

PENGGUNAAN STRUKTUR BRESING KONSENTRIK TIPE X UNTUK PERBAIKAN KINERJA STRUKTUR GEDUNG BERTINGKAT TERHADAP BEBAN LATERAL AKIBAT GEMPA

**Sri Haryono
Dian Arumningsih Diah Purnamawanti**

Abstrak

Penelitian ini dilakukan dengan bertujuan untuk melakukan evaluasi struktur gedung pada kondisi terjadinya gempa sebelum dan setelah penambahan bresing X.

Analisis menggunakan metode analisis gempa statis dan dinamis dengan bantuan program SAP 2000. Evaluasi dilakukan pada gaya moment (bending moment), gaya geser (shear force), gaya normal (axial force), dan perpindahan (displacement) antara struktur sebelum dan sesudah penambahan bresing X.

Berdasarkan analisis yang dilakukan menunjukkan bahwa kinerja batas layan dan batas ultimit struktur tanpa bresing berdasarkan analisis gempa dinamis tidak aman baik untuk arah X maupun arah Y. Kinerja batas layan dan batas ultimit struktur dengan penambahan bresing alternatif 1 tidak aman untuk arah X sedangkan untuk arah Y sudah aman. Kinerja batas layan dan batas ultimit struktur dengan penambahan bresing alternatif 2 aman untuk arah X dan arah Y. Kinerja struktur dengan penambahan bresing alternatif 2 jauh lebih baik jika dibandingkan struktur tanpa bresing dan struktur dengan penambahan bresing alternatif 1. Penambahan bresing dengan lokasi yang tepat dapat memperbaiki kinerja struktur secara signifikan.

Kata kunci : beban lateral, struktur bresing X, kinerja struktur

1. PENDAHULUAN

Akibat beban lateral yang ditimbulkan oleh beban gempa, akan menyebabkan peningkatan respons struktur secara tajam. Solusi dari perubahan pembebanan ini adalah peningkatan kekakuan vertikal struktur. Ada beberapa cara structural agar kekakuan vertikal struktur meningkat. Penambahan beberapa elemen struktur penahan geser dapat digunakan untuk meningkatkan kekakuan struktur yang secara otomatis mengurangi pengaruh gaya lateral yang terjadi dapat dilakukan dengan beberapa cara

diantaranya dengan menambahkan elemen struktur diagonal (bresing), dinding geser, atau dengan mengubah hubungan antara elemen struktur. Diantara beberapa cara perkuatan struktur eksisting, bresing efektif digunakan dalam menahan deformasi yang mungkin terjadi. Dengan penambahan bresing maka tingkat daktilitas struktur dapat berubah menjadi lebih baik jika dibandingkan tanpa adanya bresing. Penggunaan bresing sebagai perkuatan struktur perlu diatur sedemikian rupa sehingga dapat

efektif dan tidak mengganggu dari segi arsitektural.

Beban gempa rencana dihitung dan ditentukan berdasarkan peta *hazard* gempa Indonesia. Struktur bangunan bertingkat tinggi harus selalu memperhatikan keamanan dan kenyamanan penghuninya. Perubahan kondisi pembebanan mempengaruhi kestabilan dan keamanan suatu struktur. Terjadinya gempa bumi merupakan salah satu penyebab terjadinya perubahan pembebanan pada struktur. Pada saat terjadinya gempa bumi struktur akan mengalami penambahan gaya lateral yang diteruskan dari pondasi ke seluruh komponen struktur di atasnya.

Penelitian ini dilakukan dengan tujuan untuk melakukan evaluasi struktur gedung pada kondisi terjadinya gempa sebelum dan setelah penambahan bresing X.

2. TINJAUAN PUSTAKA

Cara ketiga dengan mengubah hubungan antara elemen struktur sedemikian rupa sehingga perubahan sudut yang terjadi berharga konstan untuk suatu kondisi pembebanan tertentu. Hal ini dengan membuat titik hubung kaku diantara elemen struktur. Struktur yang menggunakan titik hubung kaku sering disebut sebagai rangka (*frame*) (Schodek, 1999).

Youssefa dkk (2007), melakukan kajian mengenai bresing baja internal (*internal steel bracing*) pada rangka beton bertulang. Rangka yang diberi bresing baja internal dapat menahan beban lateral lebih tinggi dari pada rangka tanpa bresing. Komponen

bresing dapat dirancang sesuai prosedur desain bresing pada struktur baja.

Viswanath dkk (2010), membandingkan tipe penggunaan bresing yang berbeda-beda pada struktur sederhana. Penggunaan bresing dapat mentransfer gaya lateral yang terjadi sehingga struktur menjadi stabil. Struktur dengan bresing tipe X memiliki nilai momen lentur terkecil dibandingkan tipe bresing lainnya. Penambahan bresing tipe X juga mengurangi *lateral displacements* yang terjadi pada struktur.

3. PORTAL BRESING

(*Braced Frames*)

Berkaitan dengan struktur bresing, terdapat 2 tipe portal yaitu :

a. **Rangka bresing (*braced frames*)**, dimana ketahanan utamanya terletak pada beban lateral, tekuk dan ketidakstabilan struktur portal seperti dalam sistem bresing vertikal.

b. **Rangka tanpa bresing (*unbraced frames*)**,

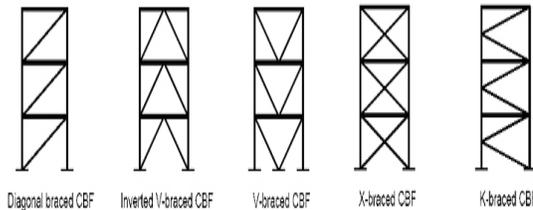
Dimana kekuatan lentur dari setiap batang struktur portal harus dihitung berdasar seluruh kekuatan dan kekakuannya untuk menahan beban lateral dan ketidakstabilan struktur.

Pada portal bresing, balok dan kolom mendukung beban gravitasi yang disalurkan oleh sistem lantai dan atap yang bersinggungan, sedangkan sistem bresing vertikal mendukung beban lateral yang bekerja pada struktur.

3.1. Sistem Bresing Vertikal Konsentris

Sistem bresing vertikal konsentris merupakan sistem bresing dimana

sumbu utamanya bertemu atau saling memotong dalam satu titik. Sistem ini sangat cocok dipakai



Gambar 3.1.

dalam perancangan karena akan memberikan kekuatan dalam menahan beban-beban yang bekerja. AISC (1992) menyebutkan 5 tipe bentuk bresing vertikal konsentris, yaitu bentuk “ Z “ atau diagonal, *inverted V* “ Λ “ , “ V ” , “ X “ , dan “ K “ seperti pada Gambar 3.3.

3.2. Sistem Bresing Vertikal ” X ”

Sistem bresing vertikal ”X” seperti Gambar 3.3 batang diagonalnya cenderung lebih langsing. Oleh karena itu, kapasitas tegangan tariknya lebih besar dari kapasitas tegangan tekan sehingga diasumsikan hanya tegangan tarik diagonal yang aktif. Jika batang diagonal dipasang ketika prestress awal untuk mengurangi kelonggaran, maka batang diagonal tekan akan aktif bekerja hanya sampai proses prestress akhir sehingga dimungkinkan batang bresing diagonal lebih kecil (ASCE, 1971).

3.3. Kelangsingan Batang Bresing

SNI 03-1729-2002 Tata Cara Perencanaan Struktur Baja untuk Bangunan Gedung mensyaratkan kelangsingan batang bresing untuk Sistem Rangka Bresing Konsentrik

Khusus harus memenuhi syarat kelangsingan dalam persamaan 3.15.

$$\frac{k_c L}{r} \leq \frac{2625}{\sqrt{f_y}}$$

dengan:

- k_c = faktor panjang tekuk
- L = panjang efektif komponen struktur
- r = jari-jari girasi komponen struktur
- f_y = tegangan leleh baja (MPa)

4. BEBAN PADA STRUKTUR BANGUNAN

Jenis beban yang bekerja pada suatu bangunan pada prinsipnya dapat dibagi sebagai berikut :

4.1. Beban Mati

Beban mati merupakan beban yang berasal dari berat sendiri yang bersifat tetap, termasuk dinding dan sekat pemisah, kolom, balok, lantai, atap, penyelesaian, mesin dan peralatan yang merupakan bagian yang tidak terpisahkan dari gedung.

4.2. Beban Hidup

Beban hidup adalah beban yang berasal dari manusia dan berbagai barang peralatan. Beban hidup yang bekerja akibat manusia biasanya ditentukan 100 kg untuk setiap titik kumpul pada konstruksi atap, sedangkan beban bergerak pada lantai bangunan ditentukan berdasarkan volume benda yang ada pada suatu ruangan.

5. ANALISIS GAYA GEMPA

5.1. Gempa Rencana dan Kategori Gedung

Standar SNI 03-1726-2002 bertujuan agar struktur gedung yang ketahanan gempanya direncanakan menurut Standar ini dapat berfungsi menghindari terjadinya korban jiwa manusia oleh runtuhnya gedung akibat gempa yang kuat, membatasi kerusakan gedung akibat gempa ringan sampai sedang, sehingga masih dapat diperbaiki, membatasi ketidaknyamanan penghunian bagi penghuni gedung ketika terjadi gempa ringan sampai sedang, mempertahankan setiap saat layanan vital dari fungsi gedung.

Standar SNI 03-1726-2002 menentukan pengaruh Gempa Rencana yang harus ditinjau dalam perencanaan struktur gedung serta berbagai bagian dan peralatannya secara umum. Akibat pengaruh Gempa Rencana, struktur gedung secara keseluruhan harus masih berdiri, walaupun sudah berada dalam kondisi di ambang keruntuhan.

5.2. Daktilitas Struktur Bangunan dan pembebanan gempa nominal

Faktor daktilitas struktur gedung μ adalah rasio antara simpangan maksimum struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan δ_m dan simpangan struktur gedung pada saat terjadinya pelelehan pertama δ_y . Daktilitas merupakan fungsi dari faktor kuat lebih (*over strength*, f atau Ω) dan kapasitas komponen struktur secara keseluruhan dalam kondisi daktail.

5.3. Wilayah Gempa dan Spektrum Respons

Indonesia ditetapkan terbagi dalam 6 Wilayah Gempa seperti ditunjukkan dalam Gambar 3.1, di mana Wilayah Gempa 1 adalah wilayah dengan kegempaan paling rendah dan Wilayah Gempa 6 dengan kegempaan paling tinggi. Pembagian Wilayah Gempa ini, didasarkan atas percepatan puncak batuan dasar akibat pengaruh Gempa Rencana dengan perioda ulang 500 tahun, yang nilai rata-ratanya untuk setiap Wilayah Gempa ditetapkan dalam Gambar 3.1

5.4. Waktu Getar Alami

Waktu getar alami struktur gedung dapat dihitung dengan rumus-rumus pendekatan sebagai berikut :

1. Untuk struktur-struktur gedung berupa portal-portal tanpa unsur pengaku yang dapat membatasi simpangan :

$$T = 0,0853 H^{0,75} \text{ untuk portal baja}$$

$$T = 0.0731 H^{0,75} \text{ untuk portal beton}$$

2. Untuk struktur gedung yang lain :

$$T = 0,0448 H \text{ dengan :}$$

T : waktu getar gedung pada arah yang ditinjau, dt

H : tinggi puncak bagian utama struktur, m

5.5. Pembatasan Waktu Getar Alami Fundamental

Untuk mencegah penggunaan struktur gedung yang terlalu fleksibel, nilai waktu getar alami fundamental T_1 dari struktur gedung harus dibatasi, bergantung pada koefisien ζ untuk Wilayah Gempa tempat struktur gedung berada dan jumlah tingkatnya, n menurut persamaan

$T_1 < \zeta n$
 dengan koefisien ζ ditetapkan menurut Standar SNI 03-1726-2002

6. BEBAN GEMPA NOMINAL STATIK EKUIVALEN

Apabila kategori gedung memiliki Faktor Keutamaan I dan strukturnya untuk suatu arah sumbu utama denah struktur dan sekaligus arah pembebanan Gempa Rencana memiliki faktor reduksi gempa R dan waktu getar alami fundamental T_1 , maka beban geser dasar nominal statik ekuivalen V yang terjadi di tingkat dasar dapat dihitung menurut persamaan :

$$V = \frac{C_1 \cdot I}{R} W_t$$

di mana C_1 adalah nilai Faktor Respons Gempa yang didapat dari Spektrum Respons Gempa Rencana untuk waktu getar alami fundamental T_1 , sedangkan W_t adalah berat total gedung, termasuk beban hidup yang sesuai.

Beban geser dasar nominal V menurut persamaan diatas harus dibagikan sepanjang tinggi struktur gedung menjadi beban-beban gempa nominal statik ekuivalen F_i yang menangkap pada pusat massa lantai tingkat ke-i menurut persamaan :

$$F_i = \frac{W_j \cdot Z_j}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot Z_i} V$$

dengan W_i adalah berat lantai tingkat ke-i, termasuk beban hidup yang sesuai, Z_i adalah ketinggian lantai tingkat ke-i diukur dari taraf penjepitan lateral, sedangkan n adalah nomor lantai tingkat paling atas.

Apabila rasio antara tinggi struktur gedung dan ukuran denahnya dalam arah pembebanan gempa sama dengan atau melebihi 3, maka 0.1 V harus dianggap sebagai beban horisontal terpusat yang menangkap pada pusat massa lantai tingkat paling atas, sedangkan 0.9 V sisanya harus dibagikan sepanjang tinggi struktur gedung menjadi beban-beban gempa nominal statik ekuivalen.

Waktu Getar Alami Fundamental

Waktu getar alami fundamental struktur gedung beraturan dalam arah masing-masing sumbu utama dapat ditentukan dengan rumus Rayleigh sebagai berikut:

$$T_1 = 6.3 \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i d_i^2}{g \sum_{i=1}^n F_i d_i}}$$

di mana W_i dan F_i mempunyai arti yang sama seperti yang disebut dalam persamaan 3.8, d_i adalah simpangan horisontal lantai tingkat ke-i dinyatakan dalam mm dan 'g' adalah percepatan gravitasi yang ditetapkan sebesar 9810 mm/det².

Apabila waktu getar alami fundamental T_1 struktur gedung untuk penentuan Faktor Respons Gempa C_1 menurut persamaan 3.7 ditentukan dengan rumus-rumus empirik atau didapat dari hasil analisis vibrasi bebas 3 dimensi, nilainya tidak boleh menyimpang lebih dari 20% nilai yang dihitung menurut persamaan 3.9.

7. KINERJA STRUKTUR GEDUNG

7.1. Kinerja Batas Layan

Untuk memenuhi persyaratan kinerja batas layan struktur gedung,

dalam segala hal simpangan antar-tingkat yang dihitung dari simpangan struktur gedung tidak boleh melampaui $\frac{0.03}{R}$ kali tinggi tingkat yang bersangkutan atau 30 mm, bergantung yang mana yang nilainya terkecil.

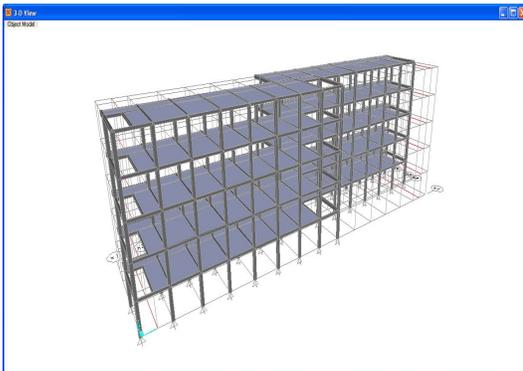
7.2. Kinerja Batas Ultimit

Simpangan dan simpangan antar-tingkat ini harus dihitung dari simpangan struktur gedung akibat pembebanan gempa nominal, dikalikan dengan suatu faktor pengali ξ sebagai berikut :

1. Untuk struktur gedung beraturan : $\xi = 0,7 R$
2. Untuk struktur gedung tidak beraturan :

$$\xi = \frac{0,7.R}{FaktorSkala}$$

dengan R adalah faktor reduksi gempa struktur gedung tersebut.



Gambar 7.1. Model Struktur 3 Dimensi

Untuk memenuhi persyaratan kinerja batas ultimit struktur gedung, dalam segala hal simpangan antar-tingkat yang dihitung dari simpangan struktur gedung tidak boleh melampaui 0,02 kali tinggi tingkat yang bersangkutan.

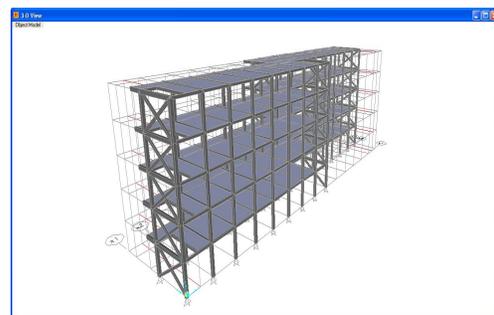
8. PEMODELAN STRUKTUR

Struktur yang akan dianalisis berupa struktur bangunan 5 lantai dengan atap plat beton. Fungsi gedung digunakan sebagai rumah susun. Bangunan terletak pada zona wilayah gempa 3 pada kondisi jenis tanah keras. Struktur eksisting dengan menggunakan bantuan program SAP 2000 v.11 kemudian dimodelkan dalam bentuk struktur 3 dimensi. Analisis dilakukan secara 3 dimensi agar perilaku struktur yang dianalisis dapat mendekati kondisi struktur di lapangan. Gaya gempa diberikan di pusat massa tiap lantai. Pemodelan struktur pada program SAP 2000 v.11 secara tiga dimensi seperti tampak pada Gambar 7.1.

9. ANALISIS DATA

Berdasarkan data struktur yang diperoleh selanjutnya dilakukan pemodelan struktur secara 3 dimensi dengan menggunakan bantuan program SAP 2000 v.11. Pemodelan dilakukan secara 3 dimensi agar perilaku struktur yang dianalisis dapat lebih mendekati kondisi sebenarnya.

Analisis gaya gempa dilakukan dengan memasukkan batasan-batasan sesuai dengan yang tercantum dalam kriteria SNI 03-1726-2002.



Gambar 9.1. Model Struktur dengan Bresing X

Analisis struktur dilakukan pada kondisi terjadinya gempa sebelum dan setelah penambahan bresing X. Penambahan bresing diletakkan pada sisi luar bangunan. Penambahan bresing X pada struktur seperti tampak pada Gambar 9.1.

10. ANALISIS GEMPA STATIS STRUKTUR TANPA BRESING

10.1. Waktu getar bangunan (T)

$$T = 0,0731 \times H^{3/4} = 0,6913 \text{ det.}$$

10.2. Koefisien gempa

$$C = \frac{0,23}{T} = 0,3327$$

10.3. Faktor Keutamaan (I)

Faktor keutamaan (I) untuk struktur gedung rumah sakit adalah 1,4

10.4. Faktor Reduksi Gempa Maksimum (R)

Faktor reduksi gempa maksimum (R) struktur dengan SRPMK adalah 8,5

10.5. Gaya Beban Geser Dasar Nominal Statik Ekuivalen V yang Terjadi di Tingkat Dasar

Gaya beban geser dasar nominal statik ekuivalen V yang terjadi di tingkat dasar dihitung dengan persamaan sebagai berikut:

$$V = \frac{C_1 \cdot I}{R} W_t = 166,40 \text{ ton}$$

10.6. Beban Gempa Nominal Statik Ekuivalen Fi

Beban geser dasar nominal V dibagikan sepanjang tinggi struktur gedung menjadi beban-beban gempa nominal statik ekuivalen Fi yang

menangkap pada pusat massa lantai tingkat ke-i menurut persamaan :

$$F_i = \frac{W_j \cdot Z_j}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot Z_i} V$$

Tabel 10.1. Hasil perhitungan gempa nominal statik ekuivalen Fi

Berat lantai	Berat total (W) (ton)	h (m)	wi,hi	Fi (ton)
W5(atap)	445,615	20	8912,308	43,63
W4	612,999	16	9807,978	48,02
W3	612,999	12	7355,984	36,01
W2	612,999	8	4903,989	24,01
W1	752,199	4	3008,795	14,73
Wt	3036,810		33989,053	166,40

10.7. Arah Pembebanan Gempa

Untuk mensimulasikan arah pengaruh gempa rencana yang sembarang terhadap struktur gedung, pengaruh pembebanan gempa dalam arah utama harus dianggap efektif 100% dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa dalam arah tegak lurus pada arah utama pembebanan tadi, tetapi dengan efektifitas hanya 30%. Secara mudah dalam program SAP dapat dilakukan pengkombinasian arah pembebanan gempa 100% QX+30% QY

10.8. Output Hasil Analisis

Berdasarkan analisis yang dilakukan dengan bantuan program SAP 2000 diperoleh rasio partisipasi massa pada analisis gempa statis dengan SRPMM untuk masing-masing

ragam (*modal mass participating ratio*) dalam arah tinjauan gempa seperti tampak pada Tabel 10.2.

Tabel 10.2. Rasio partisipas massa ragam SRPMK

Mode	Arah X		Arah Y	
	UX	Sum UX	UY	Sum UY
1	0,0000	0,0000	0,9556	0,9556
2	0,0861	0,0861	0,0001	0,9557
3	0,8569	0,9430	0,0001	0,9558
4	0,0000	0,9430	0,0371	0,9928

Dari Tabel 10.2. menunjukkan rasio partisipasi massa untuk mode-1 tidak dominan (< 80%) hal ini juga menunjukkan struktur tidak beraturan untuk struktur tidak beraturan maka harus menggunakan analisis gempa dinamis.

11. ANALISIS GEMPA DINAMIS STRUKTUR TANPA BRESING

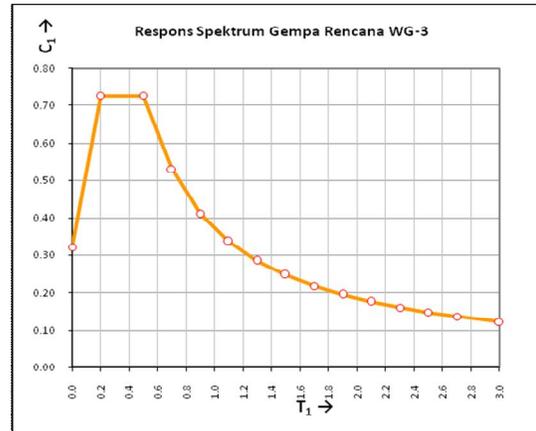
Analisis gempa dinamis yang digunakan adalah analisis ragam spektrum respons. Respon spektrum gempa rencana yang digunakan pada wilayah gempa 3 dengan jenis tanah lunak. Pada wilayah gempa 3 dengan jenis tanah keras nilai C naik secara linier dari 0,2 sampai dengan 0,45 untuk T dari 0 sampai 0,2 detik, konstan 0,45 pada T = 0,2 sampai 0,5 detik dan kemudian turun secara asimtotik untuk T > 0,5 detik dengan nilai $C = \frac{0,23}{T}$, seperti tampak pada Gambar 11.2.

Faktor koreksi = $\frac{I}{R} \times g$, dengan, R = 8,5 (SRPMK), I = 1,4 untuk struktur rumah sakit, g = 9,81 m/s²

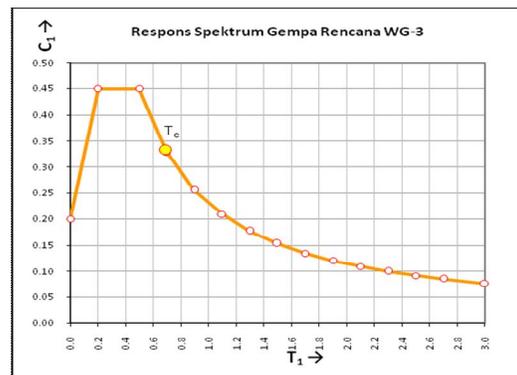
Faktor koreksi = $\frac{I}{R} \times g = 1,6158$

Berdasarkan nilai faktor koreksi yang telah dihitung sebelumnya maka respon spektrum gempa rencana dapat dengan mudah dikalikan faktor koreksi seperti tampak pada Gambar 11.1. Selanjutnya dilakukan analisis dengan bantuan program SAP 2000 didapatkan nilai waktu getar alami seperti pada Tabel 11.1.

Gambar 11.1. Respon spektrum gempa rencana terkoreksi



Gambar 11.2. Respon spektrum gempa Rencana



Selisih antara waktu getar alami untuk masing-masing ragam ada yang melampaui batas 15%. Dari analisis dengan bantuan program SAP 2000 didapatkan hasil sebagai berikut:

1. Tinjauan arah X

$$V_t = 24,038 \text{ ton}, V_1 = 166,404 \text{ ton}$$

Tabel 11.1. Output waktu getar alami (T) tanpa bresing

Mode	Waktu getar alami	
	T (SAP 2000)	Selisih
1	1,63	
2	1,58	3,11%
3	1,45	8,16%
4	0,48	67,04%

$$0,8V_1 = 133,123$$

$$\text{Faktor Skala} = \frac{0,8.V_1}{V_t} = 5,538$$

2. Tinjauan arah Y

$$V_t = 23,713 \text{ ton}, V_1 = 166,404 \text{ ton}$$

$$0,8V_1 = 133,123$$

$$\text{Faktor Skala} = \frac{0,8.V_1}{V_t} = 5,614$$

Hasil analisis perpindahan (*displacement*) maksimum pada masing-masing lantai seperti tampak pada Tabel 11.2. untuk arah X dan Tabel 11.3 untuk arah Y.

Tabel 11.2. Perpindahan (*displacement*) struktur tanpa bresing arah X

	Nomor Joint	Kombinasi	Displacement m
Lantai 5	226	DLresY	0,128426
Lantai 4	171	DLresY	0,118731
Lantai 3	116	DLresY	0,103944
Lantai 2	63	DLresY	0,08497
Lantai 1	1	DLresY	0,060221

Tabel 11.3. Perpindahan (*displacement*) struktur tanpa bresing arah Y

	Nomor Joint	Kombinasi	Displacement m
Lantai 5	228	DLresX	0,094156
Lantai 4	173	DLresX	0,088781
Lantai 3	118	DLresX	0,079094
Lantai 2	63	DLresX	0,064929
Lantai 1	3	DLresX	0,044266

12. KINERJA

12.1. Batas Layan Struktur Tanpa Bresing

Batas simpangan antar tingkat untuk struktur tanpa bresing dihitung sebagai berikut:

$$\frac{0,03}{R} \times H = 0,0141 \text{ m} < 0,03 \text{ m},$$

maka dipakai 0,0141 m

Tabel 12.1. Kinerja batas layan struktur tanpa bresing arah X

Lantai	di	δ_m	Batas layan	Kontrol Kinerja
Lantai 5	0,094156	0,005375	0,0141	Aman
Lantai 4	0,088781	0,009687	0,0141	Aman
Lantai 3	0,079094	0,014165	0,0141	Tidak Aman
Lantai 2	0,064929	0,020663	0,0141	Tidak Aman
Lantai 1	0,044266	-	-	-

Tabel 12.2. Kinerja batas layan struktur tanpa bresing arah Y

Lantai	di	δ_m	Batas layan	Kontrol Kinerja
Lantai 5	0,128426	0,009695	0,0141	Aman
Lantai 4	0,118731	0,014787	0,0141	Tidak Aman
Lantai 3	0,103944	0,018974	0,0141	Tidak Aman
Lantai 2	0,084970	0,024749	0,0141	Tidak Aman
Lantai 1	0,088545	-	-	-

Secara lengkap analisis kinerja batas layan struktur tanpa dinding geser ditampilkan dalam Tabel 12.1. untuk arah X dan serta Tabel 12.2. untuk arah Y. Didapatkan kinerja batas layan tidak aman baik untuk arah X maupun arah Y. Kinerja batas layan tidak memenuhi kriteria dalam SNI SNI 03-1726-2002.

12.2. Kinerja Batas Ultimit Struktur Tanpa Bresing

Simpangan dan simpangan antar-tingkat memenuhi persyaratan kinerja batas ultimit struktur gedung, dalam segala hal simpangan antar-

tingkat yang dihitung dari simpangan struktur gedung tidak boleh

melampaui 0,02 kali tinggi tingkat yang bersangkutan. Secara lengkap analisis kinerja batas ultimit ditampilkan dalam Tabel 12.3. untuk arah X dan serta Tabel 12.4. untuk arah Y.

Tabel 12.3. Kinerja batas ultimit struktur tanpa bresing arah X

Lantai	δ_m	$\delta_m \times \xi$	Batas Ultimit 0,02xH	Kontrol Kinerja Batas ultimit
Lantai 5	0,005375	0,031981	0,0800	Aman
Lantai 4	0,009687	0,057638	0,0800	Aman
Lantai 3	0,014165	0,084282	0,0800	Tidak Aman
Lantai 2	0,020663	0,122945	0,0800	Tidak Aman
Lantai 1	-	-	-	-

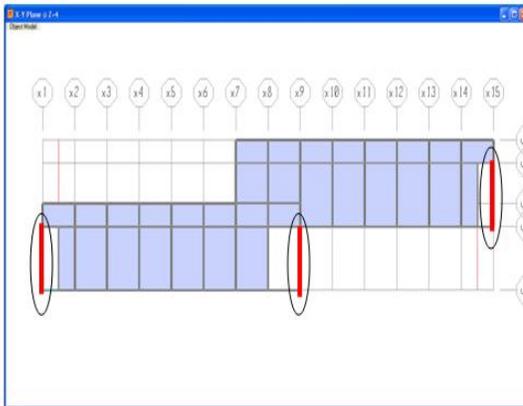
Tabel 12.4. Kinerja batas ultimit struktur tanpa bresing arah Y

Lantai	δ_m	$\delta_m \times \xi$	Batas Ultimit 0,02xH	Kontrol Kinerja Batas ultimit
Lantai 5	0,009695	0,057685	0,0800	Aman
Lantai 4	0,014787	0,087983	0,0800	Tidak Aman
Lantai 3	0,018974	0,112895	0,0800	Tidak Aman
Lantai 2	0,024749	0,147257	0,0800	Tidak Aman
Lantai 1	-	-	-	-

Didapatkan kinerja batas ultimit tidak aman baik untuk arah X maupun arah Y. Kinerja batas ultimit tidak memenuhi kriteria dalam SNI SNI 03-1726-2002.

13. ANALISIS GEMPA STATIS STRUKTUR DENGAN BRESING

Berdasarkan analisis yang dilakukan sebelumnya pada struktur tanpa bresing didapatkan kinerja batas layan dan batas ultimit struktur tidak aman untuk arah X dan arah Y. Untuk memperbaiki kinerja struktur maka dilakukan penambahan elemen bresing dengan WF 200x200x12x12 seperti tampak pada Gambar 5.8. Mutu bresing yang digunakan menggunakan kriteria ASTM-A36. Penempatan bresing ditempatkan sedemikian rupa agar dapat efektif dalam menahan gaya gempa yang terjadi. Penempatan bresing seperti tampak pada Gambar 13.1. Kemudian dilakukan analisis pada struktur dengan penambahan elemen bresing.



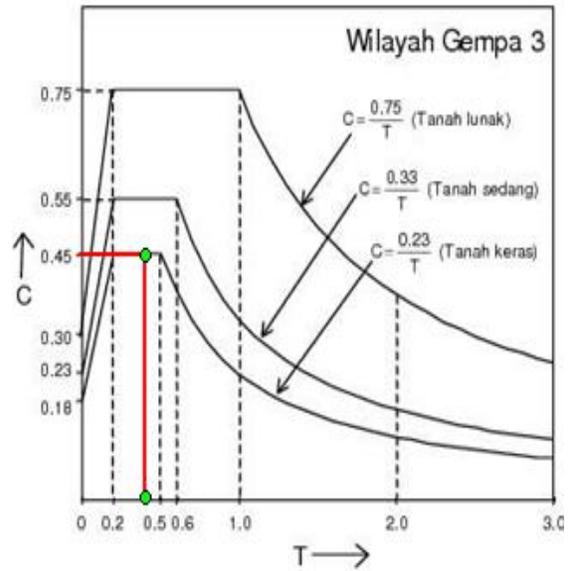
Gambar 13.1. Lokasi penambahan bresing

13.1. Waktu Getar Bangunan (T)

$$T = 0,0488 \times H^{3/4} = 0,4615 \text{ detik}$$

13.2. Koefisien Gempa

$$C = 0,45.$$



Gambar 13.2. Respons spektrum gempa wilayah gempa 3

13.3. Faktor Keutamaan (I)

Faktor keutamaan (I) untuk struktur gedung rumah sakit memiliki nilai 1,4

13.4. Faktor Reduksi Gempa Maksimum (R)

Faktor reduksi gempa maksimum (R) struktur dengan bresing adalah 6,4

13.5. Gaya beban geser dasar nominal statik ekuivalen V yang terjadi di tingkat dasar

Gaya beban geser dasar nominal statik ekuivalen V yang terjadi di tingkat dasar dihitung dengan persamaan sebagai berikut:

$$V = \frac{C_1 J}{R} W_t = 300,08 \text{ ton}$$

Nilai beban geser dasar nominal statik ekuivalen (V) lebih besar jika dibandingkan dengan struktur tanpa bresing.

13.6. Beban Gempa Nominal Statik Ekuivalen Fi

Beban-beban gempa nominal statik ekuivalen Fi yang menangkap pada pusat massa lantai tingkat ke-i menurut persamaan :

$$F_i = \frac{W_j \cdot Z_j}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot Z_i} V$$

Hasil perhitungan beban gempa nominal statik ekuivalen Fi ditampilkan pada tabel 13.1.

Tabel 13.1. Hasil perhitungan gempa nominal statik ekuivalen Fi struktur dengan bresing

Berat lantai	Berat total (W) (ton)	h (m)	w _i ·h _i	Fi (ton)
W5(atap)	446,773	20	8935,458	78,61
W4	615,314	16	9845,018	86,61
W3	615,314	12	7383,764	64,96
W2	615,314	8	4922,509	43,31
W1	755,671	4	3022,685	26,59
Wt	3048,385		34109,433	300,08

13.7. Arah Pembebanan Gempa

Untuk mensimulasikan arah pengaruh gempa rencana yang sembarang terhadap struktur gedung, pengaruh pembebanan gempa dalam arah utama harus dianggap efektif 100% dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa dalam arah tegak lurus pada arah utama pembebanan tadi, tetapi dengan efektifitas hanya 30%.

13.8. Output Hasil Analisis

Berdasarkan analisis yang dilakukan dengan bantuan program SAP 2000 diperoleh rasio partisipasi

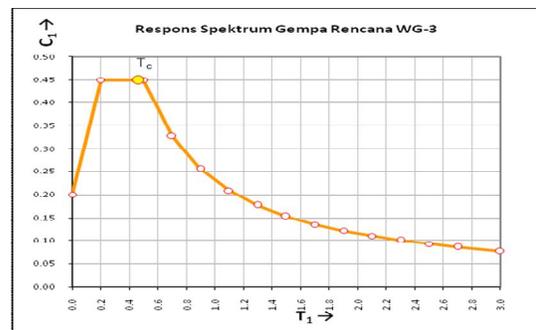
massa pada analisis gempa statis untuk struktur dengan penambahan bresing pada masing-masing ragam (*modal mass participating ratio*) dalam arah tinjauan gempa seperti tampak pada Tabel 13.2. rasio partisipasi massa untuk mode-1 tidak dominan (< 80%) hal ini juga menunjukkan struktur tidak beraturan dan mengalami rotasi.

Tabel 13.2. Rasio partisipasi massa ragam struktur dengan bresing

Mode	Arah X		Arah Y	
	UX	Sum UX	UY	Sum UY
1	0,9429	0,9429	0,0000	0,0000
2	0,0000	0,9430	0,7531	0,7531
3	0,0432	0,9861	0,0001	0,7532
4	0,0020	0,9882	0,0063	0,7596

Dari Tabel 13.2. menunjukkan sesuai dengan persyaratan dalam Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung (SNI 03-1726-2002), untuk struktur tidak beraturan maka harus menggunakan analisis gempa dinamis.

14. ANALISIS GEMPA DINAMIS STRUKTUR DENGAN BRESING



Gambar 14.1. Respon spektrum gempa rencana

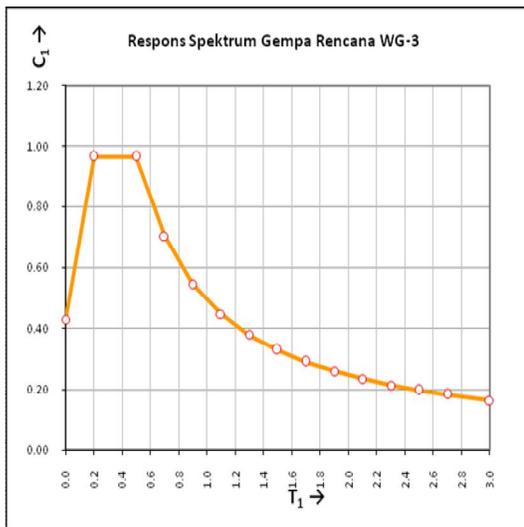
Perhitungan faktor koreksi spektrum respons gempa rencana sebagai berikut :

$$\text{Faktor koreksi} = \frac{I}{R} \times g, \text{ dengan,}$$

R = 6,4 (struktur dengan bresing),
I = 1,4 untuk struktur rumah sakit,
g = 9,81 m/s²

$$\text{Faktor koreksi} = \frac{I}{R} \times g = 2,1459$$

Berdasarkan nilai faktor koreksi yang telah dihitung sebelumnya maka respon spektrum gempa rencana dapat dengan mudah dikalikan faktor koreksi seperti tampak pada Gambar 14.2.



Gambar 14.2 Respon spektrum gempa rencana terkoreksi

Selanjutnya dilakukan analisis dengan bantuan program SAP 2000 didapatkan nilai waktu getar alami seperti pada Tabel 5.15. Selisih antara waktu getar alami untuk masing-masing ragam ada yang melampaui batas 15%, maka menurut persyaratan Pasal 7.2.2 SNI 03-1726-2002 digunakan metode SRSS (*Square Root of the Sum of Squares*) untuk kombinasi ragam.

. Tabel 14.1. Output waktu getar alami (T)

Mode	Waktu getar alami	
	T (SAP 200)	Selisih
1	1,47	
2	0,55	62,27%
3	0,43	23,11%
4	0,42	1,52%

Dari analisis dengan bantuan program SAP 2000 didapatkan hasil sebagai berikut:

- Tinjauan arah X
V_t = 34,833 ton
V₁ = 349,179 ton , 0,8V₁ = 279,343
Faktor Skala = $\frac{0,8.V_1}{V_t} = 8,020$
- Tinjauan arah Y
V_t = 75,355 ton
V₁ = 349,179 ton , 0,8V₁ = 279,343 ton
Faktor Skala = $\frac{0,8.V_1}{V_t} = 3,707$

Analisis dilanjutkan dengan menggunakan respon spektrum gempa rencana terkoreksi yang sudah dikali faktor skala. Hasil analisis perpindahan (*displacement*) maksimum pada masing-masing lantai seperti tampak pada Tabel 14.2. untuk arah X dan Tabel 14.3. untuk arah Y. Berdasarkan perpindahan (*displacement*) struktur dengan penambahan bresing tampak penurunan perpindahan yang terjadi baik untuk arah X maupun arah Y jika dibandingkan dengan struktur tanpa bresing.

Tabel 14.2. Perpindahan (*displacement*) arah X struktur dengan penambahan bresing

Lantai	Nomor Joint	Kombinasi	Displacement m
Lantai 5	228	DLresX	0,178175
Lantai 4	173	DLresX	0,168107
Lantai 3	118	DLresX	0,149800
Lantai 2	63	DLresX	0,122848
Lantai 1	3	DLresX	0,083400

Tabel 14.3. Perpindahan (*displacement*) arah Y struktur dengan penambahan bresing

Lantai	Nomor Joint	Kombinasi	Displacement m
Lantai 5	226	DLresY	0,049237
Lantai 4	171	DLresY	0,038160
Lantai 3	116	DLresY	0,026483
Lantai 2	63	DLresY	0,015348
Lantai 1	1	DLresY	0,006071

Berdasarkan perpindahan (*displacement*) struktur dengan penambahan bresing tampak penurunan perpindahan yang terjadi baik untuk arah X maupun arah Y jika dibandingkan dengan struktur tanpa bresing. Selanjutnya dilakukan analisis untuk mengetahui kinerja batas layan dan batas ultimit struktur dengan penambahan bresing pada struktur.

14.1. Kinerja Batas Layan Struktur dengan Bresing

Batas simpangan antar tingkat untuk struktur dengan penambahan bresing pada kinerja batas layan dihitung sebagai berikut:

$$\text{Batas layan} = \frac{0,03}{R} \times H = 0,0188 \text{ m} <$$

0,03 m, maka dipakai 0,0188 m
Secara lengkap analisis kinerja batas layan struktur dengan bresing ditampilkan dalam Tabel 14.4. untuk arah X dan serta Tabel 14.5. untuk arah Y.

Tabel 14.4. Kinerja batas layan struktur dengan bresing arah X

Lantai	di	δm	Batas layan	Kontrol Kinerja
Lantai 5	0,178175	0,010068	0,0188	Aman
Lantai 4	0,168107	0,018307	0,0188	Aman
Lantai 3	0,149800	0,026952	0,0188	Tidak Aman
Lantai 2	0,122848	0,039448	0,0188	Tidak Aman
Lantai 1	0,083400	-	-	-

Tabel 14.5. Kinerja batas layan struktur dengan bresing arah Y

Lantai	di	δm	Batas layan	Kontrol Kinerja
Lantai 5	0,049237	0,011077	0,0188	Aman
Lantai 4	0,03816	0,011677	0,0188	Aman
Lantai 3	0,026483	0,011135	0,0188	Aman
Lantai 2	0,015348	0,009277	0,0188	Aman
Lantai 1	0,006071	-	-	-

Didapatkan kinerja batas layan aman hanya untuk arah Y sedangkan untuk arah X tidak aman. Kinerja batas layan tidak memenuhi kriteria dalam SNI SNI 03-1726-2002.

14.2. Kinerja Batas Ultimit Struktur dengan Bresing

Simpangan dan simpangan antar-tingkat dihitung dari simpangan struktur gedung akibat pembebanan gempa

nominal, dikalikan dengan suatu faktor pengali $\xi = 0,7 R$. Untuk memenuhi persyaratan kinerja batas ultimit struktur gedung, dalam segala hal simpangan antar-tingkat yang dihitung dari simpangan struktur gedung tidak boleh melampaui 0,02 kali tinggi tingkat yang bersangkutan. Secara lengkap analisis kinerja batas ultimit ditampilkan dalam Tabel 14.6. untuk arah X dan serta Tabel 14.7. untuk arah Y.

Tabel 14.6. Kinerja batas ultimit struktur dengan bresing arah X

Lantai	δ_m	$\delta_m \times \xi$	Batas Ultimit 0,02xH	Kontrol Kinerja Batas ultimit
Lantai 5	0,0101	0,0451	0,0800	Aman
Lantai 4	0,0183	0,0820	0,0800	Tidak Aman
Lantai 3	0,0270	0,1207	0,0800	Tidak Aman
Lantai 2	0,0395	0,1767	0,0800	Tidak Aman
Lantai 1	-	-	-	-

Didapatkan kinerja batas ultimit tidak aman untuk arah X dan masih aman arah Y. Kinerja batas ultimit tidak memenuhi kriteria dalam SNI SNI 03-1726-2002.

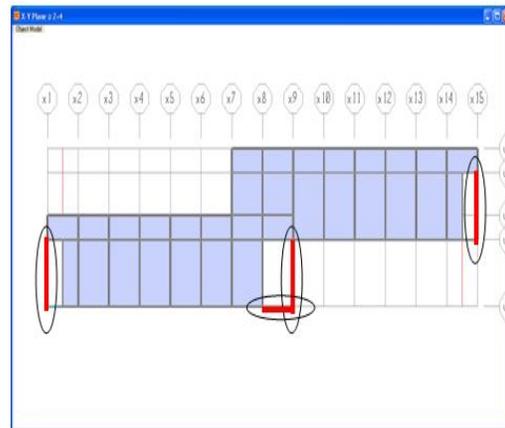
Tabel 14.7. Kinerja batas ultimit struktur dengan bresing arah Y

Lantai	δ_m	$\delta_m \times \xi$	Batas Ultimit 0,02xH	Kontrol Kinerja Batas ultimit
Lantai 5	0,0111	0,0496	0,0800	Aman
Lantai 4	0,0117	0,0523	0,0800	Aman
Lantai 3	0,0111	0,0499	0,0800	Aman
Lantai 2	0,0093	0,0416	0,0800	Aman
Lantai 1	-	-	-	-

15. ANALISIS GEMPA STATIS STRUKTUR DENGAN BRESING ALTERNATIF 2

Berdasarkan analisis yang dilakukan sebelumnya pada struktur dengan bresing didapatkan kinerja batas layan dan batas ultimit struktur masih tidak aman untuk arah X sedangkan untuk arah Y sudah aman.

Untuk memperbaiki kinerja struktur maka dilakukan penambahan elemen bresing dengan letak yang berbeda dengan alternatif sebelumnya seperti tampak pada Gambar 5.13. Kemudian dilakukan analisis kembali pada struktur dengan penambahan elemen bresing alternatif 2. Langkah dan tahapan analisis yang dilakukan sama dengan analisis dengan penggunaan bresing yang sudah dilakukan sebelumnya.



Gambar 15.1. Lokasi penambahan bresing alternatif 2

Analisis dilakukan dengan menggunakan respon spektrum gempa rencana terkoreksi yang sudah dikali faktor skala.

Tabel 15.1. Perpindahan (*displacement*) arah X struktur dengan penambahan bresing alternatif 2

	Nomor <i>Joint</i>	Kombinasi	<i>Displacement</i> m
Lantai 5	228	DLresX	0,069832
Lantai 4	173	DLresX	0,058201
Lantai 3	118	DLresX	0,04395
Lantai 2	63	DLresX	0,028409
Lantai 1	3	DLresX	0,013589

Analisis dilakukan dengan tahapan yang sama dengan penambahan bresing pada alternatif pertama.

Tabel 15.2. Perpindahan (*displacement*) arah Y struktur dengan penambahan bresing alternatif 2

	Nomor <i>Joint</i>	Kombinasi	<i>Displacement</i> m
Lantai 5	226	DLresY	0,052368
Lantai 4	171	DLresY	0,040661
Lantai 3	116	DLresY	0,028288
Lantai 2	63	DLresY	0,016452
Lantai 1	1	DLresY	0,006553

Hasil analisis berupa perpindahan (*displacement*) maksimum pada masing-masing lantai untuk struktur dengan bresing alternatif 2, seperti tampak pada Tabel 15.1 untuk arah X dan Tabel 15.2. untuk arah Y.

Berdasarkan perpindahan (*displacement*) struktur dengan penambahan bresing alternatif 2 tampak penurunan perpindahan yang terjadi baik untuk arah X maupun arah Y jika dibandingkan dengan struktur dengan bresing pada alternatif 1.

Selanjutnya dilakukan analisis untuk mengetahui kinerja batas layan dan batas ultimit struktur dengan penambahan bresing alternatif 2 pada struktur.

15.1. Kinerja Batas Layan Struktur dengan Bresing Alternatif 2

Secara lengkap analisis kinerja batas layan struktur dengan bresing alternatif 2 ditampilkan dalam Tabel 15.3. untuk arah X dan serta Tabel 15.4. untuk arah Y.

Tabel 15.3. Kinerja batas layan struktur dengan bresing alternatif 2 arah X

Lantai	d_i	δ_m	Batas layan	Kontrol Kinerja
Lantai 5	0,069832	0,011631	0,0188	Aman
Lantai 4	0,058201	0,014251	0,0188	Aman
Lantai 3	0,04395	0,015541	0,0188	Aman
Lantai 2	0,028409	0,014820	0,0188	Aman
Lantai 1	0,013589	-	-	-

Tabel 15.4. Kinerja batas layan struktur dengan bresing alternatif 2 arah Y

Lantai	d_i	δ_m	Batas layan	Kontrol Kinerja
Lantai 5	0,052368	0,011707	0,0188	Aman
Lantai 4	0,040661	0,012373	0,0188	Aman
Lantai 3	0,028288	0,011836	0,0188	Aman
Lantai 2	0,016452	0,009899	0,0188	Aman
Lantai 1	0,006553	-	-	-

Didapatkan kinerja batas layan aman baik untuk arah X maupun untuk arah Y. Kinerja batas layan struktur dengan bresing alternatif 2 memenuhi kriteria dalam SNI SNI 03-1726-2002.

15.2. Kinerja Batas Ultimit Struktur dengan Bresing Alternatif 2

Secara lengkap analisis kinerja batas ultimit ditampilkan dalam Tabel 15.5. untuk arah X dan serta Tabel 15.6. untuk arah Y.

Tabel 15.5. Kinerja batas ultimit struktur dengan bresing alternatif 2 arah X

Lantai	δ_m	$\delta_m \times \xi$	Batas Ultimit $0,02 \times H$	Kontrol Kinerja Batas ultimit
Lantai 5	0,011631	0,052107	0,0800	Aman
Lantai 4	0,014251	0,063844	0,0800	Aman
Lantai 3	0,015541	0,069624	0,0800	Aman
Lantai 2	0,014820	0,066394	0,0800	Aman
Lantai 1	-	-	-	-

Tabel 15.6. Kinerja batas ultimit struktur dengan bresing alternatif 2 arah Y

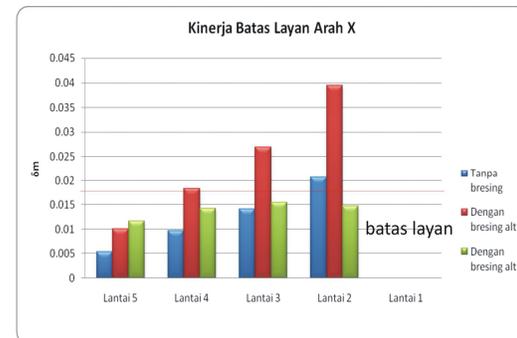
Lantai	δ_m	$\delta_m \times \xi$	Batas Ultimit $0,02 \times H$	Kontrol Kinerja Batas ultimit
Lantai 5	0,011707	0,052447	0,0800	Aman
Lantai 4	0,012373	0,055431	0,0800	Aman
Lantai 3	0,011836	0,053025	0,0800	Aman
Lantai 2	0,009899	0,044348	0,0800	Aman
Lantai 1	-	-	-	-

Didapatkan kinerja batas ultimit dengan bresing alternatif 2 aman untuk arah X dan arah Y. Kinerja batas ultimit

dengan bresing alternatif 2 memenuhi kriteria dalam SNI SNI 03-1726-2002.

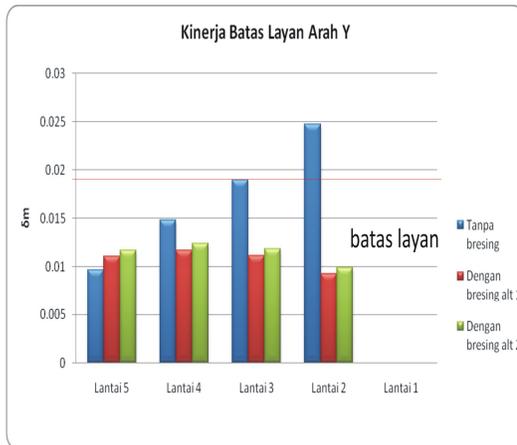
16. PEMBAHASAN

Berdasarkan analisis yang telah dilakukan sebelumnya dapat dibuat perbandingan kinerja batas layan baik untuk struktur tanpa bresing maupun dengan penambahan bresing alternatif 1 dan alternatif 2. Perbandingan kinerja batas layan struktur tanpa bresing maupun dengan penambahan bresing alternatif 1 dan alternatif 2 arah X seperti tampak pada Gambar 16.1. dan untuk arah Y seperti tampak pada Gambar 16.2. Terlihat penambahan bresing alternatif 1 masih belum memenuhi kriteria batas layan arah X. Kinerja batas layan struktur dengan bresing alternatif 2 jauh lebih baik jika dibandingkan struktur tanpa bresing.



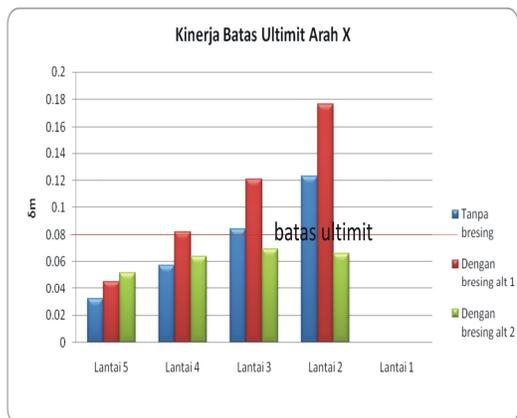
Gambar 16.1. Perbandingan kinerja batas layan arah X struktur tanpa dan dengan bresing

Hasil analisis yang telah dilakukan menunjukkan penambahan bresing dengan lokasi yang tepat (alternatif 2) dapat memperbaiki kinerja batas layan struktur secara signifikan. Kinerja batas layan struktur dengan penambahan bresing pada alternatif 2 aman baik untuk arah X dan arah Y.

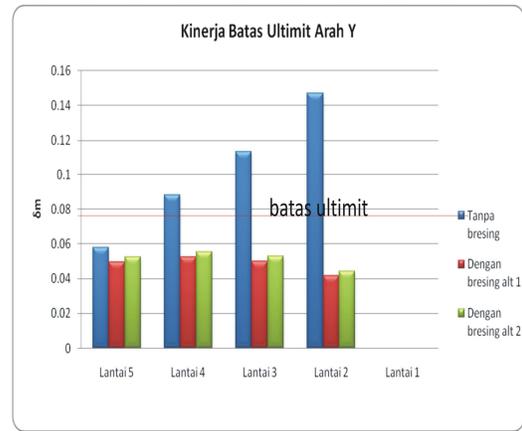


Gambar 16.2. Perbandingan kinerja batas layan arah Y struktur tanpa dan dengan bresing

Berdasarkan analisis kinerja batas ultimit yang telah dilakukan sebelumnya dapat pula dibuat perbandingan kinerja batas ultimit baik untuk struktur tanpa bresing maupun dengan penambahan bresing alternatif 1 dan alternatif 2. Perbandingan kinerja batas ultimit struktur tanpa bresing maupun dengan penambahan bresing alternatif 1 dan alternatif 2 arah X seperti tampak pada Gambar 16.3. dan untuk arah Y seperti tampak pada Gambar 16.4.



Gambar 16.3. Perbandingan kinerja batas ultimit arah X struktur tanpa dan dengan bresing



Gambar 16.4. Perbandingan kinerja batas ultimit arah X struktur tanpa dan dengan bresing

Pada kinerja batas ultimit arah X dengan penambahan bresing alternatif 1 masih belum memenuhi kriteria batas ultimit. Dengan merubah letak bresing menjadi alternatif 2 kriteria batas ultimit struktur menjadi aman dan memenuhi kriteria dalam SNI SNI 03-1726-2002. Kinerja batas ultimit arah X dengan penambahan bresing alternatif 1 masih belum memenuhi kriteria batas ultimit. Dengan merubah letak bresing menjadi alternatif 2 kriteria batas ultimit struktur menjadi aman dan memenuhi kriteria dalam SNI SNI 03-1726-2002. Kinerja batas ultimit struktur dengan bresing alternatif 2 aman baik untuk arah X maupun arah Y. Hasil analisis yang telah dilakukan menunjukkan penambahan bresing alternatif 2 dapat memperbaiki kinerja batas.

16. KESIMPULAN DAN SARAN

16.1. Kesimpulan

1. Kinerja batas layan dan batas ultimit struktur tanpa bresing berdasarkan analisis gempa dinamis tidak memenuhi kriteria dalam SNI SNI 03-1726-2002. Struktur tanpa bresing tidak aman baik untuk arah X maupun arah Y.
2. Kinerja batas layan dan batas ultimit struktur dengan penambahan bresing alternatif 1 tidak aman untuk arah X sedangkan untuk arah Y sudah aman. Kinerja batas layan dan batas ultimit struktur dengan penambahan bresing alternatif 1 belum memenuhi kriteria dalam SNI SNI 03-1726-2002.
3. Kinerja batas layan dan batas ultimit struktur dengan penambahan bresing alternatif 2 aman untuk arah X dan arah Y. Kinerja batas layan dan batas ultimit struktur dengan penambahan bresing alternatif 2 sudah memenuhi kriteria dalam SNI SNI 03-1726-2002.
4. Kinerja struktur dengan penambahan bresing alternatif 2 jauh lebih baik jika dibandingkan struktur tanpa bresing dan struktur dengan penambahan bresing alternatif 1. Penambahan bresing dengan lokasi yang tepat dapat memperbaiki kinerja struktur secara signifikan.

16.2. Saran

Perlu dilakukan analisis dengan lokasi penempatan bresing yang berbeda untuk mengetahui pengaruh letak penambahan bresing terhadap kinerja struktur.

17. DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standarisasi Nasional. 2002. *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1726-2002)*. Jakarta.
- Badan Standarisasi Nasional. 1989. *Tata Cara Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung (SNI 03-1727-1989)*. Jakarta.
- Badan Standarisasi Nasional. 2002. *Tata Cara Perencanaan Struktur Baja untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1729-2002)*. Jakarta.
- Chen, W.F and Lui, E.M (2006). *Earthquake Engineering For Structural Design*, CRC Press.
- Habibullah, A., (2003), *SAP 2000 Analysis Reference Manual*. Computers and Structures, Inc., Berkeley, California, USA
- Maheri, M.R. dan Akbari, R. 2003. *“Seismic Behaviour Factor, R, For Steel X-Braced and Knee-Braced RC Buildings”*. *Jurnal Engineering Structures* 25 (2003) 1505–1513
www.elsevier.com/locate/engstruct.
- Schodek, Daniel L. 1999. *Struktur*. Jakarta: Erlangga.
- Schueller, Wolfgang. 1998. *Struktur Bangunan Tingkat Tinggi*. Bandung: PT ERESKO

Widodo. 2000. *Respons Dinamik Struktur Elastik*. Yogyakarta: UII Press.

Viswanath K.G, Prakash K.B., dan Anant Desai. 2010. *Seismic Analysis of Steel Braced Reinforced Concrete Frames. International Journal Of Civil And Structural Engineering Volume 1, No 1, 2010.*
<http://ipublishing.co.in/jcandsevol1no12010/EIJCSE1010.pdf>.

Youssefa, M.A., Ghaffarzadehb, H., dan Nehdia, M. 2007. “*Seismic Performance of RC Frames With Concentric Internal Steel Bracing*”. *Jurnal Engineering Structures 29 (2007) 1561–156.*
www.elsevier.com/locate/engstruct.

Biodata Penulis :

Sri Haryono, Jurusan Teknik Sipil – FTSP ITB Bandung (1983), S2 Jurusan Teknik Sipil Konsentrasi Struktur – Fak. Teknik Sipil dan Lingkungan UGM Yogyakarta (2003), Pengajar Program Studi Teknik Sipil-UTP.

Dian Arumningsih Diah Purnamawanti, Jurusan Teknik Sipil (1992) – FT-UTP, S2 Jurusan Teknik Sipil Fak. Teknik – UMS Surakarta (2006), Pengajar Program Studi Teknik Sipil-UTP.