

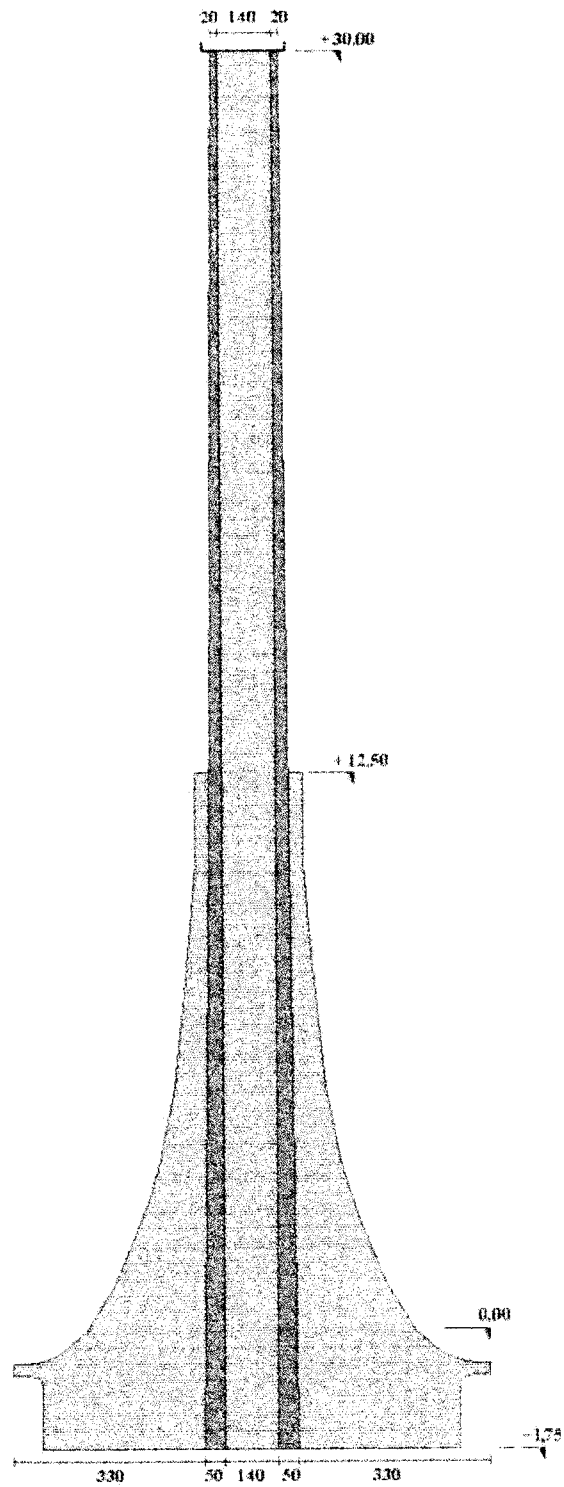
yang berdampak negatif lainnya di sekitarnya lokasi. Sebagai contoh di sini adalah “pembebasan” tanah (dan lain sebagainya) demi terwujudnya bendungan.

Dengan adanya paparan tentang masalah yang akan dan telah ditimbulkan berkenaan pemberdayaan sumber daya alam, maka saat sekarang perlu dipikirkan alternatif lain pemanfaatan teknologi yang lebih efektif dan efisien dalam penggunaannya. Salah satu alternatif penyediaan sumber energi adalah dengan menggunakan tenaga nuklir.

Penggunaan tenaga nuklir mempunyai resiko yang tinggi, untuk itu harus ada persiapan yang matang agar alih teknologi tersebut dapat berjalan dengan lancar. Persiapan yang dilakukan disamping pendayagunaan sumber daya manusia dengan cara mempersiapkan ahli-ahli nuklir, juga menyediakan laboratorium/balai penelitian untuk melakukan percobaan serta penelitian yang betul-betul dapat meminimalkan dampak dari proses yang ada. Untuk keperluan percobaan tersebut maka pada tahun 1973 di Babarsari Yogyakarta dibangun suatu pusat penelitian dengan nama Pusat Penelitian Gama yang akhirnya setelah beberapa kali berganti nama, pada tahun 1985 diubah menjadi Pusat Penelitian Nuklir Yogyakarta (Brosur PPNY, 1997). Salah satu fasilitas penelitiannya adalah Reaktor Kartini type Triga Mark dengan berbagai instrumen pendukung diantaranya Menara Kartini.

Menara Kartini adalah bangunan berupa menara dengan ketinggian 30 m (Ciri Desain Reaktor Triga, 1998), berfungsi untuk melakukan pergantian udara dalam ruang reaktor dan membuang udara kotor yang berasal dari reaktor (Gambar 1).

Sebagai bangunan beresiko tinggi terhadap keselamatan manusia dan lingkungan di sekitarnya, konstruksi menara tersebut dituntut memiliki kekuatan yang memadai



(Satuan vertikal dalam meter, horizon dalam cm)

Gambar 1.2 Potongan tegak Menara Kartini

Separator

SPEC

Parameter-parameter Respons

A=a S=s D=d

Keterangan :

a = sudut datang gempa

s = faktor skala respon Spektrum

d = rasio redaman struktur (*structural damping ratio*).

Data Kurva Spektrum

tp s1 s2 sz

tp = periode waktu

s1 = Nilai percepatan spektral pada respons spektrum terhadap nilai tp arah 1

s2 = Nilai percepatan spektral pada respons spektrum terhadap nilai tp arah 2

sz = Nilai percepatan spektral pada respons spektrum terhadap nilai tp arah z.

$$P_n = 0,85 \times f_c' \times b \times a \quad (1.21)$$

$$M_{nb} = 0,85 \times f_c' \times b \times a \times (\bar{y} - \frac{1}{2}a) + A_s \times f_s' \times (\bar{y} - d') + A_s \times f_y \times (d - \bar{y}) \quad (1.22)$$

Atau

$$M_{nb} = 0,85 \times f_c' \times b \times a \times (\frac{1}{2}h - \frac{1}{2}a) + A_s \times f_y \times (d - d') \quad (1.23)$$

Karena $a = \frac{P_n}{0,85 \times f_c' \times b}$ maka diperoleh

$$\frac{P_n^2}{1,7 \times f_c'} - P_n \left(\frac{h}{2} - e \right) - A_s \times f_y \times (d - d') = 0 \quad (1.24)$$

$$P_n = 0,85 \times f_c' \times b \times \left[\left(\frac{h}{2} - e \right) + \sqrt{\left(\frac{h}{2} - e \right)^2 + \frac{2 \times A_s \times f_y \times (d - d')}{0,85 \times f_c' \times b}} \right] \quad (1.25)$$

apabila tulangan belum luluh, maka digunakan rumus :

$$P_{nb} = 0,85 \times f_c' \times b \times a + A_s \times f_s' - A_s \times f_s \quad (1.26)$$

dimana $f_s' = 0,003 \times E_s \times \frac{c - d'}{c} \leq f_y$ dan $c < c_b$

3. Keruntuhan tekan

Pada kolom yang mendapat beban dengan eksentrisitas lebih kecil dari eksentrisitas *balanced* ($e < e_b$) dan tegangan tariknya lebih kecil dari tegangan leleh ($f_s < f_y$) akan mengalami runtuh karena tekan. Untuk menyelesaikan perhitungan dipakai cara coba-coba dan penyesuaian serta adanya keserasian regangan di seluruh bagian penampang, rumus yang digunakan adalah :

$$P_{nb} = 0,85 \times f_c' \times b \times a + A_s \times f_s' - A_s \times f_s \quad (1.27)$$

Dengan M_{nb} sama dengan rumus (1.21)

$$\text{dimana harga } f_s' = 0,003 \times E_s \times \frac{d - c}{c} \leq f_y \quad (1.28)$$

3.2.9 Analisis pergeseran maksimum

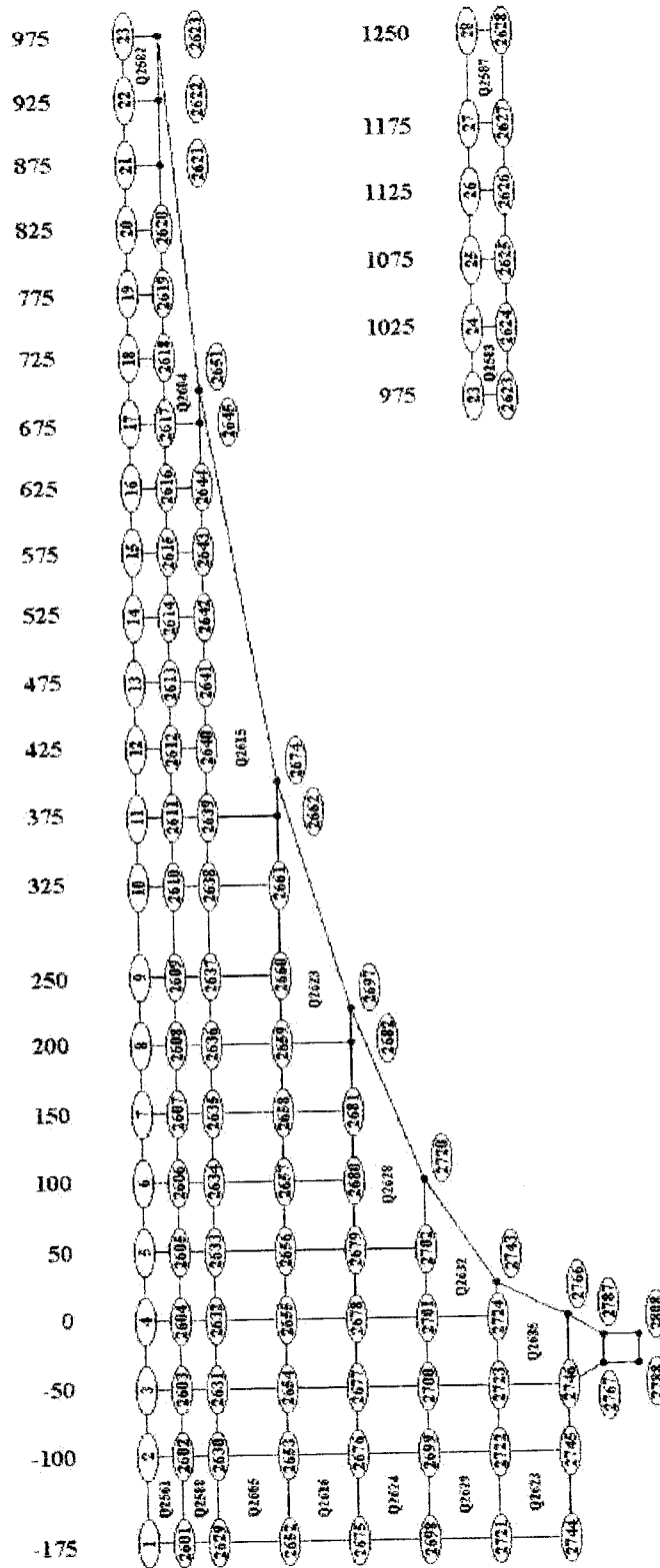
Pada analisis ini disumsikan bahwa atap/puncak menara merupakan atap datar yang tidak menahan/berhubungan dengan komponen nonstruktural yang mungkin akan rusak akibat lendutan yang besar. Dengan demikian pada kondisi tersebut syarat pergeseran maksimum yang terjadi adalah $L/180$ (Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung, 1991).

- c. Shell pada menara berbentuk segi empat dengan 2 macam ukuran, yaitu berukuran lebar 11 cm dan tinggi 75 cm, serta lebar 11 cm dan tinggi 50 cm. Adanya dua macam ukuran ini adalah untuk menyesuaikan pembagian shell pada *lateral support* (sayap) sehingga joint-joint pada bagian pertemuan antara sayap dengan menara utama dapat berimpit.
- d. Elemen shell (Q) penomoran secara melingkar, dengan lingkaran pertama dimulai Q1 sampai Q40, demikian seterusnya hingga lingkaran teratas dimulai Q2521 sampai Q2560

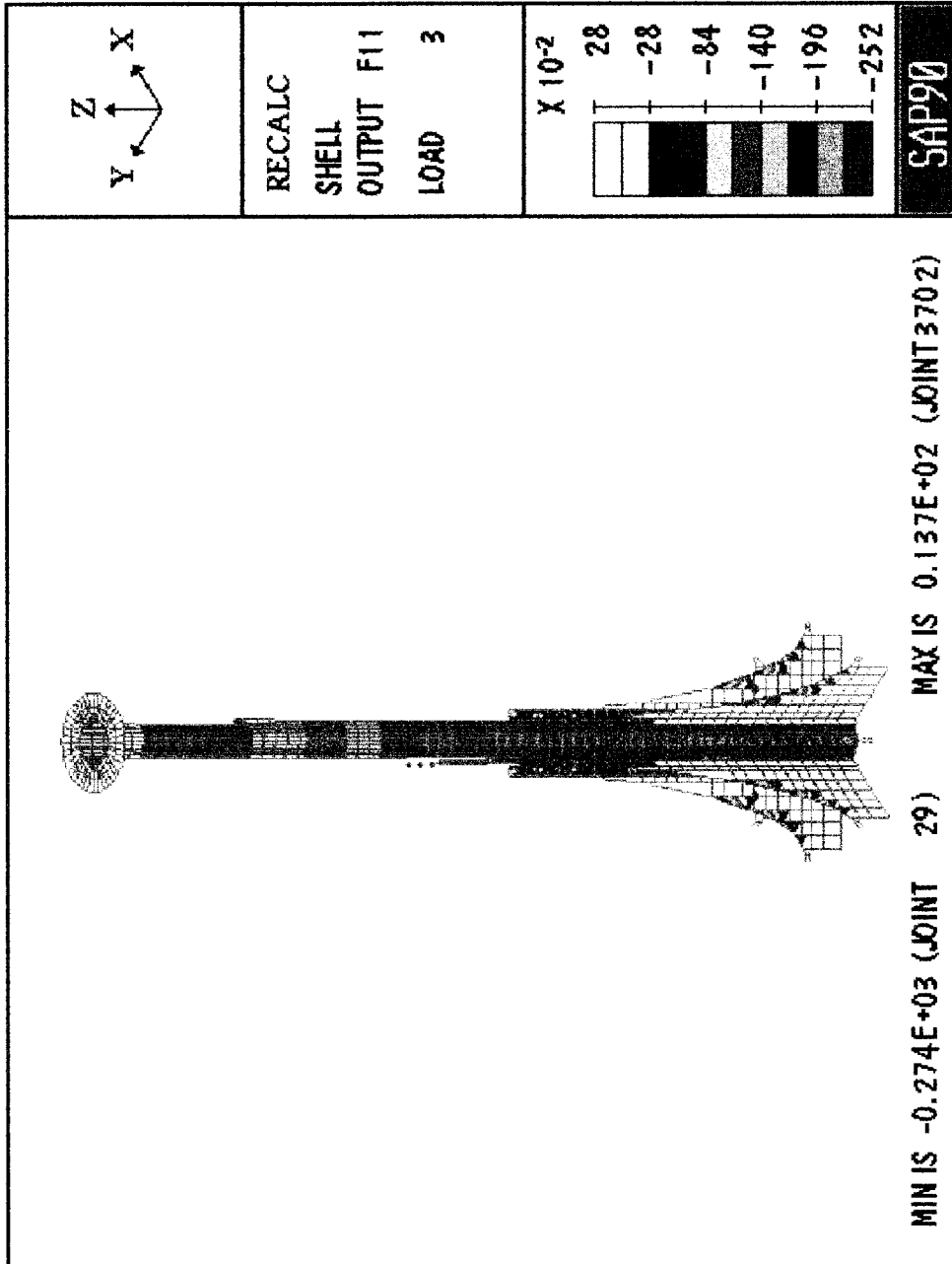
Sedangkan pembagian pada sayap *lateral support* dapat dilihat pada gambar 4.2, dengan keterangan sebagai berikut :

- a. Joint dimulai dari nomor 2601, merupakan lanjutan nomor joint terakhir menara utama yaitu 2600, sedangkan nomor joint 1-28 menunjukkan bagian sayap yang berimpit dengan menara utama.
- b. Shell dilambangkan dengan Q, dimulai dari nomor 2561 yang merupakan lanjutan nomor shell terakhir menara utama.

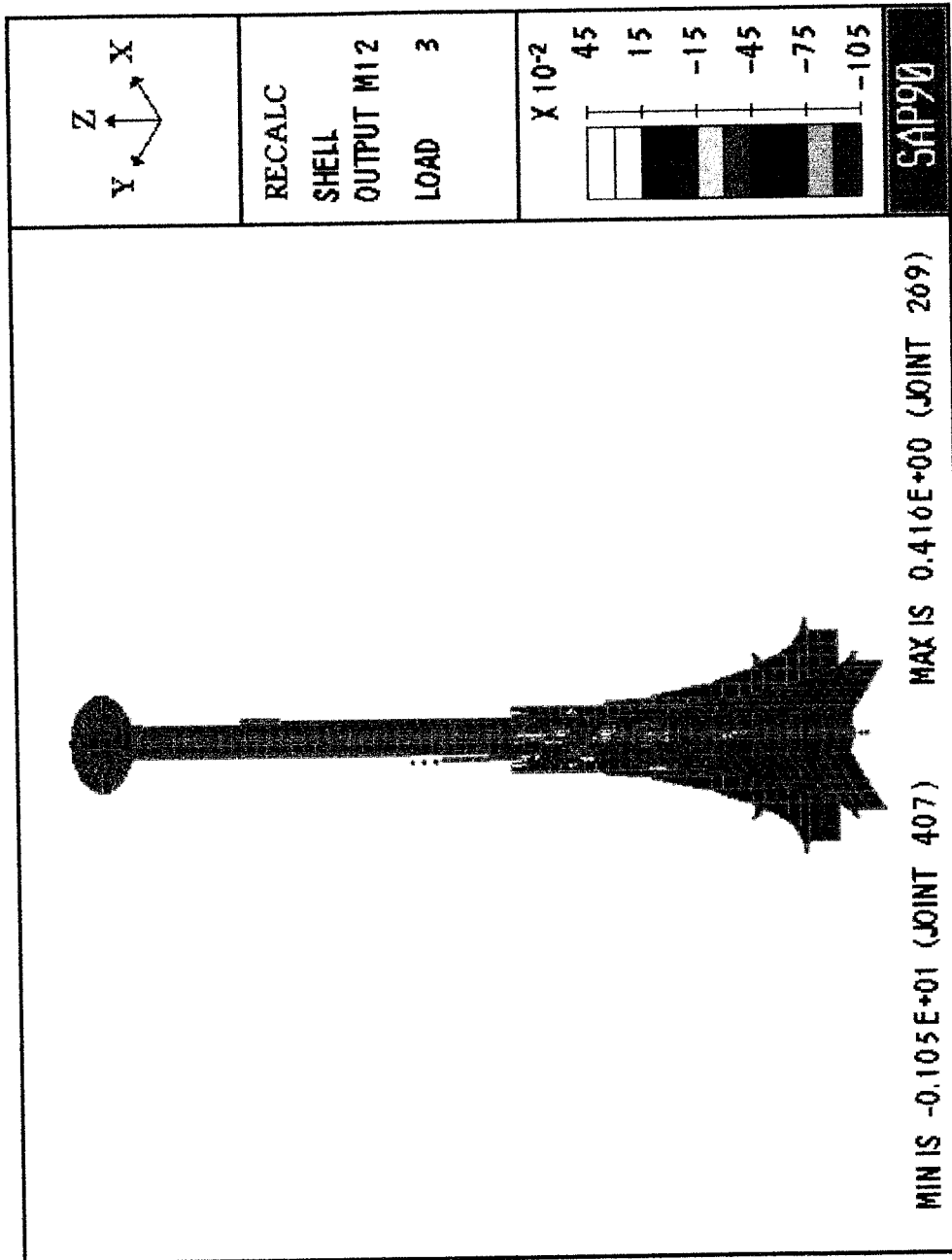
Tampak pada gambar bahwa bagian-bagian tertentu (untuk mendekati bentuk) dengan tetap mempertahankan bentuk segi empat diambil pendekatan dengan bentuk yang tidak simetris dan terdapat juga segi empat simetris dengan ukuran yang lebih besar dibanding lainnya. Pemilihan bentuk ini dipilih setelah dilakukan beberapa kali percobaan dan dilakukan *running* program, dimana gaya maksimum yang timbul tidak terdapat pada bagian tersebut, sehingga agar joint dan shell tidak terlalu banyak, maka dilakukan penyederhanaan bentuk sebagaimana dapat dilihat pada gambar 4.2 yang merupakan bentuk yang paling mendekati wujud nyata bangunan.



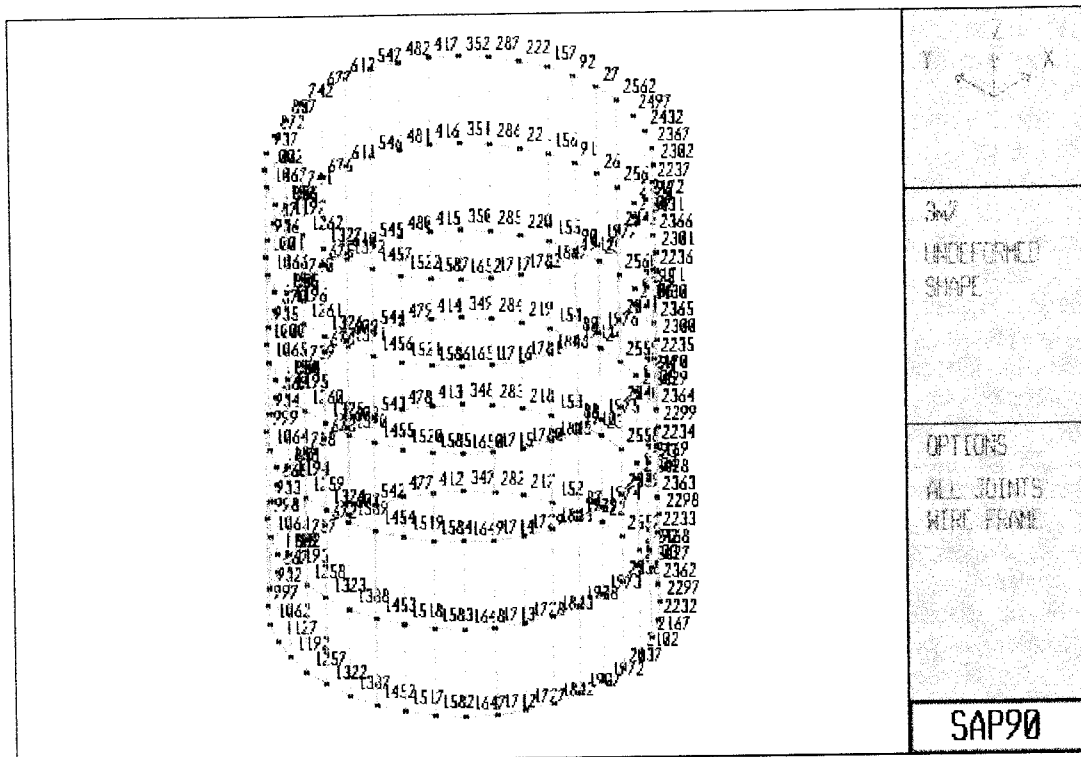
Gambar 4.2 Penomoran joint dan shell pada sayap



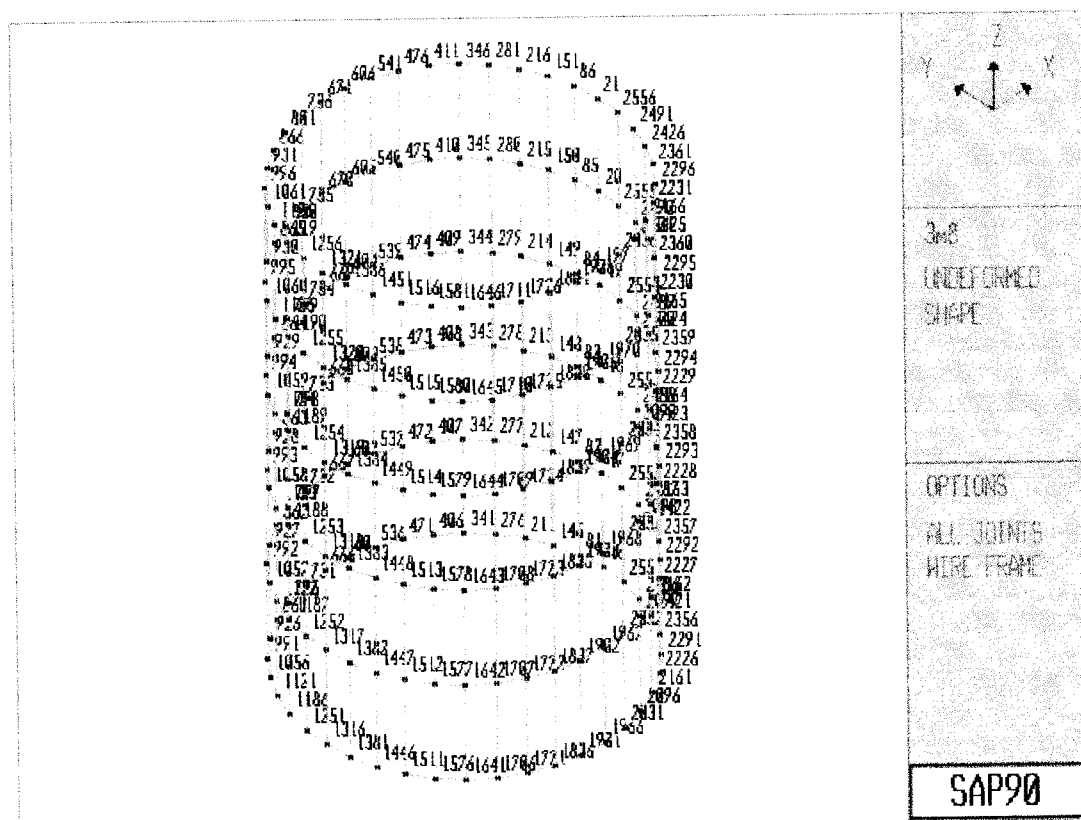
Gambar 4.11 Momen F11 pada kombinasi beban 3



Gambar 4.12 Momen M12 pada kombinasi beban 3



Gambar 5.8 Detail posisi joint pada badan menara



Gambar 5.9 Detail posisi joint pada badan menara

$$\frac{klr}{r} = \frac{0,5 \times 0,142}{0,144} = 0,49 < 22$$

Kolom diklasifikasikan dalam kolom pendek dengan eksentrisitas.

$$P_n = 0,85 \times f'_c \times b \left[\left(\frac{h}{2} - e \right) + \sqrt{\left(\frac{h}{2} - e \right)^2 + \frac{2 \times A_s \times f_y (d - d')}{0,85 \times f'_c \times b}} \right]$$

$$d = 450 \text{ mm} \quad d' = 50 \text{ mm} \quad b = 350 \text{ mm}$$

$$e = 20,1 \text{ mm} \quad h = 500 \text{ mm} \quad f'_c = 14,5 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 240 \text{ Mpa} \quad E_c = 1,79125 \times 10^4 \text{ Mpa}$$

$$E_y = 2 \times 10^5 \text{ Mpa} \quad A_s = 283,5 \text{ mm}^2$$

$$P_n = 0,85 \times 14,5 \times 350 \left[\left(\frac{500}{2} - 20,1 \right) + \sqrt{\left(\frac{500}{2} - 20,1 \right)^2 + \frac{2 \times 50,3 \times 240 (450 - 50)}{0,85 \times 14,5 \times 350}} \right]$$

$$P_n = 2027019 \text{ N} = 2027,019 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 0,7 \times 2027,019 = 1418,9133 \text{ kN} > F_{11} = 269,999 \text{ kN}$$

$$\phi M_n = \phi P_n \times e = 1418,9133 \times 0,0201 = 28,520 \text{ kNm} > M_{11} = 5,4151 \text{ kNm}$$

Periksa tulangan tekan

$$a = \frac{2027,019 \times 10^3}{0,85 \times 14,5 \times 350} = 469,89 \approx 470 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{0,85} = \frac{470}{0,85} = 552 \text{ mm}$$

$$f'_s = \frac{0,003(2 \times 10^5)(552 - 50)}{552} = 545,6 \text{ Mpa} > f_y = 240 \text{ Mpa}$$

Sedangkan gaya yang terjadi akibat beban gempa adalah,

$$P = 105,4478 \text{ kN}$$

$$M = 13,3057 \text{ kNm}$$

Sehingga dapat disampaikan di sini, bahwa menara mampu menahan beban yang terjadi akibat gempa.

Kontrol terhadap tulangan minimum,

$$\rho_{\min} = 0,0058.2090920$$

$$= 1212,7336 \text{ mm}^2$$

sedangkan luas tulangan $A_s = 3969 > \rho_{\min} = 1212,7336$ aman !

5.5 Pergeseran (*displacement*) JOINT Ujung Menara

Tujuan yang ingin dicapai selain mengadakan perhitungan ulang menara terhadap gempa adalah mengetahui pergeseran (*displacement*) horizontal maksimum yang terjadi pada ujung menara.

Dari perhitungan yang dilakukan dengan SAP 90, didapatkan *output running program* sebagai berikut :

```

RECALCULATE MENARA KARTINI BATAN YOGYAKARTA

JOINT DISPLACEMENTS
LOAD COMBINATION 2

DISPLACEMENTS "U" joint ujung atas Tower Utama)
JOINT      U(X)      U(Y)      U(Z)
   65      0.005515    0.005491    0.000077
   130      0.005515    0.005492    0.000077
   195      0.005514    0.005492    0.000078
   260      0.005514    0.005492    0.000078
   390      0.005514    0.005493    0.000078
   455      0.005514    0.005493    0.000078
   520      0.005514    0.005493    0.000078
   585      0.005513    0.005493    0.000077
   715      0.005513    0.005493    0.000077
   845      0.005512    0.005493    0.000077
   910      0.005512    0.005493    0.000077
  1040      0.005512    0.005493    0.000078

```



1105	0.005512	0.005493	0.000078
1170	0.005511	0.005493	0.000078
1300	0.005511	0.005492	0.000079
1365	0.005511	0.005492	0.000079
1495	0.005512	0.005492	0.000079
1560	0.005512	0.005491	0.000080
1690	0.005512	0.005491	0.000079
1755	0.005512	0.005491	0.000079
1885	0.005513	0.005490	0.000079
1950	0.005513	0.005490	0.000078
2080	0.005513	0.005490	0.000077
2145	0.005514	0.005490	0.000077
2210	0.005514	0.005490	0.000077
2275	0.005514	0.005490	0.000077
2340	0.005514	0.005490	0.000077
2405	0.005514	0.005490	0.000077
2470	0.005514	0.005491	0.000077
2535	0.005515	0.005491	0.000077
2600	0.005515	0.005491	0.000077

Dari ketiga kondisi pembebanan yang diberikan, kombinasi pembebanan ke dua menunjukkan hasil pergeseran joint terbesar yaitu 0.005515 m yang terjadi pada joint 65, 2535, dan 2600.

Sedangkan dari syarat pergeseran maksimum yang ada yaitu $L/180$, dengan ketinggian menara 30 m akan memberikan hasil 0,1667 m. Dengan demikian pergeseran puncak masih memenuhi syarat keamanan.

- b. Momen yang dapat ditahan badan menara, $\phi M_n = 28,520$ kNm lebih besar dari momen akibat gaya gempa dan berat sendiri, yaitu $M_{11} = 5,4151$ kNm.
3. Pada kekuatan lateral/sayap menara.
 - a. Gaya yang dapat ditahan (arah vertikal), $\phi P_o = 503,6664$ kN lebih besar dari gaya yang timbul akibat gaya gempa dan berat sendiri, yaitu $F_{22} = 163,23$ kN.
 - b. Gaya yang dapat ditahan (arah horizontal), $\phi P_o = 901,2289$ kN lebih besar dari gaya yang timbul akibat gaya gempa dan berat sendiri, yaitu $F_{11} = 328,13$ kN.

Dengan demikian dapat disimpulkan bahwa bangunan Menara Kartini masih aman untuk menahan gaya gempa yang terjadi di Yogyakarta khususnya dan gaya gempa pada daerah gempa III.

6.2 SARAN

Menara Kartini sebagai salah satu komponen unit reaktor nuklir dan merupakan bangunan vital, meski dalam perhitungan ini menunjukkan masih aman ditinjau dari aspek teknik sipil (konstruksi bangunannya) khususnya terhadap gaya gempa, akan tetapi perlu diadakan penyelidikan ulang sesuai dengan proses penuaan umur konstruksi bangunan khususnya pengaruh kekuatan konstruksi yang diakibatkan oleh adanya radiasi dari gas sisa reaksi.