	$p < 0,08$	Dipasang
1	67	3.11E+08	3.24E+08	2428000	4.8E+08	5.0E+08	756094674.6	0.10	0.20	0.005	0.01	6400	ok	ok	20 D22
2	68	2.38E+08	5.62E+08	2475000	3.7E+08	8.6E+08	1061775148	0.12	0.20	0.005	0.01	6400	ok	ok	20 D22
3	69	2.41E+08	5.51E+08	2538000	3.7E+08	8.5E+08	1047337278	0.12	0.21	0.005	0.01	6400	ok	ok	20 D22
4	70	2.39E+08	5.48E+08	2530000	3.7E+08	8.4E+08	1041065089	0.12	0.20	0.005	0.01	6400	ok	ok	20 D22
5	71	2.38E+08	5.31E+08	2479000	3.7E+08	8.2E+08	1014082840	0.12	0.20	0.005	0.01	6400	ok	ok	20 D22
6	72	4.16E+08	3.48E+08	2426000	6.4E+08	5.4E+08	8800000000	0.11	0.20	0.005	0.01	6400	ok	ok	20 D22
7	73	7.41E+08	3.28E+08	2724000	1.1E+09	5.0E+08	1118461538	0.12	0.22	0.005	0.01	6400	ok	ok	20 D22
8	74	2.51E+08	5.52E+08	2406000	3.9E+08	8.5E+08	1057159763	0.12	0.19	0.005	0.01	6400	ok	ok	20 D22
9	75	2.76E+08	5.74E+08	2464000	4.2E+08	8.8E+08	1111715976	0.12	0.20	0.005	0.01	6400	ok	ok	20 D22
10	76	3.11E+08	5.81E+08	2719000	4.8E+08	8.9E+08	1151479290	0.13	0.22	0.005	0.01	6400	ok	ok	20 D22
11	77	2.51E+08	5.52E+08	2406000	3.9E+08	8.5E+08	1057159763	0.12	0.19	0.005	0.01	6400	ok	ok	20 D22
12	78	7.41E+08	3.28E+08	2724000	1.1E+09	5.0E+08	1118461538	0.12	0.22	0.005	0.01	6400	ok	ok	20 D22
13	79	7.41E+08	3.28E+08	2724000	1.1E+09	5.0E+08	1118461538	0.12	0.22	0.005	0.01	6400	ok	ok	20 D22
14	80	2.51E+08	5.52E+08	2406000	3.9E+08	8.5E+08	1057159763	0.12	0.19	0.005	0.01	6400	ok	ok	20 D22
15	81	2.76E+08	5.74E+08	2464000	4.2E+08	8.8E+08	1111715976	0.12	0.20	0.005	0.01	6400	ok	ok	20 D22
16	82	3.11E+08	5.81E+08	2719000	4.8E+08	8.9E+08	1151479290	0.13	0.22	0.005	0.01	6400	ok	ok	20 D22
17	83	2.51E+08	5.52E+08	2406000	3.9E+08	8.5E+08	1057159763	0.12	0.19	0.005	0.01	6400	ok	ok	20 D22
18	84	7.41E+08	3.28E+08	2724000	1.1E+09	5.0E+08	1118461538	0.12	0.22	0.005	0.01	6400	ok	ok	20 D22
19	85	3.11E+08	3.24E+08	2428000	4.8E+08	5.0E+08	756094674.6	0.10	0.20	0.005	0.01	6400	ok	ok	20 D22
20	86	2.38E+08	5.62E+08	2475000	3.7E+08	8.6E+08	1061775148	0.12	0.20	0.005	0.01	6400	ok	ok	20 D22
21	87	2.41E+08	5.51E+08	2538000	3.7E+08	8.5E+08	1047337278	0.12	0.21	0.005	0.01	6400	ok	ok	20 D22
22	88	2.39E+08	5.48E+08	2530000	3.7E+08	8.4E+08	1041065089	0.12	0.20	0.005	0.01	6400	ok	ok	20 D22
23	89	2.38E+08	5.31E+08	2479000	3.7E+08	8.2E+08	1014082840	0.12	0.20	0.005	0.01	6400	ok	ok	20 D22
24	90	4.16E+08	3.48E+08	2426000	6.4E+08	5.4E+08	8800000000	0.11	0.20	0.005	0.01	6400	ok	ok	20 D22

Tabel 7.1.3 Perhitungan Penulangan Kolom

Dimensi Kolom Lantai 5 dan 6

Panjang : 800 mm Tegangan Ic(Mpa)  $\beta$  = 1.33  
 Lebar : 800 mm Kuat tekan (Mpa)  
 Tinggi : 4000 mm Jari - jari gir/mm

No	Id Number	Mux	Muy	Pu	Mnx	Mny	Mno	Kx	Ky	r	$\rho$	As	$\rho > 0,01$	$\rho < 0,08$	Dipasang
1	133	4.01E+08	2.17E+08	1475000	6.2E+08	3.3E+08	666035503	0.09	0.12	0.003	0.01	6400	ok	ok	20 D22
2	134	2.55E+08	4.16E+08	1601000	3.9E+08	6.4E+08	851242603.6	0.11	0.13	0.003	0.01	6400	ok	ok	20 D22
3	135	2.57E+08	4.54E+08	1643000	4.0E+08	7.0E+08	911360946.7	0.11	0.13	0.003	0.01	6400	ok	ok	20 D22
4	136	2.58E+08	4.60E+08	1638000	4.0E+08	7.1E+08	921420118.3	0.11	0.13	0.003	0.01	6400	ok	ok	20 D22
5	137	2.57E+08	4.68E+08	1604000	4.0E+08	7.2E+08	932899408.3	0.11	0.13	0.003	0.01	6400	ok	ok	20 D22
6	138	4.02E+08	2.91E+08	1474000	6.2E+08	4.5E+08	780710059.2	0.10	0.12	0.003	0.01	6400	ok	ok	20 D22
7	139	6.01E+08	2.23E+08	1647000	9.2E+08	3.4E+08	840948745.6	0.11	0.13	0.003	0.01	6400	ok	ok	20 D22
8	140	2.64E+08	4.31E+08	1576000	4.1E+08	6.6E+08	881775147.9	0.11	0.13	0.003	0.01	6400	ok	ok	20 D22
9	141	2.86E+08	4.45E+08	1608000	4.4E+08	6.8E+08	921538461.5	0.11	0.13	0.003	0.01	6400	ok	ok	20 D22
10	142	3.07E+08	4.66E+08	1780000	4.7E+08	7.2E+08	971242603.6	0.11	0.14	0.003	0.01	6400	ok	ok	20 D22
11	143	2.84E+08	4.75E+08	1677000	4.4E+08	7.3E+08	966035503	0.11	0.14	0.003	0.01	6400	ok	ok	20 D22
12	144	6.14E+08	3.06E+08	1677000	9.4E+08	4.7E+08	979408284	0.11	0.14	0.003	0.01	6400	ok	ok	20 D22
13	145	6.51E+08	2.27E+08	1616000	1.0E+09	3.5E+08	888520710.1	0.11	0.13	0.003	0.01	6400	ok	ok	20 D22
14	146	2.68E+08	4.16E+08	1581000	4.1E+08	6.4E+08	862011834.3	0.11	0.13	0.003	0.01	6400	ok	ok	20 D22
15	147	2.99E+08	4.50E+08	1702000	4.6E+08	6.9E+08	940000000	0.11	0.14	0.003	0.01	6400	ok	ok	20 D22
16	148	3.07E+08	4.66E+08	1780000	4.7E+08	7.2E+08	971242603.6	0.11	0.14	0.003	0.01	6400	ok	ok	20 D22
17	149	2.84E+08	4.75E+08	1677000	4.4E+08	7.3E+08	966035503	0.11	0.14	0.003	0.01	6400	ok	ok	20 D22
18	150	6.14E+08	3.06E+08	1677000	9.4E+08	4.7E+08	979408284	0.11	0.14	0.003	0.01	6400	ok	ok	20 D22
19	151	4.01E+08	2.17E+08	1475000	6.2E+08	3.3E+08	666035503	0.09	0.12	0.003	0.01	6400	ok	ok	20 D22
20	152	2.55E+08	4.16E+08	1601000	3.9E+08	6.4E+08	851242603.6	0.11	0.13	0.003	0.01	6400	ok	ok	20 D22
21	153	2.57E+08	4.54E+08	1643000	4.0E+08	7.0E+08	911360946.7	0.11	0.13	0.003	0.01	6400	ok	ok	20 D22
22	154	2.58E+08	4.60E+08	1638000	4.0E+08	7.1E+08	921420118.3	0.11	0.13	0.003	0.01	6400	ok	ok	20 D22
23	155	2.57E+08	4.68E+08	1604000	4.0E+08	7.2E+08	932899408.3	0.11	0.13	0.003	0.01	6400	ok	ok	20 D22
24	156	4.02E+08	2.91E+08	1474000	6.2E+08	4.5E+08	780710059.2	0.10	0.12	0.003	0.01	6400	ok	ok	20 D22

Tabel 7.1.3 Perhitungan Penulangan Kolom

Dimensi Kolom Lantai 1 dan 2

Panjang :	800 mm	Tegangan Ic(Mpa)	$\beta$	$\pi$	1.33
Lebar :	800 mm	Kuat tekan (Mpa)			
Tinggi :	4000 mm	Jari - jari girg/mm			

A.R.H 3933101280

No	Id Number	Mux	Muy	Pu	Mnx	Mny	Mho	Kx	Ky	r	p	As	p > 0,01	p < 0,08	Dipasang
1	199	2.93E+08	1.17E+08	641000	4.5E+08	1.8E+08	422721893.5	0.08	0.05	0.003	0.01	6400	ok	ok	20 D22
2	200	1.95E+08	2.83E+08	642000	3.0E+08	4.4E+08	596923076.9	0.09	0.05	0.003	0.01	6400	ok	ok	20 D22
3	201	1.99E+08	2.82E+08	696000	3.1E+08	4.3E+08	598698224.9	0.09	0.06	0.003	0.01	6400	ok	ok	20 D22
4	202	2.01E+08	2.81E+08	702000	3.1E+08	4.3E+08	598816568	0.09	0.06	0.003	0.01	6400	ok	ok	20 D22
5	203	2.01E+08	2.85E+08	767000	3.1E+08	4.4E+08	604970414.2	0.09	0.06	0.003	0.01	6400	ok	ok	20 D22
6	204	2.95E+08	1.93E+08	641000	4.5E+08	3.0E+08	541301775.1	0.09	0.05	0.003	0.01	6400	ok	ok	20 D22
7	205	3.71E+08	1.23E+08	718000	5.7E+08	1.9E+08	496568047.3	0.08	0.06	0.003	0.01	6400	ok	ok	20 D22
8	206	2.01E+08	2.69E+08	710000	3.1E+08	4.1E+08	580355029.6	0.09	0.06	0.003	0.01	6400	ok	ok	20 D22
9	207	2.11E+08	3.05E+08	737000	3.2E+08	4.7E+08	644023668.6	0.09	0.06	0.003	0.01	6400	ok	ok	20 D22
10	208	2.28E+08	2.73E+08	864000	3.5E+08	4.2E+08	608875739.6	0.09	0.07	0.003	0.01	6400	ok	ok	20 D22
11	209	2.15E+08	2.91E+08	828000	3.3E+08	4.5E+08	625798816.6	0.09	0.07	0.003	0.01	6400	ok	ok	20 D22
12	210	3.83E+08	2.07E+08	733000	5.9E+08	3.2E+08	635739645	0.09	0.06	0.003	0.01	6400	ok	ok	20 D22
13	211	3.71E+08	1.23E+08	718000	5.7E+08	1.9E+08	496568047.3	0.08	0.06	0.003	0.01	6400	ok	ok	20 D22
14	212	2.01E+08	2.69E+08	710000	3.1E+08	4.1E+08	580355029.6	0.09	0.06	0.003	0.01	6400	ok	ok	20 D22
15	213	2.11E+08	3.05E+08	737000	3.2E+08	4.7E+08	644023668.6	0.09	0.06	0.003	0.01	6400	ok	ok	20 D22
16	214	2.28E+08	2.73E+08	864000	3.5E+08	4.2E+08	608875739.6	0.09	0.07	0.003	0.01	6400	ok	ok	20 D22
17	215	2.15E+08	2.91E+08	828000	3.3E+08	4.5E+08	625798816.6	0.09	0.07	0.003	0.01	6400	ok	ok	20 D22
18	216	3.83E+08	2.07E+08	733000	5.9E+08	3.2E+08	635739645	0.09	0.06	0.003	0.01	6400	ok	ok	20 D22
19	217	2.93E+08	1.17E+08	641000	4.5E+08	1.8E+08	422721893.5	0.08	0.05	0.003	0.01	6400	ok	ok	20 D22
20	218	1.95E+08	2.83E+08	642000	3.0E+08	4.4E+08	596923076.9	0.09	0.05	0.003	0.01	6400	ok	ok	20 D22
21	219	1.99E+08	2.82E+08	696000	3.1E+08	4.3E+08	598698224.9	0.09	0.06	0.003	0.01	6400	ok	ok	20 D22
22	220	2.01E+08	2.81E+08	702000	3.1E+08	4.3E+08	598816568	0.09	0.06	0.003	0.01	6400	ok	ok	20 D22
23	221	2.01E+08	2.85E+08	767000	3.1E+08	4.4E+08	604970414.2	0.09	0.06	0.003	0.01	6400	ok	ok	20 D22
24	222	2.95E+08	1.93E+08	641000	4.5E+08	3.0E+08	541301775.1	0.09	0.05	0.003	0.01	6400	ok	ok	20 D22

## **TABEL PONDASI**

## TABEL PERHITUNGAN PONDASI

Tabel 7.2.1 Perhitungan Jumlah Tiang Dalam Kelompok

Panjang = 1200 cm Tegangan leleh ( $f_y$ ) = 400 Mpa  
 Diameter 50 cm Kuat tekan ( $f_c'$ ) = 35 Mpa

No	Id Number	Mx	My	Pu	Hx	Hy	Jum. Tiang	m	n	X*	Y*	$X^2$	$Y^2$	Ef	Pjln	Pmax	$P_{max} < Pjln$	H	Hu	$H < Hu$
		Nm	Nm	N	N	N		m	m	m	m	m^2	m^2		Ton	Ton	Ton	Ton	Ton	Ton
1	2	2.66E+03	3.00E+03	2806000	5.50E+02	1.98E+03	4.00	2.00	2.00	0.60	0.60	1.44	1.44	0.75	82.28	70.386	ok	0.205	16.50	ok
2	3	2.81E+03	1.23E+03	2907000	5.30E+02	5.70E+02	4.00	2.00	2.00	0.60	0.60	1.44	1.44	0.75	82.28	72.843	ok	0.078	16.50	ok
3	4	3.14E+03	8.10E+02	2899000	6.60E+02	2.40E+02	4.00	2.00	2.00	0.60	0.60	1.44	1.44	0.75	82.28	72.640	ok	0.07	16.50	ok
4	5	3.40E+03	1.06E+03	2812000	7.30E+02	1.26E+03	4.00	2.00	2.00	0.60	0.60	1.44	1.44	0.75	82.28	70.486	ok	0.146	16.50	ok
5	6	2.03E+04	4.84E+03	2166000	1.4E+04	4.29E+03	4.00	2.00	2.00	0.60	0.60	1.44	1.44	0.75	82.28	55.197	ok	1.474	16.50	ok
6	7	7.38E+03	7.11E+03	2524000	7.35E+03	5.55E+03	4.00	2.00	2.00	0.60	0.60	1.44	1.44	0.75	82.28	63.704	ok	0.921	16.50	ok
7	8	2.44E+03	2.90E+02	2965000	3.70E+02	3.70E+02	4.00	2.00	2.00	0.60	0.60	1.44	1.44	0.75	82.28	74.239	ok	0.052	16.50	ok
8	9	2.94E+03	2.44E+03	3026000	5.50E+02	1.81E+03	4.00	2.00	2.00	0.60	0.60	1.44	1.44	0.75	82.28	75.870	ok	0.189	16.50	ok
9	10	3.31E+03	6.50E+02	3352000	8.0E+02	3.80E+02	5.00	2.00	2.00	0.60	0.60	1.44	1.44	0.75	82.28	67.205	ok	0.089	16.50	ok
10	11	2.84E+03	2.90E+02	2965000	3.70E+02	3.70E+02	4.00	2.00	2.00	0.60	0.60	1.44	1.44	0.75	82.28	74.255	ok	0.052	16.50	ok
11	12	7.38E+03	7.11E+03	2524000	7.35E+03	5.55E+03	4.00	2.00	2.00	0.60	0.60	1.44	1.44	0.75	82.28	63.704	ok	0.921	16.50	ok
12	13	7.38E+03	7.11E+03	2524000	7.35E+03	5.55E+03	4.00	2.00	2.00	0.60	0.60	1.44	1.44	0.75	82.28	63.704	ok	0.921	16.50	ok
13	14	2.44E+03	2.90E+02	2965000	3.70E+02	3.70E+02	4.00	2.00	2.00	0.60	0.60	1.44	1.44	0.75	82.28	74.239	ok	0.052	16.50	ok
14	15	2.84E+03	2.44E+03	3026000	5.50E+02	1.81E+03	4.00	2.00	2.00	0.60	0.60	1.44	1.44	0.75	82.28	75.870	ok	0.189	16.50	ok
15	16	3.31E+03	6.50E+02	3352000	8.0E+02	3.80E+02	5.00	2.00	2.00	0.60	0.60	1.44	1.44	0.75	82.28	67.205	ok	0.089	16.50	ok
16	17	2.84E+03	2.90E+02	2965000	3.70E+02	3.70E+02	4.00	2.00	2.00	0.60	0.60	1.44	1.44	0.75	82.28	74.255	ok	0.052	16.50	ok
17	18	7.38E+03	7.11E+03	2524000	7.35E+03	5.55E+03	4.00	2.00	2.00	0.60	0.60	1.44	1.44	0.75	82.28	63.704	ok	0.921	16.50	ok
18	20	2.66E+03	3.00E+03	2806000	5.50E+02	1.98E+03	4.00	2.00	2.00	0.60	0.60	1.44	1.44	0.75	82.28	70.386	ok	0.205	16.50	ok
19	21	2.81E+03	1.23E+03	2907000	5.30E+02	5.70E+02	4.00	2.00	2.00	0.60	0.60	1.44	1.44	0.75	82.28	72.843	ok	0.078	16.50	ok
20	22	3.14E+03	8.10E+02	2899000	6.60E+02	2.40E+02	4.00	2.00	2.00	0.60	0.60	1.44	1.44	0.75	82.28	72.640	ok	0.07	16.50	ok
21	23	3.40E+03	1.06E+03	2812000	7.30E+02	1.26E+03	4.00	2.00	2.00	0.60	0.60	1.44	1.44	0.75	82.28	70.486	ok	0.146	16.50	ok
22	24	2.03E+04	4.84E+03	2166000	1.4E+04	4.29E+03	4.00	2.00	2.00	0.60	0.60	1.44	1.44	0.75	82.28	55.197	ok	1.474	16.50	ok

## **INPUT SAP'90**

## ANALISA STRUKTUR DENGAN GEMPA DINAMIS

UNIT SATUAN [KN-M]

BY A.RUDI HERMAWAN

3933101280

SYSTEM

L=2 V=7

JOINTS

C -----LANTAI 1

1	X=0	Y=0	Z=0	
6	X=30	Y=0	Z=0	
7	X=0	Y=12	Z=0	
12	X=30	Y=12	Z=0	Q=1, 6, 7, 12, 1, 6
13	X=0	Y=18	Z=0	
18	X=30	Y=18	Z=0	
19	X=0	Y=30	Z=0	
24	X=30	Y=30	Z=0	Q=13, 18, 19, 24, 1, 6
25	X=8.7	Y=12	Z=0	
26	X=11	Y=12	Z=0	
29	X=8.7	Y=16.3	Z=0	
30	X=11	Y=16.3	Z=0	Q=25, 26, 29, 30, 1, 2
31	X=3.7	Y=15.7	Z=0	
32	X=6	Y=15.7	Z=0	
33	X=3.7	Y=18	Z=0	

C -----LANTAI 2 - 8

34	X=0	Y=0	Z=4	
39	X=30	Y=0	Z=4	
321	X=0	Y=0	Z=32	
326	X=30	Y=0	Z=32	Q=34, 39, 321, 326, 1, 41
40	X=0	Y=12	Z=4	
45	X=30	Y=12	Z=4	
327	X=0	Y=12	Z=32	
332	X=30	Y=12	Z=32	Q=40, 45, 327, 332, 1, 41
46	X=0	Y=18	Z=4	
51	X=30	Y=18	Z=4	
333	X=0	Y=18	Z=32	
338	X=30	Y=18	Z=32	Q=46, 51, 333, 338, 1, 41
52	X=0	Y=30	Z=4	
57	X=30	Y=30	Z=4	
339	X=0	Y=30	Z=32	
344	X=30	Y=30	Z=32	Q=52, 57, 339, 344, 1, 41
58	X=3.7	Y=12	Z=4	
345	X=3.7	Y=12	Z=32	G=58, 345, 41
59	X=8.7	Y=12	Z=4	
60	X=11	Y=12	Z=4	
346	X=8.7	Y=12	Z=32	
347	X=11	Y=12	Z=32	Q=59, 60, 346, 347, 1, 41
61	X=27	Y=12	Z=4	
348	X=27	Y=12	Z=32	G=61, 348, 41
62	X=0	Y=15.7	Z=4	
63	X=3.7	Y=15.7	Z=4	
349	X=0	Y=15.7	Z=32	
350	X=3.7	Y=15.7	Z=32	Q=62, 63, 349, 350, 1, 41
64	X=6	Y=15.7	Z=4	
351	X=6	Y=15.7	Z=32	G=64, 351, 41
65	X=8.7	Y=14.15	Z=4	
66	X=11	Y=14.15	Z=4	
352	X=8.7	Y=14.15	Z=32	
353	X=11	Y=14.15	Z=32	Q=65, 66, 352, 353, 1, 41
67	X=24	Y=15	Z=4	
68	X=27	Y=15	Z=4	
354	X=24	Y=15	Z=32	
355	X=27	Y=15	Z=32	Q=67, 68, 354, 355, 1, 41

69 X=30 Y=15 Z=4  
 356 X=30 Y=15 Z=32 G=69, 356, 41  
 70 X=6 Y=16.3 Z=4  
 71 X=8.7 Y=16.3 Z=4  
 357 X=6 Y=16.3 Z=32  
 358 X=8.7 Y=16.3 Z=32 Q=70, 71, 357, 358, 1, 41  
 72 X=11 Y=16.3 Z=4  
 73 X=12 Y=16.3 Z=4  
 359 X=11 Y=16.3 Z=32  
 360 X=12 Y=16.3 Z=32 Q=72, 73, 359, 360, 1, 41  
 74 X=3.7 Y=18 Z=4  
 361 X=3.7 Y=18 Z=32 G=74, 361, 41

C ----MASTER JOINT

362 X=15 Y=15 Z=4  
 363 X=15 Y=15 Z=8  
 364 X=15 Y=15 Z=12  
 365 X=15 Y=15 Z=16  
 366 X=15 Y=15 Z=20  
 367 X=15 Y=15 Z=24  
 368 X=15 Y=15 Z=28  
 369 X=15 Y=15 Z=32

:

RESTRAINTS

1 33 1 R=1, 1, 1, 1, 1, 1  
 32 361 1 R=1, 1, 0, 0, 0, 1  
 362 369 1 R=0, 0, 1, 1, 1, 0

:

MASSES

362 368 1 M=858, 858, 0, 0, 0, 128700  
 369 M=687, 687, 0, 0, 0, 103050

:

FRAME

NM=4 Z=-1 P=-1  
 1 SH=R T=0.8, 0.4 E=2.97E7 W=24\*0.8\*0.4  
 2 SH=R T=0.8, 0.8 E=2.97E7 W=24\*0.8\*0.8  
 3 SH=R T=0.2, 0.4 E=2.97E7 W=24\*0.2\*0.4  
 4 SH=R T=0.2, 0.3 E=2.97E7 W=24\*0.2\*0.3

C -----KOLOM LANTAI 1

1	1	34	M=2	LP=3, 0	MS=0, 362
2	2	35	M=2	LP=3, 0	MS=0, 362
3	3	36	M=2	LP=3, 0	MS=0, 362
4	4	37	M=2	LP=3, 0	MS=0, 362
5	5	38	M=2	LP=3, 0	MS=0, 362
6	6	39	M=2	LP=3, 0	MS=0, 362
7	7	40	M=2	LP=3, 0	MS=0, 362
8	8	41	M=2	LP=3, 0	MS=0, 362
9	9	42	M=2	LP=3, 0	MS=0, 362
10	10	43	M=2	LP=3, 0	MS=0, 362
11	11	44	M=2	LP=3, 0	MS=0, 362
12	12	45	M=2	LP=3, 0	MS=0, 362
13	13	46	M=2	LP=3, 0	MS=0, 362
14	14	47	M=2	LP=3, 0	MS=0, 362
15	15	48	M=2	LP=3, 0	MS=0, 362
16	16	49	M=2	LP=3, 0	MS=0, 362
17	17	50	M=2	LP=3, 0	MS=0, 362
18	18	51	M=2	LP=3, 0	MS=0, 362
19	19	52	M=2	LP=3, 0	MS=0, 362
20	20	53	M=2	LP=3, 0	MS=0, 362
21	21	54	M=2	LP=3, 0	MS=0, 362
22	22	55	M=2	LP=3, 0	MS=0, 362
23	23	56	M=2	LP=3, 0	MS=0, 362
24	24	57	M=2	LP=3, 0	MS=0, 362

25	25	59	M=3	LP=3, 0	MS=0, 362	
26	26	60	M=3	LP=3, 0	MS=0, 362	
27	27	65	M=3	LP=3, 0	MS=0, 362	
28	28	66	M=3	LP=3, 0	MS=0, 362	
29	29	71	M=3	LP=3, 0	MS=0, 362	
30	30	72	M=3	LP=3, 0	MS=0, 362	
31	31	63	M=3	LP=3, 0	MS=0, 362	
32	32	64	M=3	LP=3, 0	MS=0, 362	
33	33	74	M=3	LP=3, 0	MS=0, 362	
C -----	KOLOM LANTAI 2 - 8					
34	34	75	M=2	LP=3, 0	MS=362, 363	G=6, 33, 41, 41, 1, 1
35	35	76	M=2	LP=3, 0	MS=362, 363	G=6, 33, 41, 41, 1, 1
36	36	77	M=2	LP=3, 0	MS=362, 363	G=6, 33, 41, 41, 1, 1
37	37	78	M=2	LP=3, 0	MS=362, 363	G=6, 33, 41, 41, 1, 1
38	38	79	M=2	LP=3, 0	MS=362, 363	G=6, 33, 41, 41, 1, 1
39	39	80	M=2	LP=3, 0	MS=362, 363	G=6, 33, 41, 41, 1, 1
40	40	81	M=2	LP=3, 0	MS=362, 363	G=6, 33, 41, 41, 1, 1
41	41	82	M=2	LP=3, 0	MS=362, 363	G=6, 33, 41, 41, 1, 1
42	42	83	M=2	LP=3, 0	MS=362, 363	G=6, 33, 41, 41, 1, 1
43	43	84	M=2	LP=3, 0	MS=362, 363	G=6, 33, 41, 41, 1, 1
44	44	85	M=2	LP=3, 0	MS=362, 363	G=6, 33, 41, 41, 1, 1
45	45	86	M=2	LP=3, 0	MS=362, 363	G=6, 33, 41, 41, 1, 1
46	46	87	M=2	LP=3, 0	MS=362, 363	G=6, 33, 41, 41, 1, 1
47	47	88	M=2	LP=3, 0	MS=362, 363	G=6, 33, 41, 41, 1, 1
48	48	89	M=2	LP=3, 0	MS=362, 363	G=6, 33, 41, 41, 1, 1
49	49	90	M=2	LP=3, 0	MS=362, 363	G=6, 33, 41, 41, 1, 1
50	50	91	M=2	LP=3, 0	MS=362, 363	G=6, 33, 41, 41, 1, 1
51	51	92	M=2	LP=3, 0	MS=362, 363	G=6, 33, 41, 41, 1, 1
52	52	93	M=2	LP=3, 0	MS=362, 363	G=6, 33, 41, 41, 1, 1
53	53	94	M=2	LP=3, 0	MS=362, 363	G=6, 33, 41, 41, 1, 1
54	54	95	M=2	LP=3, 0	MS=362, 363	G=6, 33, 41, 41, 1, 1
55	55	96	M=2	LP=3, 0	MS=362, 363	G=6, 33, 41, 41, 1, 1
56	56	97	M=2	LP=3, 0	MS=362, 363	G=6, 33, 41, 41, 1, 1
57	57	98	M=2	LP=3, 0	MS=362, 363	G=6, 33, 41, 41, 1, 1
58	59	100	M=3	LP=3, 0	MS=362, 363	G=6, 33, 41, 41, 1, 1
59	60	101	M=3	LP=3, 0	MS=362, 363	G=6, 33, 41, 41, 1, 1
60	65	106	M=3	LP=3, 0	MS=362, 363	G=6, 33, 41, 41, 1, 1
61	66	107	M=3	LP=3, 0	MS=362, 363	G=6, 33, 41, 41, 1, 1
62	71	112	M=3	LP=3, 0	MS=362, 363	G=6, 33, 41, 41, 1, 1
63	72	113	M=3	LP=3, 0	MS=362, 363	G=6, 33, 41, 41, 1, 1
64	63	104	M=3	LP=3, 0	MS=362, 363	G=6, 33, 41, 41, 1, 1
65	64	105	M=3	LP=3, 0	MS=362, 363	G=6, 33, 41, 41, 1, 1
66	74	115	M=3	LP=3, 0	MS=362, 363	G=6, 33, 41, 41, 1, 1
C -----	BALOK LANTAI 2 - 8					
265	35	34	M=1	LP=2, 0	MS=362, 362	G=7, 36, 41, 41, 1, 1
266	36	35	M=1	LP=2, 0	MS=362, 362	G=7, 36, 41, 41, 1, 1
267	37	36	M=1	LP=2, 0	MS=362, 362	G=7, 36, 41, 41, 1, 1
268	38	37	M=1	LP=2, 0	MS=362, 362	G=7, 36, 41, 41, 1, 1
269	39	38	M=1	LP=2, 0	MS=362, 362	G=7, 36, 41, 41, 1, 1
270	41	40	M=1	LP=2, 0	MS=362, 362	G=7, 36, 41, 41, 1, 1
271	42	41	M=1	LP=2, 0	MS=362, 362	G=7, 36, 41, 41, 1, 1
272	43	42	M=1	LP=2, 0	MS=362, 362	G=7, 36, 41, 41, 1, 1
273	44	43	M=1	LP=2, 0	MS=362, 362	G=7, 36, 41, 41, 1, 1
274	45	44	M=1	LP=2, 0	MS=362, 362	G=7, 36, 41, 41, 1, 1
275	47	46	M=1	LP=2, 0	MS=362, 362	G=7, 36, 41, 41, 1, 1
276	48	47	M=1	LP=2, 0	MS=362, 362	G=7, 36, 41, 41, 1, 1
277	49	48	M=1	LP=2, 0	MS=362, 362	G=7, 36, 41, 41, 1, 1
278	50	49	M=1	LP=2, 0	MS=362, 362	G=7, 36, 41, 41, 1, 1
279	51	50	M=1	LP=2, 0	MS=362, 362	G=7, 36, 41, 41, 1, 1
280	53	52	M=1	LP=2, 0	MS=362, 362	G=7, 36, 41, 41, 1, 1
281	54	53	M=1	LP=2, 0	MS=362, 362	G=7, 36, 41, 41, 1, 1
282	55	54	M=1	LP=2, 0	MS=362, 362	G=7, 36, 41, 41, 1, 1

283	56	55	M=1	LP=2,0	MS=362,362	G=7,36,41,41,1,1
284	57	56	M=1	LP=2,0	MS=362,362	G=7,36,41,41,1,1
285	34	40	M=1	LP=3,0	MS=362,362	G=7,36,41,41,1,1
286	39	45	M=1	LP=3,0	MS=362,362	G=7,36,41,41,1,1
287	40	46	M=1	LP=3,0	MS=362,362	G=7,36,41,41,1,1
288	45	51	M=1	LP=3,0	MS=362,362	G=7,36,41,41,1,1
289	46	52	M=1	LP=3,0	MS=362,362	G=7,36,41,41,1,1
290	51	57	M=1	LP=3,0	MS=362,362	G=7,36,41,41,1,1
291	59	65	M=4	LP=3,0	MS=362,362	G=7,36,41,41,1,1
292	60	66	M=4	LP=3,0	MS=362,362	G=7,36,41,41,1,1
293	65	71	M=4	LP=3,0	MS=362,362	G=7,36,41,41,1,1
294	66	72	M=4	LP=3,0	MS=362,362	G=7,36,41,41,1,1
295	72	71	M=4	LP=2,0	MS=362,362	G=7,36,41,41,1,1
296	66	65	M=4	LP=2,0	MS=362,362	G=7,36,41,41,1,1
297	71	70	M=4	LP=2,0	MS=362,362	G=7,36,41,41,1,1
298	64	63	M=4	LP=2,0	MS=362,362	G=7,36,41,41,1,1
299	63	74	M=4	LP=3,0	MS=362,362	G=7,36,41,41,1,1
300	64	47	M=4	LP=3,0	MS=362,362	G=7,36,41,41,1,1

:

SHELL

NM=2 Z=-1

1	E=2.97E7	U=0.2	W=24
2	E=2.97E7	U=0.2	W=24

C -----LANTAI 1

1	JQ=34	35	40	41	M=1	ETYPE=0	TH=0.3	G=5,1	LP=0
6	JQ=46	47	52	53	M=1	ETYPE=0	TH=0.3	G=5,1	
11	JQ=42	43	48	49	M=1	ETYPE=0	TH=0.16	G=2,1	
13	JQ=40	58	62	63	M=1	ETYPE=0	TH=0.16		
14	JQ=62	63	46	74	M=1	ETYPE=0	TH=0.16		
15	JQ=58	41	63	64	M=1	ETYPE=0	TH=0.16		
16	JQ=70	73	47	48	M=1	ETYPE=0	TH=0.16		
17	JQ=60	42	72	73	M=1	ETYPE=0	TH=0.16		
18	JQ=67	69	50	51	M=1	ETYPE=0	TH=0.16		
19	JQ=61	45	68	69	M=1	ETYPE=0	TH=0.16		

C ----- LANTAI 2

20	JQ=75	76	81	82	M=1	ETYPE=0	TH=0.3	G=5,1	LP=0
25	JQ=87	88	93	94	M=1	ETYPE=0	TH=0.3	G=5,1	
30	JQ=83	84	89	90	M=1	ETYPE=0	TH=0.16	G=2,1	
32	JQ=81	99	103	104	M=1	ETYPE=0	TH=0.16		
33	JQ=103	104	87	115	M=1	ETYPE=0	TH=0.16		
34	JQ=99	82	104	105	M=1	ETYPE=0	TH=0.16		
35	JQ=111	114	88	89	M=1	ETYPE=0	TH=0.16		
36	JQ=101	83	113	114	M=1	ETYPE=0	TH=0.16		
37	JQ=108	110	91	92	M=1	ETYPE=0	TH=0.16		
38	JQ=102	86	109	110	M=1	ETYPE=0	TH=0.16		

C -----LANTAI 3

39	JQ=116	117	122	123	M=1	ETYPE=0	TH=0.3	G=5,1	LP=0
44	JQ=128	129	134	135	M=1	ETYPE=0	TH=0.3	G=5,1	
49	JQ=124	125	130	131	M=1	ETYPE=0	TH=0.16	G=2,1	
51	JQ=122	140	144	145	M=1	ETYPE=0	TH=0.16		
52	JQ=144	145	128	156	M=1	ETYPE=0	TH=0.16		
53	JQ=140	123	145	146	M=1	ETYPE=0	TH=0.16		
54	JQ=152	155	129	130	M=1	ETYPE=0	TH=0.16		
55	JQ=142	124	154	155	M=1	ETYPE=0	TH=0.16		
56	JQ=149	151	132	133	M=1	ETYPE=0	TH=0.16		
57	JQ=143	127	150	151	M=1	ETYPE=0	TH=0.16		

C -----LANTAI 4

58	JQ=157	158	163	164	M=1	ETYPE=0	TH=0.3	G=5,1	LP=0
63	JQ=169	170	175	176	M=1	ETYPE=0	TH=0.3	G=5,1	
68	JQ=165	166	171	172	M=1	ETYPE=0	TH=0.16	G=2,1	
70	JQ=163	181	185	186	M=1	ETYPE=0	TH=0.16		
71	JQ=185	186	169	197	M=1	ETYPE=0	TH=0.16		

72 JQ=181 164 186 187 M=1 ETTYPE=0 TH=0.16  
 73 JQ=193 196 170 171 M=1 ETTYPE=0 TH=0.16  
 74 JQ=183 165 195 196 M=1 ETTYPE=0 TH=0.16  
 75 JQ=190 192 173 174 M=1 ETTYPE=0 TH=0.16  
 76 JQ=184 168 191 192 M=1 ETTYPE=0 TH=0.16  
 C -----LANTAI 5  
 77 JQ=198 199 204 205 M=1 ETTYPE=0 TH=0.3 G=5,1 LP=0  
 82 JQ=210 211 216 217 M=1 ETTYPE=0 TH=0.3 G=5,1  
 87 JQ=206 207 212 213 M=1 ETTYPE=0 TH=0.16 G=2,1  
 89 JQ=204 222 226 227 M=1 ETTYPE=0 TH=0.16  
 90 JQ=226 227 210 238 M=1 ETTYPE=0 TH=0.16  
 91 JQ=222 205 227 228 M=1 ETTYPE=0 TH=0.16  
 92 JQ=234 237 211 212 M=1 ETTYPE=0 TH=0.16  
 93 JQ=224 206 236 237 M=1 ETTYPE=0 TH=0.16  
 94 JQ=231 233 214 215 M=1 ETTYPE=0 TH=0.16  
 95 JQ=225 209 232 233 M=1 ETTYPE=0 TH=0.16  
 C -----LANTAI 6  
 96 JQ=239 240 245 246 M=1 ETTYPE=0 TH=0.3 G=5,1 LP=0  
 101 JQ=251 252 257 258 M=1 ETTYPE=0 TH=0.3 G=5,1  
 106 JQ=247 248 253 254 M=1 ETTYPE=0 TH=0.16 G=2,1  
 108 JQ=245 263 267 268 M=1 ETTYPE=0 TH=0.16  
 109 JQ=267 268 251 279 M=1 ETTYPE=0 TH=0.16  
 110 JQ=263 246 268 269 M=1 ETTYPE=0 TH=0.16  
 111 JQ=275 278 252 253 M=1 ETTYPE=0 TH=0.16  
 112 JQ=265 247 277 278 M=1 ETTYPE=0 TH=0.16  
 113 JQ=272 274 255 256 M=1 ETTYPE=0 TH=0.16  
 114 JQ=266 250 273 274 M=1 ETTYPE=0 TH=0.16  
 C -----LANTAI 7  
 115 JQ=280 281 286 287 M=1 ETTYPE=0 TH=0.3 G=5,1 LP=0  
 120 JQ=292 293 298 299 M=1 ETTYPE=0 TH=0.3 G=5,1  
 125 JQ=288 289 294 295 M=1 ETTYPE=0 TH=0.16 G=2,1  
 127 JQ=286 304 308 309 M=1 ETTYPE=0 TH=0.16  
 128 JQ=308 309 292 320 M=1 ETTYPE=0 TH=0.16  
 129 JQ=304 287 309 310 M=1 ETTYPE=0 TH=0.16  
 130 JQ=316 319 293 294 M=1 ETTYPE=0 TH=0.16  
 131 JQ=306 288 318 319 M=1 ETTYPE=0 TH=0.16  
 132 JQ=313 315 296 297 M=1 ETTYPE=0 TH=0.16  
 133 JQ=307 291 314 315 M=1 ETTYPE=0 TH=0.16  
 C -----LANTAI ATAP  
 134 JQ=321 322 327 328 M=2 ETTYPE=0 TH=0.3 G=5,1 LP=0  
 139 JQ=333 334 339 340 M=2 ETTYPE=0 TH=0.3 G=5,1  
 144 JQ=329 330 335 336 M=2 ETTYPE=0 TH=0.16 G=2,1  
 146 JQ=327 345 349 350 M=2 ETTYPE=0 TH=0.16  
 147 JQ=349 350 333 361 M=2 ETTYPE=0 TH=0.16  
 148 JQ=345 328 350 351 M=2 ETTYPE=0 TH=0.16  
 149 JQ=357 360 334 335 M=2 ETTYPE=0 TH=0.16  
 150 JQ=347 329 359 360 M=2 ETTYPE=0 TH=0.16  
 151 JQ=354 356 337 338 M=2 ETTYPE=0 TH=0.16  
 152 JQ=348 332 355 356 M=2 ETTYPE=0 TH=0.16  
 :  
**POTENSIAL**  
 34 57 1 P=11.60,11.60  
 58 74 1 P=10.50,10.50  
 75 98 1 P=11.60,11.60  
 99 115 1 P=10.50,10.50  
 116 139 1 P=11.60,11.60  
 140 156 1 P=10.50,10.50  
 157 180 1 P=11.60,11.60  
 181 197 1 P=10.50,10.50  
 198 221 1 P=11.60,11.60  
 222 238 1 P=10.50,10.50  
 239 262 1 P=11.60,11.60

115 JQ=280 281 286 287 M=1 ETTYPE=0 TH=0.3 G=5,1 LP=0  
 120 JQ=292 293 298 299 M=1 ETTYPE=0 TH=0.3 G=5,1  
 125 JQ=288 289 294 295 M=1 ETTYPE=0 TH=0.16 G=2,1  
 127 JQ=286 304 308 309 M=1 ETTYPE=0 TH=0.16  
 128 JQ=308 309 292 320 M=1 ETTYPE=0 TH=0.16  
 129 JQ=304 287 309 310 M=1 ETTYPE=0 TH=0.16  
 130 JQ=316 319 293 294 M=1 ETTYPE=0 TH=0.16  
 131 JQ=306 288 318 319 M=1 ETTYPE=0 TH=0.16  
 132 JQ=313 315 296 297 M=1 ETTYPE=0 TH=0.16  
 133 JQ=307 291 314 315 M=1 ETTYPE=0 TH=0.16

## C ----- LANTAI ATAP

134 JQ=321 322 327 328 M=2 ETTYPE=0 TH=0.3 G=5,1 LP=0  
 139 JQ=333 334 339 340 M=2 ETTYPE=0 TH=0.3 G=5,1  
 144 JQ=329 330 335 336 M=2 ETTYPE=0 TH=0.16 G=2,1  
 146 JQ=327 345 349 350 M=2 ETTYPE=0 TH=0.16  
 147 JQ=349 350 333 361 M=2 ETTYPE=0 TH=0.16  
 148 JQ=345 328 350 351 M=2 ETTYPE=0 TH=0.16  
 149 JQ=357 360 334 335 M=2 ETTYPE=0 TH=0.16  
 150 JQ=347 329 359 360 M=2 ETTYPE=0 TH=0.16  
 151 JQ=354 356 337 338 M=2 ETTYPE=0 TH=0.16  
 152 JQ=348 332 355 356 M=2 ETTYPE=0 TH=0.16

:

## POTENSIAL

34 57 1 P=11.60,11.60  
 58 74 1 P=10.50,10.50  
 75 98 1 P=11.60,11.60  
 99 115 1 P=10.50,10.50  
 116 139 1 P=11.60,11.60  
 140 156 1 P=10.50,10.50  
 157 180 1 P=11.60,11.60  
 181 197 1 P=10.50,10.50  
 198 221 1 P=11.60,11.60  
 222 238 1 P=10.50,10.50  
 239 262 1 P=11.60,11.60  
 263 279 1 P=10.50,10.50  
 280 303 1 P=11.60,11.60  
 304 320 1 P=10.50,10.50  
 321 344 1 P=9.20,9.20  
 345 361 1 P=5.60,5.60

:

## SPEC

A=90 S=9.81 D=0.05  
 0 0.07 0.07  
 0.5 0.07 0.07  
 1 0.045 0.045  
 2 0.035 0.035  
 3 0.035 0.035

:

## COMBO

1 C=1.2 1.6 D=0  
 2 C=1.05 0.315 D=2.1  
 3 C=1.05 0.315 D=-2.1  
 4 C=1.0 1.0

## SELECT

NT=5 ID=1 6 1 : KOLOM LT.1 TEPI  
 NT=5 ID=7 12 1 : KOLOM LT.1 TENGAH  
 NT=5 ID=67 72 1 : KOLOM LT.3 TEPI  
 NT=5 ID=73 78 1 : KOLOM LT.3 TENGAH  
 NT=5 ID=133 138 1 : KOLOM LT.5 TEPI  
 NT=5 ID=139 144 1 : KOLOM LT.5 TENGAH  
 NT=5 ID=199 204 1 : KOLOM LT.7 TEPI  
 NT=5 ID=205 210 1 : KOLOM LT.7 TENGAH  
 NT=5 ID=265 274 1 : BALOK LT.1-7  
 NT=5 ID=285 288 1 :  
 NT=5 ID=517 526 1 : BALOK LT.8 /ATAP  
 NT=5 ID=537 540 1 :

:

## **OUTPUT SAP'90**

\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$  
 \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$  
 \$\$ \$\$ \$\$ \$\$ \$\$ \$\$ \$\$ \$\$ \$\$ \$\$  
 \$\$\$\$ \$\$\$\$ \$\$\$\$ \$\$\$\$ \$\$\$\$ \$\$\$\$ \$\$\$\$ \$\$\$\$ \$\$\$\$  
 \$\$ \$\$ \$\$ \$\$ \$\$ \$\$ \$\$ \$\$  
 \$\$\$\$ \$\$\$\$ \$\$\$\$ \$\$\$\$ \$\$\$\$ \$\$\$\$ \$\$\$\$ \$\$\$\$  
 \$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$ \$\$\$\$ \$\$\$\$ \$\$\$\$ \$\$\$\$ \$\$\$\$ \$\$\$\$  
 \$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$ \$\$\$\$ \$\$\$\$ \$\$\$\$ \$\$\$\$ \$\$\$\$ \$\$\$\$

## STRUCTURAL ANALYSIS PROGRAMS

VERSION 5.20

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

A RUDI HERMAWAN , Teknik Sipil, ITS Surabaya, NRP.393 310 1280 PAGE 1  
 PROGRAM:SAP90/FILE:TA2.F3F

## ANALISA STRUKTUR DENGAN GEMPA DINAMIS

## FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL DIST FORCE	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
			DIST ENDI	SHEAR	MOMENT	SHEAR	
1 -		-2600.90	.0	-16.66	23.00	5.81	-.04
			2.0	-16.66	-10.32	5.81	3.74
			4.0	-16.66	-43.65	5.81	15.36
2 -		-1148.95	.0	181.65	785.80	223.68	623.26
			2.0	181.65	364.59	223.68	196.31
			4.0	181.65	-6.74	223.68	257.77
3 -		-3402.62	.0	-210.81	-745.54	-213.51	-637.06
			2.0	-210.81	-382.65	-213.51	-189.77
			4.0	-210.81	-69.64	-213.51	-230.90
4 -		-2167.41	.0	-13.89	19.17	4.84	-.04
			2.0	-13.89	-8.60	4.84	3.11
			4.0	-13.89	-36.37	4.84	12.80
2 -		-3367.73	.0	-.65	3.19	2.38	-.04
			2.0	-.65	1.88	2.38	1.17
			4.0	-.65	.57	2.38	5.93
2 -		-2541.17	.0	169.58	736.41	287.55	710.63
			2.0	169.58	395.43	287.55	143.90
			4.0	169.58	60.21	287.55	433.32
3 -		-3352.35	.0	-170.73	-730.82	-283.38	-716.92
			2.0	-170.73	-392.13	-283.38	-141.86
			4.0	-170.73	-59.21	-283.38	-422.94
4 -		-2806.44	.0	-.55	2.66	1.98	-.04

	2.0	-.55	1.57	1.98	.97
	4.0	-.55	.48	1.98	4.94
3					
1	-3488.63				-.04
	.0	-.64	3.37	.68	-1.47
	2.0	-.64	2.10	.68	-.11
	4.0	-.64	.83	.68	1.26
2	-2680.05				.11
	.0	170.29	738.01	282.77	708.37
	2.0	170.29	395.68	282.77	145.24
	4.0	170.29	59.28	282.77	420.16
3	-3425.04				-.18
	.0	-171.40	-732.10	-281.58	-710.95
	2.0	-171.40	-392.01	-281.58	-145.43
	4.0	-171.40	-57.84	-281.58	-417.96
4	-2907.19				-.04
	.0	-.53	2.81	.57	-1.23
	2.0	-.53	1.75	.57	-.09
	4.0	-.53	.69	.57	1.05

A RUDI HERMAWAN , Teknik Sipil, ITS Surabaya, NRP.393 310 1280 PAGE 2  
PROGRAM:SAP90/FILE:TA2.F3F

## ANALISA STRUKTUR DENGAN GEMPA DINAMIS

## FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	DIST END1	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
				SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
4								-.04
1	-3479.37							
	.0	-.79		3.77		.29		-.98
	2.0	-.79		2.19		.29		-.40
	4.0	-.79		.61		.29		.17
2	-2672.13							.11
	.0	170.28		739.09		282.48		708.87
	2.0	170.28		396.25		282.48		144.94
	4.0	170.28		59.30		282.48		419.36
3	-3416.77							-.18
	.0	-171.67		-732.50		-281.98		-710.58
	2.0	-171.67		-392.42		-281.98		-145.65
	4.0	-171.67		-58.24		-281.98		-419.06
4	-2899.48							-.04
	.0	-.66		3.14		.24		-.81
	2.0	-.66		1.82		.24		-.34
	4.0	-.66		.51		.24		.14
5								
1	-3374.86							-.04
	.0	-.88		4.08		-1.51		1.27
	2.0	-.88		2.32		-1.51		-1.75
	4.0	-.88		.57		-1.51		-4.77
2	-2547.97							.11
	.0	169.89		739.55		284.16		714.90
	2.0	169.89		397.19		284.16		141.33
	4.0	169.89		60.58		284.16		424.00
3	-3358.03							-.18
	.0	-171.42		-732.41		-286.81		-712.68
	2.0	-171.42		-393.12		-286.81		-144.40
	4.0	-171.42		-59.58		-286.81		-432.35
4	-2812.38							-.04
	.0	-.73		3.40		-1.26		1.06
	2.0	-.73		1.94		-1.26		-1.46
	4.0	-.73		.48		-1.26		-3.98
6								
1	-2599.97							-.04
	.0	-16.92		24.34		-5.14		5.81
	2.0	-16.92		-9.50		-5.14		-4.48
	4.0	-16.92		-43.34		-5.14		-14.76
2	-1151.23							.11
	.0	182.52		791.24		214.11		635.26
	2.0	182.52		367.40		214.11		189.11

	4.0	182.52	-6.35	214.11	231.48	
3 -3398.72	.0	-212.13	-748.65	-223.11	-625.09	-.18
	2.0	-212.13	-384.03	-223.11	-196.95	
	4.0	-212.13	-69.50	-223.11	-257.31	
4 -2166.64	.0	-14.10	20.28	-4.29	4.84	-.04
	2.0	-14.10	-7.92	-4.29	-3.73	
	4.0	-14.10	-36.12	-4.29	-12.30	

A RUDI HERMAWAN , Teknik Sipil, ITS Surabaya, NRP.393 310 1280 PAGE 3

PROGRAM:SAP90(FILE:TA2.F3F)

## ANALISA STRUKTUR DENGAN GEMPA DINAMIS

## FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	DIST END1	1-2 PLANE		AXIAL TORQ
				SHEAR	MOMENT	
7						
	1 -3029.76	.0	8.82	-8.86	6.66	-8.53
		2.0	8.82	8.79	6.66	4.78
		4.0	8.82	26.44	6.66	18.09
	2 -1463.63	.0	283.97	858.03	225.29	623.77
		2.0	283.97	321.27	225.29	196.62
		4.0	283.97	263.15	225.29	262.65
	3 -3838.45	.0	-268.53	-873.53	-213.64	-638.70
		2.0	-268.53	-305.89	-213.64	-188.26
		4.0	-268.53	-216.88	-213.64	-230.99
	4 -2524.80	.0	7.35	-7.38	5.55	-7.11
		2.0	7.35	7.32	5.55	3.98
		4.0	7.35	22.03	5.55	15.07
8						
	1 -3558.79	.0	-.44	2.93	-.45	.35
		2.0	-.44	2.04	-.45	-.55
		4.0	-.44	1.15	-.45	-1.45
	2 -2945.45	.0	172.51	739.61	285.59	714.73
		2.0	172.51	393.51	285.59	142.04
		4.0	172.51	54.01	285.59	428.27
	3 -3282.43	.0	-173.28	-734.48	-286.37	-714.12
		2.0	-173.28	-389.94	-286.37	-143.00
		4.0	-173.28	-51.99	-286.37	-430.81
	4 -2965.65	.0	-.37	2.44	-.37	.29
		2.0	-.37	1.70	-.37	-.46
		4.0	-.37	.96	-.37	-1.21
9						
	1 -3631.42	.0	-.66	3.41	2.17	-2.93
		2.0	-.66	2.08	2.17	1.41
		4.0	-.66	.75	2.17	5.76
	2 -2979.47	.0	178.52	748.37	288.36	712.47
		2.0	178.52	389.47	288.36	143.37
		4.0	178.52	40.02	288.36	435.88
	3 -3375.52	.0	-179.68	-742.41	-284.56	-717.59
		2.0	-179.68	-385.83	-284.56	-140.90
		4.0	-179.68	-38.70	-284.56	-425.80
	4 -3026.19	.0	-.55	2.84	1.81	-2.44
		2.0	-.55	1.73	1.81	1.18
		4.0	-.55	.63	1.81	4.80

A RUDI HERMAWAN , Teknik Sipil, ITS Surabaya, NRP.393 310 1280 PAGE 4

PROGRAM:SAP90(FILE:TA2.F3F)

## ANALISA STRUKTUR DENGAN GEMPA DINAMIS

## FRAME ELEMENT FORCES

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL MOMENT TORQ
		SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
10						
1	-4023.55					-.04
	.0	-.96	3.97	.45	-.78	
	2.0	-.96	2.06	.45	.13	
	4.0	-.96	.15	.45	1.03	
2	-3372.41					.11
	.0	183.68	756.23	286.31	713.66	
	2.0	183.68	385.97	286.31	142.65	
	4.0	183.68	30.07	286.31	430.24	
3	-3668.81					-.18
	.0	-185.35	-749.27	-285.52	-715.03	
	2.0	-185.35	-382.36	-285.52	-142.43	
	4.0	-185.35	-29.81	-285.52	-428.43	
4	-3352.96					-.04
	.0	-.80	3.31	.38	-.65	
	2.0	-.80	1.72	.38	.10	
	4.0	-.80	.13	.38	.86	
11						
1	-3756.80					-.04
	.0	-.83	4.01	-1.54	1.71	
	2.0	-.83	2.36	-1.54	-1.37	
	4.0	-.83	.71	-1.54	-4.44	
2	-3145.43					.11
	.0	177.42	748.87	285.84	717.42	
	2.0	177.42	391.60	285.84	140.41	
	4.0	177.42	42.98	285.84	428.95	
3	-3428.98					-.18
	.0	-178.86	-741.84	-288.53	-714.43	
	2.0	-178.86	-387.47	-288.53	-142.81	
	4.0	-178.86	-41.74	-288.53	-436.73	
4	-3130.67					-.04
	.0	-.69	3.34	-1.28	1.42	
	2.0	-.69	1.97	-1.28	-1.14	
	4.0	-.69	.59	-1.28	-3.70	
12						
1	-3091.94					-.04
	.0	6.03	-4.35	-10.53	12.95	
	2.0	6.03	7.70	-10.53	-8.11	
	4.0	6.03	19.76	-10.53	-29.17	
2	-1527.11					.11
	.0	283.44	867.27	209.64	641.79	
	2.0	283.44	321.80	209.64	185.81	
	4.0	283.44	259.66	209.64	219.62	
3	-3883.78					-.18
	.0	-272.89	-874.89	-228.06	-619.14	
	2.0	-272.89	-308.31	-228.06	-200.00	
	4.0	-272.89	-225.08	-228.06	-270.66	
4	-2576.61					-.04
	.0	5.02	-3.63	-8.77	10.79	
	2.0	5.02	6.42	-8.77	-6.76	
	4.0	5.02	16.47	-8.77	-24.31	

A RUDI HERMAWAN , Teknik Sipil, ITS Surabaya, NRP.393 310 1280 PAGE 5

PROGRAM:SAP90(FILE:TA2.F3F)

## ANALISA STRUKTUR DENGAN GEMPA DINAMIS

## FRAME ELEMENT FORCES

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL MOMENT TORQ
		SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
67						
1	-1960.37	.0	-27.88	55.30	15.45	-.10

	2.0	-27.88	.45	15.45	1.34
	4.0	-27.88	-56.21	15.45	32.24
2	-1002.37	.0	154.95	407.57	273.09
		2.0	154.95	46.29	20.16
		4.0	154.95	315.04	349.58
3	-2428.27	.0	-203.73	-310.78	-324.84
		2.0	-203.73	-47.08	-17.82
		4.0	-203.73	-413.41	-293.15
4	-1633.64	.0	-23.23	46.09	-24.64
		2.0	-23.23	.38	1.11
		4.0	-23.23	-46.84	26.87
133	-----				
1	-1301.80	.0	-28.97	58.01	-39.90
		2.0	-28.97	.07	.77
		4.0	-28.97	-57.88	41.43
2	-802.89	.0	115.29	273.81	165.87
		2.0	115.29	82.70	31.84
		4.0	115.29	298.85	290.14
3	-1475.26	.0	-165.99	-172.30	-235.69
		2.0	-165.99	-82.59	-30.50
		4.0	-165.99	-400.13	-217.63
4	-1084.84	.0	-24.14	48.34	-33.25
		2.0	-24.14	.05	.64
		4.0	-24.14	-48.23	34.53
199	-----				
1	-632.29	.0	-26.37	56.41	-44.63
		2.0	-26.37	3.67	-1.17
		4.0	-26.37	-49.06	42.29
2	-464.64	.0	59.13	139.01	38.40
		2.0	59.13	94.28	38.76
		4.0	59.13	207.29	191.87
3	-641.86	.0	-105.28	-40.29	-116.51
		2.0	-105.28	-87.85	-40.81
		4.0	-105.28	-293.15	-117.86
4	-526.91	.0	-21.97	47.01	-37.19
		2.0	-21.97	3.06	.98
		4.0	-21.97	-40.89	35.24

A RUDI HERMAWAN , Teknik Sipil, ITS Surabaya, NRP.393 310 1280 PAGE 6  
PROGRAM:SAP90/FILE:TA2.F3F

## ANALISA STRUKTUR DENGAN GEMPA DINAMIS

## FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL DIST FORCE	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
			SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
68							
	1	-2500.16					-.10
		.0	-1.09	2.41	9.70	-18.16	
		2.0	-1.09	.23	9.70	1.23	
		4.0	-1.09	-1.94	9.70	20.63	
	2	-1899.70					.19
		.0	118.36	242.60	286.00	530.50	
		2.0	118.36	49.27	286.00	15.78	
		4.0	118.36	245.00	286.00	581.98	
	3	-2475.57					-.36
		.0	-120.26	-238.38	-269.03	-562.28	
		2.0	-120.26	-48.86	-269.03	-13.63	
		4.0	-120.26	-248.40	-269.03	-545.88	

4 -2083.46					- .08
	.0	-.91	2.01	8.08	-15.14
	2.0	-.91	.19	8.08	1.03
	4.0	-.91	-1.62	8.08	17.19
134 -----					
1 -1647.84					- .10
	.0	-1.23	2.47	14.53	-28.24
	2.0	-1.23	.02	14.53	.82
	4.0	-1.23	-2.43	14.53	29.87
2 -1282.09					.13
	.0	89.37	129.27	223.48	376.56
	2.0	89.37	86.71	223.48	24.49
	4.0	89.37	251.47	223.48	468.29
3 -1601.63					-.31
	.0	-91.51	-124.94	-198.05	-425.97
	2.0	-91.51	-86.67	-198.05	-23.06
	4.0	-91.51	-255.73	-198.05	-416.01
4 -1373.20					-.08
	.0	-1.02	2.06	12.11	-23.53
	2.0	-1.02	.02	12.11	.68
	4.0	-1.02	-2.02	12.11	24.89
200 -----					
1 -804.82					-.10
	.0	-1.13	2.48	16.88	-33.85
	2.0	-1.13	.22	16.88	-.09
	4.0	-1.13	-2.04	16.88	33.68
2 -642.41					.04
	.0	52.13	51.84	127.36	166.94
	2.0	52.13	97.25	127.36	29.09
	4.0	52.13	195.56	127.36	283.38
3 -766.03					-.21
	.0	-54.11	-47.49	-97.81	-226.17
	2.0	-54.11	-96.87	-97.81	-29.25
	4.0	-54.11	-199.14	-97.81	-224.45
4 -670.69					-.08
	.0	-.94	2.07	14.07	-28.21
	2.0	-.94	.18	14.07	-.07
	4.0	-.94	-1.70	14.07	28.06
A RUDI HERMAWAN , Teknik Sipil, ITS Surabaya, NRP.393 310 1280 PAGE 7 PROGRAM:SAP90/FILE:TA2.F3F					
ANALISA STRUKTUR DENGAN GEMPA DINAMIS					
F R A M E   E L E M E N T   F O R C E S					
ELT LOAD ID COMB	AXIAL FORCE ENDI	DIST SHEAR	1-2 PLANE MOMENT	1-3 PLANE SHEAR	AXIAL MOMENT TORQ
69 -----					
1 -2607.60					-.10
	.0	-1.12	2.48	1.66	-3.05
	2.0	-1.12	.24	1.66	.26
	4.0	-1.12	-2.00	1.66	3.58
2 -2025.27					.19
	.0	119.31	244.57	280.66	545.98
	2.0	119.31	49.29	280.66	15.68
	4.0	119.31	246.86	280.66	571.56
3 -2538.02					-.36
	.0	-121.27	-240.24	-277.76	-551.33
	2.0	-121.27	-48.87	-277.76	-15.22
	4.0	-121.27	-250.36	-277.76	-565.30
4 -2173.00					-.08
	.0	-.93	2.06	1.38	-2.54
	2.0	-.93	.20	1.38	.22
	4.0	-.93	-1.67	1.38	2.98
135 -----					
1 -1726.34					-.10
	.0	-1.29	2.58	2.21	-4.23
	2.0	-1.29	.01	2.21	.19
	4.0	-1.29	-2.56	2.21	4.62
2 -1377.72					.13

	.0	89.97	130.52	220.51	412.20	
	2.0	89.97	86.73	220.51	24.86	
	4.0	89.97	252.67	220.51	462.77	
3 -1643.37						-.31
	.0	-92.22	-126.00	-216.64	-419.61	
	2.0	-92.22	-86.71	-216.64	-24.52	
	4.0	-92.22	-257.15	-216.64	-454.68	
4 -1438.61						-.08
	.0	-1.07	2.15	1.84	-3.53	
	2.0	-1.07	.01	1.84	.16	
	4.0	-1.07	-2.13	1.84	3.85	
201 -----						
1 -845.37						-.10
	.0	-1.24	2.64	2.62	-5.09	
	2.0	-1.24	.15	2.62	.15	
	4.0	-1.24	-2.33	2.62	5.40	
2 -696.09						.04
	.0	52.25	52.25	126.43	214.53	
	2.0	52.25	97.21	126.43	29.78	
	4.0	52.25	195.74	126.43	282.35	
3 -783.31						-.21
	.0	-54.43	-47.62	-121.84	-223.45	
	2.0	-54.43	-96.94	-121.84	-29.51	
	4.0	-54.43	-199.82	-121.84	-272.90	
4 -704.48						-.08
	.0	-1.04	2.20	2.19	-4.24	
	2.0	-1.04	.13	2.19	.13	
	4.0	-1.04	-1.94	2.19	4.50	

A RUDI HERMAWAN , Teknik Sipil, ITS Surabaya, NRP.393 310 1280 PAGE 8  
PROGRAM:SAP90/FILE:TA2.F3F

## ANALISA STRUKTUR DENGAN GEMPA DINAMIS

## FRAME ELEMENT FORCES

ELT LOAD ID COMB	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
			SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
70 -----							
1 -2599.43							-.10
	.0	-1.62	3.42	-.12	.24		
	2.0	-1.62	.18	-.12	-.00		
	4.0	-1.62	-3.06	-.12	-.24		
2 -2018.13							.19
	.0	118.88	245.42	279.13	548.92		
	2.0	118.88	49.29	279.13	15.44		
	4.0	118.88	245.97	279.13	568.26		
3 -2530.88							-.36
	.0	-121.71	-239.44	-279.34	-548.51		
	2.0	-121.71	-48.98	-279.34	-15.45		
	4.0	-121.71	-251.33	-279.34	-568.69		
4 -2166.19							-.08
	.0	-1.35	2.85	-.10	.20		
	2.0	-1.35	.15	-.10	-.00		
	4.0	-1.35	-2.55	-.10	-.20		
136 -----							
1 -1720.47							-.10
	.0	-2.04	4.05	-.82	1.62		
	2.0	-2.04	-.02	-.82	-.01		
	4.0	-2.04	-4.09	-.82	-1.64		
2 -1372.49							.13
	.0	89.32	131.76	217.84	417.29		
	2.0	89.32	86.81	217.84	24.67		
	4.0	89.32	251.43	217.84	457.25		
3 -1638.34							-.31
	.0	-92.88	-124.67	-219.27	-414.46		
	2.0	-92.88	-86.85	-219.27	-24.69		
	4.0	-92.88	-258.59	-219.27	-460.12		
4 -1433.73							-.08
	.0	-1.70	3.37	-.68	1.35		
	2.0	-1.70	-.02	-.68	-.01		

202		4.0	-1.70	-3.41	-.68	-1.37	
1	-842.53	.0	-2.04	4.34	-1.34	2.59	-.10
		2.0	-2.04	.26	-1.34	-.10	
		4.0	-2.04	-3.82	-1.34	-2.78	
2	-693.52	.0	51.58	53.77	122.93	221.18	.04
		2.0	51.58	97.46	122.93	29.58	
		4.0	51.58	194.64	122.93	275.14	
3	-780.90	.0	-55.16	-46.17	-125.28	-216.65	-.21
		2.0	-55.16	-97.00	-125.28	-29.75	
		4.0	-55.16	-201.33	-125.28	-280.01	
4	-702.10	.0	-1.70	3.62	-1.12	2.16	-.08
		2.0	-1.70	.22	-1.12	-.08	
		4.0	-1.70	-3.18	-1.12	-2.32	

A RUDI HERMAWAN , Teknik Sipil, ITS Surabaya, NRP.393 310 1280 PAGE 9  
PROGRAM:SAP90/FILE:TA2.F3F

## ANALISA STRUKTUR DENGAN GEMPA DINAMIS

## FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
				SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
71								
1	-2506.02	.0	-1.57	3.34	-9.07	17.03	-.10	
		2.0	-1.57	.19	-9.07	-1.12		
		4.0	-1.57	-2.96	-9.07	-19.26		
2	-1905.56	.0	118.17	243.87	269.68	561.48	.19	
		2.0	118.17	49.39	269.68	13.73		
		4.0	118.17	244.63	269.68	547.29		
3	-2479.97	.0	-120.92	-238.03	-285.56	-531.69	-.36	
		2.0	-120.92	-49.06	-285.56	-15.68		
		4.0	-120.92	-249.81	-285.56	-580.99		
4	-2088.35	.0	-1.31	2.78	-7.56	14.19	-.08	
		2.0	-1.31	.16	-7.56	-.93		
		4.0	-1.31	-2.47	-7.56	-16.05		
137								
1	-1652.03	.0	-1.92	3.83	-14.68	28.63	-.10	
		2.0	-1.92	-.01	-14.68	-.74		
		4.0	-1.92	-3.86	-14.68	-30.10		
2	-1286.47	.0	88.94	130.65	198.05	426.58	.13	
		2.0	88.94	87.01	198.05	23.13		
		4.0	88.94	250.87	198.05	416.08		
3	-1604.59	.0	-92.30	-123.94	-223.75	-376.48	-.31	
		2.0	-92.30	-87.03	-223.75	-24.42		
		4.0	-92.30	-257.62	-223.75	-468.76		
4	-1376.69	.0	-1.60	3.20	-12.24	23.86	-.08	
		2.0	-1.60	-.01	-12.24	-.61		
		4.0	-1.60	-3.21	-12.24	-25.09		
203								
1	-807.17	.0	-1.86	4.04	-17.62	35.22	-.10	
		2.0	-1.86	.32	-17.62	-.01		
		4.0	-1.86	-3.40	-17.62	-35.24		
2	-644.91	.0	51.66	53.35	97.31	227.64	.04	
		2.0	51.66	97.75	97.31	29.16		
		4.0	51.66	195.10	97.31	223.34		

3	-767.64					-.21
	.0	-54.92	-46.28	-128.13	-166.00	
	2.0	-54.92	-97.19	-128.13	-29.18	
	4.0	-54.92	-201.06	-128.13	-285.02	
4	-672.64					-.08
	.0	-1.55	3.37	-14.68	29.35	
	2.0	-1.55	.27	-14.68	-.01	
	4.0	-1.55	-2.84	-14.68	-29.37	

A RUDI HERMAWAN , Teknik Sipil, ITS Surabaya, NRP.393 310 1280 PAGE 10  
PROGRAM:SAP90/FILE:TA2.F3F

## ANALISA STRUKTUR DENGAN GEMPA DINAMIS

## FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	DIST END1	1-2 PLANE		1-3 PLANE	AXIAL SHEAR	MOMENT	TORQ
				SHEAR	MOMENT				
72									
	1	-1960.92							-.10
		.0	-28.31	56.14		-15.07	29.01		
		2.0	-28.31	-.47		-15.07	-1.13		
		4.0	-28.31	-57.08		-15.07	-31.28		
	2	-1005.03							.19
		.0	155.48	410.09		141.77	324.47		
		2.0	155.48	46.52		141.77	18.01		
		4.0	155.48	316.16		141.77	294.14		
	3	-2426.58							-.36
		.0	-205.02	-311.84		-168.15	-273.70		
		2.0	-205.02	-47.34		-168.15	-19.99		
		4.0	-205.02	-416.05		-168.15	-348.88		
	4	-1634.10							-.08
		.0	-23.59	46.78		-12.56	24.17		
		2.0	-23.59	-.39		-12.56	-.95		
		4.0	-23.59	-47.57		-12.56	-26.06		
138									
	1	-1302.68							-.10
		.0	-29.52	59.07		-20.42	40.19		
		2.0	-29.52	-.04		-20.42	-.64		
		4.0	-29.52	-58.99		-20.42	-41.48		
	2	-804.71							.13
		.0	115.53	275.81		95.62	236.18		
		2.0	115.53	83.18		95.62	30.61		
		4.0	115.53	299.72		95.62	217.83		
	3	-1474.97							-.31
		.0	-167.18	-172.44		-131.36	-165.84		
		2.0	-167.18	-83.11		-131.36	-31.74		
		4.0	-167.18	-402.96		-131.36	-290.42		
	4	-1085.57							-.08
		.0	-24.60	49.22		-17.02	33.49		
		2.0	-24.60	.03		-17.02	-.54		
		4.0	-24.60	-49.16		-17.02	-34.57		
204									
	1	-632.54							-.10
		.0	-26.95	57.60		-22.24	45.54		
		2.0	-26.95	3.70		-22.24	1.06		
		4.0	-26.95	-50.20		-22.24	-43.42		
	2	-465.16							.04
		.0	59.10	140.52		38.57	117.57		
		2.0	59.10	94.88		38.57	40.72		
		4.0	59.10	207.80		38.57	117.15		
	3	-641.80							-.21
		.0	-106.26	-39.72		-77.49	-37.87		
		2.0	-106.26	-88.41		-77.49	-38.86		
		4.0	-106.26	-295.66		-77.49	-193.14		
	4	-527.12							-.08
		.0	-22.46	48.00		-18.53	37.95		
		2.0	-22.46	3.08		-18.53	.89		
		4.0	-22.46	-41.83		-18.53	-36.18		

A RUDI HERMAWAN , Teknik Sipil, ITS Surabaya, NRP.393 310 1280 PAGE 11  
PROGRAM:SAP90/FILE:TA2.F3F

## ANALISA STRUKTUR DENGAN GEMPA DINAMIS

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

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
		SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
73	1 -2274.75					-.10
	.0	13.38	-26.28	15.42	-29.72	
	2.0	13.38	.48	15.42	1.11	
	4.0	13.38	27.25	15.42	31.94	
2	-1256.42					.19
	.0	370.04	694.22	170.12	276.45	
	2.0	370.04	39.97	170.12	19.92	
	4.0	370.04	742.11	170.12	352.77	
3	-2724.40					-.36
	.0	-346.62	-740.22	-143.14	-328.45	
	2.0	-346.62	-39.12	-143.14	-17.97	
	4.0	-346.62	-694.43	-143.14	-296.87	
4	-1895.63					-.08
	.0	11.15	-21.90	12.85	-24.76	
	2.0	11.15	.40	12.85	.93	
	4.0	11.15	22.71	12.85	26.62	
139						
	1 -1508.54					-.10
	.0	13.16	-26.40	19.13	-37.68	
	2.0	13.16	-.08	19.13	.58	
	4.0	13.16	26.24	19.13	38.84	
2	-992.36					.13
	.0	294.93	490.65	131.88	171.70	
	2.0	294.93	69.82	131.88	31.56	
	4.0	294.93	646.20	131.88	291.08	
3	-1647.58					-.31
	.0	-271.90	-536.86	-98.40	-237.64	
	2.0	-271.90	-69.96	-98.40	-30.54	
	4.0	-271.90	-600.29	-98.40	-223.10	
4	-1257.12					-.08
	.0	10.97	-22.00	15.94	-31.40	
	2.0	10.97	-.07	15.94	.49	
	4.0	10.97	21.86	15.94	32.37	
205						
	1 -735.79					-.10
	.0	11.58	-24.89	19.85	-40.94	
	2.0	11.58	-1.73	19.85	-1.24	
	4.0	11.58	21.44	19.85	38.45	
2	-569.63					.04
	.0	170.07	230.33	77.14	47.57	
	2.0	170.07	73.96	77.14	38.61	
	4.0	170.07	409.22	77.14	191.05	
3	-718.01					-.21
	.0	-149.80	-273.90	-42.40	-119.22	
	2.0	-149.80	-76.98	-42.40	-40.79	
	4.0	-149.80	-371.70	-42.40	-123.75	
4	-613.16					-.08
	.0	9.65	-20.75	16.54	-34.12	
	2.0	9.65	-1.44	16.54	-1.04	
	4.0	9.65	17.87	16.54	32.05	

A RUDI HERMAWAN , Teknik Sipil, ITS Surabaya, NRP.393 310 1280 PAGE 12  
PROGRAM:SAP90/FILE:TA2.F3F

## ANALISA STRUKTUR DENGAN GEMPA DINAMIS

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

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
		SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
74	1 -2642.06					-.10
	.0	-.70	1.70	3.06	-5.30	
	2.0	-.70	.29	3.06	.82	

	ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE SHEAR	1-2 PLANE MOMENT	1-3 PLANE SHEAR	1-3 PLANE MOMENT	AXIAL TORQ	
2 -2216.69	4.0	-.70	-1.12	3.06	6.95			.19
	.0	124.62	253.61	280.88	543.19			
	2.0	124.62	49.09	280.88	15.37			
	4.0	124.62	257.24	280.88	571.29			
3 -2406.91	4.0	-.125.85	-250.64	-275.52	-552.47			-.36
	.0	-125.85	-48.59	-275.52	-13.93			
	2.0	-125.85	-259.20	-275.52	-559.13			
4 -2201.71	4.0	-.59	1.41	2.55	-4.42			-.08
	.0	-.59	.24	2.55	.68			
	2.0	-.59	-.93	2.55	5.79			
140 -----								
1 -1741.73	1.0	-.72	1.45	6.24	-11.90			-.10
	.0	-.72	.02	6.24	.59			
	2.0	-.72	-1.41	6.24	13.07			
2 -1471.76	4.0	94.69	137.22	216.62	391.71			.13
	.0	94.69	86.31	216.62	24.22			
	2.0	94.69	261.63	216.62	454.29			
3 -1576.26	4.0	-.95.95	-134.68	-205.69	-412.54			-.31
	.0	-.95.95	-86.27	-205.69	-23.19			
	2.0	-.95.95	-264.10	-205.69	-431.41			
4 -1451.44	4.0	-.60	1.21	5.20	-9.92			-.08
	.0	-.60	.02	5.20	.49			
	2.0	-.60	-1.17	5.20	10.90			
206 -----								
1 -851.25	1.0	-.76	1.44	8.22	-16.00			-.10
	.0	-.76	-.07	8.22	.44			
	2.0	-.76	-1.59	8.22	16.88			
2 -710.72	4.0	55.12	52.66	120.10	183.48			.04
	.0	55.12	96.31	120.10	29.48			
	2.0	55.12	200.66	120.10	269.09			
3 -778.97	4.0	-.56.44	-50.14	-105.72	-211.49			-.21
	.0	-.56.44	-96.43	-105.72	-28.71			
	2.0	-.56.44	-203.44	-105.72	-239.55			
4 -709.38	4.0	-.63	1.20	6.85	-13.34			-.08
	.0	-.63	-.06	6.85	.36			
	2.0	-.63	-1.32	6.85	14.07			

A RUDI HERMAWAN , Teknik Sipil, ITS Surabaya, NRP.393 310 1280 PAGE 13  
PROGRAM:SAP90(FILE:TA2.F3F)

## ANALISA STRUKTUR DENGAN GEMPA DINAMIS

## FRAME ELEMENT FORCES

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE SHEAR	1-2 PLANE MOMENT	1-3 PLANE SHEAR	1-3 PLANE MOMENT	AXIAL TORQ	
75 -----							
1 -2695.65	1.0	-1.05	2.36	7.79	-14.66		-.10
	2.0	-1.05	.26	7.79	.93		
	4.0	-1.05	-1.85	7.79	16.52		
2 -2253.34	1.0	137.81	280.79	292.10	548.44		.19
	2.0	137.81	48.59	292.10	15.79		
	4.0	137.81	282.92	292.10	594.55		
3 -2464.05	1.0	-139.65	-276.66	-278.46	-574.09		-.36
	2.0	-139.65	-48.14	-278.46	-14.16		
	4.0	-139.65	-286.15	-278.46	-65.64		
4 -2246.38							-.08

	.0	-.88	1.97	6.49	-12.21	
	2.0	-.88	.21	6.49	.78	
	4.0	-.88	-1.54	6.49	13.77	
141 -----						
1 -1780.91	.0	-1.12	2.27	11.09	-21.61	-.10
	2.0	-1.12	.02	11.09	.56	
	4.0	-1.12	-2.22	11.09	22.74	
2 -1508.37	.0	105.49	158.63	231.85	404.59	.13
	2.0	105.49	85.51	231.85	24.69	
	4.0	105.49	282.25	231.85	485.33	
3 -1608.22	.0	-107.45	-154.66	-212.45	-442.41	-.31
	2.0	-107.45	-85.47	-212.45	-23.70	
	4.0	-107.45	-286.13	-212.45	-445.55	
4 -1484.09	.0	-.93	1.89	9.24	-18.01	-.08
	2.0	-.93	.02	9.24	.47	
	4.0	-.93	-1.85	9.24	18.95	
207 -----						
1 -874.73	.0	-1.05	2.23	12.55	-25.27	-.10
	2.0	-1.05	.12	12.55	-.17	
	4.0	-1.05	-1.98	12.55	24.93	
2 -737.17	.0	61.10	59.56	136.18	199.52	.04
	2.0	61.10	95.16	136.18	28.99	
	4.0	61.10	211.63	136.18	301.03	
3 -793.61	.0	-62.94	-55.67	-114.21	-243.75	-.21
	2.0	-62.94	-94.95	-114.21	-29.29	
	4.0	-62.94	-215.10	-114.21	-257.41	
4 -728.94	.0	-.88	1.86	10.46	-21.06	-.08
	2.0	-.88	.10	10.46	-.14	
	4.0	-.88	-1.65	10.46	20.77	

A RUDI HERMAWAN , Teknik Sipil, ITS Surabaya, NRP.393 310 1280 PAGE 14  
PROGRAM:SAP90/FILE:TA2.F3F

## ANALISA STRUKTUR DENGAN GEMPA DINAMIS

## FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE SHEAR	AXIAL MOMENT	TORQ
				SHEAR	MOMENT			
76 -----								
1 -2992.07	.0	-2.18		4.49		1.55	-2.81	-.10
	2.0	-2.18		.13		1.55	.28	
	4.0	-2.18		-4.23		1.55	3.38	
2 -2516.93	.0	148.60		305.92		287.95	561.10	.19
	2.0	148.60		48.08		287.95	15.45	
	4.0	148.60		303.90		287.95	586.03	
3 -2719.20	.0	-152.41		-298.06		-285.24	-566.02	-.36
	2.0	-152.41		-47.85		-285.24	-14.96	
	4.0	-152.41		-311.30		-285.24	-580.11	
4 -2493.39	.0	-1.82		3.75		1.29	-2.34	-.08
	2.0	-1.82		.11		1.29	.24	
	4.0	-1.82		-3.53		1.29	2.82	
142 -----								
1 -1975.49	.0	-2.79		5.54		2.19	-4.20	-.10
	2.0	-2.79		-.05		2.19	.19	
	4.0	-2.79		-5.63		2.19	4.58	
2 -1677.01	.0	113.79		180.07		226.36	424.35	.13

	2.0	113.79	84.78	226.36	24.40	
	4.0	113.79	298.00	226.36	474.08	
3 -1780.10	.0	-118.67	-170.38	-222.52	-431.70	-.31
	2.0	-118.67	-84.86	-222.52	-24.07	
	4.0	-118.67	-307.85	-222.52	-466.07	
4 -1646.24	.0	-2.33	4.62	1.83	-3.50	-.08
	2.0	-2.33	-.04	1.83	.16	
	4.0	-2.33	-4.69	1.83	3.82	
208 -----						
1 -968.68	.0	-2.81	5.99	2.40	-4.88	-.10
	2.0	-2.81	.37	2.40	-.07	
	4.0	-2.81	-5.25	2.40	4.73	
2 -830.75	.0	65.09	70.34	129.54	221.90	.04
	2.0	65.09	94.26	129.54	29.01	
	4.0	65.09	218.82	129.54	287.81	
3 -864.44	.0	-70.01	-59.86	-125.34	-230.43	-.21
	2.0	-70.01	-93.61	-125.34	-29.14	
	4.0	-70.01	-228.01	-125.34	-279.54	
4 -807.23	.0	-2.34	4.99	2.00	-4.06	-.08
	2.0	-2.34	.31	2.00	-.06	
	4.0	-2.34	-4.37	2.00	3.94	

A RUDI HERMAWAN , Teknik Sipil, ITS Surabaya, NRP.393 310 1280 PAGE 15  
PROGRAM:SAP90/FILE:TA2.F3F

## ANALISA STRUKTUR DENGAN GEMPA DINAMIS

## FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	DIST END1	1-2 PLANE		1-3 PLANE SHEAR	AXIAL MOMENT	TORQ
				SHEAR	MOMENT			
77 -----								
1 -2797.79	.0	-1.87	3.90	-9.66	18.16			-.10
	2.0	-1.87	.16	-9.66	-1.16			
	4.0	-1.87	-3.58	-9.66	-20.47			
2 -2354.73	.0	134.25	276.54	272.51	569.21			.19
	2.0	134.25	48.72	272.51	13.60			
	4.0	134.25	275.89	272.51	552.85			
3 -2541.40	.0	-137.53	-269.71	-289.41	-537.43			-.36
	2.0	-137.53	-48.44	-289.41	-15.62			
	4.0	-137.53	-282.17	-289.41	-588.68			
4 -2331.49	.0	-1.56	3.25	-8.05	15.13			-.08
	2.0	-1.56	.13	-8.05	-.96			
	4.0	-1.56	-2.99	-8.05	-17.06			
143 -----								
1 -1849.38	.0	-2.42	4.80	-15.55	30.32			-.10
	2.0	-2.42	-.05	-15.55	-.78			
	4.0	-2.42	-4.89	-15.55	-31.89			
2 -1558.72	.0	101.93	156.19	200.13	433.89			.13
	2.0	101.93	85.86	200.13	22.91			
	4.0	101.93	275.48	200.13	420.03			
3 -1677.69	.0	-106.17	-147.80	-227.35	-380.83			-.31
	2.0	-106.17	-85.94	-227.35	-24.28			
	4.0	-106.17	-284.04	-227.35	-475.83			
4 -1541.15	.0	-2.02	4.00	-12.96	25.27			-.08
	2.0	-2.02	-.04	-12.96	-.65			
	4.0	-2.02	-4.08	-12.96	-26.57			

209					
	1	-907.25			-.10
		.0	-2.51	5.26	37.23
		2.0	-2.51	.24	-.06
		4.0	-2.51	-4.78	-37.35
	2	-758.93			.04
		.0	58.45	60.61	233.86
		2.0	58.45	95.83	28.88
		4.0	58.45	206.93	225.21
	3	-828.76			-.21
		.0	-62.84	-51.41	-168.71
		2.0	-62.84	-95.41	-28.98
		4.0	-62.84	-215.30	-290.58
	4	-756.04			-.08
		.0	-2.09	4.38	31.03
		2.0	-2.09	.20	-.05
		4.0	-2.09	-3.98	-31.13

A RUDI HERMAWAN , Teknik Sipil, ITS Surabaya, NRP.393 310 1280 PAGE 16  
PROGRAM:SAP90/FILE:TA2.F3F

## ANALISA STRUKTUR DENGAN GEMPA DINAMIS

## FRAME ELEMENT FORCES

ELT	LOAD ID	AXIAL COMB	DIST FORCE	ENDI	1-2 PLANE SHEAR	1-2 PLANE MOMENT	1-3 PLANE SHEAR	1-3 PLANE MOMENT	AXIAL TORQ
78									
	1	-2325.74							
		.0			8.18	-16.08	-23.16	45.17	-.10
		2.0			8.18	.28	-23.16	-1.15	
		4.0			8.18	16.65	-23.16	-47.46	
	2	-1305.45							.19
		.0			368.12	708.39	135.73	340.61	
		2.0			368.12	39.96	135.73	18.01	
		4.0			368.12	738.11	135.73	282.09	
	3	-2764.60							-.36
		.0			-353.79	-736.54	-176.25	-261.57	
		2.0			-353.79	-39.47	-176.25	-20.02	
		4.0			-353.79	-708.97	-176.25	-365.15	
	4	-1938.12							-.08
		.0			6.82	-13.40	-19.30	37.64	
		2.0			6.82	.24	-19.30	-.96	
		4.0			6.82	13.88	-19.30	-39.55	
144									
	1	-1544.14							
		.0			7.32	-14.80	-28.02	55.50	
		2.0			7.32	-.16	-28.02	-.54	
		4.0			7.32	14.47	-28.02	-56.59	
	2	-1024.75							.13
		.0			291.79	504.47	90.56	253.02	
		2.0			291.79	70.11	90.56	30.68	
		4.0			291.79	640.14	90.56	207.55	
	3	-1677.50							-.31
		.0			-278.99	-530.37	-139.60	-155.89	
		2.0			-278.99	-70.39	-139.60	-31.63	
		4.0			-278.99	-614.82	-139.60	-306.58	
	4	-1286.78							-.08
		.0			6.10	-12.33	-23.35	46.25	
		2.0			6.10	-.14	-23.35	-.45	
		4.0			6.10	12.06	-23.35	-47.15	
210									
	1	-753.09							
		.0			5.92	-12.96	-28.92	59.64	
		2.0			5.92	-1.13	-28.92	1.80	
		4.0			5.92	10.71	-28.92	-56.04	
	2	-584.46							.04
		.0			166.15	242.48	34.84	136.21	
		2.0			166.15	74.91	34.84	41.33	
		4.0			166.15	402.30	34.84	109.20	
	3	-733.44							-.21

.0	-155.79	-265.16	-85.45	-31.83
2.0	-155.79	-76.88	-85.45	-38.18
4.0	-155.79	-383.55	-85.45	-207.27
4	-627.57			- .08

.0	4.93	-10.80	-24.10	49.70
2.0	4.93	.94	-24.10	1.50
4.0	4.93	8.93	-24.10	-46.70

A RUDI HERMAWAN , Teknik Sipil, ITS Surabaya, NRP.393 310 1280 PAGE 17  
PROGRAM:SAP90(FILE:TA2.F3F)

## ANALISA STRUKTUR DENGAN GEMPA DINAMIS

## FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE SHEAR	AXIAL MOMENT	TORQ
				SHEAR	MOMENT			
265								
	1	.00						1.07
		.0	24.89	-18.52		.00	.00	
		3.0	-2.76	14.68		.00	.00	
		6.0	-30.40	-35.06		.00	.00	
	2	.00						2.72
		.0	122.53	269.31		.00	.00	
		3.0	98.33	29.58		.00	.00	
		6.0	74.14	288.28		.00	.00	
	3	.00						-.84
		.0	-78.97	-301.72		.00	.00	
		3.0	-103.16	-3.89		.00	.00	
		6.0	-127.35	-349.64		.00	.00	
	4	.00						.90
		.0	20.74	-15.43		.00	.00	
		3.0	-2.30	12.23		.00	.00	
		6.0	-25.34	-29.22		.00	.00	
517								
	1	.00						2.16
		.0	17.87	3.73		.00	.00	
		3.0	-9.77	15.88		.00	.00	
		6.0	-37.42	-54.91		.00	.00	
	2	.00						2.98
		.0	24.39	24.89		.00	.00	
		3.0	.20	18.73		.00	.00	
		6.0	-23.99	-17.11		.00	.00	
	3	.00						.79
		.0	6.89	-18.37		.00	.00	
		3.0	-17.30	9.05		.00	.00	
		6.0	-41.49	-78.99		.00	.00	
	4	.00						1.80
		.0	14.90	3.11		.00	.00	
		3.0	-8.14	13.23		.00	.00	
		6.0	-31.18	-45.76		.00	.00	
266								
	1	.00						.02
		.0	27.30	-26.19		.00	.00	
		3.0	-.34	14.25		.00	.00	
		6.0	-27.99	-28.26		.00	.00	
	2	.00						.04
		.0	114.83	250.72		.00	.00	
		3.0	90.64	13.32		.00	.00	
		6.0	66.45	247.27		.00	.00	
	3	.00						-.00
		.0	-67.05	-296.55		.00	.00	
		3.0	-91.24	11.61		.00	.00	
		6.0	-115.43	-296.72		.00	.00	
	4	.00						.02
		.0	22.75	-21.83		.00	.00	
		3.0	-.29	11.87		.00	.00	
		6.0	-23.33	-23.55		.00	.00	

A RUDI HERMAWAN , Teknik Sipil, ITS Surabaya, NRP.393 310 1280 PAGE 18  
PROGRAM:SAP90(FILE:TA2.F3F)

## ANALISA STRUKTUR DENGAN GEMPA DINAMIS

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

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
			DIST ENDI	SHEAR	MOMENT	SHEAR	
518		.00					.03
		.0	27.63	-24.40	.00	.00	
		3.0	-.02	17.03	.00	.00	
		6.0	-27.66	-24.50	.00	.00	
	2	.00					.06
		.0	40.41	24.58	.00	.00	
		3.0	16.22	17.84	.00	.00	
		6.0	-7.97	30.07	.00	.00	
	3	.00					.00
		.0	7.94	-67.28	.00	.00	
		3.0	-16.25	11.95	.00	.00	
		6.0	-40.44	-72.94	.00	.00	
	4	.00					.03
		.0	23.03	-20.33	.00	.00	
		3.0	-.01	14.19	.00	.00	
		6.0	-23.05	-20.41	.00	.00	
267		.00					.01
		.0	27.54	-27.22	.00	.00	
		3.0	-.11	13.92	.00	.00	
		6.0	-27.76	-27.88	.00	.00	
	2	.00					.05
		.0	115.86	251.47	.00	.00	
		3.0	91.67	12.20	.00	.00	
		6.0	67.48	250.92	.00	.00	
	3	.00					-.04
		.0	-67.67	-299.10	.00	.00	
		3.0	-91.86	12.17	.00	.00	
		6.0	-116.05	-299.71	.00	.00	
	4	.00					.01
		.0	22.95	-22.68	.00	.00	
		3.0	-.09	11.60	.00	.00	
		6.0	-23.13	-23.23	.00	.00	
519		.00					-.05
		.0	28.00	-28.24	.00	.00	
		3.0	.35	14.30	.00	.00	
		6.0	-27.29	-26.12	.00	.00	
	2	.00					-.03
		.0	39.82	21.30	.00	.00	
		3.0	15.63	12.62	.00	.00	
		6.0	-8.56	23.08	.00	.00	
	3	.00					-.06
		.0	9.18	-70.71	.00	.00	
		3.0	-15.01	12.39	.00	.00	
		6.0	-39.21	-68.78	.00	.00	
	4	.00					-.04
		.0	23.33	-23.53	.00	.00	
		3.0	.29	11.91	.00	.00	
		6.0	-22.75	-21.76	.00	.00	

A RUDI HERMAWAN , Teknik Sipil, ITS Surabaya, NRP.393 310 1280 PAGE 19  
PROGRAM:SAP90/FILE:TA2.F3F

## ANALISA STRUKTUR DENGAN GEMPA DINAMIS

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

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
			DIST ENDI	SHEAR	MOMENT	SHEAR	
268		.00					.01
		.0	27.55	-26.92	.00	.00	
		3.0	-.09	14.27	.00	.00	
		6.0	-27.74	-27.48	.00	.00	

2	.00					.09
	.0	115.04	248.43	.00	.00	
	3.0	90.85	13.33	.00	.00	
	6.0	66.66	249.56	.00	.00	
3	.00					-.06
	.0	-66.82	-295.53	.00	.00	
	3.0	-91.01	11.65	.00	.00	
	6.0	-115.20	-297.65	.00	.00	
4	.00					.01
	.0	22.96	-22.43	.00	.00	
	3.0	-.08	11.89	.00	.00	
	6.0	-23.12	-22.90	.00	.00	
520	-----					
1	.00					.02
	.0	27.17	-22.79	.00	.00	
	3.0	-.48	17.24	.00	.00	
	6.0	-28.13	-25.68	.00	.00	
2	.00					.05
	.0	40.08	31.72	.00	.00	
	3.0	15.88	17.98	.00	.00	
	6.0	-8.31	23.72	.00	.00	
3	.00					-.01
	.0	7.46	-71.60	.00	.00	
	3.0	-16.73	12.19	.00	.00	
	6.0	-40.92	-68.67	.00	.00	
4	.00					.02
	.0	22.64	-18.99	.00	.00	
	3.0	-.40	14.36	.00	.00	
	6.0	-23.44	-21.40	.00	.00	
269	-----					
1	.00					-1.04
	.0	30.03	-33.89	.00	.00	
	3.0	2.38	14.73	.00	.00	
	6.0	-25.26	-19.59	.00	.00	
2	.00					.80
	.0	127.02	289.30	.00	.00	
	3.0	102.83	29.62	.00	.00	
	6.0	78.64	268.36	.00	.00	
3	.00					-2.63
	.0	-74.46	-348.61	.00	.00	
	3.0	-98.66	-3.84	.00	.00	
	6.0	-122.85	-302.64	.00	.00	
4	.00					-.87
	.0	25.03	-28.24	.00	.00	
	3.0	1.99	12.28	.00	.00	
	6.0	-21.05	-16.32	.00	.00	

A RUDI HERMAWAN , Teknik Sipil, ITS Surabaya, NRP.393 310 1280 PAGE 20  
PROGRAM:SAP90/FILE:TA2.F3F

## ANALISA STRUKTUR DENGAN GEMPA DINAMIS

## FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE SHEAR	1-2 PLANE MOMENT	1-3 PLANE SHEAR	1-3 PLANE MOMENT	AXIAL TORQ
521	-----							
	1	.00						-2.08
		.0	37.40	-54.89	.00	.00	.00	
		3.0	9.76	15.86	.00	.00	.00	
		6.0	-17.89	3.65	.00	.00	.00	
	2	.00						-.73
		.0	41.46	-17.18	.00	.00	.00	
		3.0	17.26	18.70	.00	.00	.00	
		6.0	-6.93	24.77	.00	.00	.00	
	3	.00						-2.91
		.0	24.00	-78.88	.00	.00	.00	
		3.0	-.19	9.05	.00	.00	.00	
		6.0	-24.38	-18.38	.00	.00	.00	
	4	.00						-1.73
		.0	31.17	-45.74	.00	.00	.00	

		3.0	8.13	13.21	.00	.00
		6.0	-14.91	3.05	.00	.00
270	-----					
1	.00	.0	26.01	-20.96	.00	.00
		3.0	-1.64	15.60	.00	.00
		6.0	-29.28	-30.78	.00	.00
2	.00	.0	123.01	265.80	.00	.00
		3.0	98.82	30.29	.00	.00
		6.0	74.63	290.44	.00	.00
3	.00	.0	-77.49	-302.48	.00	.00
		3.0	-101.68	-2.99	.00	.00
		6.0	-125.87	-344.30	.00	.00
4	.00	.0	21.68	-17.47	.00	.00
		3.0	-1.36	13.00	.00	.00
		6.0	-24.40	-25.65	.00	.00
522	-----					
1	.00	.0	21.56	-5.45	.00	.00
		3.0	-6.09	17.75	.00	.00
		6.0	-33.74	-41.99	.00	.00
2	.00	.0	30.84	28.87	.00	.00
		3.0	6.64	20.44	.00	.00
		6.0	-17.55	1.95	.00	.00
3	.00	.0	6.89	-38.40	.00	.00
		3.0	-17.30	10.63	.00	.00
		6.0	-41.49	-75.44	.00	.00
4	.00	.0	17.96	-4.54	.00	.00
		3.0	-5.08	14.79	.00	.00
		6.0	-28.12	-34.99	.00	.00

A RUDI HERMAWAN , Teknik Sipil, ITS Surabaya, NRP.393 310 1280 PAGE 21  
PROGRAM:SAP90/FILE:TA2.F3F

## ANALISA STRUKTUR DENGAN GEMPA DINAMIS

## FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	DIST END1	1-2 PLANE SHEAR	1-2 PLANE MOMENT	1-3 PLANE SHEAR	1-3 PLANE MOMENT	AXIAL TORQ
271	-----							
1	.00	.0	27.51	-27.90	.00	.00	.00	.00
		3.0	-.14	13.17	.00	.00	.00	.00
		6.0	-27.78	-28.71	.00	.00	.00	.36
2	.00	.0	113.39	243.41	.00	.00	.00	.00
		3.0	89.20	12.02	.00	.00	.00	.00
		6.0	65.00	242.95	.00	.00	.00	.00
3	.00	.0	-65.24	-292.23	.00	.00	.00	-.36
		3.0	-89.43	11.03	.00	.00	.00	.00
		6.0	-113.62	-293.19	.00	.00	.00	.00
4	.00	.0	22.93	-23.25	.00	.00	.00	.00
		3.0	-.11	10.97	.00	.00	.00	.00
		6.0	-23.15	-23.92	.00	.00	.00	.00
523	-----							
1	.00	.0	29.72	-35.28	.00	.00	.00	-.04
		3.0	2.07	12.40	.00	.00	.00	.00
		6.0	-25.58	-22.87	.00	.00	.00	.22
2	.00	.0	42.55	16.00	.00	.00	.00	.00
		3.0	18.35	14.44	.00	.00	.00	.00

		6.0	-5.84	32.49	.00	.00	-.29
3	.00	.0	9.46	-77.74	.00	.00	
		3.0	-14.74	7.25	.00	.00	
		6.0	-38.93	-72.52	.00	.00	
4	.00	.0	24.76	-29.40	.00	.00	-.03
		3.0	1.72	10.33	.00	.00	
		6.0	-21.32	-19.06	.00	.00	
272	-----						
1	.00	.0	25.93	-22.07	.00	.00	-.00
		3.0	-1.72	14.25	.00	.00	
		6.0	-29.36	-32.36	.00	.00	
2	.00	.0	113.16	252.23	.00	.00	.31
		3.0	88.97	12.62	.00	.00	
		6.0	64.78	242.95	.00	.00	
3	.00	.0	-67.78	-290.85	.00	.00	-.31
		3.0	-91.97	12.33	.00	.00	
		6.0	-116.16	-299.59	.00	.00	
4	.00	.0	21.61	-18.39	.00	.00	-.00
		3.0	-1.43	11.88	.00	.00	
		6.0	-24.47	-26.97	.00	.00	

A RUDI HERMAWAN , Teknik Sipil, ITS Surabaya, NRP.393 310 1280 PAGE 22  
PROGRAM:SAP90/FILE:TA2.F3F

## ANALISA STRUKTUR DENGAN GEMPA DINAMIS

## FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE SHEAR	1-2 PLANE MOMENT	1-3 PLANE SHEAR	1-3 PLANE MOMENT	AXIAL TORQ
524	-----							
1	.00	.0	21.19	-6.22	.00	.00	.00	-.14
		3.0	-6.45	15.89	.00	.00	.00	
		6.0	-34.10	-44.94	.00	.00	.00	
2	.00	.0	34.29	41.23	.00	.00	.00	.10
		3.0	10.09	14.47	.00	.00	.00	
		6.0	-14.10	8.46	.00	.00	.00	
3	.00	.0	2.80	-52.11	.00	.00	.00	-.34
		3.0	-21.39	13.34	.00	.00	.00	
		6.0	-45.58	-87.11	.00	.00	.00	
4	.00	.0	17.66	-5.18	.00	.00	.00	-.12
		3.0	-5.38	13.24	.00	.00	.00	
		6.0	-28.42	-37.45	.00	.00	.00	
273	-----							
1	.00	.0	28.75	-30.47	.00	.00	.00	.03
		3.0	1.11	14.32	.00	.00	.00	
		6.0	-26.54	-23.83	.00	.00	.00	
2	.00	.0	114.74	241.77	.00	.00	.00	.50
		3.0	90.55	13.02	.00	.00	.00	
		6.0	66.36	248.20	.00	.00	.00	
3	.00	.0	-64.42	-295.09	.00	.00	.00	-.45
		3.0	-88.61	12.04	.00	.00	.00	
		6.0	-112.81	-289.91	.00	.00	.00	
4	.00	.0	23.96	-25.39	.00	.00	.00	.02
		3.0	.92	11.93	.00	.00	.00	
		6.0	-22.12	-19.86	.00	.00	.00	

525 -----

1	.00				.07
	.0	31.49	-34.83	.00	.00
	3.0	3.84	18.17	.00	.00
	6.0	-23.81	-11.78	.00	.00
2	.00				.36
	.0	43.35	20.00	.00	.00
	3.0	19.15	19.73	.00	.00
	6.0	-5.04	34.08	.00	.00
3	.00				-.23
	.0	11.76	-80.95	.00	.00
	3.0	-12.43	12.06	.00	.00
	6.0	-36.62	-54.70	.00	.00
4	.00				.06
	.0	26.24	-29.02	.00	.00
	3.0	3.20	15.14	.00	.00
	6.0	-19.84	-9.82	.00	.00

A RUDI HERMAWAN , Teknik Sipil, ITS Surabaya, NRP.393 310 1280 PAGE 23  
PROGRAM:SAP90/FILE:TA2.F3F

## ANALISA STRUKTUR DENGAN GEMPA DINAMIS

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

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	DIST END1	1-2 PLANE		1-3 PLANE	AXIAL TORQ
				SHEAR	MOMENT		
274							
1	.00						.47
	.0	28.39	-27.62	.00	.00		
	3.0	.74	16.07	.00	.00		
	6.0	-26.91	-23.18	.00	.00		
2	.00						6.97
	.0	125.30	294.29	.00	.00		
	3.0	101.11	31.17	.00	.00		
	6.0	76.92	264.05	.00	.00		
3	.00						-.6.15
	.0	-75.62	-342.63	.00	.00		
	3.0	-99.82	-3.04	.00	.00		
	6.0	-124.01	-304.61	.00	.00		
4	.00						.39
	.0	23.66	-23.02	.00	.00		
	3.0	.62	13.39	.00	.00		
	6.0	-22.42	-19.32	.00	.00		
526							.77
1	.00						
	.0	33.35	-41.01	.00	.00		
	3.0	5.71	17.58	.00	.00		
	6.0	-21.94	-6.78	.00	.00		
2	.00						3.35
	.0	41.51	4.08	.00	.00		
	3.0	17.32	20.31	.00	.00		
	6.0	-6.88	28.50	.00	.00		
3	.00						-2.00
	.0	16.86	-75.85	.00	.00		
	3.0	-7.33	10.45	.00	.00		
	6.0	-31.52	-40.36	.00	.00		
4	.00						.64
	.0	27.79	-34.18	.00	.00		
	3.0	4.75	14.65	.00	.00		
	6.0	-18.29	-5.65	.00	.00		
285							.05
1	.00						
	.0	55.48	-108.53	.00	.00		
	6.0	.19	58.48	.00	.00		
	12.0	-55.11	-106.28	.00	.00		
2	.00						.20
	.0	105.10	254.33	.00	.00		
	6.0	56.71	61.18	.00	.00		
	12.0	8.33	236.29	.00	.00		
3	.00						-.12
	.0	-8.00	-444.26	.00	.00		

6.0	-56.38	41.16	.00	.00	
12.0	-104.77	-422.28	.00	.00	
4 .00					.04
.0	46.24	-90.44	.00	.00	
6.0	.16	48.73	.00	.00	
12.0	-45.92	-88.57	.00	.00	

A RUDI HERMAWAN , Teknik Sipil, ITS Surabaya, NRP.393 310 1280 PAGE 24  
PROGRAM:SAP90(FILE:TA2.F3F)

## ANALISA STRUKTUR DENGAN GEMPA DINAMIS

## FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
				SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
537								
1	.00							-.03
	.0	56.05		-108.95		.00	.00	
	6.0	.75		61.44		.00	.00	
	12.0	-54.55		-99.94		.00	.00	
2	.00							.32
	.0	67.35		18.08		.00	.00	
	6.0	18.96		57.39		.00	.00	
	12.0	-29.42		18.81		.00	.00	
3	.00							-.37
	.0	30.74		-208.75		.00	.00	
	6.0	-17.65		50.13		.00	.00	
	12.0	-66.03		-193.71		.00	.00	
4	.00							-.02
	.0	46.71		-90.79		.00	.00	
	6.0	.63		51.20		.00	.00	
	12.0	-45.45		-83.29		.00	.00	
286								
1	.00							-.16
	.0	55.51		-108.99		.00	.00	
	6.0	.21		58.16		.00	.00	
	12.0	-55.08		-106.46		.00	.00	
2	.00							.09
	.0	105.42		255.86		.00	.00	
	6.0	57.04		61.01		.00	.00	
	12.0	8.65		237.86		.00	.00	
3	.00							-.37
	.0	-8.28		-446.60		.00	.00	
	6.0	-56.67		40.78		.00	.00	
	12.0	-105.05		-424.16		.00	.00	
4	.00							-.13
	.0	46.26		-90.83		.00	.00	
	6.0	.18		48.47		.00	.00	
	12.0	-45.90		-88.71		.00	.00	
538								
1	.00							-.22
	.0	56.04		-109.69		.00	.00	
	6.0	.74		60.66		.00	.00	
	12.0	-54.55		-100.77		.00	.00	
2	.00							.16
	.0	67.44		18.04		.00	.00	
	6.0	19.06		56.71		.00	.00	
	12.0	-29.33		18.68		.00	.00	
3	.00							-.55
	.0	30.63		-210.00		.00	.00	
	6.0	-17.76		49.44		.00	.00	
	12.0	-66.14		-195.04		.00	.00	
4	.00							-.19
	.0	46.70		-91.41		.00	.00	
	6.0	.62		50.55		.00	.00	
	12.0	-45.46		-83.98		.00	.00	

A RUDI HERMAWAN , Teknik Sipil, ITS Surabaya, NRP.393 310 1280 PAGE 25  
PROGRAM:SAP90(FILE:TA2.F3F)

## ANALISA STRUKTUR DENGAN GEMPA DINAMIS

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

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL MOMENT TORQ
		SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
287						
	1 .00					-.08
	.0	28.37	-34.48	.00	.00	
	3.0	.72	9.15	.00	.00	
	6.0	-26.93	-30.16	.00	.00	
	2 .00					.47
	.0	215.76	542.80	.00	.00	
	3.0	191.57	8.54	.00	.00	
	6.0	167.38	546.30	.00	.00	
	3 .00					-.61
	.0	-166.12	-603.14	.00	.00	
	3.0	-190.31	7.47	.00	.00	
	6.0	-214.50	-599.08	.00	.00	
	4 .00					-.07
	.0	23.64	-28.74	.00	.00	
	3.0	.60	7.62	.00	.00	
	6.0	-22.44	-25.14	.00	.00	
539						
	1 .00					-.14
	.0	27.61	-35.37	.00	.00	
	3.0	-.04	5.98	.00	.00	
	6.0	-27.69	-35.62	.00	.00	
	2 .00					1.58
	.0	65.39	92.73	.00	.00	
	3.0	41.20	5.29	.00	.00	
	6.0	17.01	92.59	.00	.00	
	3 .00					-1.83
	.0	-17.08	-154.63	.00	.00	
	3.0	-41.28	5.16	.00	.00	
	6.0	-65.47	-154.93	.00	.00	
	4 .00					-.12
	.0	23.00	-29.47	.00	.00	
	3.0	-.04	4.98	.00	.00	
	6.0	-23.08	-29.69	.00	.00	
288						
	1 .00					.33
	.0	30.03	-37.70	.00	.00	
	3.0	2.38	10.91	.00	.00	
	6.0	-25.27	-23.43	.00	.00	
	2 .00					.80
	.0	218.17	542.73	.00	.00	
	3.0	193.98	10.19	.00	.00	
	6.0	169.79	555.18	.00	.00	
	3 .00					-.22
	.0	-165.62	-608.71	.00	.00	
	3.0	-189.82	8.90	.00	.00	
	6.0	-214.01	-596.17	.00	.00	
	4 .00					.27
	.0	25.02	-31.42	.00	.00	
	3.0	1.98	9.09	.00	.00	
	6.0	-21.06	-19.52	.00	.00	

A RUDI HERMAWAN , Teknik Sipil, ITS Surabaya, NRP.393 310 1280 PAGE 26  
PROGRAM:SAP90/FILE:TA2.F3E

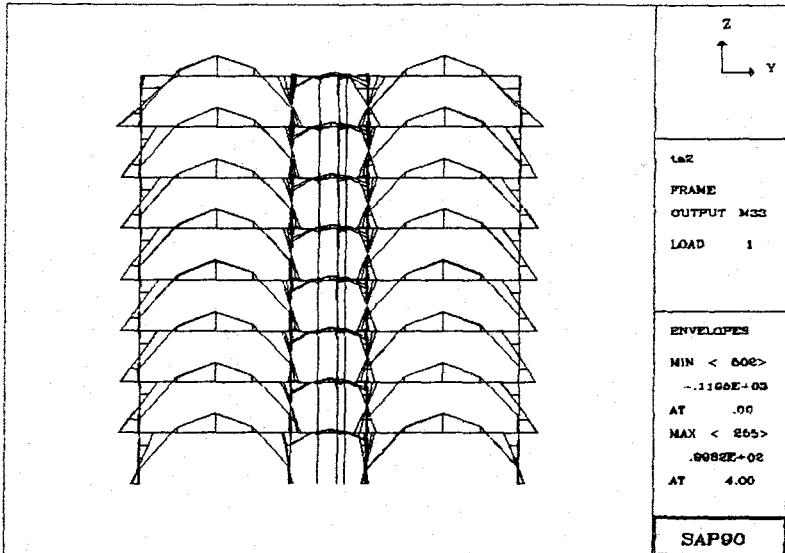
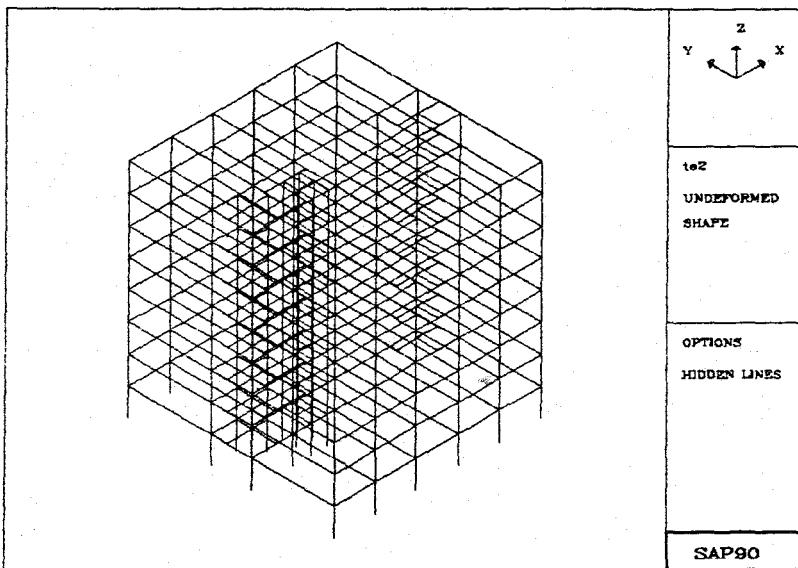
## ANALISA STRUKTUR DENGAN GEMPA DINAMIS

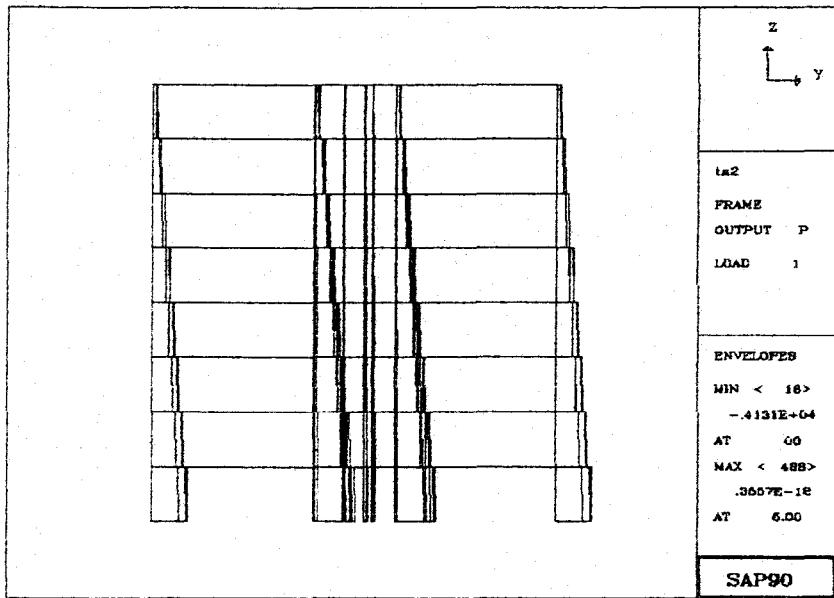
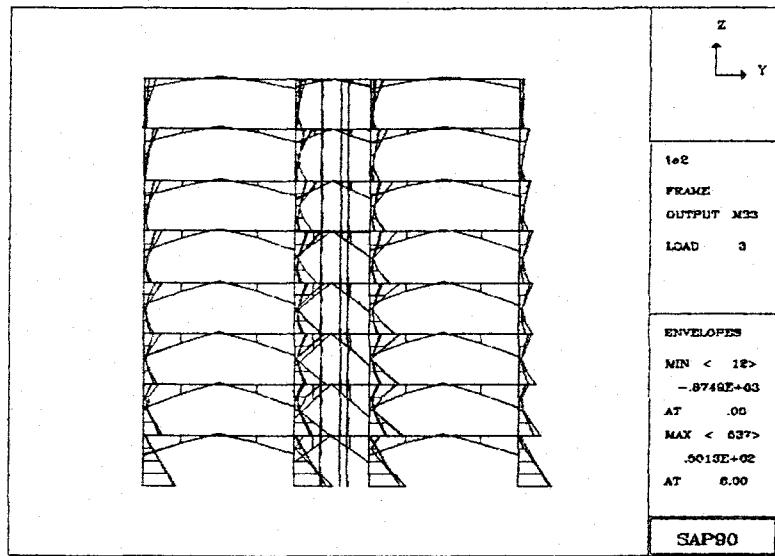
## F R A M E   E L E M E N T   F O R C E S

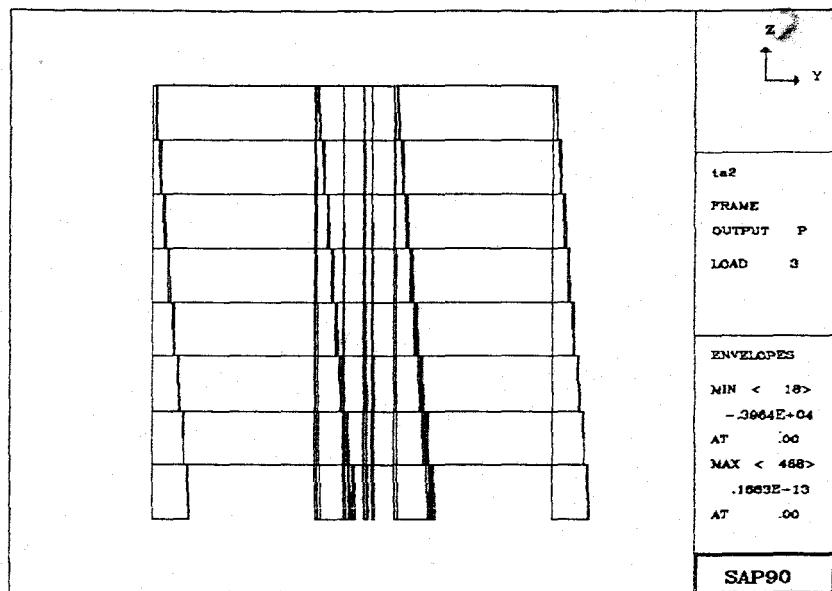
ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL MOMENT TORQ
		SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
540						
	1 .00					.29
	.0	31.60	-43.99	.00	.00	
	3.0	3.95	9.33	.00	.00	
	6.0	-23.70	-20.30	.00	.00	
	2 .00					1.96

	.0	68.80	84.96	.00	.00
	3.0	44.61	8.26	.00	.00
	6.0	20.42	105.71	.00	.00
3	.00				-1.45
	.0	-13.51	-161.95	.00	.00
	3.0	-37.70	8.06	.00	.00
	6.0	-61.89	-141.23	.00	.00
4	.00				.24
	.0	26.33	-36.66	.00	.00
	3.0	3.29	7.77	.00	.00
	6.0	-19.75	-16.92	.00	.00

## **GAMBAR OUTPUT SAP'90**







## **LAMPIRAN B**

## **TABEL MOMEN DISTRIBUSI LANTAI**

## PERHITUNGAN MOMEN DISTRIBUSI PLAT LANTAI

Tabel 4.4.1 Momen Distribusi Akibat Beban Mati ( DL )

Beban mati ( DL ) = 860 Kg/m<sup>2</sup>  
 Beban hidupi ( LL ) = 300 Kg/m<sup>2</sup>  
 Panjang bentang I = 12 m  
 Panjang bentang II = 6 m  
 Beban mati ( DL ) = 750 Kg/m<sup>2</sup>


No		Joint A		Joint B kl		Joint B ka		Joint C kl		Joint C ka		Joint D	
		AB	BA	BC	CB	CD	DC						
1	Distribusi Factor ( DF )	0.20	0.19	0.05	0.05	0.19	0.20						
2	Reduksi Faktor ( RF )	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50						
3	Momen Primer ( FEM )	(10,320.00)	10,320.00	(2,250.00)	2,250.00	(10,320.00)	10,320.00						
4	Balancing	2,064.00	(1,533.30)	(403.50)	403.50	1,533.30	(2,064.00)						
5	Crossing over	(766.65)	1,032.00	201.75	(201.75)	(1,032.00)	766.65						
6	Balancing	153.33	(234.41)	(61.69)	61.69	234.41	(153.33)						
7	Crossing over	(117.21)	76.67	30.84	(30.84)	(76.67)	117.21						
8	Balancing	23.44	(20.43)	(5.38)	5.38	20.43	(23.44)						
9	Crossing over	(10.21)	11.72	2.69	(2.69)	(11.72)	10.21						
10	Balancing	2.04	(2.74)	(0.72)	0.72	2.74	(2.04)						
11	Crossing over	(1.37)	1.02	0.36	(0.36)	(1.02)	1.37						
12	Balancing	0.27	(0.26)	(0.07)	0.07	0.26	(0.27)						
13	Crossing over	(0.13)	0.14	0.03	(0.03)	(0.14)	0.13						
14	Balancing	0.03	(0.03)	(0.01)	0.01	0.03	(0.03)						
15	Crossing over	(0.02)	0.01	0.00	(0.00)	(0.01)	0.02						
16	Balancing	0.00	(0.00)	(0.00)	0.00	0.00	(0.00)						
17	Crossing over	(0.00)	0.00	0.00	(0.00)	(0.00)	0.00						
18	Momen Akhir	-8972.4704	9650.38347	-2485.6809	2485.68094	-9650.3835	8972.47038						

Tabel 4.4.1 Momen Distribusi Akibat Beban Hidup ( LL )

Beban mati ( DL ) = 860 Kg/m<sup>2</sup>  
 Beban hidupi ( LL ) = 300 Kg/m<sup>2</sup>  
 Panjang bentang I = 12 m  
 Panjang bentang II = 6 m  
 Beban mati ( DL ) = 750 Kg/m<sup>2</sup>


No		Joint A	Joint B kl	Joint B ka	Joint C kl	Joint C ka	Joint D
		AB	BA	BC	CB	CD	DC
1	Distribusi Factor ( DF )	0.20	0.19	0.05	0.05	0.19	0.20
2	Reduksi Faktor ( RF )	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
3	Momen Primer ( FEM )	(3,600.00)	3,600.00	(2,250.00)	2,250.00	(3,600.00)	3,600.00
4	Balancing	720.00	(256.50)	(67.50)	67.50	256.50	(720.00)
5	Crossing over	(128.25)	360.00	33.75	(33.75)	(360.00)	128.25
6	Balancing	25.65	(74.81)	(19.69)	19.69	74.81	(25.65)
7	Crossing over	(37.41)	12.83	9.84	(9.84)	(12.83)	37.41
8	Balancing	7.48	(4.31)	(1.13)	1.13	4.31	(7.48)
9	Crossing over	(2.15)	3.74	0.57	(0.57)	(3.74)	2.15
10	Balancing	0.43	(0.82)	(0.22)	0.22	0.82	(0.43)
11	Crossing over	(0.41)	0.22	0.11	(0.11)	(0.22)	0.41
12	Balancing	0.08	(0.06)	(0.02)	0.02	0.06	(0.08)
13	Crossing over	(0.03)	0.04	0.01	(0.01)	(0.04)	0.03
14	Balancing	0.01	(0.01)	(0.00)	0.00	0.01	(0.01)
15	Crossing over	(0.00)	0.00	0.00	(0.00)	(0.00)	0.00
16	Balancing	0.00	(0.00)	(0.00)	0.00	0.00	(0.00)
17	Crossing over	(0.00)	0.00	0.00	(0.00)	(0.00)	0.00
18	Momen Akhir	-3014.6039	3640.31597	-2294.2776	2294.27756	-3640.316	3014.60387

Tabel 4.4.1 Momen Distribusi Akibat Beban Mati ( DL ) Dan Beban Hidup ( LL )

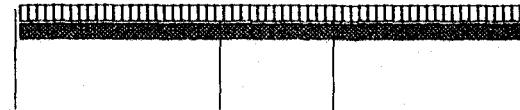
Beban mati ( DL ) = 860 Kg/m<sup>2</sup>  
 Beban hidup ( LL ) = 300 Kg/m<sup>2</sup>  
 Panjang bentang I = 12 m  
 Panjang bentang II = 6 m  
 Beban mati ( DL ) = 750 Kg/m<sup>2</sup>



No		Joint A	Joint B kl	Joint B ka	Joint C kl	Joint C ka	Joint D
		AB	BA	BC	CB	CD	DC
1	Distribusi Factor ( DF )	0.20	0.19	0.05	0.05	0.19	0.20
2	Reduksi Faktor ( RF )	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
3	Momen Primer ( FEM )	(13,920.00)	13,920.00	(3,150.00)	3,150.00	(13,920.00)	13,920.00
4	Balancing	2,784.00	(2,046.30)	(538.50)	538.50	2,046.30	(2,784.00)
5	Crossing over	(1,023.15)	1,392.00	269.25	(269.25)	(1,392.00)	1,023.15
6	Balancing	204.63	(315.64)	(83.06)	83.06	315.64	(204.63)
7	Crossing over	(157.82)	102.32	41.53	(41.53)	(102.32)	157.82
8	Balancing	31.56	(27.33)	(7.19)	7.19	27.33	(31.56)
9	Crossing over	(13.67)	15.78	3.60	(3.60)	(15.78)	13.67
10	Balancing	2.73	(3.68)	(0.97)	0.97	3.68	(2.73)
11	Crossing over	(1.84)	1.37	0.48	(0.48)	(1.37)	1.84
12	Balancing	0.37	(0.35)	(0.09)	0.09	0.35	(0.37)
13	Crossing over	(0.18)	0.18	0.05	(0.05)	(0.18)	0.18
14	Balancing	0.04	(0.04)	(0.01)	0.01	0.04	(0.04)
15	Crossing over	(0.02)	0.02	0.01	(0.01)	(0.02)	0.02
16	Balancing	0.00	(0.00)	(0.00)	0.00	0.00	(0.00)
17	Crossing over	(0.00)	0.00	0.00	(0.00)	(0.00)	0.00
18	Momen Akhir	-12093.34	13038.3173	-3464.9145	3464.91447	-13038.317	12093.3404

Tabel 4.4.1 Momen Distribusi Akibat Beban Mati Berfaktor( DL ) Dan Beban Hidup Berfaktor( LL )

Beban mati ( DL ) = 1032 Kg/m<sup>2</sup>  
 Beban hidup ( LL ) = 480 Kg/m<sup>2</sup>  
 Panjang bentang I = 12 m  
 Panjang bentang II = 6 m  
 Beban mati ( DL ) = 900 Kg/m<sup>2</sup>

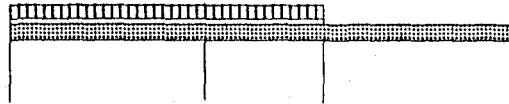


A.R.H 3933101280

No		Joint A	Joint B kl	Joint B ka	Joint C kl	Joint C ka	Joint D
		AB	BA	BC	CB	CD	DC
1	Distribusi Factor ( DF )	0.20	0.19	0.05	0.05	0.19	0.20
2	Reduksi Faktor ( RF )	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
3	Momen Primer ( FEM )	(18,144.00)	18,144.00	(4,140.00)	4,140.00	(18,144.00)	18,144.00
4	Balancing	3,628.80	(2,660.76)	(700.20)	700.20	2,660.76	(3,628.80)
5	Crossing over	(1,330.38)	1,814.40	350.10	(350.10)	(1,814.40)	1,330.38
6	Balancing	266.08	(411.26)	(108.23)	108.23	411.26	(266.08)
7	Crossing over	(205.63)	133.04	54.11	(54.11)	(133.04)	205.63
8	Balancing	41.13	(35.56)	(9.36)	9.36	35.56	(41.13)
9	Crossing over	(17.78)	20.56	4.68	(4.68)	(20.56)	17.78
10	Balancing	3.56	(4.80)	(1.26)	1.26	4.80	(3.56)
11	Crossing over	(2.40)	1.78	0.63	(0.63)	(1.78)	2.40
12	Balancing	0.48	(0.46)	(0.12)	0.12	0.46	(0.48)
13	Crossing over	(0.23)	0.24	0.06	(0.06)	(0.24)	0.23
14	Balancing	0.05	(0.06)	(0.02)	0.02	0.06	(0.05)
15	Crossing over	(0.03)	0.02	0.01	(0.01)	(0.02)	0.03
16	Balancing	0.01	(0.01)	(0.00)	0.00	0.01	(0.01)
17	Crossing over	(0.00)	0.00	0.00	(0.00)	(0.00)	0.00
18	Momen Akhir	-15760.357	17001.1542	-4549.5908	4549.59078	-17001.154	15760.3566

Tabel 4.4.1 Momen Distribusi Akibat Beban Mati ( DL ) Dan Beban Hidup ( LL ) Load 3

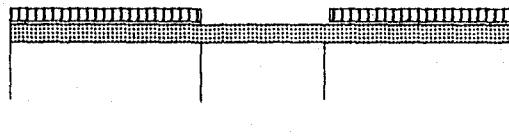
Beban mati ( DL ) = 860 Kg/m<sup>2</sup>  
 Beban hidup ( LL ) = 300 Kg/m<sup>2</sup>  
 Panjang bentang I = 12 m  
 Panjang bentang II = 6 m  
 Beban mati ( DL ) = 750 Kg/m<sup>2</sup>



No		Joint A	Joint B kl	Joint B ka	Joint C kl	Joint C ka	Joint D
		AB	BA	BC	CB	CD	DC
1	Distribusi Factor ( DF )	0.20	0.19	0.05	0.05	0.19	0.20
2	Reduksi Faktor ( RF )	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
3	Momen Primer ( FEM )	(13,920.00)	13,920.00	(3,150.00)	3,150.00	(10,320.00)	10,320.00
4	Balancing	2,784.00	(2,046.30)	(538.50)	358.50	1,362.30	(2,064.00)
5	Crossing over	(1,023.15)	1,392.00	179.25	(269.25)	(1,032.00)	681.15
6	Balancing	204.63	(298.54)	(78.56)	65.06	247.24	(136.23)
7	Crossing over	(149.27)	102.32	32.53	(39.28)	(68.12)	123.62
8	Balancing	29.85	(25.62)	(6.74)	5.37	20.41	(24.72)
9	Crossing over	(12.81)	14.93	2.68	(3.37)	(12.36)	10.20
10	Balancing	2.56	(3.35)	(0.88)	0.79	2.99	(2.04)
11	Crossing over	(1.67)	1.28	0.39	(0.44)	(1.02)	1.49
12	Balancing	0.33	(0.32)	(0.08)	0.07	0.28	(0.30)
13	Crossing over	(0.16)	0.17	0.04	(0.04)	(0.15)	0.14
14	Balancing	0.03	(0.04)	(0.01)	0.01	0.04	(0.03)
15	Crossing over	(0.02)	0.02	0.00	(0.01)	(0.01)	0.02
16	Balancing	0.00	(0.00)	(0.00)	0.00	0.00	(0.00)
17	Crossing over	(0.00)	0.00	0.00	(0.00)	(0.00)	0.00
18	Momen Akhir	-12085.667	13056.5428	-3559.8791	3267.41233	-9800.4128	8909.30017

Tabel 4.4.1 Momen Distribusi Akibat Beban Mati ( DL ) Dan Beban Hidup ( LL ) Load 4

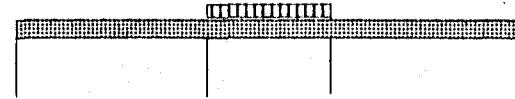
Beban mati ( DL )	=	860 Kg/m <sup>2</sup>
Beban hidupi ( LL )	=	300 Kg/m <sup>2</sup>
Panjang bentang I	=	12 m
Panjang bentang II	=	6 m
Beban mati ( DL )	=	750 Kg/m <sup>2</sup>



No		Joint A	Joint B Kl	Joint B ka	Joint C Kl	Joint C ka	Joint D
		AB	BA	BC	CB	CD	DC
1	Distribusi Factor ( DF )	0.20	0.19	0.05	0.05	0.19	0.20
2	Reduksi Faktor ( RF )	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
3	Momen Primer ( FEM )	(13,920.00)	13,920.00	(2,250.00)	2,250.00	(13,920.00)	13,920.00
4	Balancing	2,784.00	(2,217.30)	(583.50)	583.50	2,217.30	(2,784.00)
5	Crossing over	(1,108.65)	1,392.00	291.75	(291.75)	(1,392.00)	1,108.65
6	Balancing	221.73	(319.91)	(84.19)	84.19	319.91	(221.73)
7	Crossing over	(159.96)	110.87	42.09	(42.09)	(110.87)	159.96
8	Balancing	31.99	(29.06)	(7.65)	7.65	29.06	(31.99)
9	Crossing over	(14.53)	16.00	3.82	(3.82)	(16.00)	14.53
10	Balancing	2.91	(3.77)	(0.99)	0.99	3.77	(2.91)
11	Crossing over	(1.88)	1.45	0.50	(0.50)	(1.45)	1.88
12	Balancing	0.38	(0.37)	(0.10)	0.10	0.37	(0.38)
13	Crossing over	(0.19)	0.19	0.05	(0.05)	(0.19)	0.19
14	Balancing	0.04	(0.05)	(0.01)	0.01	0.05	(0.04)
15	Crossing over	(0.02)	0.02	0.01	(0.01)	(0.02)	0.02
16	Balancing	0.00	(0.00)	(0.00)	0.00	0.00	(0.00)
17	Crossing over	(0.00)	0.00	0.00	(0.00)	(0.00)	0.00
18	Momen Akhir	-12164.185	12870.0625	-2588.2185	2588.21846	-12870.062	12164.1846

Tabel 4.4.1 Momen Distribusi Akibat Beban Mati ( DL ) Dan Beban Hidup ( LL ) Load 5

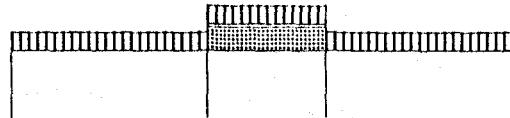
Beban mati ( DL ) = 860 Kg/m<sup>2</sup>  
 Beban hidup ( LL ) = 300 Kg/m<sup>2</sup>  
 Panjang bentang I = 12 m  
 Panjang bentang II = 6 m  
 Beban mati ( DL ) = 750 Kg/m<sup>2</sup>



No		Joint A	Joint B kl	Joint B ka	Joint C kl	Joint C ka	Joint D
		AB	BA	BC	CB	CD	DC
1	Distribusi Factor ( DF )	0.20	0.19	0.05	0.05	0.19	0.20
2	Reduksi Faktor ( RF )	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
3	Momen Primer ( FEM )	(10,320.00)	10,320.00	(3,150.00)	3,150.00	(10,320.00)	10,320.00
4	Balancing	2,064.00	(1,362.30)	(358.50)	358.50	1,362.30	(2,064.00)
5	Crossing over	(681.15)	1,032.00	179.25	(179.25)	(1,032.00)	681.15
6	Balancing	136.23	(230.14)	(60.56)	60.56	230.14	(136.23)
7	Crossing over	(115.07)	68.12	30.28	(30.28)	(68.12)	115.07
8	Balancing	23.01	(18.70)	(4.92)	4.92	18.70	(23.01)
9	Crossing over	(9.35)	11.51	2.46	(2.46)	(11.51)	9.35
10	Balancing	1.87	(2.65)	(0.70)	0.70	2.65	(1.87)
11	Crossing over	(1.33)	0.93	0.35	(0.35)	(0.93)	1.33
12	Balancing	0.27	(0.24)	(0.06)	0.06	0.24	(0.27)
13	Crossing over	(0.12)	0.13	0.03	(0.03)	(0.13)	0.12
14	Balancing	0.02	(0.03)	(0.01)	0.01	0.03	(0.02)
15	Crossing over	(0.02)	0.01	0.00	(0.00)	(0.01)	0.02
16	Balancing	0.00	(0.00)	(0.00)	0.00	0.00	(0.00)
17	Crossing over	(0.00)	0.00	0.00	(0.00)	(0.00)	0.00
18	Momen Akhir	-8901.6262	9818.63825	-3362.377	3362.37695	-9818.6383	8901.62624

Tabel 4.4.1 Momen Distribusi Akibat Beban Mati ( DL ) Dan Beban Hidup( LL )  
Sesudah Distressing

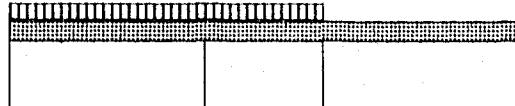
Beban mati ( DL ) = 860 Kg/m<sup>2</sup>  
 Beban hidupi ( LL ) = 300 Kg/m<sup>2</sup>  
 Panjang bentang I = 12 m  
 Panjang bentang II = 6 m  
 Beban mati ( DL ) = 750 Kg/m<sup>2</sup>



No		Joint A	Joint B kI	Joint B kA	Joint C kI	Joint C kA	Joint D
		AB	BA	BC	CB	CD	DC
1	Distribusi Factor ( DF )	0.20	0.19	0.05	0.05	0.19	0.20
2	Reduksi Faktor ( RF )	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
3	Momen Primer ( FEM )	(3,600.00)	3,600.00	(3,150.00)	3,150.00	(3,600.00)	3,600.00
4	Balancing	720.00	(85.50)	(22.50)	22.50	85.50	(720.00)
5	Crossing over	(42.75)	360.00	11.25	(11.25)	(360.00)	42.75
6	Balancing	8.55	(70.54)	(18.56)	18.56	70.54	(8.55)
7	Crossing over	(35.27)	4.28	9.28	(9.28)	(4.28)	35.27
8	Balancing	7.05	(2.58)	(0.68)	0.68	2.58	(7.05)
9	Crossing over	(1.29)	3.53	0.34	(0.34)	(3.53)	1.29
10	Balancing	0.26	(0.73)	(0.19)	0.19	0.73	(0.26)
11	Crossing over	(0.37)	0.13	0.10	(0.10)	(0.13)	0.37
12	Balancing	0.07	(0.04)	(0.01)	0.01	0.04	(0.07)
13	Crossing over	(0.02)	0.04	0.01	(0.01)	(0.04)	0.02
14	Balancing	0.00	(0.01)	(0.00)	0.00	0.01	(0.00)
15	Crossing over	(0.00)	0.00	0.00	(0.00)	(0.00)	0.00
16	Balancing	0.00	(0.00)	(0.00)	0.00	0.00	(0.00)
17	Crossing over	(0.00)	0.00	0.00	(0.00)	(0.00)	0.00
18	Momen Akhir	-2943.7597	3808.57075	-3170.9736	3170.97358	-3808.5708	2943.75973

Tabel 4.4.1 Momen Distribusi Akibat Beban Mati( DL ) Dan Beban Hidup ( LL ) Load 3  
Berfaktor

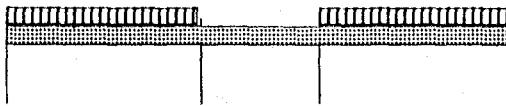
Beban mati ( DL ) = 1032 Kg/m<sup>2</sup>  
 Beban hidupi ( LL ) = 480 Kg/m<sup>2</sup>  
 Panjang bentang I = 12 m  
 Panjang bentang II = 6 m  
 Beban mati ( DL ) = 900 Kg/m<sup>2</sup>



No		Joint A	Joint B KI	Joint B ka	Joint C KI	Joint C ka	Joint D
		AB	BA	BC	CB	CD	DC
1	Distribusi Factor ( DF )	0.20	0.19	0.05	0.05	0.19	0.20
2	Reduksi Faktor ( RF )	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
3	Momen Primer ( FEM )	(18,144.00)	18,144.00	(4,140.00)	4,140.00	(12,384.00)	12,384.00
4	Balancing	3,628.80	(2,660.76)	(700.20)	412.20	1,566.36	(2,476.80)
5	Crossing over	(1,330.38)	1,814.40	206.10	(350.10)	(1,238.40)	783.18
6	Balancing	266.08	(383.90)	(101.03)	79.43	301.82	(156.64)
7	Crossing over	(191.95)	133.04	39.71	(50.51)	(78.32)	150.91
8	Balancing	38.39	(32.82)	(8.64)	6.44	24.48	(30.18)
9	Crossing over	(16.41)	19.19	3.22	(4.32)	(15.09)	12.24
10	Balancing	3.28	(4.26)	(1.12)	0.97	3.69	(2.45)
11	Crossing over	(2.13)	1.64	0.49	(0.56)	(1.22)	1.84
12	Balancing	0.43	(0.40)	(0.11)	0.09	0.34	(0.37)
13	Crossing over	(0.20)	0.21	0.04	(0.05)	(0.18)	0.17
14	Balancing	0.04	(0.05)	(0.01)	0.01	0.05	(0.03)
15	Crossing over	(0.02)	0.02	0.01	(0.01)	(0.02)	0.02
16	Balancing	0.00	(0.00)	(0.00)	0.00	0.00	(0.00)
17	Crossing over	(0.00)	0.00	0.00	(0.00)	(0.00)	0.00
18	Momen Akhir	-15748.078	17030.315	-4701.5342	4233.58736	-11820.507	10665.8921

Tabel 4.4.1 Momen Distribusi Akibat Beban Mati ( DL ) Dan Beban Hidup ( LL ) Load 4  
Berfaktor

Beban mati ( DL ) =	1032 Kg/m <sup>2</sup>
Beban hidupi ( LL ) =	480 Kg/m <sup>2</sup>
Panjang bentang I =	12 m
Panjang bentang II =	6 m
Beban mati ( DL ) =	900 Kg/m <sup>2</sup>



No		Joint A	Joint B kI	Joint B ka	Joint C kI	Joint C ka	Joint D
		AB	BA	BC	CB	CD	DC
1	Distribusi Factor ( DF )	0.20	0.19	0.05	0.05	0.19	0.20
2	Reduksi Faktor ( RF )	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
3	Momen Primer ( FEM )	(18,144.00)	18,144.00	(2,700.00)	2,700.00	(18,144.00)	18,144.00
4	Balancing	3,628.80	(2,934.36)	(772.20)	772.20	2,934.36	(3,628.80)
5	Crossing over	(1,467.18)	1,814.40	386.10	(386.10)	(1,814.40)	1,467.18
6	Balancing	293.44	(418.10)	(110.03)	110.03	418.10	(293.44)
7	Crossing over	(209.05)	146.72	55.01	(55.01)	(146.72)	209.05
8	Balancing	41.81	(38.33)	(10.09)	10.09	38.33	(41.81)
9	Crossing over	(19.16)	20.90	5.04	(5.04)	(20.90)	19.16
10	Balancing	3.83	(4.93)	(1.30)	1.30	4.93	(3.83)
11	Crossing over	(2.47)	1.92	0.65	(0.65)	(1.92)	2.47
12	Balancing	0.49	(0.49)	(0.13)	0.13	0.49	(0.49)
13	Crossing over	(0.24)	0.25	0.06	(0.06)	(0.25)	0.24
14	Balancing	0.05	(0.06)	(0.02)	0.02	0.06	(0.05)
15	Crossing over	(0.03)	0.02	0.01	(0.01)	(0.02)	0.03
16	Balancing	0.01	(0.01)	(0.00)	0.00	0.01	(0.01)
17	Crossing over	(0.00)	0.00	0.00	(0.00)	(0.00)	0.00
18	Momen Akhir	-15873.707	16731.9466	-3146.8772	3146.87716	-16731.947	15873.7072

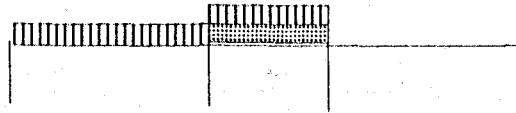
Tabel 4.4.1 Momen Distribusi Akibat Beban Mati ( DL ) Dan Beban Hidup( LL )  
Sesudah Distressing

Beban mati ( DL ) = 860 Kg/m<sup>2</sup>  
 Beban hidupi ( LL ) = 300 Kg/m<sup>2</sup>  
 Panjang bentang I = 12 m  
 Panjang bentang II = 6 m  
 Beban mati ( DL ) = 750 Kg/m<sup>2</sup>


No		Joint A		Joint B		Joint C		Joint D	
		AB	BA	BC	CB	CD	DC		
1	Distribusi Factor ( DF )	0.20	0.19	0.05	0.05	0.19	0.20		
2	Reduksi Faktor ( RF )	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50		
3	Momen Primer ( FEM )	(3,600.00)	3,600.00	(2,250.00)	2,250.00	(3,600.00)	3,600.00		
4	Balancing	720.00	(256.50)	(67.50)	67.50	256.50	(720.00)		
5	Crossing over	(128.25)	360.00	33.75	(33.75)	(360.00)	128.25		
6	Balancing	25.65	(74.81)	(19.69)	19.69	74.81	(25.65)		
7	Crossing over	(37.41)	12.83	9.84	(9.84)	(12.83)	37.41		
8	Balancing	7.48	(4.31)	(1.13)	1.13	4.31	(7.48)		
9	Crossing over	(2.15)	3.74	0.57	(0.57)	(3.74)	2.15		
10	Balancing	0.43	(0.82)	(0.22)	0.22	0.82	(0.43)		
11	Crossing over	(0.41)	0.22	0.11	(0.11)	(0.22)	0.41		
12	Balancing	0.08	(0.06)	(0.02)	0.02	0.06	(0.08)		
13	Crossing over	(0.03)	0.04	0.01	(0.01)	(0.04)	0.03		
14	Balancing	0.01	(0.01)	(0.00)	0.00	0.01	(0.01)		
15	Crossing over	(0.00)	0.00	0.00	(0.00)	(0.00)	0.00		
16	Balancing	0.00	(0.00)	(0.00)	0.00	0.00	(0.00)		
17	Crossing over	(0.00)	0.00	0.00	(0.00)	(0.00)	0.00		
18	Momen Akhir	-3014.6039	3640.31597	-2294.2776	2294.27756	-3640.316	3014.60387		

Tabel 4.4.1 Momen Distribusi Akibat Beban Mati ( DL ) Dan Beban Hidup( LL )  
Sesudah Distressing

Beban mati ( DL ) = 860 Kg/m<sup>2</sup>  
 Beban hidupi ( LL ) = 300 Kg/m<sup>2</sup>  
 Panjang bentang I = 12 m  
 Panjang bentang II = 6 m  
 Beban mati ( DL ) = 750 Kg/m<sup>2</sup>



No		Joint A	Joint B kl	Joint B ka	Joint C kl	Joint C ka	Joint D
		AB	BA	BC	CB	CD	DC
1	Distribusi Factor ( DF )	0.20	0.19	0.05	0.05	0.19	0.20
2	Reduksi Faktor ( RF )	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
3	Momen Primer ( FEM )	(3,600.00)	3,600.00	(3,150.00)	3,150.00	0.00	0.00
4	Balancing	720.00	(85.50)	(22.50)	(157.50)	(598.50)	0.00
5	Crossing over	(42.75)	360.00	(78.75)	(11.25)	0.00	(299.25)
6	Balancing	8.55	(53.44)	(14.06)	0.56	2.14	59.85
7	Crossing over	(26.72)	4.28	0.28	(7.03)	29.93	1.07
8	Balancing	5.34	(0.87)	(0.23)	(1.14)	(4.35)	(0.21)
9	Crossing over	(0.43)	2.67	(0.57)	(0.11)	(0.11)	(2.17)
10	Balancing	0.09	(0.40)	(0.10)	0.01	0.04	0.43
11	Crossing over	(0.20)	0.04	0.01	(0.05)	0.22	0.02
12	Balancing	0.04	(0.01)	(0.00)	(0.01)	(0.03)	(0.00)
13	Crossing over	(0.00)	0.02	(0.00)	(0.00)	(0.00)	(0.02)
14	Balancing	0.00	(0.00)	(0.00)	0.00	0.00	0.00
15	Crossing over	(0.00)	0.00	0.00	(0.00)	0.00	0.00
16	Balancing	0.00	(0.00)	(0.00)	(0.00)	(0.00)	(0.00)
17	Crossing over	(0.00)	0.00	(0.00)	(0.00)	(0.00)	(0.00)
18	Momen Akhir	-2936.0858	3826.79624	-3265.9382	2973.47143	-570.66625	-240.28055

## **TABEL MOMEN DISTRIBUSI ATAP**

Tabel 4.4.1 Momen Distribusi Akibat Beban Mati ( D L )

Beban mati ( DL ) = 770 Kg/m<sup>2</sup>  
 Beban hidupi ( LL ) = 150 Kg/m<sup>2</sup>  
 Panjang bentang I = 12 m  
 Panjang bentang II = 6 m  
 Beban mati ( DL ) = 410 Kg/m<sup>2</sup>

No		Joint A	Joint B ki	Joint B ka	Joint C ki	Joint C ka	Joint D
		AB	BA	BC	CB	CD	DC
1	Distribusi Factor ( DF )	0.38	0.34	0.09	0.09	0.34	0.38
2	Reduksi Faktor ( RF )	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
3	Momen Primer ( FEM )	(9,240.00)	9,240.00	(1,230.00)	1,230.00	(9,240.00)	9,240.00
4	Balancing	3,483.48	(2,723.40)	(688.86)	688.86	2,723.40	(3,483.48)
5	Crossing over	(1,361.70)	1,741.74	344.43	(344.43)	(1,741.74)	1,361.70
6	Balancing	513.36	(709.30)	(179.41)	179.41	709.30	(513.36)
7	Crossing over	(354.65)	256.68	89.71	(89.71)	(256.68)	354.65
8	Balancing	133.70	(117.77)	(29.79)	29.79	117.77	(133.70)
9	Crossing over	(58.89)	66.85	14.89	(14.89)	(66.85)	58.89
10	Balancing	22.20	(27.79)	(7.03)	7.03	27.79	(22.20)
11	Crossing over	(13.90)	11.10	3.52	(3.52)	(11.10)	13.90
12	Balancing	5.24	(4.97)	(1.26)	1.26	4.97	(5.24)
13	Crossing over	(2.48)	2.62	0.63	(0.63)	(2.62)	2.48
14	Balancing	0.94	(1.10)	(0.28)	0.28	1.10	(0.94)
15	Crossing over	(0.55)	0.47	0.14	(0.14)	(0.47)	0.55
16	Balancing	0.21	(0.21)	(0.05)	0.05	0.21	(0.21)
17	Crossing over	(0.10)	0.10	0.03	(0.03)	(0.10)	0.10
18	Momen Akhir	-6873.144	7735.02096	-1683.3392	1683.33922	-7735.021	6873.14402

Tabel 4.4.1 Momen Distribusi Akibat Beban Hidup ( LL )

Beban mati ( DL ) = 770 Kg/m<sup>2</sup>  
 Beban hidupi ( LL ) = 150 Kg/m<sup>2</sup>  
 Panjang bentang I = 12 m  
 Panjang bentang II = 6 m  
 Beban mati ( DL ) = 410 Kg/m<sup>2</sup>

No		Joint A	Joint B ki	Joint B ka	Joint C ki	Joint C ka	Joint D
		AB	BA	BC	CB	CD	DC
1	Distribusi Factor ( DF )	0.38	0.34	0.09	0.09	0.34	0.38
2	Reduksi Faktor ( RF )	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
3	Momen Primer ( FEM )	(1,800.00)	1,800.00	(1,230.00)	1,230.00	(1,800.00)	1,800.00
4	Balancing	678.60	(193.80)	(49.02)	49.02	193.80	(678.60)
5	Crossing over	(96.90)	339.30	24.51	(24.51)	(339.30)	96.90
6	Balancing	36.53	(123.70)	(31.29)	31.29	123.70	(36.53)
7	Crossing over	(61.85)	18.27	15.64	(15.64)	(18.27)	61.85
8	Balancing	23.32	(11.53)	(2.92)	2.92	11.53	(23.32)
9	Crossing over	(5.76)	11.66	1.46	(1.46)	(11.66)	5.76
10	Balancing	2.17	(4.46)	(1.13)	1.13	4.46	(2.17)
11	Crossing over	(2.23)	1.09	0.56	(0.56)	(1.09)	2.23
12	Balancing	0.84	(0.56)	(0.14)	0.14	0.56	(0.84)
13	Crossing over	(0.28)	0.42	0.07	(0.07)	(0.42)	0.28
14	Balancing	0.11	(0.17)	(0.04)	0.04	0.17	(0.11)
15	Crossing over	(0.08)	0.05	0.02	(0.02)	(0.05)	0.08
16	Balancing	0.03	(0.03)	(0.01)	0.01	0.03	(0.03)
17	Crossing over	(0.01)	0.02	0.00	(0.00)	(0.02)	0.01
18	Momen Akhir	-1225.5198	1836.5619	-1272.2712	1272.27123	-1836.5619	1225.51976

Tabel 4.4.1 Momen Distribusi Akibat Beban Mati ( DL ) Dan Beban Hidup ( LL )

Beban mati ( DL ) = 770 Kg/m<sup>2</sup>  
 Beban hidup ( LL ) = 150 Kg/m<sup>2</sup>  
 Panjang bentang I = 12 m  
 Panjang bentang II = 6 m  
 Beban mati ( DL ) = 410 Kg/m<sup>2</sup>


No		Joint A	Joint B ki	Joint B ka	Joint C ki	Joint C ka	Joint D
		AB	BA	BC	CB	CD	DC
1	Distribusi Factor ( DF )	0.38	0.34	0.09	0.09	0.34	0.38
2	Reduksi Faktor ( RF )	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
3	Momen Primer ( FEM )	(11,040.00)	11,040.00	(1,680.00)	1,680.00	(11,040.00)	11,040.00
4	Balancing	4,162.08	(3,182.40)	(804.96)	804.96	3,182.40	(4,162.08)
5	Crossing over	(1,591.20)	2,081.04	402.48	(402.48)	(2,081.04)	1,591.20
6	Balancing	599.88	(844.40)	(213.58)	213.58	844.40	(599.88)
7	Crossing over	(422.20)	299.94	106.79	(106.79)	(299.94)	422.20
8	Balancing	159.17	(138.29)	(34.98)	34.98	138.29	(159.17)
9	Crossing over	(69.14)	79.58	17.49	(17.49)	(79.58)	69.14
10	Balancing	26.07	(33.01)	(8.35)	8.35	33.01	(26.07)
11	Crossing over	(16.50)	13.03	4.17	(4.17)	(13.03)	16.50
12	Balancing	6.22	(5.85)	(1.48)	1.48	5.85	(6.22)
13	Crossing over	(2.93)	3.11	0.74	(0.74)	(3.11)	2.93
14	Balancing	1.10	(1.31)	(0.33)	0.33	1.31	(1.10)
15	Crossing over	(0.65)	0.55	0.17	(0.17)	(0.55)	0.65
16	Balancing	0.25	(0.24)	(0.06)	0.06	0.24	(0.25)
17	Crossing over	(0.12)	0.12	0.03	(0.03)	(0.12)	0.12
18	Momen Akhir	-8187.9776	9311.8902	-2211.8714	2211.87139	-9311.8902	8187.97755

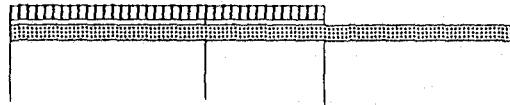
Tabel 4.4.1 Momen Distribusi Akibat Beban Mati Berfaktor( DL ) Dan Beban Hidup Berfaktor( LL )

Beban mati ( DL ) = 924 Kg/m<sup>2</sup>  
 Beban hidup ( LL ) = 240 Kg/m<sup>2</sup>  
 Panjang bentang I = 12 m  
 Panjang bentang II = 6 m  
 Beban mati ( DL ) = 492 Kg/m<sup>2</sup>

No		Joint A		Joint B ki		Joint C ki		Joint C ka		Joint D	
		AB	BA	BC	CB	CD	DC				
1	Distribusi Factor ( DF )	0.38	0.34	0.09	0.09	0.34	0.38				
2	Reduksi Faktor ( RF )	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50				
3	Momen Primer ( FEM )	(13,968.00)	13,968.00	(2,196.00)	2,196.00	(13,968.00)	13,968.00				
4	Balancing	5,265.94	(4,002.48)	(1,012.39)	1,012.39	4,002.48	(5,265.94)				
5	Crossing over	(2,001.24)	2,632.97	506.20	(506.20)	(2,632.97)	2,001.24				
6	Balancing	754.47	(1,067.32)	(269.97)	269.97	1,067.32	(754.47)				
7	Crossing over	(533.66)	377.23	134.98	(134.98)	(377.23)	533.66				
8	Balancing	201.19	(174.15)	(44.05)	44.05	174.15	(201.19)				
9	Crossing over	(87.08)	100.59	22.03	(22.03)	(100.59)	87.08				
10	Balancing	32.83	(41.69)	(10.55)	10.55	41.69	(32.83)				
11	Crossing over	(20.85)	16.41	5.27	(5.27)	(16.41)	20.85				
12	Balancing	7.86	(7.37)	(1.87)	1.87	7.37	(7.86)				
13	Crossing over	(3.69)	3.93	0.93	(0.93)	(3.93)	3.69				
14	Balancing	1.39	(1.65)	(0.42)	0.42	1.65	(1.39)				
15	Crossing over	(0.83)	0.69	0.21	(0.21)	(0.69)	0.83				
16	Balancing	0.31	(0.31)	(0.08)	0.08	0.31	(0.31)				
17	Crossing over	(0.15)	0.16	0.04	(0.04)	(0.16)	0.15				
18	Momen Akhir	-10351.506	11805.0159	-2865.6585	2865.65853	-11805.016	10351.5065				

Tabel 4.4.1 Momen Distribusi Akibat Beban Mati ( DL ) Dan Beban Hidup ( LL ) Load 3

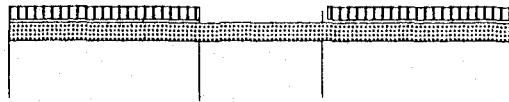
Beban mati ( DL ) = 770 Kg/m<sup>2</sup>  
 Beban hidup ( LL ) = 150 Kg/m<sup>2</sup>  
 Panjang bentang I = 12 m  
 Panjang bentang II = 6 m  
 Beban mati ( DL ) = 410 Kg/m<sup>2</sup>



No		Joint A	Joint B ki	Joint B ka	Joint C ki	Joint C ka	Joint D
		AB	BA	BC	CB	CD	DC
1	Distribusi Factor ( DF )	0.38	0.34	0.09	0.09	0.34	0.38
2	Reduksi Faktor ( RF )	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
3	Momen Primer ( FEM )	(11,040.00)	11,040.00	(1,680.00)	1,680.00	(9,240.00)	9,240.00
4	Balancing	4,162.08	(3,182.40)	(804.96)	650.16	2,570.40	(3,483.48)
5	Crossing over	(1,591.20)	2,081.04	325.08	(402.48)	(1,741.74)	1,285.20
6	Balancing	599.88	(818.08)	(206.93)	184.40	729.03	(484.52)
7	Crossing over	(409.04)	299.94	92.20	(103.46)	(242.26)	364.52
8	Balancing	154.21	(133.33)	(33.72)	29.73	117.55	(137.42)
9	Crossing over	(66.66)	77.10	14.87	(16.86)	(68.71)	58.77
10	Balancing	25.13	(31.27)	(7.91)	7.36	29.10	(22.16)
11	Crossing over	(15.63)	12.57	3.68	(3.95)	(11.08)	14.55
12	Balancing	5.89	(5.52)	(1.40)	1.29	5.11	(5.48)
13	Crossing over	(2.76)	2.95	0.65	(0.70)	(2.74)	2.56
14	Balancing	1.04	(1.22)	(0.31)	0.30	1.17	(0.96)
15	Crossing over	(0.61)	0.52	0.15	(0.15)	(0.48)	0.58
16	Balancing	0.23	(0.23)	(0.06)	0.05	0.22	(0.22)
17	Crossing over	(0.11)	0.12	0.03	(0.03)	(0.11)	0.11
18	Momen Akhir	-8177.557	9342.18255	-2298.6347	2025.6561	-7854.5513	6832.03738

Tabel 4.4.1 Momen Distribusi Akibat Beban Mati ( DL ) Dan Beban Hidup ( LL ) Load 4

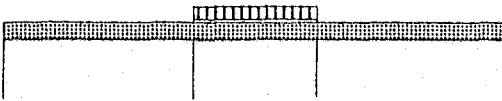
Beban mati ( DL ) = 770 Kg/m<sup>2</sup>  
 Beban hidup ( LL ) = 150 Kg/m<sup>2</sup>  
 Panjang bentang I = 12 m  
 Panjang bentang II = 6 m  
 Beban mati ( DL ) = 410 Kg/m<sup>2</sup>



No		Joint A	Joint B kl	Joint B ka	Joint C kl	Joint C ka	Joint D
		AB	BA	BC	CB	CD	DC
1	Distribusi Factor ( DF )	0.38	0.34	0.09	0.09	0.34	0.38
2	Reduksi Faktor ( RF )	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
3	Momen Primer ( FEM )	(11,040.00)	11,040.00	(1,230.00)	1,230.00	(11,040.00)	11,040.00
4	Balancing	4,162.08	(3,335.40)	(843.66)	843.66	3,335.40	(4,162.08)
5	Crossing over	(1,667.70)	2,081.04	421.83	(421.83)	(2,081.04)	1,667.70
6	Balancing	628.72	(850.98)	(215.25)	215.25	850.98	(628.72)
7	Crossing over	(425.49)	314.36	107.62	(107.62)	(314.36)	425.49
8	Balancing	160.41	(143.47)	(36.29)	36.29	143.47	(160.41)
9	Crossing over	(71.74)	80.20	18.15	(18.15)	(80.20)	71.74
10	Balancing	27.05	(33.44)	(8.46)	8.46	33.44	(27.05)
11	Crossing over	(16.72)	13.52	4.23	(4.23)	(13.52)	16.72
12	Balancing	6.30	(6.04)	(1.53)	1.53	6.04	(6.30)
13	Crossing over	(3.02)	3.15	0.76	(0.76)	(3.15)	3.02
14	Balancing	1.14	(1.33)	(0.34)	0.34	1.33	(1.14)
15	Crossing over	(0.67)	0.57	0.17	(0.17)	(0.57)	0.67
16	Balancing	0.25	(0.25)	(0.06)	0.06	0.25	(0.25)
17	Crossing over	(0.13)	0.13	0.03	(0.03)	(0.13)	0.13
18	Momen Akhir	-8239.5047	9162.06751	-1782.7912	1782.79116	-9162.0675	8239.50473

Tabel 4.4.1 Momen Distribusi Akibat Beban Mati ( DL ) Dan Beban Hidup ( LL ) Load 5

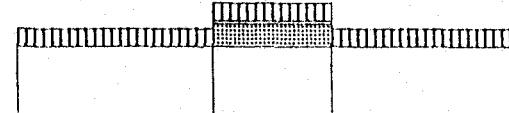
Beban mati ( DL ) = 770 Kg/m<sup>2</sup>  
 Beban hidup ( LL ) = 150 Kg/m<sup>2</sup>  
 Panjang bentang I = 12 m  
 Panjang bentang II = 6 m  
 Beban mati ( DL ) = 410 Kg/m<sup>2</sup>



No		Joint A	Joint B kl	Joint B ka	Joint C kl	Joint C ka	Joint D
		AB	BA	BC	CB	CD	DC
1	Distribusi Factor ( DF )	0.38	0.34	0.09	0.09	0.34	0.38
2	Reduksi Faktor ( RF )	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
3	Momen Primer ( FEM )	(9,240.00)	9,240.00	(1,680.00)	1,680.00	(9,240.00)	9,240.00
4	Balancing	3,483.48	(2,570.40)	(650.16)	650.16	2,570.40	(3,483.48)
5	Crossing over	(1,285.20)	1,741.74	325.08	(325.08)	(1,741.74)	1,285.20
6	Balancing	484.52	(702.72)	(177.75)	177.75	702.72	(484.52)
7	Crossing over	(351.36)	242.26	88.87	(88.87)	(242.26)	351.36
8	Balancing	132.46	(112.59)	(28.48)	28.48	112.59	(132.46)
9	Crossing over	(56.29)	66.23	14.24	(14.24)	(66.23)	56.29
10	Balancing	21.22	(27.36)	(6.92)	6.92	27.36	(21.22)
11	Crossing over	(13.68)	10.61	3.46	(3.46)	(10.61)	13.68
12	Balancing	5.16	(4.78)	(1.21)	1.21	4.78	(5.16)
13	Crossing over	(2.39)	2.58	0.61	(0.61)	(2.58)	2.39
14	Balancing	0.90	(1.08)	(0.27)	0.27	1.08	(0.90)
15	Crossing over	(0.54)	0.45	0.14	(0.14)	(0.45)	0.54
16	Balancing	0.20	(0.20)	(0.05)	0.05	0.20	(0.20)
17	Crossing over	(0.10)	0.10	0.03	(0.03)	(0.10)	0.10
18	Momen Akhir	-6821.6168	7884.84365	-2112.4195	2112.41945	-7884.8437	6821.61684

Tabel 4.4.1 Momen Distribusi Akibat Beban Mati ( DL ) Dan Beban Hidup( LL )  
Sesudah Distressing

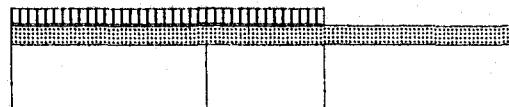
Beban mati ( DL ) = 770 Kg/m<sup>2</sup>  
 Beban hidupi ( LL ) = 150 Kg/m<sup>2</sup>  
 Panjang bentang I = 12 m  
 Panjang bentang II = 6 m  
 Beban mati ( DL ) = 410 Kg/m<sup>2</sup>



No		Joint A	Joint B kl	Joint B ka	Joint C kl	Joint C ka	Joint D
		AB	BA	BC	CB	CD	DC
1	Distribusi Factor ( DF )	0.38	0.34	0.09	0.09	0.34	0.38
2	Reduksi Faktor ( RF )	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
3	Momen Primer ( FEM )	(1,800.00)	1,800.00	(1,680.00)	1,680.00	(1,800.00)	1,800.00
4	Balancing	678.60	(40.80)	(10.32)	10.32	40.80	(678.60)
5	Crossing over	(20.40)	339.30	5.16	(5.16)	(339.30)	20.40
6	Balancing	7.69	(117.12)	(29.62)	29.62	117.12	(7.69)
7	Crossing over	(58.56)	3.85	14.81	(14.81)	(3.85)	.58.56
8	Balancing	22.08	(6.34)	(1.60)	1.60	6.34	(22.08)
9	Crossing over	(3.17)	11.04	0.80	(0.80)	(11.04)	3.17
10	Balancing	1.20	(4.03)	(1.02)	1.02	4.03	(1.20)
11	Crossing over	(2.01)	0.60	0.51	(0.51)	(0.60)	2.01
12	Balancing	0.76	(0.38)	(0.10)	0.10	0.38	(0.76)
13	Crossing over	(0.19)	0.38	0.05	(0.05)	(0.38)	0.19
14	Balancing	0.07	(0.15)	(0.04)	0.04	0.15	(0.07)
15	Crossing over	(0.07)	0.04	0.02	(0.02)	(0.04)	0.07
16	Balancing	0.03	(0.02)	(0.00)	0.00	0.02	(0.03)
17	Crossing over	(0.01)	0.01	0.00	(0.00)	(0.01)	0.01
18	Momen Akhir	-1173.9926	1986.38459	-1701.3515	1701.35146	-1986.3846	1173.99259

Tabel 4.4.1 Momen Distribusi Akibat Beban Mati( DL ) Dan Beban Hidup ( LL ) Load 3  
Berfaktor

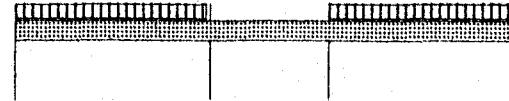
Beban mati ( DL ) = 924 Kg/m<sup>2</sup>  
 Beban hidup ( LL ) = 240 Kg/m<sup>2</sup>  
 Panjang bentang I = 12 m  
 Panjang bentang II = 6 m  
 Beban mati ( DL ) = 492 Kg/m<sup>2</sup>



No		Joint A	Joint B ki	Joint B ka	Joint C ki	Joint C ka	Joint D
		AB	BA	BC	CB	CD	DC
1	Distribusi Factor ( DF )	0.38	0.34	0.09	0.09	0.34	0.38
2	Reduksi Faktor ( RF )	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
3	Momen Primer ( FEM )	(13,968.00)	13,968.00	(2,196.00)	2,196.00	(11,088.00)	11,088.00
4	Balancing	5,265.94	(4,002.48)	(1,012.39)	764.71	3,023.28	(4,180.18)
5	Crossing over	(2,001.24)	2,632.97	382.36	(506.20)	(2,090.09)	1,511.64
6	Balancing	754.47	(1,025.21)	(259.32)	223.28	882.74	(569.89)
7	Crossing over	(512.61)	377.23	111.64	(129.66)	(284.94)	441.37
8	Balancing	193.25	(166.22)	(42.04)	35.66	140.97	(166.40)
9	Crossing over	(83.11)	96.63	17.83	(21.02)	(83.20)	70.48
10	Balancing	31.33	(38.91)	(9.84)	8.96	35.43	(26.57)
11	Crossing over	(19.46)	15.67	4.48	(4.92)	(13.29)	17.72
12	Balancing	7.34	(6.85)	(1.73)	1.57	6.19	(6.68)
13	Crossing over	(3.43)	3.67	0.78	(0.87)	(3.34)	3.10
14	Balancing	1.29	(1.51)	(0.38)	0.36	1.43	(1.17)
15	Crossing over	(0.76)	0.65	0.18	(0.19)	(0.58)	0.72
16	Balancing	0.29	(0.28)	(0.07)	0.07	0.26	(0.27)
17	Crossing over	(0.14)	0.14	0.03	(0.04)	(0.13)	0.13

Tabel 4.4.1 Momen Distribusi Akibat Beban Mati ( DL ) Dan Beban Hidup ( LL ) Load 4  
Berfaktor

Beban mati ( DL ) = 924 Kg/m<sup>2</sup>  
 Beban hidup ( LL ) = 240 Kg/m<sup>2</sup>  
 Panjang bentang I = 12 m  
 Panjang bentang II = 6 m  
 Beban mati ( DL ) = 492 Kg/m<sup>2</sup>



No		Joint A		Joint B kl		Joint B ka		Joint C kl		Joint C ka		Joint D	
		AB	BA	BC	CB	CD	DC						
1	Distribusi Factor ( DF )	0.38	0.34	0.09	0.09	0.34	0.38						
2	Reduksi Faktor ( RF )	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50						
3	Momen Primer ( FEM )	(13,968.00)	13,968.00	(1,476.00)	1,476.00	(13,968.00)	13,968.00						
4	Balancing	5,265.94	(4,247.28)	(1,074.31)	1,074.31	4,247.28	(5,265.94)						
5	Crossing over	(2,123.64)	2,632.97	537.16	(537.16)	(2,632.97)	2,123.64						
6	Balancing	800.61	(1,077.84)	(272.63)	272.63	1,077.84	(800.61)						
7	Crossing over	(538.92)	400.31	136.32	(136.32)	(400.31)	538.92						
8	Balancing	203.17	(182.45)	(46.15)	46.15	182.45	(203.17)						
9	Crossing over	(91.23)	101.59	23.07	(23.07)	(101.59)	91.23						
10	Balancing	34.39	(42.38)	(10.72)	10.72	42.38	(34.39)						
11	Crossing over	(21.19)	17.20	5.36	(5.36)	(17.20)	21.19						
12	Balancing	7.99	(7.67)	(1.94)	1.94	7.67	(7.99)						
13	Crossing over	(3.83)	3.99	0.97	(0.97)	(3.99)	3.83						
14	Balancing	1.45	(1.69)	(0.43)	0.43	1.69	(1.45)						
15	Crossing over	(0.84)	0.72	0.21	(0.21)	(0.72)	0.84						
16	Balancing	0.32	(0.32)	(0.08)	0.08	0.32	(0.32)						
17	Crossing over	(0.16)	0.16	0.04	(0.04)	(0.16)	0.16						
18	Momen Akhir	-10433.95	11565.2996	-2179.1302	2179.13016	-11565.3	10433.95						

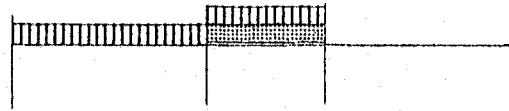
Tabel 4.4.1 Momen Distribusi Akibat Beban Mati ( DL ) Dan Beban Hidup( LL )  
Sesudah Distressing

Beban mati ( DL ) = 770 Kg/m<sup>2</sup>  
 Beban hidupi ( LL ) = 150 Kg/m<sup>2</sup>  
 Panjang bentang I = 12 m  
 Panjang bentang II = 6 m  
 Beban mati ( DL ) = 410 Kg/m<sup>2</sup>

No		Joint A	Joint B kl	Joint B ka	Joint C kl	Joint C ka	Joint D
		AB	BA	BC	CB	CD	DC
1	Distribusi Factor ( DF )	0.38	0.34	0.09	0.09	0.34	0.38
2	Reduksi Faktor ( RF )	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
3	Momen Primer ( FEM )	(1,800.00)	1,800.00	(1,230.00)	1,230.00	(1,800.00)	1,800.00
4	Balancing	678.60	(193.80)	(49.02)	49.02	193.80	(678.60)
5	Crossing over	(96.90)	339.30	24.51	(24.51)	(339.30)	96.90
6	Balancing	36.53	(123.70)	(31.29)	31.29	123.70	(36.53)
7	Crossing over	(61.85)	18.27	15.64	(15.64)	(18.27)	61.85
8	Balancing	23.32	(11.53)	(2.92)	2.92	11.53	(23.32)
9	Crossing over	(5.76)	11.66	1.46	(1.46)	(11.66)	5.76
10	Balancing	2.17	(4.46)	(1.13)	1.13	4.46	(2.17)
11	Crossing over	(2.23)	1.09	0.56	(0.56)	(1.09)	2.23
12	Balancing	0.84	(0.56)	(0.14)	0.14	0.56	(0.84)
13	Crossing over	(0.28)	0.42	0.07	(0.07)	(0.42)	0.28
14	Balancing	0.11	(0.17)	(0.04)	0.04	0.17	(0.11)
15	Crossing over	(0.08)	0.05	0.02	(0.02)	(0.05)	0.08
16	Balancing	0.03	(0.03)	(0.01)	0.01	0.03	(0.03)
17	Crossing over	(0.01)	0.02	0.00	(0.00)	(0.02)	0.01
18	Momen Akhir	-1225.5198	1836.5619	-1272.2712	1272.27123	-1836.5619	1225.51976

Tabel 4.4.1 Momen Distribusi Akibat Beban Mati ( DL ) Dan Beban Hidup( LL )  
Sesudah Distressing

Beban mati ( DL ) = 770 Kg/m<sup>2</sup>  
 Beban hidupi ( LL ) = 150 Kg/m<sup>2</sup>  
 Panjang bentang I = 12 m  
 Panjang bentang II = 6 m  
 Beban mati ( DL ) = 410 Kg/m<sup>2</sup>



No		Joint A	Joint B kI	Joint B ka	Joint C kI	Joint C ka	Joint D
		AB	BA	BC	CB	CD	DC
1	Distribusi Factor ( DF )	0.38	0.34	0.09	0.09	0.34	0.38
2	Reduksi Faktor ( RF )	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
3	Momen Primer ( FEM )	(1,800.00)	1,800.00	(1,680.00)	1,680.00	0.00	0.00
4	Balancing	678.60	(40.80)	(10.32)	(144.48)	(571.20)	0.00
5	Crossing over	(20.40)	339.30	(72.24)	(5.16)	0.00	(285.60)
6	Balancing	7.69	(90.80)	(22.97)	0.44	1.75	107.67
7	Crossing over	(45.40)	3.85	0.22	(11.48)	53.84	0.88
8	Balancing	17.12	(1.38)	(0.35)	(3.64)	(14.40)	(0.33)
9	Crossing over	(0.69)	8.56	(1.82)	(0.17)	(0.17)	(7.20)
10	Balancing	0.26	(2.29)	(0.58)	0.03	0.12	2.71
11	Crossing over	(1.15)	0.13	0.01	(0.29)	1.36	0.06
12	Balancing	0.43	(0.05)	(0.01)	(0.09)	(0.36)	(0.02)
13	Crossing over	(0.02)	0.22	(0.05)	(0.01)	(0.01)	(0.18)
14	Balancing	0.01	(0.06)	(0.01)	0.00	0.01	0.07
15	Crossing over	(0.03)	0.00	0.00	(0.01)	0.03	0.00
16	Balancing	0.01	(0.00)	(0.00)	(0.00)	(0.01)	(0.00)
17	Crossing over	(0.00)	0.01	(0.00)	(0.00)	(0.00)	(0.00)
18	Momen Akhir	-1163.5721	2016.67695	-1788.1148	1515.13617	-529.04569	-181.94759

## **LAMPIRAN C**

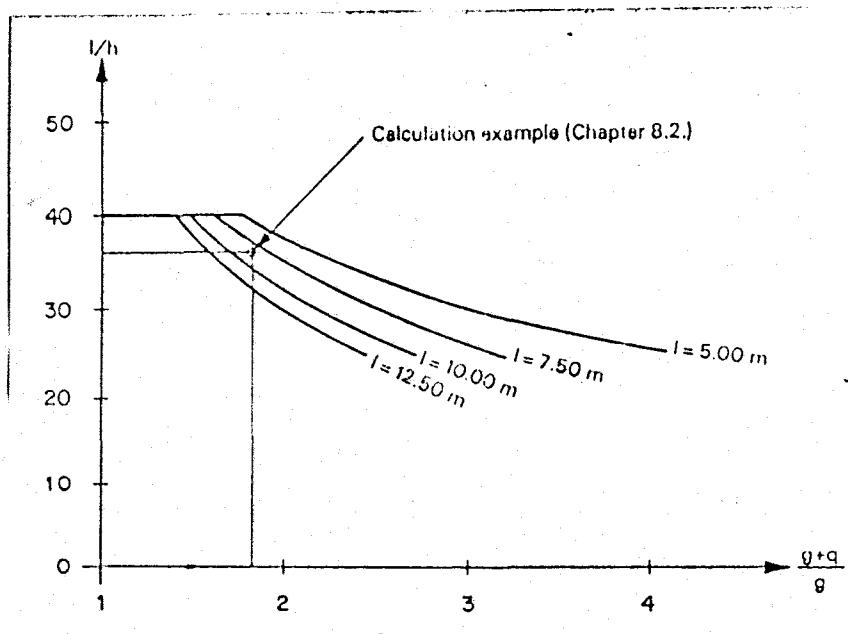
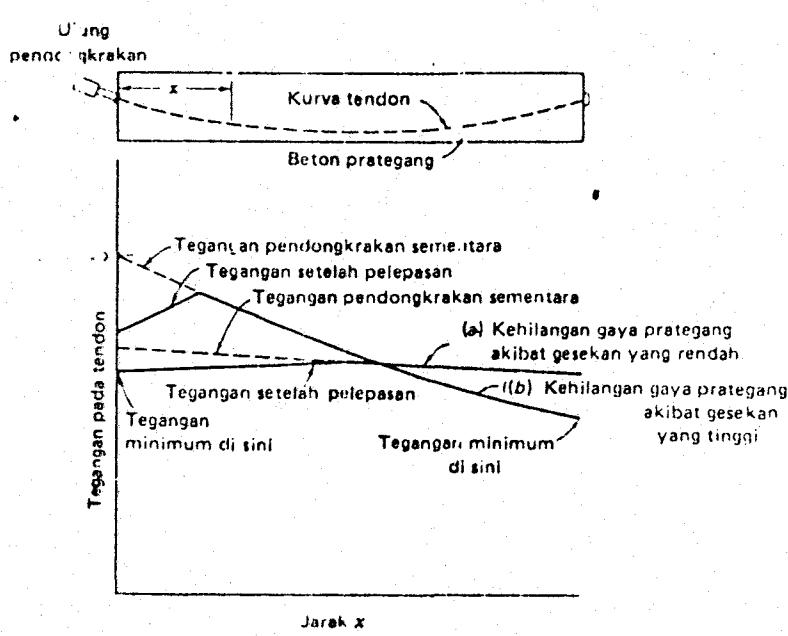
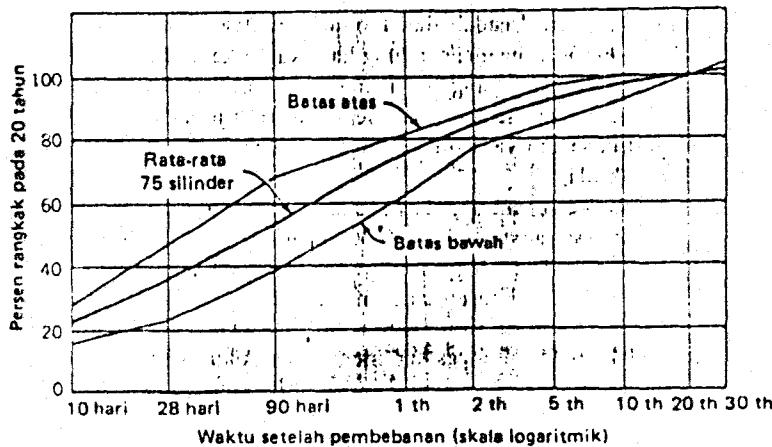


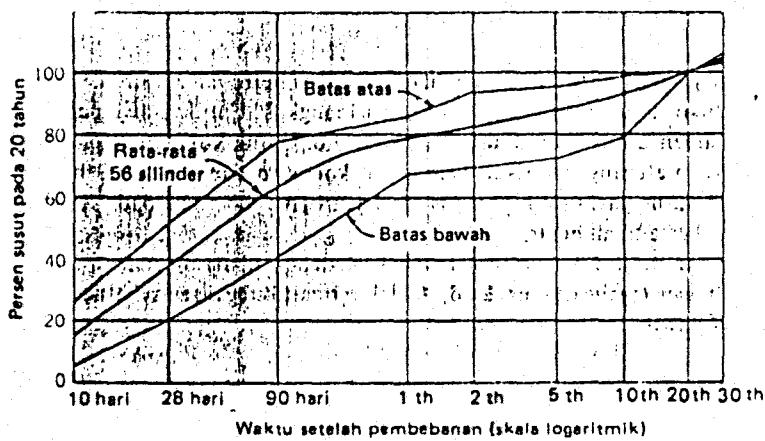
Figure 57: Recommended ratio of span to slab thickness as a function of service load to self-weight (internal span of a flat slab)



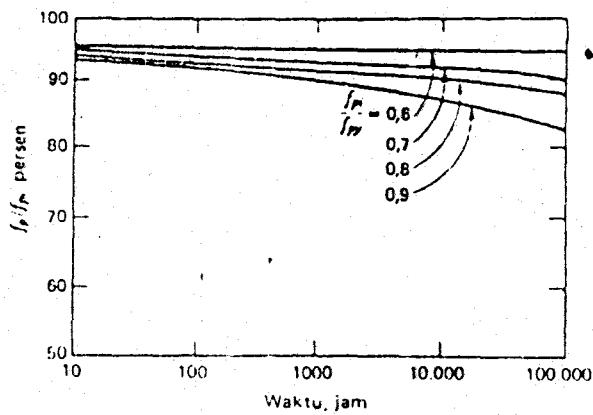
Gambar 4-6. Variasi tegangan pada tendon akibat gaya gesekan.



Gambar 2-3. Kurva perbandingan rangkak terhadap waktu.



Gambar 2-4. Kurva perbandingan susut terhadap waktu akibat pengeringan.



Gambar 4-2. Kurva relaksasi baja untuk kawat dan strand stress-relieved.

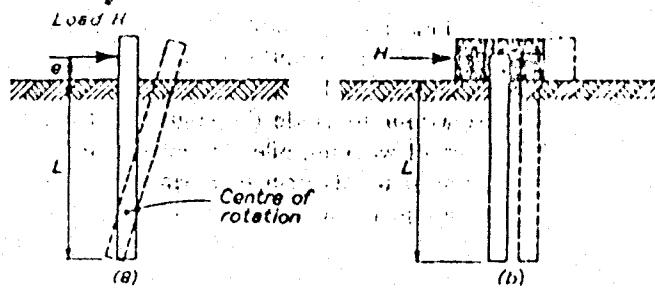


Fig. 6.18 - Short vertical pile under horizontal load

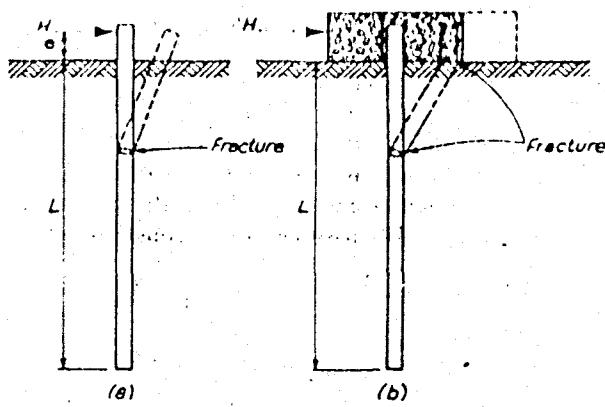


Fig. 6.19 Long vertical pile under horizontal load  
 (a) Free head      (b) Fixed head

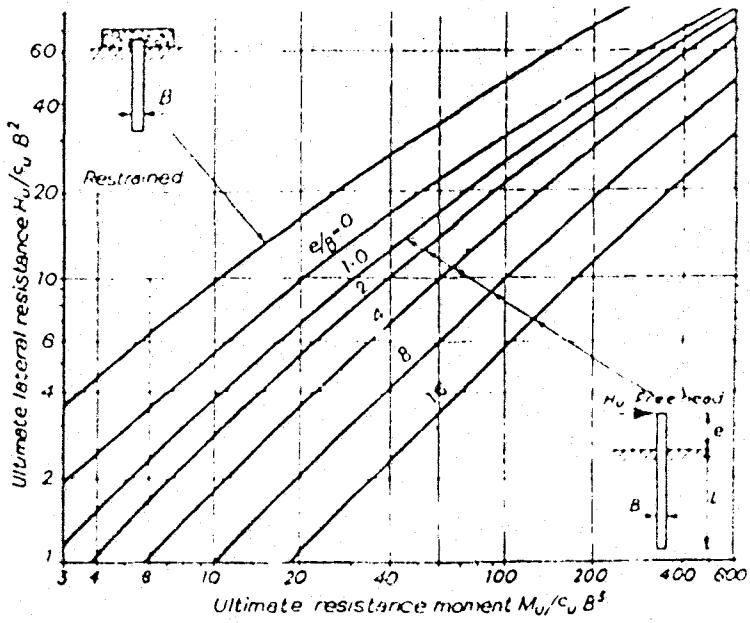
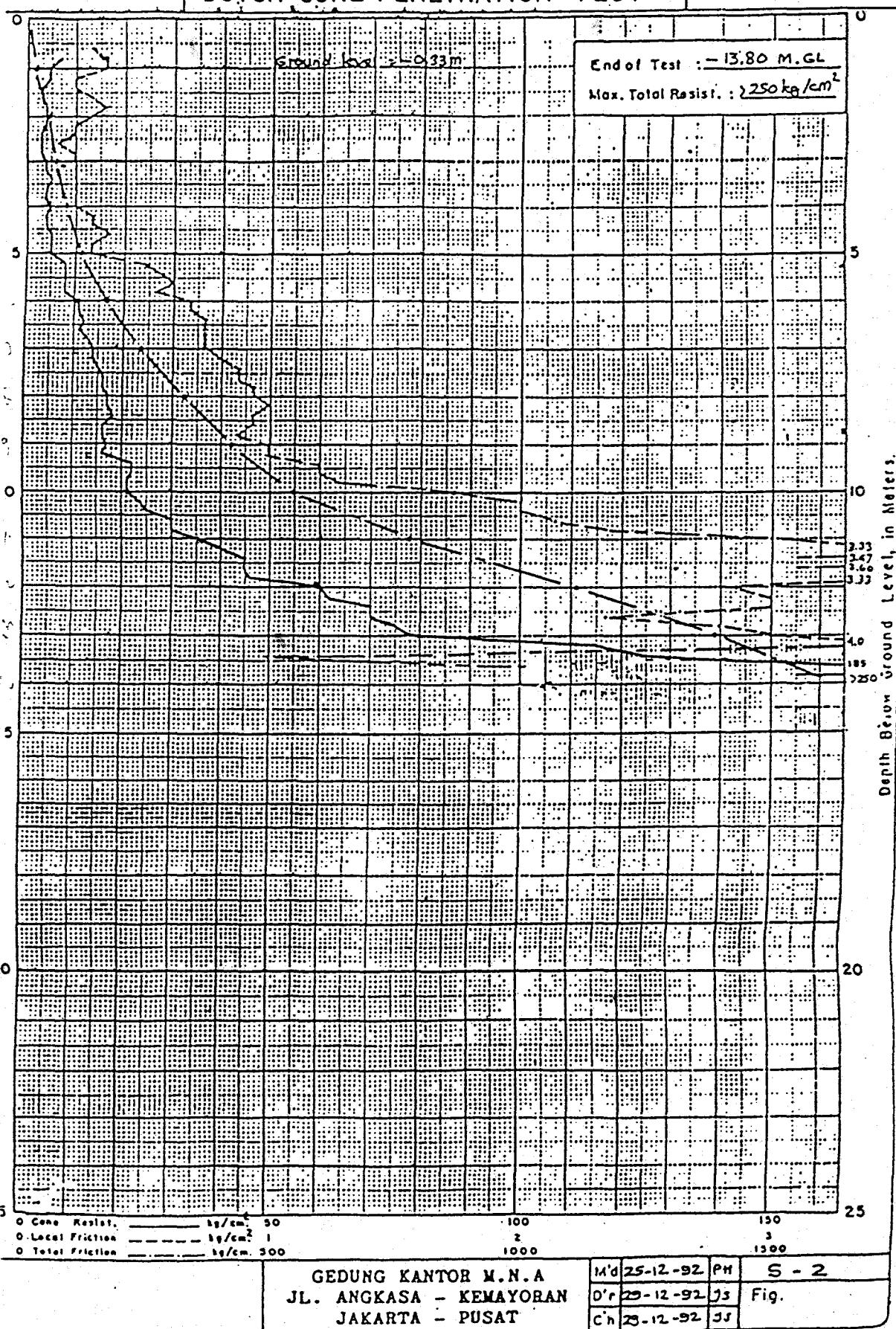


Fig. 6.29 Ultimate lateral resistance of long pile in cohesive soil related to ultimate resistance moment (after Broms<sup>(4,1)</sup>)

## DUTCH CONE PENETRATION TEST



GEDUNG KANTOR M.N.A  
JL. ANGKASA - KEMAYORAN  
JAKARTA - PUSAT

M'd	25-12-92	PH	S - 2
D'r	25-12-92	J3	Fig.
C'h	25-12-92	J3	

## KA PILE CLASSIFICATION

Pile Diameter (mm)	Thickness (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 Load (t)	Bending Moment	
			D (mm)	Number						Crack (mm)	Ult (mm)
350	70	A1	7	8	308	615.75	3711.17	46.74	92.15	3.50	5.25
		A3	7	12	462	615.75	3734.91	66.67	88.89	4.70	6.30
		B	7	16	6.16	615.75	3758.65	84.46	85.97	5.00	9.00
		C	9	12	7.63	615.75	3781.43	100.95	83.26	6.00	12.00
400	75	A2	7	12	462	765.77	5405.79	55.25	112.87	5.50	8.25
		A3	7	16	6.16	765.77	5432.93	70.73	109.71	6.50	9.75
		B	9	12	7.63	765.77	5458.95	80.16	107.79	7.50	13.50
			7	20	7.70	765.77	5460.06	84.84	106.83	7.50	13.50
		C	9	16	10.18	765.77	5503.81	105.53	102.62	9.00	18.00
450	80	A1	7	12	462	929.91	7499.79	46.49	139.23	7.50	11.25
		A2	7	16	6.16	929.91	7532.03	59.97	135.90	8.50	12.75
		A3	9	12	7.63	929.91	7562.96	67.46	134.04	10.00	15.00
			7	20	7.70	929.91	7564.27	72.49	132.79	10.00	15.00
		B	7	24	9.24	929.91	7596.51	84.08	129.92	11.00	19.30
		C	9	20	12.72	929.91	7669.56	108.62	123.85	12.50	25.00
500	90	A1	7	16	6.16	1159.25	10362.44	49.45	172.66	10.50	15.75
		A2	7	20	7.70	1159.25	10399.33	60.19	169.34	12.50	18.75
			9	12	7.63	1159.25	10398.31	56.02	170.63	12.50	18.75
		A3	7	24	9.24	1159.25	10437.22	70.32	166.21	14.00	21.00
		B	7	28	10.78	1159.25	10474.61	80.48	163.98	15.00	27.00
		C	9	24	15.27	1159.25	10583.74	104.56	155.64	17.00	34.00
600	100	A1	7	20	7.70	1570.80	17255.62	46.00	235.40	17.00	25.50
		A2	7	24	9.24	1570.80	17303.38	54.13	232.00	19.00	28.50
		A3	9	20	12.72	1570.80	17411.58	66.82	226.69	22.00	33.00
			7	32	12.32	1570.80	17398.90	69.38	225.62	22.00	33.00
		B	9	24	15.27	1570.80	17490.53	80.13	221.12	25.00	45.00
		C	9	32	20.36	1570.80	17648.44	102.89	211.00	29.00	58.00

Generally comply to JIS A 5335 - 1987 and modified to suit ACI 5-43 - 1979 & PB 171  
 Standard Concrete cube Compressive strength is 600 Kg/cm<sup>2</sup> at 28 days  
 Safe axial load is applicable to pile acting as a short strut



## DESIGN

## TENDON PROPERTIES

Nominal Diameter mm	Nominal Steel Area mm <sup>2</sup>	Nominal Mass kg/1000m	Minimum Breaking Load kN	Minimum Proof Load (0.2% Offset) kN	Min. elong. to fracture in 800 mm	Relaxation after 1000 hrs at 0.7 breaking load	Modulus of Elasticity MPa $\times 10^3$
12.8	891	775	184	186.6	3.5%	2.6%	180-195 $\times 10^3$

UNIT TYPE	No. OF STRANDS	STEEL AREA mm <sup>2</sup>	APPROX. MASS kg/1000m	SHEATH I. DIA. mm Pref. Min.	PRESTRESSING FORCE IN kN FOR THE FOLLOWING % OF MINIMUM BREAKING LOAD				JACK TYPE REQUIRED
					65%	75%	85%	100%	
1	1	99	775	36 36	120	138	156	184	
3	2	197	1550	36 36	239	276	313	368	VSL
	3	296	2325	36 36	359	414	469	552	
7	4	395	3100	39 39	478	552	626	736	
	5	494	3875	39 39	598	690	782	920	
	6	592	4650	45 45	718	828	938	1100	
	7	691	5425	51 45	837	966	1090	1290	
12	8	790	6200	51 51	957	1100	1250	1470	
	9	888	6980	57 54	1080	1240	1410	1660	VSL 12
	10	987	7750	60 54	1200	1380	1560	1840	
	11	1086	8530	60 60	1320	1520	1720	2020	
	12	1184	9300	69 60	1440	1660	1880	2210	
19	13	1283	10100	69 63	1550	1790	2030	2390	
	14	1382	10900	69 63	1670	1930	2190	2580	
	15	1481	11600	78 69	1790	2070	2350	2760	
	16	1579	12400	78 69	1910	2210	2500	2940	
	17	1678	13200	78 78	2030	2350	2660	3130	
	18	1777	14000	78 78	2150	2480	2820	3310	
	19	1875	14700	84 78	2270	2620	2970	3500	
27	20	1974	15500	84 81	2390	2760	3130	3680	
	21	2073	16300	84 81	2510	2900	3280	3860	
	22	2171	17100	90 81	2630	3040	3440	4050	
	23	2270	17800	90 81	2750	3170	3600	4230	
	24	2369	18600	90 87	2870	3310	3750	4420	
	25	2468	19400	93 90	2990	3450	3910	4600	
	26	2566	20200	93 90	3110	3590	4070	4780	
	27	2665	20900	96 90	3230	3730	4220	4970	