

KAJIAN DAKTILITAS STRUKTUR GEDUNG BETON BERTULANG DENGAN ANALISIS RIWAYAT WAKTU DAN ANALISIS BEBAN DORONG

Yosafat Aji Pranata

Jurusan Teknik Sipil, Universitas Kristen Maranatha.
Jalan Prof. drg. Suria Sumantri MPH. 65 Bandung.
email : yosafat.ap@eng.maranatha.edu

Paulus Karta Wijaya

Jurusan Teknik Sipil, Universitas Katolik Parahyangan.
Jalan Ciumbuleuit 94 Bandung.
email : paulusk@bdg.centrin.net.id

ABSTRAKSI

Beberapa asumsi definisi titik peralihan saat pertama leleh dan target peralihan, diantaranya metode terbaru FEMA 440 yaitu metode koefisien peralihan, yang telah diperbaiki dari metode koefisien sebelumnya FEMA 356, serta metode spektrum kapasitas sesuai ATC-40, mengakibatkan penentuan besarnya daktilitas menjadi sangat bervariasi.

Tujuan penulisan untuk melakukan analisis statik beban dorong dan analisis inelastik dinamik nonlinier riwayat waktu pada model struktur rangka beton bertulang bertingkat rendah untuk mendapatkan nilai daktilitas peralihan. Studi kasus membahas model struktur tanpa basement yang didesain di wilayah 4 di Indonesia, jenis tanah keras. Beban gempa rencana sesuai peraturan gempa Indonesia. Desain tulangan nominal berdasarkan peraturan beton Indonesia dengan sistem struktur yaitu sistem rangka pemikul momen menengah, dengan daktilitas rencana sebesar $\mu = 3,3$.

Hasil perhitungan target peralihan metode ATC-40 sebesar 0,208 meter, metode FEMA 356 sebesar 0,4035 meter, dan metode FEMA 440 sebesar 0,3668 meter, hasil ini memenuhi persyaratan sesuai target yaitu fungsi gedung untuk perkantoran. Analisis riwayat waktu memberikan hasil daktilitas aktual (μ_{Δ}) sebesar 5,9884 dan faktor reduksi gempa (R) sebesar 9,5814, metode Koefisien Peralihan FEMA 356 μ_{Δ} sebesar 4,54 dan R sebesar 7,264, serta metode FEMA 440 μ_{Δ} sebesar 4,28 dan R sebesar 6,848, hal ini menunjukkan nilai yang lebih besar dibandingkan prediksi perencanaan awal. Sedangkan metode Spektrum Kapasitas ATC-40 memberikan hasil daktilitas aktual sebesar 2,97 dan R sebesar 4,752 atau lebih kecil dibandingkan daktilitas rencana prediksi awal. Perbedaan hasil daktilitas aktual antara analisis riwayat waktu dengan metode ATC-40 sebesar 50,4%, dengan metode FEMA 356 sebesar 24,19%, dengan metode FEMA 440 sebesar 28,53%. Hal ini mengindikasikan bahwa metode koefisien peralihan (FEMA 356) memberikan hasil prediksi yang paling mendekati nilai hasil analisis riwayat waktu. Secara umum, analisis beban dorong memberikan hasil yang rasional dalam memprediksi daktilitas peralihan aktual struktur gedung dengan kategori beraturan

Kata kunci : Analisis inelastik dinamik riwayat waktu, analisis statik beban dorong, daktilitas, sistem rangka beton bertulang, target peralihan

ABSTRACT

Currently, improved displacement coefficient method FEMA 440, displacement coefficient method FEMA 356, and Capacity Spectrum Method ATC-40, can be used to determine target displacement and first yield point of roof-displacement using the capacity curve, so calculation of displacement-ductility become different each others.

The aim of this study are doing inelastic dynamic time history analysis and static nonlinear pushover analysis of 10 storeys of regular reinforced concrete open frame and determine the actual displacement-ductility. Building was designed for office without basement, located in hard soil and zone 4 of Indonesian seismic zone in accordance with SNI 1726-2002. Nominal reinforced are designed in accordance with SNI 03-2847-2002 using Intermediate Moment Resisting Frame (predicted design-ductility $\mu = 3.3$).

Results of this study indicated that the target displacement calculated by ATC-40 methods is 0.208 meter, FEMA 356 method is 0.4035 meter, and FEMA 440 method is 0.3668 meter, this results indicated that the building can be used for office building category. Results of inelastic dynamic time history analysis indicated that actual ductility (μ_A) and earthquake reduction factor (R) are 5.9884 and 9.5814, while results of FEMA 356 method are 4.54 and 7.264, FEMA 440 are 4.28 and 6.848, this results are higher than predicted ductility (preliminary design). Results of ATC-40 method for actual ductility and earthquake reduction factor are 2,97 and 4,752, smaller that predicted ductility. %-relative difference between time history analysis and ATC-40 method is 50,4%, time history analysis and FEMA 356 method is 24,19%, time history analysis and FEMA 440 method is 28,53%. This results indicated that the results of FEMA 356 method are closer to time history analysis results. In general, static pushover analysis can be used rationally for predicting the actual ductility of regular reinforced concrete building.

Keywords : Inelastic time history analysis, static nonlinear pushover analysis, ductility, open frame reinforced concrete building, target displacement.

1. PENDAHULUAN

Metode analisis statik beban dorong (*static nonlinear/pushover analysis*) merupakan suatu metode analisis, yang mana dari hasil analisis antara lain diperoleh informasi berupa kurva kapasitas. Kurva kapasitas menyatakan hubungan antara gaya geser dasar terhadap peralihan atap struktur bangunan gedung. Dari kurva kapasitas kemudian dapat ditentukan daktilitas peralihan aktual struktur, yang mana bergantung pada penentuan titik peralihan pada saat leleh pertama terjadi dan titik peralihan ultimit (target peralihan yang diharapkan).

Beberapa asumsi definisi titik peralihan saat pertama leleh dan target peralihan, diantaranya metode terbaru dari *Applied Technology Council* pada FEMA 440 *code* [ATC, 2004] yaitu metode koefisien peralihan, yang telah diperbaiki dari metode koefisien sebelumnya pada FEMA 356 [ASCE, 2000], serta metode spektrum kapasitas sesuai ATC-40 *code* [ATC, 1996], mengakibatkan penentuan besarnya daktilitas menjadi sangat bervariasi.

Tujuan dalam penulisan ini adalah untuk melakukan analisis statik beban dorong dan analisis inelastik dinamik nonlinier riwayat waktu pada model struktur rangka beton bertulang bertingkat rendah, mempelajari parameter daktilitas peralihan (μ_A), serta menentukan parameter daktilitas peralihan aktual struktur rangka beton bertulang dengan metode sesuai ATC-40, FEMA 356, dan FEMA 440. Hasil perhitungan daktilitas aktual tersebut dievaluasi terhadap hasil analisis riwayat waktu.

Studi kasus membahas model struktur rangka beton bertulang, dengan jumlah lantai sepuluh, dengan fungsi untuk perkantoran. Struktur termasuk dalam klasifikasi beraturan. Struktur didesain di wilayah 4 di Indonesia, dengan jenis tanah keras. Model struktur tanpa

basement, sehingga dapat dianggap terjepit lateral di pondasi. Beban Gempa Rencana diperhitungkan sesuai peraturan gempa Indonesia [SNI, 2002b]. Desain tulangan nominal diperhitungkan berdasarkan peraturan beton Indonesia [SNI, 2002a] dengan sistem struktur yaitu Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah, dengan daktilitas rencana sebesar $\mu = 3,3$.

2. TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Daktilitas Peralihan

Nilai daktilitas peralihan aktual struktur (μ_{Δ}) dan faktor reduksi gempa aktual (R) diperoleh dengan menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$\mu_{\Delta} = \frac{\delta_u}{\delta_y} \quad (1.a)$$

$$R = f_1 \cdot \mu_{\Delta} \quad (1.b)$$

dimana : μ_{Δ} = daktilitas struktur

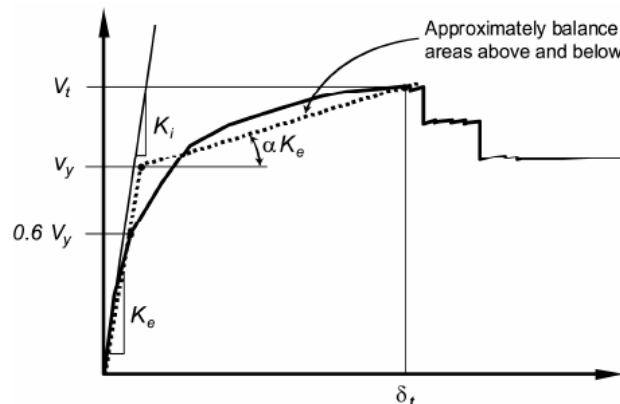
δ_y = peralihan atap pada saat leleh pertama

δ_u = peralihan atap pada kondisi ultimit atau target peralihan

R = faktor reduksi gempa

f_1 = faktor kuat lebih, yaitu 1,6 [SNI, 2000b]

Tingkat kinerja struktur berhubungan dengan target peralihan yang diharapkan pada tahap pra-desain [ATC, 1996; 2000; 2004], sehingga dalam hal ini peralihan atap pada kondisi target peralihan (δ_t) diasumsikan sebagai peralihan ultimit (δ_u) dalam menentukan parameter daktilitas peralihan.



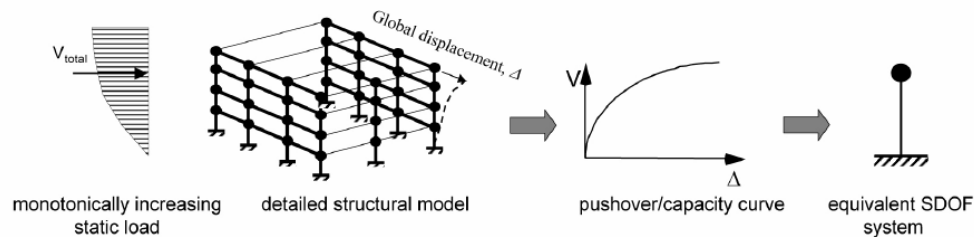
Gambar 1. Idealisasi Kurva [ATC, 2004]

Selanjutnya nilai peralihan atap saat leleh pertama (δ_y), *slope*/kemiringan K_e dan $\alpha \cdot K_e$ ditentukan dengan cara *trial and error*, berdasarkan konsep luas area yang sama antara kurva bilinear dengan kurva kapasitas (Gambar 1).

2.2. Analisis Statik Beban Dorong

Analisis statik beban dorong (*pushover*) adalah suatu analisis nonlinier statik dimana pengaruh Gempa Rencana terhadap struktur bangunan gedung dianggap sebagai beban statik yang menangkap pada pusat massa masing-masing lantai, yang nilainya ditingkatkan secara

berangsur-angsur sampai melampaui pembebanan yang menyebabkan terjadinya pelelehan (sendi plastis) pertama di dalam struktur bangunan gedung, kemudian dengan peningkatan beban lebih lanjut mengalami perubahan bentuk pasca-elastik yang besar sampai mencapai target peralihan yang diharapkan atau sampai mencapai kondisi plastis. Metode analisis statik beban dorong merupakan metode dengan pendekatan nonlinier statik, dimana dapat digunakan pada struktur bangunan gedung beraturan, dengan karakteristik dinamik mode tinggi yang tidak dominan. Salah satu hasil analisis yang mempunyai manfaat penting yaitu kurva kapasitas. Kurva kapasitas hasil dari analisis statik beban dorong menunjukkan hubungan kurva beban lateral-peralihan oleh peningkatan beban statik sampai pada kondisi ultimit atau target peralihan yang diharapkan.



Gambar 2. Skematik Analisis Statik Beban Dorong (ATC, 2004)

Kurva kapasitas menunjukkan hubungan antara Gaya Geser Dasar (*base shear*) terhadap Peralihan Atap (*roof displacement*). Kurva berbentuk nonlinier, yang mana menunjukkan peningkatan beban pasca-elastik sampai dengan kondisi plastis. Analisis *pushover* relevan dilakukan pada model struktur dengan klasifikasi beraturan, karena beban statik diaplikasikan pada pusat massa tiap lantai.

Pola distribusi beban diberikan pada model struktur dalam proporsi yang sama dengan distribusi gaya inersia sebidang dengan lantai diaphragma. Pola beban lateral diberikan sama dengan pola ragam fundamental pada arah yang ditinjau bilamana sedikitnya 75% massa dapat diantisipasi pada ragam tersebut. Dalam penelitian ini, model pola beban lateral menggunakan pola beban segitiga, dengan tinjauan arah sama dengan pola ragam arah-x.

2.3. Analisis Inelastik Dinamik Riwayat Waktu

Analisis Inelastik Dinamik Riwayat Waktu adalah suatu cara analisis untuk menentukan riwayat waktu respon dinamik struktur bangunan gedung yang berperilaku nonlinier terhadap gerakan tanah akibat Gempa Rencana sebagai data masukan, di mana respon dinamik dalam setiap interval waktu dihitung dengan metode integrasi bertahap. Beban gempa merupakan fungsi dari waktu, sehingga respon yang terjadi pada struktur gedung juga tergantung dari waktu pembebanan. Akibat beban Gempa Rencana maka struktur akan berperilaku inelastik. Untuk mendapatkan respon struktur tiap waktu dengan memperhitungkan perilaku nonlinier, maka dilakukan analisis riwayat waktu inelastik nonlinier dengan analisis langkah demi langkah (metode integrasi bertahap). Beban gempa yang digunakan adalah rekaman percepatan tanah untuk gempa tertentu, dalam studi kasus ini diambil rekaman gempa El Centro 1940, Bucharest 1977, dan gempa Pacoima Dam 1971.

Analisis menggunakan gempa yang diskalakan intensitasnya terhadap amplitudo maksimum percepatan tanah A_o pada kurva respons spektrum [SNI, 2002b] pada saat $T = 0$, program yang digunakan adalah *DRAIN-2D* karena program ini dapat melakukan analisis

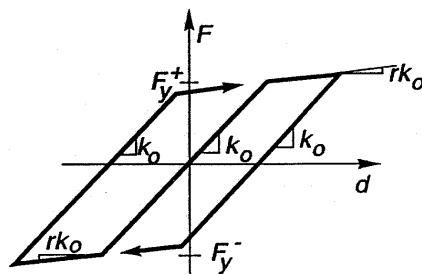
inelastik dinamik riwayat waktu. Momen leleh balok dan diagram interaksi kolom berdasarkan pada jumlah luas tulangan hasil dari model yang direncanakan dengan *software ETABS*. Dalam studi kasus ini analisis riwayat waktu menggunakan tingkat beban Gempa Rencana dengan perioda ulang 500 tahun.

Massa terpusat pada titik hubung elemen struktural. Massa secara proporsional dengan beban gravitasi adalah W/g , dengan nilai $g = 9,81 \text{ m/det}^2$. Karena gedung termasuk klasifikasi beraturan, maka digunakan model *rigid diaphragm*, yaitu massa dipusatkan pada satu titik nodal untuk tiap lantainya. Analisis riwayat waktu dilakukan program *DRAIN-2D*. Karena tinjauan adalah 2D, maka pada studi kasus untuk gedung dengan klasifikasi beraturan, karena dimensi dan jumlah bentang adalah sama untuk arah-x dan arah-y, maka analisis hanya ditinjau pada satu arah saja, yaitu arah-x. Perhitungan presentase massa bangunan yang masuk pada rangka 2D sesuai dengan *tributary area*.

Kurva histeresis menyatakan respons riwayat waktu elemen struktur akibat beban dinamik, yang merupakan beban yang bersifat *loading* dan *unloading*. Model kurva histeresis pada program *DRAIN-2D* untuk elemen beton bertulang adalah model histeresis bilinear, memperhitungkan *strain hardening* setelah elemen struktur mengalami leleh. Pada studi kasus ini, model histeresis menggunakan faktor bilinear 1 %, yaitu menyatakan perbandingan kemiringan garis sesudah leleh dengan kemiringan garis pada kondisi elastik sebesar $r = 0,01$.

Model redaman pada program *DRAIN-2D* menggunakan model redaman Rayleigh di mana matrik redaman struktur diperoleh dari Persamaan 15, di mana $[C]$ adalah matrik redaman struktur, $[M]$ adalah matrik massa dan $[K]$ adalah matrik kekakuan struktur. Koefisien α adalah koefisien redaman yang berhubungan dengan massa dan β adalah koefisien redaman yang berhubungan dengan kekakuan, yang dihitung untuk memberikan tingkat yang dibutuhkan redaman viscous pada dua frekuensi yang berbeda, biasanya didapat dari nilai mode pertama dan mode kedua dari vibrasi bebas. Redaman Rayleigh boleh dimodelkan proporsional dengan matrik kekakuan tangen atau matrik kekakuan inisial.

$$[C] = \alpha.[M] + \beta.[K] \tag{2}$$



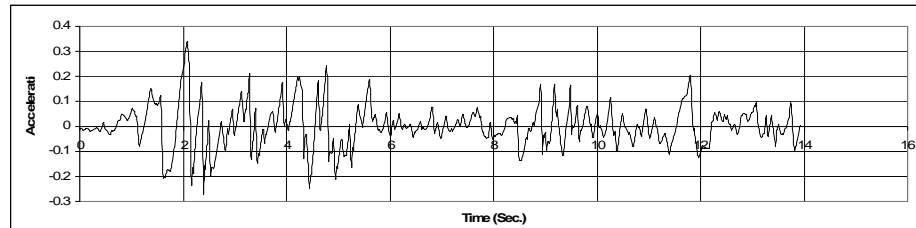
Gambar 3. Kurva histeresis bilinear

2.4. Percepatan Gempa

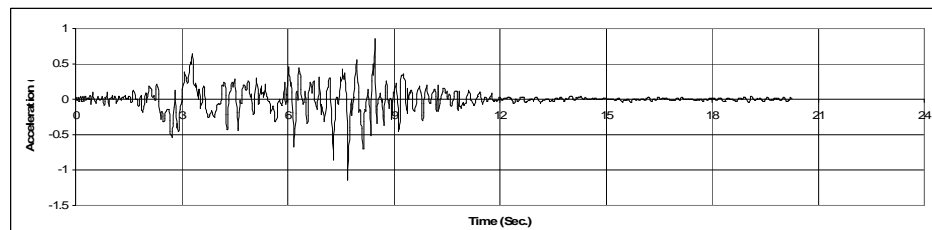
Percepatan gempa yang digunakan dalam penelitian ini menggunakan tiga buah rekaman percepatan gempa, yaitu:

- 1) Gempa El Centro 1940, direkam pada tanggal 15 Mei 1940 di California, pada jarak 9 km dari pusat gempa, dengan durasi 13,98 detik. Skala gempa 6,4 Richter. Percepatan tanah maksimum 0,3417g terjadi pada detik ke 2,1 (gambar 4).

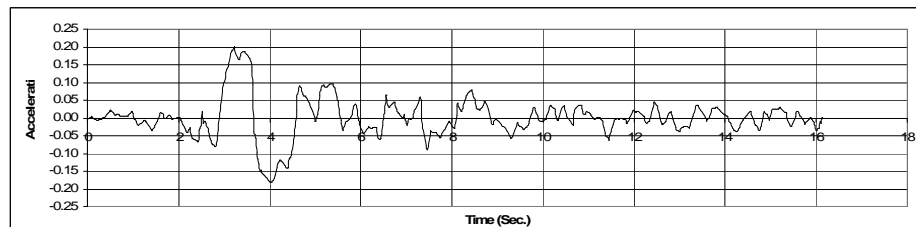
- 2) Gempa Pacoima Dam 1971, direkam pada jarak 9 km dari episentrum gempa dengan durasi 20,28 detik. Percepatan tanah maksimum 1,1649g terjadi pada detik ke 7,72 (gambar 5).
- 3) Gempa Bucharest 1977, direkam dengan durasi gempa 16,16 detik. Percepatan tanah maksimum 0.2015g terjadi pada detik ke 3,24. Gempa Bucharest memiliki karakteristik yang berbeda dengan 2 gempa sebelumnya (gempa El Centro 1940 dan Pacoima Dam 1971). Gempa Bucharest memiliki periode getar panjang dengan 2 buah percepatan maksimum pada durasi 3,5 detik (gambar 6).



Gambar 4. Akselerogram gempa El Centro 1940



Gambar 5. Akselerogram gempa Pacoima Dam 1971



Gambar 6. Akselerogram gempa Bucharest 1977

2.5. Batasan Peralihan, *Drift*, dan Rotasi Sendi Plastis

Dalam perencanaan struktur bangunan gedung, peralihan dan simpangan (*drift*), serta rotasi sendi plastis yang terjadi harus memenuhi kriteria persyaratan sesuai batasan ijin maupun target yang diharapkan. Dalam penelitian ini, kriteria peralihan dan *drift* ditinjau berdasarkan batasan kinerja batas layan dan kinerja batas ultimit sesuai Peraturan Gempa Indonesia (SNI, 2002b), serta berdasarkan kriteria target fungsi gedung sebagai perkantoran yaitu *Life Safety/SP-03*. Kriteria simpangan Kinerja batas layan struktur gedung ditentukan oleh simpangan antar-tingkat akibat pengaruh Gempa Rencana, yaitu untuk membatasi terjadinya pelelehan baja dan peretakan beton yang berlebihan, di samping untuk mencegah kerusakan non-struktur dan ketidaknyamanan penghuni. Simpangan antar-tingkat ini harus

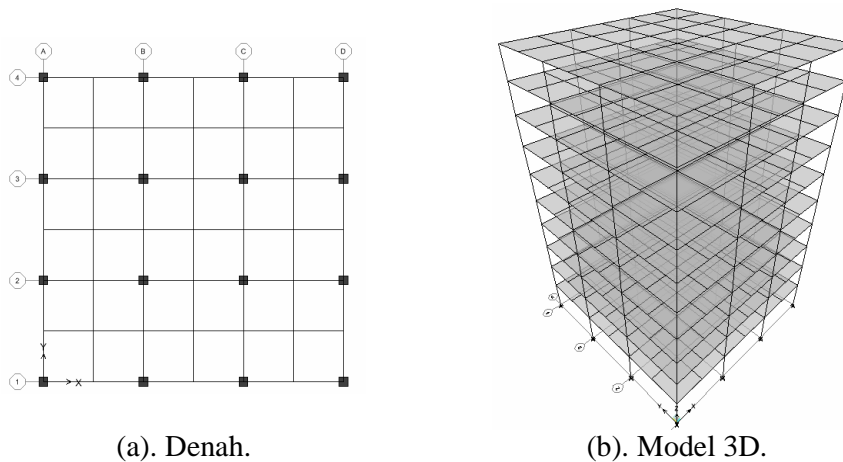
dihitung dari simpangan struktur gedung tersebut akibat pengaruh Gempa Nominal yang telah dibagi Faktor Skala. Untuk memenuhi persyaratan kinerja batas layan struktur gedung, dalam segala hal simpangan antar-tingkat yang dihitung dari simpangan struktur gedung tidak boleh melampaui $0,03/R$ kali tinggi tingkat yang bersangkutan atau 30 mm, bergantung yang mana yang nilainya terkecil.

Kinerja batas ultimit struktur gedung ditentukan oleh simpangan dan simpangan antar-tingkat maksimum struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana dalam kondisi struktur gedung di ambang keruntuhan, yaitu untuk membatasi kemungkinan terjadinya keruntuhan struktur gedung yang dapat menimbulkan korban jiwa manusia dan untuk mencegah benturan berbahaya antar-gedung atau antar bagian struktur gedung yang dipisah dengan sela pemisah (sela delatasi). Simpangan dan simpangan antar-tingkat ini harus 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.

Sedangkan batasan rotasi sendi plastis menggunakan kriteria dengan target yang diharapkan yaitu fungsi gedung perkantoran (kategori *Life Safety* atau *SP-3*) sesuai SEAOC (SEAOC, 1999). Batasan nilai maksimum rotasi sendi plastis untuk kategori *Life Safety* (*SP-3*) adalah sebesar 0,025 (SEAOC, 1999).

3. STUDI KASUS DAN PEMBAHASAN

Studi kasus menggunakan gedung, yang dimodelkan sebagai suatu sistem rangka dengan sistem struktur balok-kolom. Gedung mempunyai jumlah lantai sepuluh, dengan fungsi bangunan untuk perkantoran, maka digunakan nilai faktor keutamaan (*I*) sebesar 1,0 (SNI, 2002b). Model gedung tanpa *basement*, sehingga taraf penjepitan lateral pada lantai dasar dapat dimodelkan dengan idealisasi model tumpuan jepit. Model gedung termasuk kedalam klasifikasi beraturan sesuai peraturan gempa Indonesia (SNI, 2002b), dengan jumlah bentang arah-x dan arah-y sama yaitu 3x3 bentang, dengan panjang masing-masing bentang 8 meter. Tinggi lantai dasar (lantai 1) adalah 4 meter, selanjutnya tinggi lantai 2 s.d. 10 mempunyai tinggi yang sama (tipikal) yaitu 3,6 meter.



Gambar 7. Denah dan model 3D struktur gedung

Data material, yaitu mutu beton yang digunakan adalah $f_c' = 30$ MPa, mutu baja tulangan longitudinal $f_y = 400$ MPa, mutu baja tulangan untuk sengkang $f_{ys} = 240$ MPa (untuk balok) dan $f_{ys} = 400$ MPa (untuk kolom). Pelat menggunakan tebal 120 mm, dengan beban mati (SDL) untuk pelat (lantai dan atap) sebesar 140 kg/m^2 , beban hidup (LL_{lantai}) pelat lantai sebesar 250 kg/m^2 , serta beban hidup (LL_{atap}) pelat atap sebesar 100 kg/m^2 .

Data dimensi dan ukuran penampang selengkapnya sebagai berikut:

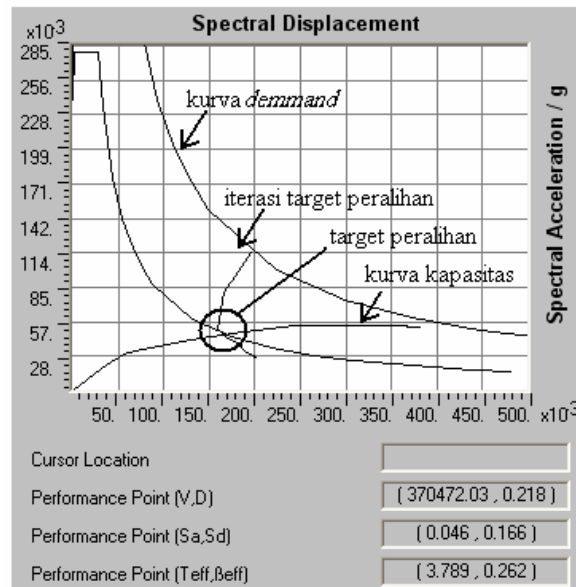
1. Kolom, lantai 1 s.d. 5: dimensi $800 \times 800 \text{ mm}^2$.
2. Kolom, lantai 6 s.d. 10: dimensi $700 \times 700 \text{ mm}^2$.
3. Balok induk, seluruh lantai: dimensi $400 \times 600 \text{ mm}^2$.
4. Balok anak, seluruh lantai: dimensi $300 \times 600 \text{ mm}^2$.

3.1. Pemodelan, Analisis, dan Desain

Pemodelan, analisis, dan desain dilakukan dengan perangkat lunak *ETABS* versi 8.5.7 (CSI, 2006). Hasil perhitungan analisis dan desain jumlah tulangan nominal dapat dilihat pada laporan Seminar Bidang Kajian 1 (Pranata, 2008). Sedangkan perhitungan daktilitas peralihan struktur dilakukan dengan menggunakan perangkat lunak yang dikembangkan oleh Pranata [Pranata, 2008], dengan menggunakan data kurva kapasitas hasil dari *ETABS*.

3.2. Analisis Beban Dorong

Hasil analisis memperlihatkan bahwa target peralihan dengan metode Spektrum Kapasitas ATC-40 diperoleh yaitu sebesar $\delta_t = 0,218$ meter dan $V_t = 370472,03 \text{ Kg}$, dan waktu getar alami efektif (T_e) diperoleh sebesar $3,789$ detik.



Gambar 8. Metode Spektrum Kapasitas (ETABS, 2006)

Perhitungan target peralihan berdasarkan metode koefisien peralihan FEMA 356 dan FEMA 440 dihitung dengan menggunakan :

$$\delta_i = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot S_a \cdot \left(\frac{T_e}{2\pi} \right)^2 \cdot g$$

$$\delta_{i-FEMA 356} = 1,3 \cdot 1,0 \cdot 1,1 \cdot 1,0 \cdot 0,0791 \cdot \left(\frac{3,789}{2\pi} \right)^2 \cdot 9,81 = 0,4035 \text{ meter}$$

$$\delta_{i-FEMA 440} = 1,3 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,0791 \cdot \left(\frac{3,789}{2\pi} \right)^2 \cdot 9,81 = 0,3668 \text{ meter}$$

Nilai target peralihan (δ_i) digunakan sebagai parameter peralihan ultimit (δ_u) dalam perhitungan parameter daktilitas peralihan aktual struktur. Titik leleh pertama (δ_y) ditentukan dengan menggunakan metode luas area ekuivalen atau kurva idealisasi (bilinier) yang sama dengan kurva kapasitas.

Tabel 1. Daktilitas Peralihan Aktual (μ_A)

Metode	δ_y (meter)	V_y (Kg)	δ_t (meter)	V_t (Kg)	Daktilitas (μ_A)	R_{aktual}
ATC-40	0,073500	268356,60	0,2180	370472,03	2,97	4,752
FEMA 356	0,088824	324307,47	0,4035	423911,81	4,54	7,264
FEMA 440	0,085688	312856,99	0,3668	421447,80	4,28	6,848

Tabel 2. Perhitungan Tingkat Kinerja Struktur

Metode	Peralihan Atap (meter)	Drift	Tingkat Kinerja
ATC-40	0,2180	0,005989	Damage Control
FEMA 356	0,4035	0,011085	Damage Control
FEMA 440	0,3668	0,010077	Damage Control

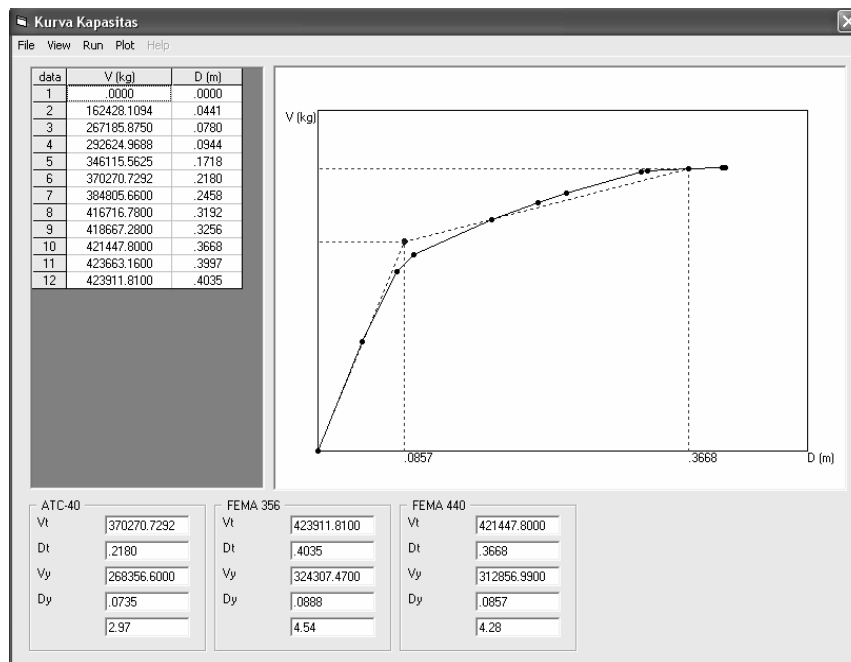
Tingkat kinerja struktur untuk ketiga metode tersebut diperoleh yaitu tingkat kinerja *Damage Control/SP-2*. Hal ini menunjukkan bahwa target fungsi bangunan sebagai gedung perkantoran pada prediksi awal yaitu *Life Safety/SP-3* terpenuhi.

3.2.1. Rasio Peralihan Maksimum (faktor C_1)

ATC (2004) Pada penggunaan di lapangan, prosedur metode-metode tersebut memang dapat menghasilkan suatu estimasi nilai peralihan maksimum dengan perbedaan signifikan. Oleh karena itu, para *engineer* perlu memperhatikan beberapa objek utama dari struktur bangunan yang akan direncanakan, untuk memastikan pertimbangan-pertimbangan yang cocok. Beberapa hal utama yang membedakan pada metode perbaikan FEMA 440 terhadap metode lama FEMA 356, yaitu faktor koreksi C_1 dalam metode FEMA 356 yang hanya terbatas untuk model struktur bangunan gedung dengan periode pendek. Dalam metode FEMA 440, batasan ini tidak dipergunakan lagi.

Dalam penelitian ini, hal ini tidak berpengaruh, karena baik metode perbaikan FEMA 440 maupun metode FEMA 356 menghasilkan nilai C_1 sebesar 1,0. Hal ini terjadi karena waktu getar efektif struktur ($T_e = 3,789$ detik) lebih besar dibandingkan waktu getar alami (T

= 2,4475 detik), sehingga perhitungan faktor C_1 berdasarkan Persamaan 10 (metode FEMA 356) dan Persamaan 13 (metode FEMA 440) memberikan hasil yang sama.



Gambar 9. Perangkat lunak perhitungan daktilitas peralihan actual (Pranata, 2008)

3.2.2. Degradasi Kekuatan dan Kekakuan (faktor C_2)

Kehilangan kekuatan struktur dalam menahan beban lateral (dalam hal ini adalah beban gempa) merupakan perhatian utama dalam perencanaan struktur bangunan gedung tahan gempa. ATC (2004), secara umum, karakteristik model histeresis nonlinier mengalami degradasi kekuatan dan kekakuan pada taraf tertentu. Degradasi kekuatan, termasuk efek *P-delta*, dapat mengakibatkan kekakuan pasca-elastik bernilai negatif pada kurva beban-peralihan. Hal ini dapat mengakibatkan ketidakstabilan struktur. Oleh karena itu, efek ini menjadi perhatian penting dalam metode perbaikan FEMA 440, dengan memperkenalkan perbaikan faktor koreksi C_2 .

Salah satu hal penting dari struktur beton bertulang adalah terjadinya degradasi kekakuan dibawah pengaruh meningkatnya peralihan dan jumlah beban gempa bolak-balik yang bekerja. Efek degradasi kekakuan dapat menyebabkan perlemahan kekakuan struktur yang mengakibatkan perioda struktur menjadi lebih besar. Elemen balok dengan degradasi kekakuan diformulasikan untuk memodelkan balok beton bertulang, yang mana karakteristiknya menunjukkan penurunan kekakuan lentur pada propertinya ketika dikenai beban bolak-balik. Leleh dapat terjadi hanya dalam bentuk sendi plastis yang terkonsentrasi pada ujung-ujung elemen. *Strain hardening* dan degradasi kekakuan lentur didekati dengan mengasumsikan bahwa elemen terdiri dari suatu balok yang elastis dan pegas rotasi dengan perilaku inelastis pada masing-masing ujung elemen. Dalam penelitian ini, faktor C_2 metode FEMA 356 bernilai 1,1 (sesuai target kinerja yang direncanakan, yaitu gedung untuk perkantoran, dengan batasan *life safety*). Sedangkan perhitungan dengan metode perbaikan FEMA 440 diperoleh nilai faktor C_2 sebesar 1,0. Hal ini terjadi karena struktur memiliki waktu getar cukup panjang, yaitu sebesar 2,4475 detik.

3.3. Analisis Inelastik Dinamik Riwayat Waktu

Dalam studi kasus ini, analisis riwayat waktu hanya dilakukan pada model gedung dengan klasifikasi beraturan. Karena jumlah dan ukuran bentang struktur arah-x dan arah-y adalah sama, maka analisis hanya dilakukan pada portal arah-x saja, yaitu portal grid-1 dan grid-2. Program yang digunakan adalah *DRAIN-2D*. Analisis menggunakan 3 macam gempa yang diskalakan intensitasnya terhadap amplitudo maksimum percepatan tanah (A_0) pada kurva respons spektrum SNI 1726-2002 saat $T = 0$.

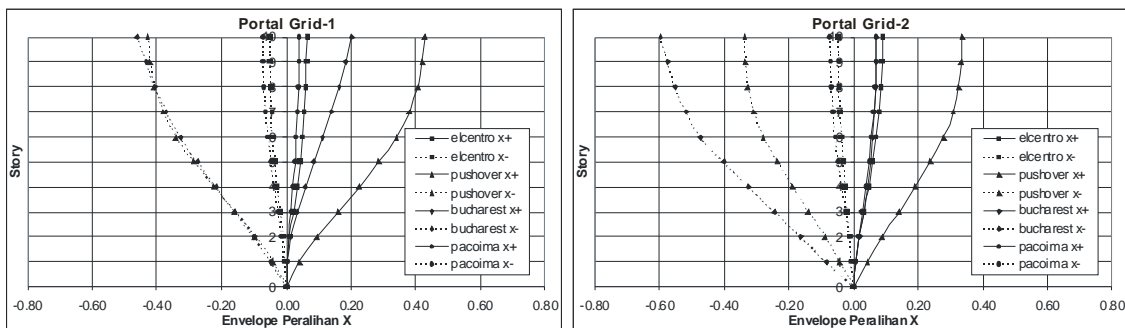
Percepatan gempa yang digunakan adalah El Centro 1940, Pacoima Dam 1971, dan Bucharest 1977, dengan tingkat gempa yaitu beban Gempa Rencana. Perhitungan skala intensitas sebagai berikut, untuk gempa El-Centro percepatan puncak tanah asli = $0,3417g$, sedangkan percepatan puncak tanah keras untuk wilayah 4 = $0,24g$, maka skala gempa = $(0,24/0,3417).g = 0,7024g$. Percepatan puncak tanah asli beserta skala intensitasnya selengkapnya ditampilkan dalam Tabel 3.

Tabel 3. Percepatan Puncak Tanah Asli, wilayah 4 tanah keras

Percepatan Gempa	Percepatan Puncak Tanah Asli (g)	Percepatan Puncak Tanah (g)	Skala gempa (g)
El Centro	0.3417	0,24	0.7024
Bucharest	0.2015	0,24	1.1911
Pacoima	1.1469	0,24	0.2093

3.3.1. Peralihan

Hasil analisis berupa *envelope* peralihan-x untuk portal Grid-1 dan portal Grid-2 (gambar 10) memperlihatkan bahwa untuk Beban Gempa El Centro dan Beban Gempa Pacoima belum melampaui target peralihan analisis statik beban dorong, sedangkan untuk model struktur dengan Beban Gempa Bucharest telah melampaui target peralihan analisis statik beban dorong.

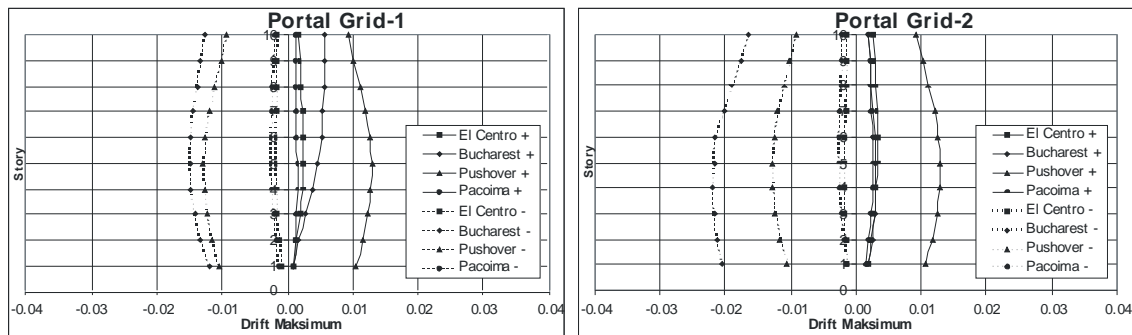


Gambar 10. Envelope Peralihan-x Portal Grid-1 dan Portal Grid-2

3.3.2. Drift

Hasil analisis menunjukkan bahwa baik untuk model struktur dengan Beban Gempa El Centro dan Beban Gempa Pacoima, *drift* yang terjadi belum melampaui batasan maksimum *drift* kinerja batas ultimit sesuai SNI 1726-2002 (SNI, 2002b), sedangkan untuk model struktur dengan Beban Gempa Bucharest telah melampaui. *Drift* hasil analisis statik beban dorong belum melampaui batasan maksimum *drift* kinerja batas ultimit tetapi nilainya relatif

jauh lebih besar dari hasil analisis riwayat waktu untuk Beban Gempa El Centro dan Beban Gempa Pacoima (gambar 11).

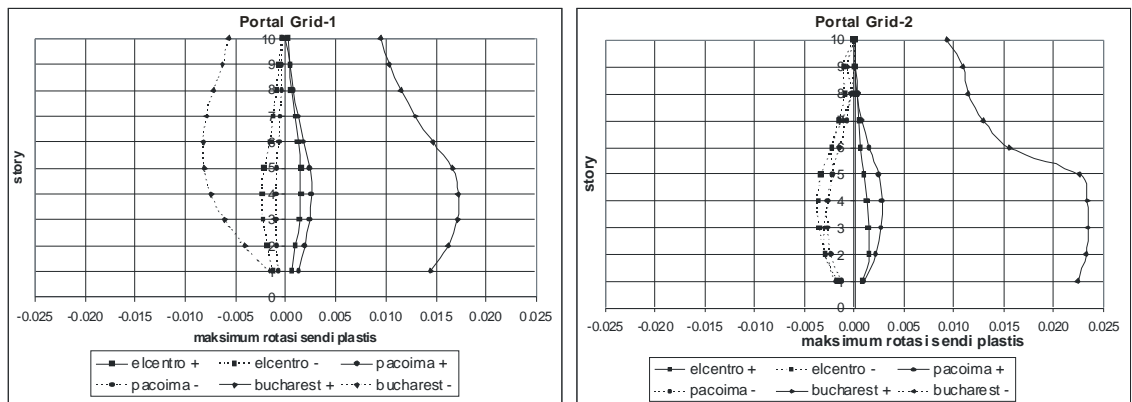


Gambar 11. Drift Maksimum Portal Grid-1 dan Grid-2

3.3.3. Rotasi Sendi Plastis

Hasil analisis menunjukkan bahwa nilai maksimum rotasi sendi plastis yang terjadi pada elemen balok, untuk model struktur dengan Beban Gempa El Centro dan Beban Gempa Pacoima, nilai maksimum rotasi sendi plastis yang terjadi pada elemen balok relatif sangat kecil kurang dari 0,005 dan -0,005. Sedangkan untuk model struktur dengan Beban Gempa Bucharest maksimum rotasi sendi plastis yang terjadi lebih besar dan hampir mendekati batasan maksimum rotasi sendi plastis sebesar 0,025 (gambar 12).

Secara umum, hasil analisis inelastik riwayat waktu menunjukkan bahwa Gempa El Centro dan Gempa Pacoima memberikan hasil yang belum melampaui kriteria-kriteria batasan peralihan, drift, dan rotasi sendi plastis yang diijinkan. Sedangkan model struktur dengan Beban Gempa Bucharet telah melampaui. Gempa dengan karakteristik seperti Gempa Bucharest dapat menyebabkan amplifikasi respon pada model struktur bangunan gedung dalam studi kasus ini, yaitu model struktur yang mempunyai periode getar diatas 1 detik.

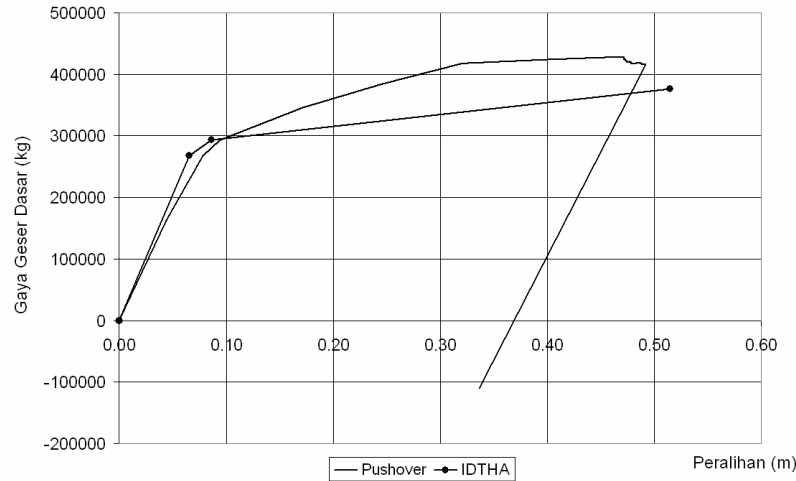


Gambar 12. Rotasi Sendi Plastis Portal Grid-1 dan Portal Grid-2

3.3.4. Daktilitas Actual Gedung

Hasil analisis berupa kurva kapasitas memperlihatkan bahwa sendi plastis terbentuk pertama kali pada peralihan (δ_y) sebesar 0,086 meter. Peralihan maksimum yang terjadi

sebesar 0,515 meter. Maka nilai daktilitas peralihan aktual struktur dapat dihitung sebesar $\mu_{\Delta} = \delta_t / \delta_y = 0,515 / 0,086 = 5,9884$.



Gambar 13. Kurva Kapasitas Struktur

4. KESIMPULAN

Kesimpulan yang dapat diambil dari studi kasus model struktur bangunan gedung dalam penelitian ini sebagai berikut:

- a) Perhitungan target peralihan dengan metode spektrum kapasitas (ATC-40) diperoleh hasil sebesar 0,208 meter atau nilai *drift* sebesar 0,005989, termasuk dalam tingkat kinerja *Damage Control*. Artinya bangunan gedung memenuhi persyaratan sesuai target yang diharapkan yaitu fungsi untuk perkantoran.
- b) Perhitungan target peralihan dengan metode koefisien peralihan (FEMA 356) diperoleh hasil sebesar 0,4035 meter atau nilai *drift* sebesar 0,011085, termasuk dalam tingkat kinerja *Damage Control*. Artinya bangunan gedung memenuhi persyaratan sesuai target yang diharapkan yaitu fungsi untuk perkantoran.
- c) Perhitungan target peralihan dengan metode koefisien peralihan (FEMA 440) diperoleh hasil sebesar 0,3668 meter atau nilai *drift* sebesar 0,010077, termasuk dalam tingkat kinerja *Damage Control*. Artinya bangunan gedung memenuhi persyaratan sesuai target yang diharapkan yaitu fungsi untuk perkantoran.
- d) Dalam penelitian ini, hasil yang diperoleh dari metode analisis inelastik dinamik riwayat waktu digunakan sebagai parameter untuk verifikasi terhadap hasil analisis statik beban dorong.
- e) Analisis inelastik dinamik riwayat waktu memberikan hasil daktilitas aktual sebesar $\mu_{\Delta} = 5,9884$ dan faktor reduksi gempa $R = 9,5814$. Hal ini menunjukkan nilai yang lebih besar dibandingkan nilai prediksi awal yaitu daktilitas rencana sebesar $\mu = 3,3$ dan $R = 5,5$.
- f) Metode Koefisien Peralihan FEMA 356 memberikan hasil daktilitas aktual sebesar $\mu_{\Delta} = 4,54$ dan faktor reduksi gempa $R = 7,264$, hal ini menunjukkan nilai yang lebih besar dibandingkan prediksi daktilitas rencana.
- g) Metode Koefisien Peralihan FEMA 440 memberikan hasil daktilitas aktual sebesar $\mu_{\Delta} = 4,28$ dan faktor reduksi gempa $R = 6,848$, hal ini menunjukkan nilai yang lebih besar dibandingkan prediksi daktilitas rencana.

- h) Metode Spektrum Kapasitas ATC-40 memberikan hasil daktilitas aktual sebesar $\mu_A = 2,97$ dan faktor reduksi gempa $R = 4,752$, hal ini menunjukkan nilai yang lebih kecil dibandingkan prediksi daktilitas rencana.
- i) Perbedaan hasil daktilitas aktual dan faktor reduksi gempa aktual antara analisis riwayat waktu dengan metode ATC-40 sebesar 50,4%, analisis riwayat waktu dengan metode FEMA 356 sebesar 24,19%, serta analisis riwayat waktu dengan metode FEMA 440 sebesar 28,53%. Artinya dalam studi kasus model gedung dalam penelitian ini, metode koefisien peralihan FEMA 356 memberikan hasil prediksi yang paling mendekati nilai hasil analisis riwayat waktu.
- j) Analisis statik beban dorong dapat digunakan dengan baik dan rasional dalam menentukan parameter daktilitas aktual struktur gedung beton bertulang dengan kategori bentuk struktur beraturan.

DAFTAR PUSTAKA

- Applied Technology Council. 1996. *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, ATC-40, Volume 1, Report No. SSC 96-01, Applied Technology Council, California.
- American Society of Civil Engineers. 2000. *FEMA 356 – Prestandard and Commentary for The Seismic Rehabilitation of Buildings*, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.
- Applied Technology Council. 2004. *FEMA 440 – Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedure*, Applied Technology Council, California.
- Computer and Structures, Inc. 2006. *ETABS Nonlinear version 8.5.7 Manual*, Computer and Structures, Inc., Berkeley ,CA.
- Kanaan, A.E., Powell, G. 1973. *DRAIN-2D User's Guide*, University of California, Berkeley.
- Microsoft Corp. 2007. *MSDN Library for Microsoft VisualBasic 6*, Microsoft Corp.
- Pranata, Y.A. 2008. *Seminar Bidang Kajian 1: Studi Menentukan Parameter Daktilitas Peralihan Aktual: Studi Kasus Rangka Beton Bertulang Bertingkat Rendah*, Program Pascasarjana, Doktor Ilmu Teknik Sipil, Universitas Katolik Parahyangan.
- Structural Engineers Association of California. 1999. *Recommended Lateral Force Requirements and Commentary*, Seismology Committee, Structural Engineers Association of California (SEAOC).
- SeismoSoft, Inc. 2007. *SeismoSignal - A computer program for signal processing of strong-motion data*, URL: <http://www.seismosoft.com>.
- Standar Nasional Indonesia. 2002a. *SNI-03-2847-2002 - Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung*, Standar Nasional Indonesia.
- Standar Nasional Indonesia. 2002b. *SNI-1726-2002 - Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung*, Standar Nasional Indonesia, Departemen Permukiman dan Prasarana Wilayah.