

ANALISIS BASE SHEAR STRUKTUR YANG MENGALAMI KERUSAKAN DENGAN CARA THA, CQC DAN SRSS AKIBAT BEBAN GEMPA

Musbar

Staf Pengajar Jurusan Teknik Sipil Politeknik Negeri Lhokseumawe

ABSTRACT

This study aims to analysis of base shear structure from effects of earth quakes. The methods were used to analysis with damage scenarios as follows: THA, CQC, and SRSS. The damage scenarios simulation was obtained by applying reduced stiffness on a bottom column element of frame. The reduced stiffness of column elements with damage scenarios as follows: 0%, 5%, 10%, 15%, 20%, 25%, 30%, 35%, and 40%. CAL-91 was used for analysis and for obtaining base shear and frequency of structure. More big damage scenarios to apply at element bottom column of frame that reducing value of frequency and base shear of structure. The method THA only stable until damage scenarios 25%, while method CQC and SRSS stable permanent up to damage scenarios 40%.

Key words: base shear, damage scenarios, THA, CQC, SRSS

PENDAHULUAN

Letak geografis wilayah Indonesia yang sebagian besar berada pada pertemuan dua lempeng pelat tektonik. Pulau Sumatera dan Jawa bagian selatan merupakan tempat pertemuan Pelat Eurasian (*Eurasian plate*) dengan Indo Australia (*Indo Australian Plate*), pulau Sulawesi merupakan pertemuan pelat Uerasia dengan pelat Philipina (*Philippine Plate*) sedangkan Pulau Papua merupakan pertemuan pelat Indo Australia dengan Pelat Pasific (*Pacific Plate*). Hanya Pulau Kalimantan yang merupakan wilayah yang bukan pertemuan pelat. Pertemuan dua pelat ini dan dipicu oleh gaya akibat pergerakan magma dibawah perut bumi yang menyebabkan terjadinya tekanan antara dua pelat (*Subduction*) dan tarikan (*Spreading*). Kedua kejadian ini sangat berbahaya yang dapat menyebabkan terjadinya pergerakan tanah (*Ground motion*) yang dikenal dengan istilah gempa bumi (*Earthquakes*). Beberapa waktu yang lalu kita dikejutkan dengan gempa bumi yang melanda Aceh dan Sumut pada tanggal 26 Desember 2004 yang mempunyai kekuatan sangat menakjubkan yaitu 9,3 SR. Efek dari gempa tersebut telah menyebabkan kerusakan bangunan terutama yang berlantai lebih dari dua. Kerusakan tersebut meliputi kerusakan pada bagian struktural dan non struktural.

Efek dari gempa bumi menjadi perhatian serius para insinyur sipil dalam merencanakan sebuah struktur bangunan yang berada pada daerah rawan gempa. Beban yang disebabkan oleh gempa bumi menjadi kombinasi utama pembebanan dalam merencanakan kekuatan bangunan. Sehingga diharapkan bangunan tersebut mampu melayani respon yang timbul akibat pergerakan tanah (gempa bumi) tanpa menimbulkan kerugian yang berarti baik dari segi material ataupun jiwa. Dengan kemajuan teknologi komputer sekarang ini dan peraturan tentang kegempaan yang disusun dengan pertimbangan yang matang, maka perhitungan respon struktur terhadap gaya gempa ini tidak mengalami kesulitan. Yang perlu digaris bawahi bahwa kita dihadapkan pada kondisi untuk tidak melawan gaya gempa bumi, tetapi kita diharapkan supaya akrab dengannya sehingga mampu melayaninya.

Penilaian kondisi infrastruktur sipil yang ada seperti bangunan, jalan raya dan jembatan kereta api dan struktur pelabuhan udara, saluran air/gas/minyak tanah, menara transmisi listrik, pondasi struktur lepas pantai, pelabuhan, dan pabrik pengolahan air bersih sangat sulit untuk mencegah dari peristiwa bencana besar yang berpotensi terjadi dan untuk merencanakan investasi dimasa depan

dalam perbaikan dan rehabilitasi dari infrastruktur ini. Penilaian yang cepat setelah bencana besar kuat yang terjadi seperti gempa bumi pada struktur bangunan umum seperti rumah sakit, pos pemadam kebakaran, pembangkit listrik dan jembatan sangat mendesak dilakukan oleh instansi pemerintah yang terkait. Banyak komponen infrastruktur kini hancur dikarenakan faktor usia, kemerosotan kualitas, penyalahgunaan dan ketiadaan pemeliharaan atau perbaikan. Apalagi, sebagian dari struktur yang ada tidaklah dirancang berdasarkan ketentuan peraturan perencanaan terbaru atau sesuai dengan kebutuhan sekarang.

Kerusakan struktur sebagai suatu kelemahan dari struktur secara negatif mempengaruhi kinerja (*performance*). Kerusakan juga didefinisikan sebagai penyimpangan dari geometrik struktur dasar atau propertis material yang menyebabkan terjadinya tegangan yang tidak diinginkan, *displacement*, atau getaran pada struktur. Pelemahan dan penyimpangan ini terjadi akibat timbulnya retak, baut yang lepas, las yang hancur, karat, kelelahan (*fatigue*), dan lain-lain.

Analisis dinamik struktur 3D akibat beban gempa dapat diselesaikan dengan beberapa metoda antara lain *step by step integration method* dan *response spectra analysis*. Dengan metoda step by step maka hasil analisis dapat memberikan riwayat waktu yang lengkap dari perpindahan struktur maupun gaya-gaya dalam yang terjadi pada struktur sedangkan analisis dinamik dengan menggunakan respon spektrum hanya mengambil langsung nilai maksimum dari perpindahan dan gaya-gaya dalam struktur. Respon spektra yang digunakan adalah respon spektra rencana yang merupakan rata-rata statistik dari beberapa input pergerakan gempa. Untuk mengkombinasikan nilai modal maksimum sumbangan dari ragam-ragam yang diperhitungkan dapat menggunakan metoda *Square Root of the Sum of the Squares (SRSS)* dan *Complete Quadratic Combination (CQC)*.

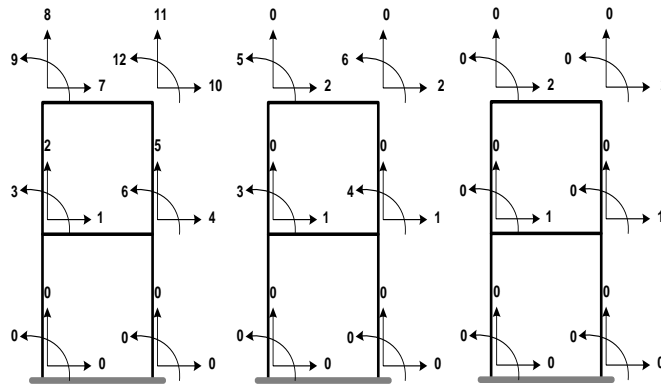
Pada penelitian ini akan dianalisis struktur 3D dengan menggunakan program CAL91 (Wilson, 1991), dimana kedua metoda yang disebutkan diatas akan dilakukan dan hasilnya dalam hal ini *base shear* atau gaya geser dasar dari struktur akibat beban gempa akan dibandingkan. Gaya geser dasar yang diterima masing-masing portal juga akan diberikan dimana total dari gaya geser dasar ini harus memiliki nilai yang sama dengan gaya geser dasar struktur pada arah yang bersangkutan.

Analisis dinamik struktur 3D yang umum dilakukan adalah berdasarkan lantai diafragma yang kaku (*rigid diaphragm*). Dengan demikian beberapa asumsi dasar dapat diberikan pada struktur yaitu:

1. Pergerakan pada bidang (*in-plane motion*) dari seluruh titik pada lantai diafragma bergerak sebagai badan kaku. Dengan demikian deformasi pada bidang dari diafragma hanya bergantung pada dua perpindahan pada bidang u dan v dan rotasi terhadap sumbu tegak lurus diafragma θ yang terletak pada sebuah "reference point" yang dalam hal ini adalah terletak pada pusat massa (*center of mass*) dari diafragma.
2. Massa lantai terpusat pada reference point/pusat massa dari diafragma (*lumped mass*).
3. Untuk analisis beban lateral/beban gempa maka deformasi aksial pada struktur diabaikan.

Matrik Kekakuan Kondensasi

Bila memperhatikan struktur portal dua lantai pada Gambar 1. Pada Gambar 1a diperlihatkan struktur dengan derajat kebebasan yang lengkap dimana tiap titik terdapat 3 derajat kebebasan, jadi total 12 derajat kebebasan untuk struktur. Namun untuk keperluan analisis struktur akibat beban gempa maka sesuai asumsi lantai kaku yang diberikan di atas maka derajat kebebasan struktur portal di atas dapat direduksi menjadi 6 derajat kebebasan seperti yang diperlihatkan pada Gambar 1b dan untuk analisis yang memperhitungkan beban lateral saja (tidak ada momen) maka dapat dilakukan kondensasi statik sehingga portal hanya memiliki 2 derajat kebebasan seperti yang diperlihatkan pada Gambar 1c.



Gambar 1. Portal Dua Lantai, (a) DOF Penuh, (b) DOF untuk Analisis Gempa dan (c) DOF Setelah Kondensasi Statik

Matriks struktur yang disusun dengan metoda kekakuan langsung harus disusun sedemikian rupa sehingga nomor derajat kebebasan diurut dari pertama yaitu derajat kebebasan yang berhubungan dengan deformasi lateral lantai kaku baru penomoran derajat kebebasan yang lain mengikuti seperti yang dicontohkan pada Gambar (b). Dengan demikian persamaan matrik untuk portal dua lantai tersebut di atas diberikan pada persamaan berikut (Chopra, 2001) :

$$\begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ M_3 \\ M_4 \\ M_5 \\ M_6 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} [K_{tt}] & [K_{t\theta}] \\ [K_{\theta t}] & [K_{\theta\theta}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X_1 \\ X_2 \\ \theta_3 \\ \theta_4 \\ \theta_5 \\ \theta_6 \end{Bmatrix} \quad \dots (1)$$

dan untuk analisis beban lateral saja digunakan *static condensation* dimana dari Persamaan (2.1) nilai momen dibuat sama dengan nol. Sehingga Persamaan (2.1) dapat ditulis menjadi:

$$[K_{tt}]\{X_i\} + [K_{t\theta}][\theta] = \{F_i\} \quad \dots (2)$$

$$[K_{\theta t}]\{X_i\} + [K_{\theta\theta}][\theta] = \{0\} \quad \dots (3)$$

dari persamaan (2.3) diperoleh

$$[\theta] = -[K_{\theta\theta}]^{-1}[K_{\theta t}]\{X_i\} \quad \dots (4)$$

substitusi Persamaan (2.4) ke (2.2) didapatkan,

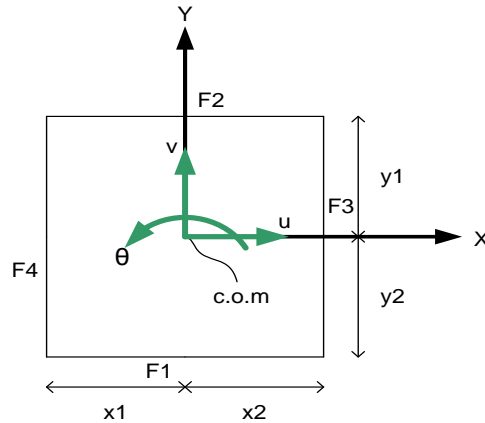
$$[[K_{tt}] - [K_{t\theta}][K_{\theta\theta}]^{-1}[K_{\theta t}]]\{X_i\} = \{F_i\} \quad \dots (5)$$

Kekakuan portal dari kondensasi statik diberikan sebagai,

$$[K]_{condense} = [K_{tt}] - [K_{t\theta}] [K_{\theta\theta}]^{-1} [K_{\theta t}] \quad \dots (6)$$

Matrik Massa Struktur

Bila sekarang ditinjau struktur 3D dengan layout lantai seperti diperlihatkan pada Gambar 2.



Gambar 2. Denah Lantai Struktur 3D

Sumbu struktur umumnya diletakkan di pusat massa. Untuk menganalisis struktur 3D ini maka seluruh kekakuan frame harus ditransformasikan ke sumbu struktur dengan matriks transformasi $[A]$ pada pusat massa sehingga diperoleh matriks kekakuan global struktur 3D, $[K_s]$. Setelah matriks kekakuan untuk struktur 3D diperoleh maka perlu ditentukan matriks massa struktur yang merupakan matriks diagonal. Komponen dari matriks massa struktur tersebut adalah dua matriks massa translasi M_{xi} dan M_{yi} dan satu matriks massa rotasional M_{θ} (Boediono, 2006). Untuk struktur dua lantai maka ukuran matriks massa tersebut adalah 6×6 sebagai berikut :

$$[M] = \begin{bmatrix} M_{x1} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & M_{y1} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & M_{\theta 1} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & M_{x2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & M_{y2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & M_{\theta 2} \end{bmatrix} \quad \dots (7)$$

Langkah-langkah berikut dalam melakukan analisis dinamik dibedakan untuk metoda step by step dan respon spektrum.

Respon Spektra Struktur

Untuk analisis dinamik dengan respon spektrum maka gaya geser dasar yang akan dipakai untuk perencanaan nantinya akan ditentukan dengan melakukan pengkombinasian kontribusi dari mode-mode yang diperhitungkan. Metoda yang umum digunakan adalah SRSS (*square root of sum of squares*) dan CQC (*complete quadratic combination*). Metoda SRSS diberikan oleh Persamaan 8.

$$V_b = \sqrt{\sum_{i=1}^n V_b^{(i)2}} \quad \dots (8)$$

Sedangkan metoda CQC diberikan oleh persamaan berikut:

$$V_b = \sqrt{\sum_{i=1}^N \sum_{n=1}^N \rho_{in} \cdot V_{bi} \cdot V_{bn}} \quad \dots (9)$$

dimana

$$\rho_{in} = \frac{8\xi^2(1 + \beta_{in})\beta_{in}^{3/2}}{(1 - \beta_{in}^2)^2 + 4\xi^2 \cdot \beta_{in} \cdot (1 + \beta_{in})^2} \quad \dots (10)$$

dan

$$\beta_{in} = \frac{\omega_i}{\omega_n} \quad \dots (11)$$

Rayleigh Damping

Persamaan generalisasi damping seperti pada referensi dari (Chopra, 2001)

$$C_n = a_0 M_n = 2\xi_n M_n \omega_n \text{ (proportional}$$

terhadap massa) ... (12)

$$\xi_n = \frac{a_0}{2} \frac{1}{\omega_n} \text{ (untuk material beton, } \omega_n = 5\%)$$

Persamaan umum:

$$[m]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = -[m]\{r\}\ddot{x}_g \quad \dots (13)$$

Dimana :

$$[C] = a_0[m] + a_1[K] \quad \dots (14)$$

Koefisien a_0 dan a_1 dapat dihitung dari spesifikasi nilai rasio damping ξ_i dan ξ_j untuk modes ke i dan j dengan persamaan :

$$\frac{1}{2} \begin{bmatrix} 1/\omega_i & \omega_i \\ 1/\omega_j & \omega_j \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} a_0 \\ a_1 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \xi_i \\ \xi_j \end{Bmatrix} \quad \dots (15)$$

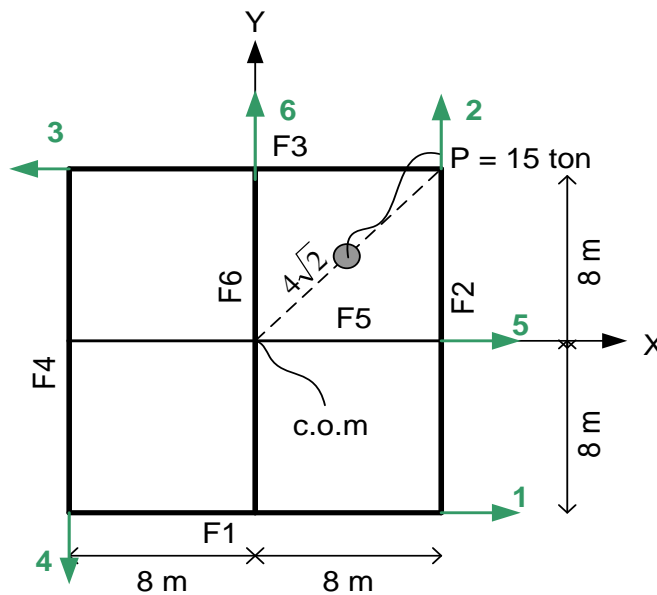
Persamaan di atas dapat disederhanakan menjadi :

$$a_0 = \xi \frac{2\omega_i\omega_j}{\omega_i + \omega_j} \quad a_1 = \xi \frac{2}{\omega_i + \omega_j} \quad \dots (16)$$

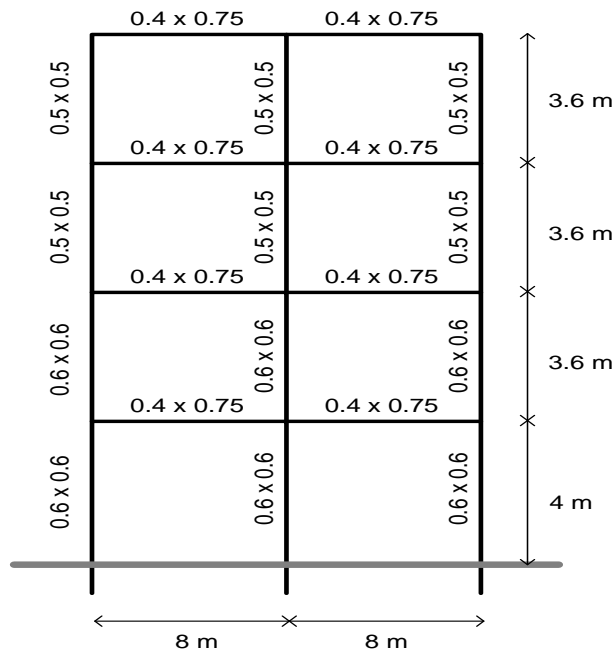
METODE PENELITIAN

Gambar Struktur

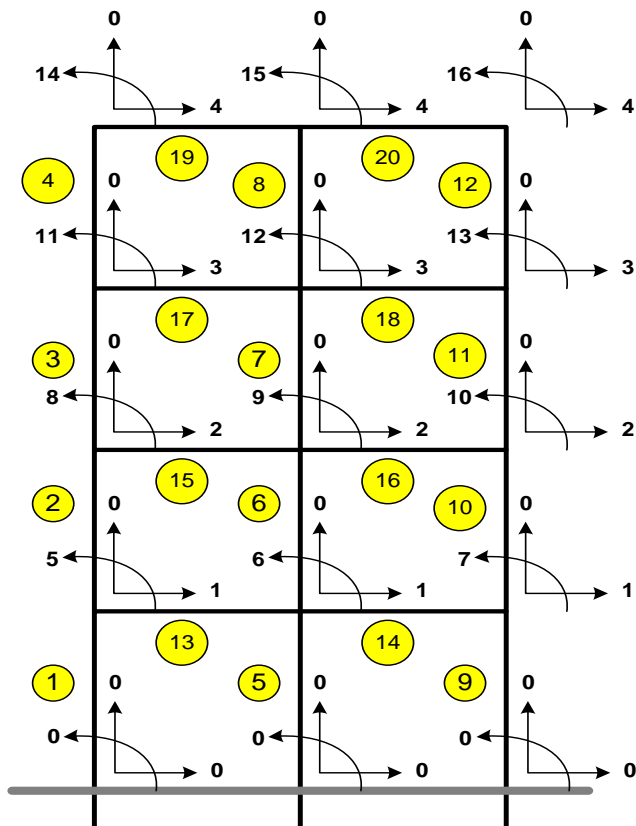
Pada bagian analisis ini akan dilakukan analisis dinamik untuk struktur 3D dengan 4 lantai seperti yang terlihat pada Gambar 3. Terdapat 6 frame (F1, F2, F3, F4, F5 dan F6) pada struktur 3D ini dan kekakuan dari tiap frame ini adalah sama. Dimensi penampang pada frame diberikan pada Gambar 4. Besaran yang akan dianalisis adalah gaya geser dasar pada arah- X struktur saja.



Gambar 3. Denah Lantai yang Akan Dianalisis



Gambar 4. Dimensi Penampang pada Frame



Gambar 5. Penomoran Elemen dan Penomoran Derajat Kebebasan pada Frame

$$E = 30000 \text{ MPa} = 30 \times 10^6 \text{ kN/m}^2.$$

massa = 1.5 ton/m² (beban hidup + beban mati tanpa load factor) + beban terpusat tak terfaktor 15 ton.

Matriks massa struktur terdiri dari massa translasi dan massa rotasional pada struktur 3D ini untuk keempat lantai massa translasi dan rotasional adalah sama. Massa terpusat P sebetulnya menggeser pusat massa dari lokasi yang ditentukan namun pada analisis ini pergeseran pusat massa akibat massa terpusat ini diabaikan. Penentuan matriks massa ini adalah sebagai berikut,

$$M_{xi} = M_{yi} = (1.5 \text{ ton/m}^2 \times 16 \text{ m} \times 16 \text{ m}) + 15 \text{ ton} = 399 \text{ ton}$$

$$M_{\theta i} = \frac{M_i}{2} (a^2 + b^2) + M_j \cdot r^2 = \frac{(1.5 \times 16 \times 16)}{2} \times (16^2 + 16^2) + 15 \times (4\sqrt{2})^2 = 16864 \text{ ton}$$

Skenario Kerusakan

Skenario kerusakan pada struktur yaitu dengan pengurangan nilai kekakuan elemen-elemen struktur. Skenario kerusakan elemen-elemen struktur diberikan pada Tabel 1.

Tabel 1. Skenario Kerusakan Elemen Struktur

No	Frame	Elemen yang Rusak	Reduksi Nilai Modulus Elastisitas
1.	1 s/d 6	Tanpa Kerusakan	0 %
2.	1 s/d 6	1, 5 dan 9	5%, 10%, 15%, 20%, 25%, 30%, 35% dan 40%

Perhitungan Base Shear Struktur dan Portal

Perhitungan base shear maksimum pada struktur bangunan dengan mensimulasikan akibat gempa Elcentro NS 1940 dengan cara analisis THA, CQC dan SRSS. Perhitungan untuk mendapatkan nilai base shear maksimum struktur dan portal dengan menggunakan program CAL-91 (*computer assisted learning*). Perhitungan base shear dengan meninjau gempa arah X saja. Dikarenakan struktur simetris maka base shear struktur arah X dan Y adalah sama, sehingga cukup dianalisis yang arah X nya saja.

Metode Analisis

Metoda Step by Step (THA)

1. Berdasarkan matriks kekakuan dan matriks massa struktur maka dapat dihitung nilai eigen dari struktur dengan metoda Jacobi. Perhitungan ini dilakukan secara otomatis oleh CAL-91 dengan memasukan perintah JACOBI pada input data.
2. Perhitungan matriks beban gempa yaitu $-[M]\{r\}^T [F(t)]$ dimana $[F(t)]$ merupakan input percepatan gempa yang dalam penelitian ini diambil sebagai gempa El Centro.
3. Perhitungan matriks redaman dengan menggunakan Rayleigh Damping $[c] = a_0 [M] + a_1 [K_s]$. Untuk penentuan koefisien a_0 dan a_1 dapat dilihat referensi [2] hal 455-458.

4. Lakukan step by step integration dengan CAL-91 menggunakan perintah STEP.
5. Dari langkah 4 maka diperoleh riwayat waktu dari deformasi struktur $\{U_s\}$. Gaya pada lantai struktur riwayat waktu yang terjadi pada struktur diberikan sebagai $[F_s] = [K_s]\{U_s\}$.
6. Bila yang diinginkan gaya geser arah-X saja maka dengan menggunakan perintah DUPSM pada CAL-91 maka dapat di duplikasi sub matriks dari matriks $[F_s]$ sehingga diperoleh matriks gaya yang hanya terdiri dari gaya-gaya arah-X saja.
7. Gaya geser dasar (Base Shear) pada arah-X ini merupakan jumlah dari gaya-gaya pada lantai struktur di arah-X
8. Gaya geser dasar yang diinginkan adalah gaya geser dasar maksimum dari tiap step yang ada.
9. Gaya geser dasar struktur yang dihitung pada langkah-langkah sebelumnya dapat diverifikasi dengan jumlah gaya geser dasar yang diterima oleh masing-masing frame di arah yang bersangkutan dimana total gaya geser dasar akibat seluruh frame di arah yang sama dengan beban gempa harus sama dengan gaya geser dasar dari struktur. Perpindahan lateral dari frame diberikan sebagai $\{u_f\} = [A]\{U_s\}$.
10. Gaya geser lantai pada frame diberikan sebagai $\{F_f\} = [K]_{condense}\{u_f\}$ dan dengan cara yang sama pada struktur maka gaya geser dasar maksimum pada frame dari tiap step dapat diperoleh.

Metoda Respon Spektrum (CQC dan SRSS)

1. Berdasarkan matriks kekakuan dan matriks massa struktur maka dapat dihitung nilai eigen dari struktur dengan metoda Jacobi. Perhitungan ini dilakukan secara otomatis oleh CAL-91 dengan memasukan perintah JACOBI pada input data.
2. Berdasarkan nilai eigen value ω_n^2 maka dapat ditentukan perioda dari struktur untuk masing-masing mode. Berdasarkan perioda struktur tersebut maka dapat ditentukan nilai S_d dari respon spektra rencana.
3. Perhitungan modal participation factor (MPF) berdasarkan eigen vector yang diperoleh di langkah 1 dan matriks massa struktur.
4. Perhitungan gaya pada lantai struktur untuk masing-masing mode sesuai persamaan $\{F_s\} = [K_s]\{\phi\}MPF.S_d$
5. Bila yang diinginkan gaya geser arah-X saja maka dengan menggunakan perintah DUPSM pada CAL-91 maka dapat di duplikasi sub matriks dari matriks $[F_s]$
6. Gaya geser dasar arah-X merupakan jumlah dari gaya geser arah-X yang ditentukan dilangkah 5. Perhitungan ini dilakukan juga untuk mode-mode yang lain.
7. Gaya geser dasar pada frame dihitung sebagai jumlah gaya geser lantai pada frame. Gaya geser lantai pada frame dihitung sebagai $\{F_f\} = [K]_{condense}[A]\{\phi\}MPF.S_d$. Total dari gaya geser lantai ini harus sama dengan gaya geser dasar pada struktur.

HASIL DAN PEMBAHASAN

Matrik Kekakuan Kondensasi

Matrik kekakuan kondensasi untuk struktur 4 lantai berordo 12x12, hasil perhitungan adalah sebagai berikut:

```
P KS
COL# =    1    2    3    4    5    6
ROW 1 .86745E+06 .00000E+00 .00000E+00 -.56940E+06 .00000E+00 .00000E+00
```

ROW 2	.00000E+00	.86745E+06	.00000E+00	.00000E+00	-.56940E+06	.00000E+00
ROW 3	.00000E+00	.00000E+00	.74023E+08	.00000E+00	.00000E+00	-.48588E+08
ROW 4	-.56940E+06	.00000E+00	.00000E+00	.80079E+06	.00000E+00	.00000E+00
ROW 5	.00000E+00	-.56940E+06	.00000E+00	.00000E+00	.80079E+06	.00000E+00
ROW 6	.00000E+00	.00000E+00	-.48588E+08	.00000E+00	.00000E+00	.68334E+08
ROW 7	.98773E+05	.00000E+00	.00000E+00	-.39176E+06	.00000E+00	.00000E+00
ROW 8	.00000E+00	.98773E+05	.00000E+00	.00000E+00	-.39176E+06	.00000E+00
ROW 9	.00000E+00	.00000E+00	.84286E+07	.00000E+00	.00000E+00	-.33431E+08
ROW 10	-.10552E+05	.00000E+00	.00000E+00	.58831E+05	.00000E+00	.00000E+00
ROW 11	.00000E+00	-.10552E+05	.00000E+00	.00000E+00	.58831E+05	.00000E+00
ROW 12	.00000E+00	.00000E+00	-.90044E+06	.00000E+00	.00000E+00	.50203E+07
COL# =	7	8	9	10	11	12
ROW 1	.98773E+05	.00000E+00	.00000E+00	-.10552E+05	.00000E+00	.00000E+00
ROW 2	.00000E+00	.98773E+05	.00000E+00	.00000E+00	-.10552E+05	.00000E+00
ROW 3	.00000E+00	.00000E+00	.84286E+07	.00000E+00	.00000E+00	-.90044E+06
ROW 4	-.39176E+06	.00000E+00	.00000E+00	.58831E+05	.00000E+00	.00000E+00
ROW 5	.00000E+00	-.39176E+06	.00000E+00	.00000E+00	.58831E+05	.00000E+00
ROW 6	.00000E+00	.00000E+00	-.33431E+08	.00000E+00	.00000E+00	.50203E+07
ROW 7	.58214E+06	.00000E+00	.00000E+00	-.27803E+06	.00000E+00	.00000E+00
ROW 8	.00000E+00	.58214E+06	.00000E+00	.00000E+00	-.27803E+06	.00000E+00
ROW 9	.00000E+00	.00000E+00	.49676E+08	.00000E+00	.00000E+00	-.23725E+08
ROW 10	-.27803E+06	.00000E+00	.00000E+00	.22850E+06	.00000E+00	.00000E+00
ROW 11	.00000E+00	-.27803E+06	.00000E+00	.00000E+00	.22850E+06	.00000E+00
ROW 12	.00000E+00	.00000E+00	-.23725E+08	.00000E+00	.00000E+00	.19499E+08

Matrik Massa Struktur

Berdasarkan pembahasan pada sub bab 2.2 maka matrik massa kondensasi untuk struktur 4 lantai berordo 12x12, hasil perhitungan adalah sebagai berikut:

P M

COL# =	1	2	3	4	5	6
ROW 1	399.00	.00000	.00000	.00000	.00000	.00000
ROW 2	.00000	399.00	.00000	.00000	.00000	.00000
ROW 3	.00000	.00000	16864.	.00000	.00000	.00000
ROW 4	.00000	.00000	.00000	399.00	.00000	.00000
ROW 5	.00000	.00000	.00000	.00000	399.00	.00000
ROW 6	.00000	.00000	.00000	.00000	.00000	16864.
ROW 7	.00000	.00000	.00000	.00000	.00000	.00000
ROW 8	.00000	.00000	.00000	.00000	.00000	.00000
ROW 9	.00000	.00000	.00000	.00000	.00000	.00000
ROW 10	.00000	.00000	.00000	.00000	.00000	.00000
ROW 11	.00000	.00000	.00000	.00000	.00000	.00000
ROW 12	.00000	.00000	.00000	.00000	.00000	.00000
COL# =	7	8	9	10	11	12
ROW 1	.00000	.00000	.00000	.00000	.00000	.00000
ROW 2	.00000	.00000	.00000	.00000	.00000	.00000
ROW 3	.00000	.00000	.00000	.00000	.00000	.00000
ROW 4	.00000	.00000	.00000	.00000	.00000	.00000
ROW 5	.00000	.00000	.00000	.00000	.00000	.00000
ROW 6	.00000	.00000	.00000	.00000	.00000	.00000
ROW 7	399.00	.00000	.00000	.00000	.00000	.00000
ROW 8	.00000	399.00	.00000	.00000	.00000	.00000
ROW 9	.00000	.00000	16864.	.00000	.00000	.00000

ROW 10	.00000	.00000	.00000	399.00	.00000	.00000
ROW 11	.00000	.00000	.00000	.00000	399.00	.00000
ROW 12	.00000	.00000	.00000	.00000	.00000	16864.

Frekuensi Alami Struktur

Pada Tabel 2 dapat dilihat bahwa nilai frekuensi alami struktur untuk mode-1 dan mode-2, mode-4 dan mode-5 memiliki nilai yang sama untuk berbagai skenario kerusakan. Hal ini menunjukkan struktur yang simetris dimana kekakuan dari seluruh frame adalah sama. Nilai frekuensi alami tidak akan sama jika struktur simetris tapi frame tidak memiliki kekakuan yang sama. Nilai frekuensi struktur akan terus berkurang seiring dengan pengurangan kekakuan elemen-elemen struktur.

Tabel 2. Frekuensi Alami Struktur untuk Berbagai Skenario Kerusakan

Skenario Kerusakan	Frekuensi					
	00	00	00	00	00	00
0%	8.1726	8.1726	11.6130	24.5190	24.5190	34.8390
5%	8.1280	8.1280	11.5490	24.3730	24.3730	34.6320
10%	8.0801	8.0801	11.4810	24.2180	24.2180	34.4110
15%	8.0282	8.0282	11.4070	24.0510	24.0510	34.1750
20%	7.9717	7.9717	11.3270	23.8720	23.8720	33.9210
25%	7.9100	7.9100	11.2390	23.6790	23.6790	33.6460
30%	7.8419	7.8419	11.1430	23.4700	23.4700	33.3490
35%	7.7664	7.7664	11.0350	23.2430	23.2430	33.0260
40%	7.6818	7.6818	10.9150	22.9950	22.9950	32.6740

Gaya Geser Dasar (*Base Shear*) Struktur

Metode Step by Step (THA)

Untuk bagian output ini hanya akan ditampilkan hasil perhitungan untuk gaya geser dasar pada struktur dan frame. Rekapitulasi gaya geser dasar pada frame F1, F2, F3, F4, F5 dan F6 diberikan pada Tabel 3.

Tabel 3. Rekapitulasi Gaya Geser Dasar untuk Skenario Kerusakan 0% dengan Metode THA

Frame	Base Shear	Value(kN)
F1	VMS1	2514
F2	VMS2	0
F3	VMS3	2514
F4	VMS4	0
F5	VMS5	2514
F6	VMS6	0
	Σ =	7542

Dapat dilihat karena struktur simetris maka hanya frame yang searah dengan beban gempa arah-X saja yang menahan beban gempa dan karena kekakuannya sama maka ketiga frame tersebut F1, F3 dan F5 memiliki nilai gaya geser dasar yang sama yaitu 2514 kN. Total gaya geser dasar dari ketiga frame adalah 7542 kN yang sama dengan gaya geser dasar struktur.

Metode Respon Spektum (CQC dan SRSS)

Untuk bagian output ini hanya akan ditampilkan beberapa hasil analisis dengan CAL91 yaitu frekuensi alami struktur ω_n dan gaya geser dasar pada struktur dan frame. Hasil perhitungan untuk skenario kerusakan 0% adalah sebagai berikut.

DUP E WN
SQREL WN
P WN

COL# = 1
ROW 1 8.1726
ROW 2 8.1726
ROW 3 11.613
ROW 4 24.519
ROW 5 24.519
ROW 6 34.839
ROW 7 43.088
ROW 8 43.088
ROW 9 61.225
ROW 10 65.233
ROW 11 65.233
ROW 12 92.690

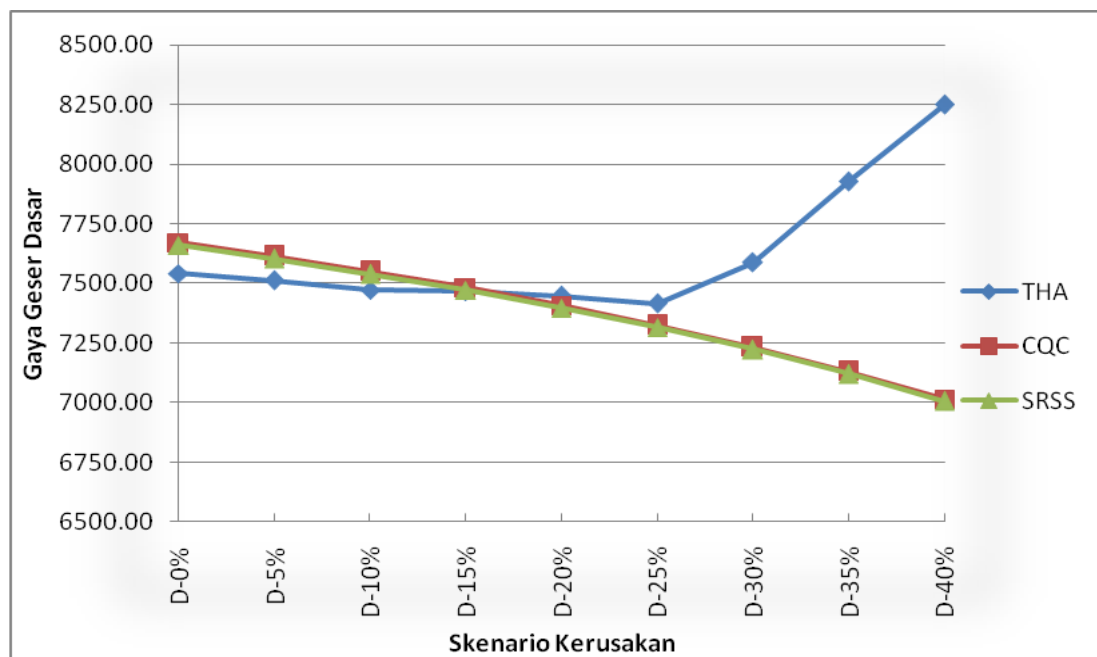
Dapat dilihat dari nilai frekuensi alami struktur untuk mode-1 dan mode-2 memiliki nilai yang sama. Hal ini menunjukkan struktur yang simetris dimana kekakuan dari seluruh frame adalah sama. Nilai frekuensi alami tidak akan sama jika struktur simetris tapi frame tidak memiliki kekakuan yang sama.

Perbandingan nilai gaya geser dasar metode THA, CQC dan SRSS untuk berbagai skenario kerusakan

Berdasarkan hasil perhitungan nilai gaya geser dasar (base shear) untuk struktur dengan berbagai skenario kerusakan diperlihatkan pada Tabel 4 dan Gambar 6.

Tabel 4. Perbandingan Nilai Base Shear untuk Berbagai Skenario Kerusakan

Metode	Skenario Kerusakan								
	D-0%	D-5%	D-10%	D-15%	D-20%	D-25%	D-30%	D-35%	D-40%
THA	7541.900	7510.900	7472.600	7466.800	7448.000	7416.200	7587.100	7925.900	8248.300
CQC	7671.152	7613.004	7550.353	7481.781	7406.935	7324.276	7232.259	7129.645	7013.708
SRSS	7660.327	7602.400	7539.990	7471.682	7397.125	7314.785	7223.121	7120.900	7005.400



Gambar 6. Perbandingan Nilai Base Shear untuk Berbagai Skenario Kerusakan

Dapat dilihat baik untuk pengkombinasian dengan CQC dan SRSS, nilai gaya geser dasar dari struktur ini mendekati nilai dengan gaya geser dasar dari metoda step by step (THA) sampai skenario kerusakan 25%. Sedangkan untuk skenario kerusakan lebih dari 25%, hanya metode CQC dan SRSS yang mendekati kesamaan nilai, sedangkan untuk metode THA terjadi perbedaan nilai yang besar dengan kedua metode lainnya. Nilai geser dasar sebuah struktur akan mengalami penurunan seiring dengan berkurangnya nilai kekakuan. Oleh karenanya metode THA menjadi tidak stabil untuk penurunan kekakuan yang semakin besar, hal ini kebalikan dengan metode CQC dan SRSS yang tetap stabil untuk penurunan nilai kekakuan struktur.

KESIMPULAN

1. Frekuensi alami struktur terus berkurang seiring dengan berkurangnya kekakuan struktur.
2. Karena struktur simetris, maka gaya geser dasar dalam arah sumbu-X sama dengan dalam arah sumbu-Y.

3. Untuk skenario kerusakan dibawah 25%, ketiga metode memberikan nilai gaya geser dasar yang mendekati sama.
4. Untuk skenario kerusakan diatas 25%, metode THA menjadi tidak stabil sedangkan metode CQC dan SRSS tetap stabil.

DAFTAR PUSTAKA

- Boediono, B., 2006, *Diktat dan Catatan Kuliah SI-7211 Rekayasa Kegempaan*, ITB Bandung.
- Chopra, A.K., 2001, *Dynamics of Structures – Theory and Applications to Earthquake Engineering 2nd Ed.*, Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey.
- Musbar, 2007, *Analisis Metode Identifikasi Kerusakan Struktur Balok Sederhana Berdasarkan Perubahan Karakteristik Dinamik*, Politeknik Negeri Lhokseumawe, NAD-Indonesia.
- Sanchez, J. C. H., 2004, *Evaluation of structural damage identification methods based on dynamic characteristics*, Civil engineering, University of Puerto Rico.
- Wilson, E.L., 1991, *CAL-91 Computer Assisted Learning of Static and Dynamic Analysis of Structural Analysis*, University of California, USA.