

Analisis Portal Daktail Berdasarkan Metode Energi Melalui Mekanisme Leleh dan *Drift Target* Akibat Beban Gempa

Bambang Budiono¹⁾
Afied Syahroni²⁾

Abstrak

Di dalam penelitian ini, metode kesamaan energi digunakan untuk memperoleh gaya gempa desain pada struktur beton bertulang gedung beraturan. Konsep kesamaan energi yang digunakan untuk memperoleh respon spektra inelastis pada sistem berderajat kebebasan tunggal dimodifikasi dan diperluas untuk memasukkan dissipasi energi input, mekanisme leleh plastis dan drift target struktur. Karakteristik dari suatu struktur khususnya daktilitas dan mekanisme leleh plastis secara eksplisit digunakan dalam perhitungan gaya gempa desain.

Studi awal menunjukkan energi input ekuivalen ($\frac{1}{2}m.Sv^2$) bernilai lebih rendah dibandingkan dengan energi input dinamis (time history). Dengan demikian energi input ekuivalen yang didissipasikan ke dalam struktur untuk keperluan desain perlu dikalikan dengan suatu faktor keamanan (safety factor) dari hasil perbandingan antara energi input dinamis dan energi input ekuivalen. Suatu prosedur desain yang didasarkan pada target perpindahan struktur sebagai fungsi energi input merupakan suatu pendekatan desain yang baru, sehingga metode kesamaan energi yang diusulkan dapat digunakan sebagai alternatif desain pada saat ini dalam kerangka desain berdasarkan kinerja.

Kata-kata kunci : gempa desain, metode kesamaan energi, energi input, faktor keamanan.

Abstract

In this research, the equal energy method is used to obtain seismic design forces of regular reinforced concrete structures. The equal energy concept used in obtaining inelastic design response spectra for single degree of freedom systems is modified and extended to include the influence of a broad range of input energy, plastic yield mechanism, and drift target of the structures. The characteristics of the structure, especially the ductility and the plastic yield mechanism are explicitly used in calculating the seismic design forces.

Early studies show that the equivalent energy input ($\frac{1}{2}m.Sv^2$) is lower than the dynamic (time history) input energy. Hence, the equivalent input energy imparted to the structures should be multiplied by a safety factor which is a ratio between dynamic and equivalent input energy. A design procedure based on a structure's drift target as a function of the input energy is a new approach. Hence, the proposed equal energy method could be applied as an alternative design to date within framework of performance-based design.

Keywords : seismic design, equal energy method, energy input, safety factor.

1. Latar Belakang

Beberapa metode pendekatan dalam penentuan beban gempa desain telah banyak dikembangkan, baik yang telah digunakan sebagai peraturan maupun di dalam penelitian. Metode pendekatan tersebut antara lain: pertama dengan metode kesamaan perpindahan (*equal displacement*), yang didasarkan pada asumsi bahwa

struktur daktail dan struktur elastik penuh akibat pengaruh gempa rencana menunjukkan simpangan maksimum yang sama dalam kondisi di ambang keruntuhan. Sebagian besar peraturan termasuk SNI 03-1726-2002 menggunakan metode ini untuk menghitung beban gempa desain pada gedung beraturan. Asumsi ini tidak realistis khususnya untuk struktur praktis yang memiliki periode alami pada

1. Pengajar Rekayasa Struktur Departemen Teknik Sipil – ITB
2. Mahasiswa S2 Rekayasa Struktur Departemen Teknik Sipil – ITB

Catatan : Usulan makalah dikirimkan pada 21 Februari 2005 dan dinilai oleh peer reviewer pada tanggal 24 Februari 2005 - 16 Maret 2005. Revisi penulisan dilakukan antara tanggal 18 Maret 2005 hingga 8 April 2005.

wilayah S_v konstan, karena sesungguhnya struktur daktail memiliki simpangan maksimum yang lebih besar dari pada struktur elastik. Kedua dengan metode kesamaan energi (*equal energy*), yang didasarkan pada asumsi bahwa struktur daktail memiliki simpangan yang lebih besar dari pada struktur elastik. Metode ini belum banyak dikembangkan, sehingga perlu dilakukan penelitian lebih lanjut.

2. Maksud dan Tujuan

Maksud dan tujuan dalam penelitian ini adalah menganalisis dan mengevaluasi beban gempa desain menggunakan metode kesamaan energi pada struktur beton bertulang gedung beraturan dalam kerangka desain berdasarkan kinerja [ATC 40, 1996].

3. Kerangka Pemikiran

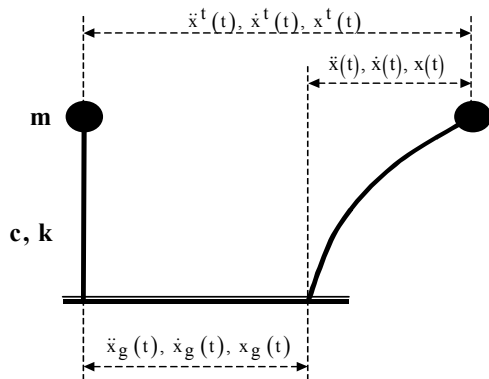
Sebagaimana yang telah disebutkan di atas, bahwa metode kesamaan energi yang digunakan dalam memperoleh gaya gempa desain didasarkan atas pemilihan energi input, pemilihan mekanisme leleh plastis dan pemilihan drift target. Adapun yang menjadi persoalan di dalam penelitian ini adalah besarnya energi input yang didissipasikan ke dalam struktur.

Suatu struktur linier berderajat kebebasan tunggal yang memiliki m (massa), c (damping) dan k (kekakuan) seperti yang ditunjukkan pada **Gambar 1**, bila dikenakan percepatan tanah $\ddot{x}_g(t)$ maka persamaan geraknya dapat dituliskan dalam bentuk:

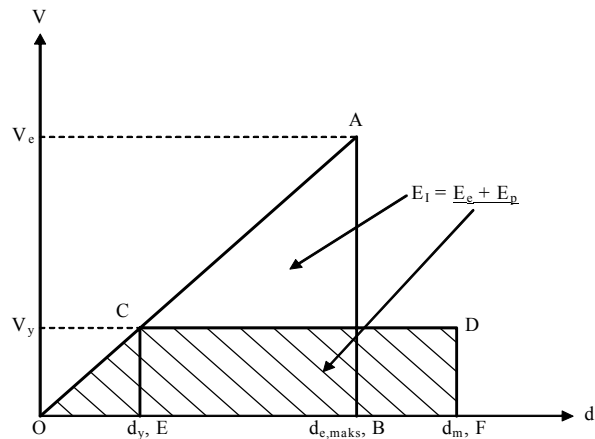
$$\ddot{x}(t) + 2 \cdot \xi \cdot \omega \cdot \dot{x}(t) + \omega^2 \cdot x(t) = -\ddot{x}_g(t) \quad (1)$$

Selama selang waktu- t , struktur akan mengalami perpindahan bolak-balik terhadap perpindahan relatifnya, sehingga persamaan keseimbangan energi dinamis yang dihasilkan selama struktur berespon dapat dituliskan dalam persamaan:

$$\int_0^t m \cdot \ddot{x}(t) \cdot dx + \int_0^t c \cdot \dot{x}(t) \cdot dx + \int_0^t k \cdot x(t) \cdot dx = - \int_0^t m \cdot \ddot{x}_g \cdot dx \quad (2)$$



Gambar 1. Struktur berderajat kebebasan tunggal



Gambar 2. Konsep kesamaan energi

dimana secara berturut-turut dapat didefinisikan sebagai energi kinetik (E_K), energi damping (E_D), energi regangan (E_R), dan energi input dinamis (E_{ID}) yang dipengaruhi oleh eksitasi dan durasi dari percepatan tanah.

Metode kesamaan energi yang digunakan untuk memperoleh gaya gempa desain didasarkan pada konsep kesamaan energi, seperti yang ditunjukkan dalam **Gambar 2** di atas. Energi input ekuivalen (Δ_{OAB}) yang diberikan ke dalam struktur akan didissipasikan dalam bentuk energi elastis (Δ_{OCE}) dan energi plastis (Δ_{CDEF}). Dengan gaya lateral, energi yang dibutuhkan untuk mendorong suatu struktur secara monotonik hingga mencapai target perpindahan maksimum adalah sama dengan energi input gempa maksimum dari suatu sistem elastis ekuivalen (Δ_{OAB}), yang dihitung melalui energi regangan maksimum yang tersimpan dalam sistem dan dapat ditulis menurut persamaan berikut:

$$E_I = E_{S0} = \frac{k \cdot \delta_{e,maks}^2}{2} = \frac{k \cdot S_d^2}{2} = \frac{1}{2} \cdot m \cdot S_v^2 \quad (3)$$

Housner, 1956 yang dirujuk oleh Leelataviwat S. dkk, [2002] menunjukkan bahwa grafik spektrum antara pseudovelocity dan periode alami suatu sistem linier dari gempa tipikal cenderung memberikan suatu nilai yang konstan dalam batas periode tertentu, terutama untuk spektrum yang diperoleh dari rata-rata beberapa respon spektra akibat gempa tipikal dengan intensitas yang sama. Berdasarkan pada asumsi ini, Housner menunjukkan bahwa energi input gempa maksimum untuk sistem MDOF dalam rata-rata dapat dituliskan menurut persamaan berikut:

$$E_{IS} = \frac{1}{2} \cdot M \cdot S_v^2 = \frac{W \cdot g \cdot T^2 \cdot C^2}{8 \cdot \pi^2} \quad (4)$$

dimana : M adalah massa total, C adalah pseudoacceleration yang dinormalisasi terhadap g (percepatan gravitasi), W adalah berat total dan T adalah periode alami.

Persamaan (4) merupakan Energi input ekuivalen (E_{IS}) yang mana sebagai fungsi dari pseudovelocity dan hanya valid untuk wilayah S_v konstan. Energi input ekuivalen ini tidak memperhitungkan besarnya eksitasi dan durasi akibat percepatan tanah. Untuk memasukkan pengaruh besarnya eksitasi dan durasi dari percepatan tanah tersebut maka perlu memberikan suatu faktor keamanan (*safety factor*) terhadap energi input ekuivalen yang dihitung menurut **persamaan (4)**. Adapun besarnya faktor keamanan (SF) yang diberikan dapat diperoleh dari hasil perbandingan antara energi input dinamis (E_{ID}) menurut **persamaan (2)** dengan energi input ekuivalen (E_{IS}) menurut **persamaan (4)**, yang dapat dituliskan menurut persamaan berikut:

$$SF = \frac{E_{ID}}{E_{IS}} \quad (5)$$

Akiyama dan Kato, 1982 yang dirujuk oleh Leelataviwat, S. dkk [2002] menunjukkan bahwa energi elastis (Δ_{OCE}) pada sistem MDOF dapat dihitung dengan mereduksi seluruh struktur ke dalam sistem SDOF, yang dapat ditulis menurut persamaan berikut:

$$E_e = \frac{W \cdot g \cdot T^2}{8 \cdot \pi^2} \cdot \left(\frac{V_y}{W} \right)^2 \quad (6)$$

dimana V_y adalah gaya geser dasar leleh.

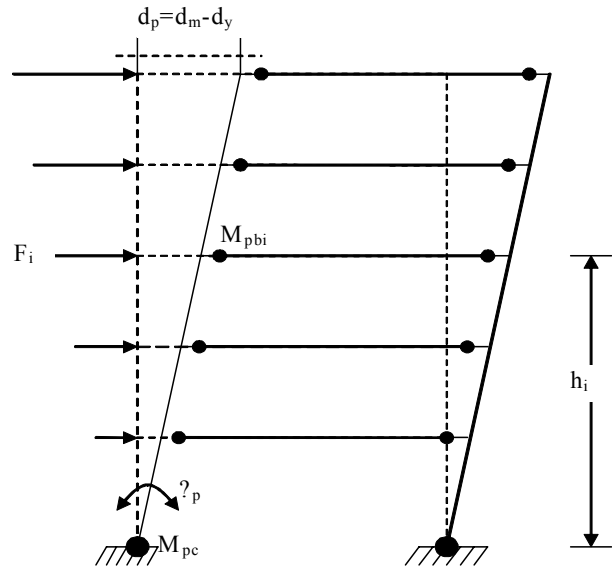
Sedangkan energi plastis total (Δ_{CDEF}) yang dibutuhkan struktur untuk mendissipasikan keseluruhan eksitasi dapat diperoleh dengan mengurangi **persamaan (4)** dan **persamaan (6)**, yang dapat dituliskan menurut persamaan berikut:

$$E_p = \frac{W \cdot g \cdot T^2}{8 \cdot \pi^2} \cdot \left\{ C^2 - \left(\frac{V_y}{W} \right)^2 \right\} \quad (7)$$

Bilamana struktur yang didesain adalah suatu struktur rangka pemikul momen bentang satu berlantai banyak dengan suatu pemilihan mekanisme leleh plastis (kolom kuat balok lemah) seperti yang ditunjukkan dalam **Gambar 3**, perpindahan plastis dari rangka terbentuk setelah struktur mencapai titik lelehnya. Setelah terbentuknya mekanisme leleh plastis, drift plastis dari rangka diasumsikan menjadi seragam setinggi struktur dan seluruh energi didissipasikan hanya melalui sendi plastis.

Berdasarkan mekanisme leleh plastis yang diilustrasikan dalam **Gambar 3** di atas, maka energi plastis yang dihitung menurut **persamaan (7)** adalah sama dengan energi yang didissipasikan melalui sendi plastis, yang dapat ditulis menurut persamaan berikut:

$$E_p = \left(\sum_{i=1}^n 2 \cdot M_{pbi} + 2 \cdot M_{pc} \right) \cdot \theta_p \quad (8)$$



Gambar 3. Mekanisme leleh plastis pada rangka bentang satu

dimana M_{pbi} adalah momen plastis balok lantai ke- i , M_{pc} adalah momen plastis kolom pada lantai dasar dan θ_p adalah drift plastis struktur.

Setelah mengalami pelelehan, gaya statik ekuivalen harus dalam keadaan seimbang dengan gaya internal. Keseimbangan kerja internal (sendi plastis) dan kerja eksternal (gaya statik ekuivalen) memberikan:

$$\sum_{i=1}^n 2 \cdot M_{pbi} + 2 \cdot M_{pc} = \sum_{i=1}^n F_i \cdot h_i \quad (9)$$

dimana F_i adalah gaya statik ekuivalen lantai ke- i dan h_i adalah tinggi balok lantai ke- i dari tanah.

Bilamana distribusi gaya statik ekuivalen diasumsikan bentuk linier berkaitan dengan mode pertama dari analisis dinamis, yaitu:

$$F_i = \frac{w_i \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n w_i \cdot h_i} \cdot V_y \quad (10)$$

maka berdasarkan **persamaan (9)** dan **persamaan (10)** dapat dituliskan kembali **persamaan (8)** menjadi:

$$E_p = \frac{\sum_{i=1}^n w_i \cdot h_i^2}{\sum_{i=1}^n w_i \cdot h_i} \cdot \theta_p \cdot V_y \quad (11)$$

Dari **persamaan (7)** dan **persamaan (11)** dapat diperoleh:

$$\left[C^2 - \left(\frac{V_y}{W} \right)^2 \right] = \left(\frac{\sum_{i=1}^n w_i \cdot h_i^2}{\sum_{i=1}^n w_i \cdot h_i} \right) \frac{8 \cdot \pi^2 \cdot \theta_p}{g \cdot T^2} \cdot \left(\frac{V_y}{W} \right) \quad (12)$$

Persamaan (12) merupakan persamaan kuadrat, dimana akar-akar dari persamaan kuadrat tersebut merupakan koefisien base shear leleh desain (V_y/W) yang dapat diselesaikan dengan menggunakan persamaan berikut:

$$\frac{V_y}{W} = \frac{-\alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4 \cdot C^2}}{2} \quad (13)$$

dimana α adalah parameter tanpa dimensi yang mana tergantung pada kekakuan struktur, sifat-sifat modal dan tingkat drift plastis yang diberikan, yang dapat dihitung menurut persamaan berikut:

$$\alpha = \frac{8 \cdot \theta_p \cdot \pi^2}{T^2 \cdot g} \cdot \left(\frac{\sum_{i=1}^n w_i \cdot h_i^2}{\sum_{i=1}^n w_i \cdot h_i} \right) \quad (14)$$

Koefisien base shear leleh desain yang dihitung menurut **persamaan (13)** adalah berdasarkan pada energi input ekuivalen, bilamana energi input yang diberikan adalah berdasarkan pada percepatan tanah asli maka **persamaan (13)** dapat ditulis kembali menjadi:

$$\frac{V_y}{W} = \frac{-\alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4 \cdot SF \cdot C^2}}{2} \quad (15)$$

4. Hipotesa

Berdasarkan kerangka pemikiran di atas maka peneliti menetapkan hipotesis sebagai berikut: “Energi input dinamis lebih besar sama dengan dari pada energi input ekuivalen ($1/2 \cdot m \cdot S_v^2$), dengan demikian untuk desain berdasarkan energi input ekuivalen diperlukan suatu faktor keamanan (SF)”.

Selanjutnya untuk mempermudah pemahaman terhadap hipotesa di atas, maka perlu dilakukan studi komparatif antara koefisien base shear leleh desain yang dihitung menurut metode kesamaan energi dan metode kesamaan perpindahan. Park dan Paulay, [1975] menunjukkan bahwa faktor daktilitas yang dihitung menurut θ (sudut rotasi) sama dengan dua kali faktor daktilitas yang dihitung menurut perpindahan, seperti yang ditunjukkan menurut persamaan berikut:

$$\frac{\theta_m}{\theta_y} = 2 \frac{\delta_m}{\delta_y} \quad (16)$$

Dimana: θ_m adalah rasio drift maksimum, θ_y adalah rasio drift leleh, δ_m adalah perpindahan maksimum dan δ_y adalah perpindahan leleh.

Dari studi analisis statis nonlinier (*pushover*) yang dilakukan oleh Budiono B., dan Gunadi, [2001], Budiono dan Permadi, [2003] pada struktur beton

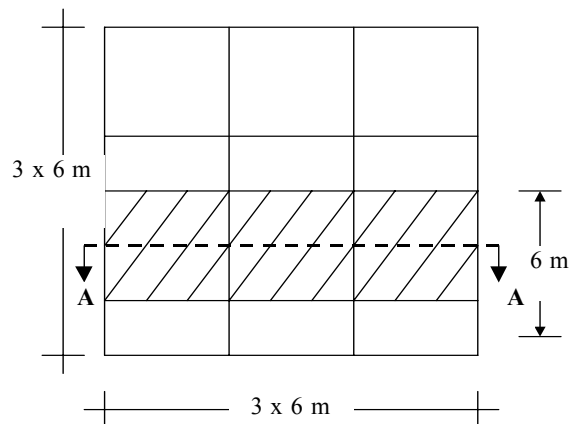
bertulang menunjukkan bahwa batas maksimum rasio drift leleh (θ_y) dan rasio drift plastis (θ_p) untuk desain yang baik adalah sebesar 0,2% dan 2,0%. Dari **persamaan 16** di atas dapat diperoleh gaya gempa desain menurut metode kesamaan energi setara dengan $\mu(\delta)$ sebesar 5,3 menurut metode kesamaan perpindahan yang dapat ditunjukkan menurut perhitungan berikut:

$$\mu(\delta) = \frac{\theta_m}{2 \cdot \theta_y} = \frac{2,2\%}{2 \cdot 0,2\%} = 5,5$$

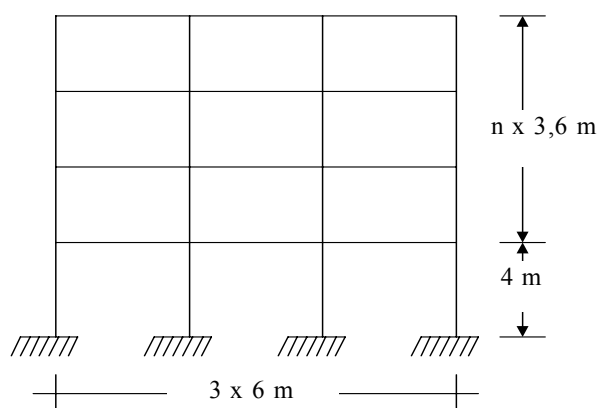
yang mana setara dengan $\mu(\delta) = 5,3$ menurut SNI 03-1726-2002 atau $R = \mu(\delta) \cdot f_1 (=1,6) = 8,5$ (daktail penuh).

5. Studi Kasus

Studi yang dilakukan dalam penelitian ini terdiri atas struktur portal 5 lantai, portal 10 lantai, portal 15 lantai dan portal 20 lantai, yang terletak pada zona gempa wilayah VI tanah keras menurut SNI 03-1726-2002 dengan data-data sebagai berikut.



Gambar 4. Denah



Gambar 5. Portal tipikal

5.1 Denah dan portal

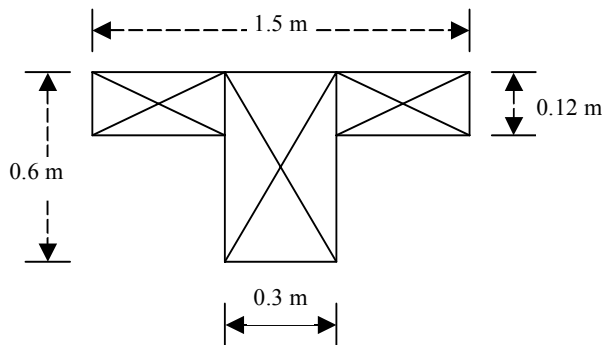
5.2 Mutu bahan

Mutu bahan yang digunakan adalah sebagai berikut:

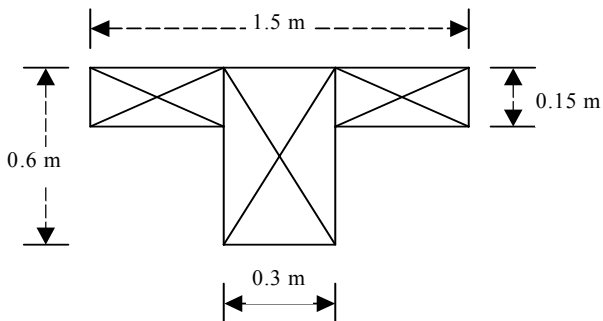
- Beton = 30 MPa
- E_c = 25.700 MPa
- Baja tulangan = 400 MPa
- E_s = $2,0 \times 10^5$ Mpa

5.3 Ukuran penampang

- Ukuran pelat yang digunakan dalam studi ini terdiri atas pelat atap 0,12m dan pelat lantai 0,15m
- Ukuran balok yang digunakan pada studi ini dapat

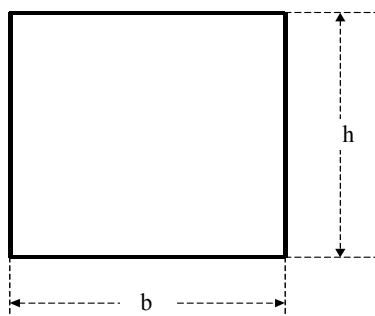


Gambar 6. Balok atap



Gambar 7. Balok lantai

- Ukuran kolom yang digunakan pada studi ini dapat dilukiskan dalam Gambar 8 dan Tabel 1 berikut ini.



Gambar 8. Sketsa penampang kolom

Tabel 1. Ukuran kolom

Portal	Lantai, $b \times h$ (m^2)			
	1 – 5	6 – 10	11 - 15	16 – 20
5	0,5 x 0,5	-	-	-
10	0,7 x 0,7	0,5 x 0,5	-	-
15	0,9 x 0,9	0,7 x 0,7	0,5 x 0,5	-
20	1,1 x 1,1	0,9 x 0,9	0,7 x 0,7	0,5 x 0,5

dilukiskan pada gambar berikut ini.

5.4 Beban

Beban yang digunakan terdiri atas:

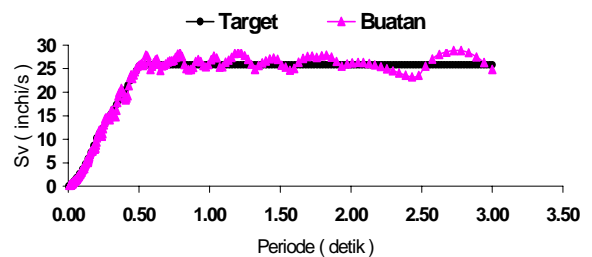
- (1) Beban mati
 - Berat beton = 24 kN/m³
 - Akibat partisi = 0,5 kN/m²
- (2) Beban hidup
 - Atap = 1,0 kN/m²
 - Lantai = 2,5 kN/m²
- (3) Faktor reduksi beban hidup untuk menentukan beban gempa sebesar 0,3.

5.5 Spektrum desain dan target

Di dalam analisis dinamis riwayat waktu dibutuhkan rekaman percepatan tanah sebagai data masukan (beban) sebagaimana yang ditulis menurut persamaan (1). Salah satu rekaman percepatan tanah tersebut dapat diperoleh dengan cara buatan menggunakan bantuan program SIMQKE untuk spektrum desain yang dipilih (target). Berdasarkan spektrum desain wilayah VI tanah keras ($A_0=0,33g$) menurut SNI 03-1726-2002, maka dari hasil program SIMQKE diperoleh percepatan tanah buatan dengan spektrum buatan dan target menurut Gambar 9 di bawah.

5.6 Desain struktur

Selain menahan beban mati dan beban hidup struktur juga didesain terhadap beban gempa. Adapun besarnya beban gempa statik ekuivalen dihitung menurut metode kesamaan energi tanpa faktor keamanan yang distribusinya berdasarkan SNI 03-



Gambar 9. Spektrum desain dan target

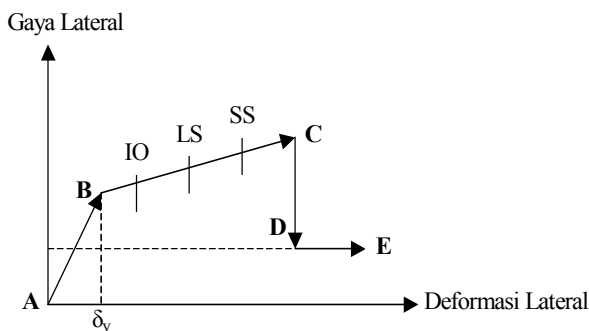
1726-2002. Sedangkan analisa struktur dan desain penampang diperoleh dengan bantuan program *ETABS Nonlinier versi 8.0*, yang mana besarnya kombinasi pembebanan dan faktor reduksi kekuatan berdasarkan SNI 03-2847-2002.

5.7 Analisis nonlinier

Di dalam studi ini perilaku nonlinier yang digunakan adalah berdasarkan material, sedangkan perilaku nonlinier geometri (efek $P-\delta$) diabaikan. Adapun tujuan dari analisis nonlinier adalah untuk mengetahui perpindahan maksimum antar lantai dan gaya geser dasar maksimum. Salah satu bentuk perilaku nonlinier material menurut *SAP2000 Nonlinier* adalah menggunakan sendi plastis yang diletakkan pada bagian ujung dari setiap elemen suatu rangka. *Applied Technology Council 40 (ATC-40)*^[1] mendefinisikan perilaku nonlinier material pada sendi plastis menurut **Gambar 10** di bawah ini.

Gambar 10 mendefinisikan bahwa struktur yang didorong oleh beban lateral mengalami beberapa tahapan kinerja sebagai berikut : (i). Titik **A**, berkaitan dengan kondisi struktur tanpa dibeban; (ii). Titik **B**, kondisi yang sama dengan kuat leleh nominal; (iii). Titik **IO** (*Immediate Occupancy*), kondisi kerusakan yang terjadi pada struktur relatif kecil; (iv). Titik **LS** (*Life Safety*), kondisi kerusakan pada struktur cukup signifikan (batas antara keruntuhan sebahagian atau total); (v). Titik **SS** (*Structural Stabiltiy*), kerusakan besar pada struktur dapat terjadi meliputi penurunan yang signifikan dari kekakuan dan kekuatan sistem penahan gaya lateral; (vi). Titik **C**, memiliki tahanan yang sama dengan kuat nominal; (vii). Titik **D**, penurunan tahanan C-D merupakan kegagalan awal dari komponen; (viii). Titik **E**, merupakan tahanan sisa yang dimiliki oleh komponen, biasanya diasumsikan sama dengan 20% dari kuat nominal. ATC-40 mensyaratkan untuk komponen utama suatu sistem struktur penahan gaya lateral tidak berdeformasi diluar titik C.

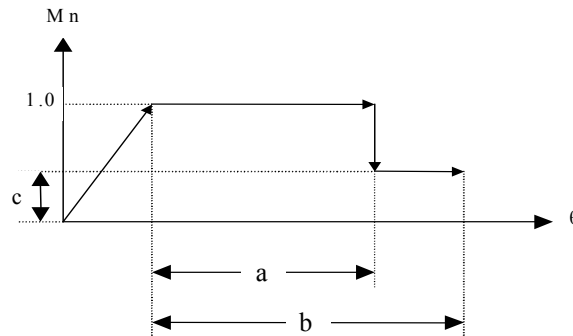
Batas perpindahan struktur yang berkaitan dengan



Gambar 10. Hubungan beban dan perpindahan pada sendi plastis [ATC-40, 1996]

Tabel 2. Batas perpindahan struktur [ATC-40, 1996]

Elemen	Tingkat Kinerja Struktur		
	IO	LS	SS
Balok	0,005	0,01	0,02
Kolom	0,005	0,01	0,02



Gambar 11. Kurva momen dan rotasi plastis (ATC-40^[1])

Tabel 3. Batas rotasi plastis pada elemen [ATC-40, 1996]

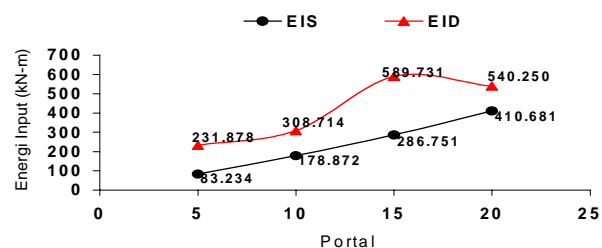
Elemen	Rotasi plastis (rad)		Rasio kuat sisa
	a	b	
Balok	0,02	0,04	0,2
Kolom	0,02	0,03	0,2

kinerja struktur dapat diberikan dalam **Tabel 2** di samping.

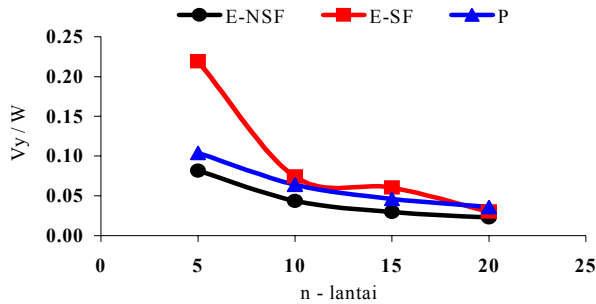
Karena portal yang ditinjau adalah struktur rangka pemikul momen, maka hubungan antara beban dan perpindahan di atas dapat dimodelisasikan sebagai hubungan antara momen (M) dan rotasi plastis (θ_p) yang diilustrasikan dalam **Gambar 11** dan **Tabel 3** di atas.

6. Hasil dan Pembahasan

Studi yang dilakukan oleh Budiono B. dan Syahrani A., [2005] menunjukkan energi input ekuivalen (E_{IS}) menurut **persamaan (4)** dan energi input dinamis (E_{ID}) menurut **persamaan (2)** dari hasil program *SAP2000 Nonlinier* pada keempat portal yang



Gambar 12. Energi input



Gambar 13. Koefisien *base shear* leleh desain

memiliki periode alami berturut-turut sebesar 0,7622 detik, 1,2375 detik, 1,7120 detik dan 2,1982 detik dapat diberikan pada Gambar 12 berikut ini.

Dari Gambar 12 terlihat bahwa energi input dinamis lebih besar 1,3-2,8 dari pada energi input ekuivalen. Sehingga faktor keamanan yang diperoleh menurut persamaan (5) lebih besar dari nilai satu. Bila keempat portal didesain dengan *drift* target 2,2%, asumsi *drift* leleh 0,2% dan *drift* plastis 2,0% maka diperoleh koefisien *base shear* leleh desain menurut metode kesamaan energi tanpa faktor keamanan (E-NSF) dan dengan faktor keamanan (E-SF) berdasarkan energi input maupun metode kesamaan perpindahan (P) pada Gambar 13 di atas.

Dari Gambar 13 di atas dapat ditunjukkan bahwa koefisien *base shear* leleh desain yang dihitung menurut metode E-NSF lebih kecil 27%-57% dari pada metode kesamaan perpindahan (P), sedangkan dengan metode E-SF lebih besar 14%-53% dari pada metode kesamaan perpindahan (P), kecuali portal 20 lantai lebih kecil 20%.

Dari hasil analisis nonlinier baik akibat beban dinamis maupun beban statis pada keempat portal hasil desain menurut metode E-NSF dapat ditunjukkan *drift* antar lantai maksimum pada Gambar 14 dan Gambar 15 di bawah ini. Dari Gambar 14 diperoleh bahwa *drift*

antar lantai maksimum portal 5 lantai lebih besar dari pada *drift* target (2,2%). Hal ini disebabkan karena portal 5 lantai memiliki periode alami sebesar 0,7622 detik yang berada pada daerah peralihan antara S_a dan S_v , dimana nilai spektrum *pseudovelocity* lebih besar dari pada spektrum desain. Sehingga pada saat $t = 6,4$ detik sendi plastis pada kolom lantai dasar telah mencapai titik E (kapasitas deformasi maksimum) menurut Gambar 10 di atas.

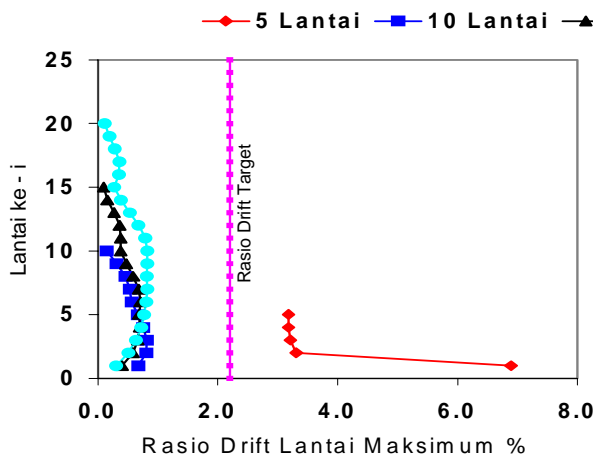
Sedangkan dari Gambar 15 menunjukkan bahwa perpindahan maksimum antar lantai akibat beban statis dari keempat portal mendekati rasio *drift* target, terutama untuk lantai 1-2 pada portal lima lantai, lantai 3-6 pada portal sepuluh lantai, lantai 6-10 pada portal lima belas lantai dan lantai 9-13 pada portal dua puluh lantai.

Base shear maksimum dari analisis nonlinier dapat ditunjukkan pada Gambar 16, yang mana dapat diperoleh bahwa *base shear* maksimum akibat beban dinamis lebih besar 1,02-1,79 dari pada beban statis.

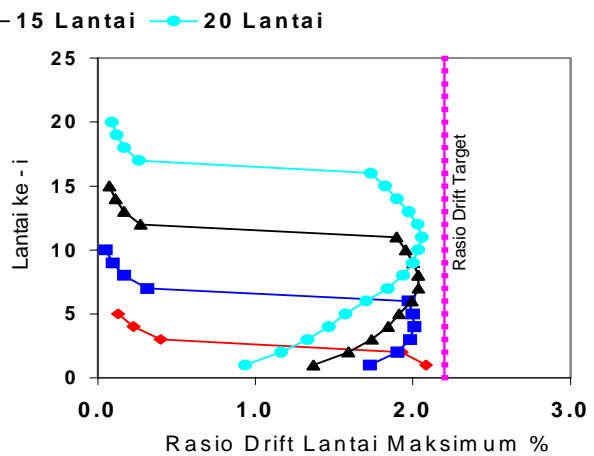
Analisis statis nonlinier (pushover) yang dilakukan juga dimaksudkan untuk menentukan titik kinerja struktur dalam rangka kerja desain berdasarkan kinerja. Hasil titik kinerja yang diperoleh menggunakan prosedur A menurut ATC-40 untuk

Tabel 4. Titik kinerja struktur

Portal	S_{ay}^* (g)	S_{dy}^* m	S_a^* (g)	S_d^* m
5	0,120	0,017	0,129	0.108
10	0,075	0,030	0,084	0.168
15	0,052	0,042	0,064	0.230
20	0,040	0,055	0,052	0.292



Gambar 14. Rasio *drift* lantai maksimum akibat beban dinamis



Gambar 15. Rasio *drift* lantai maksimum akibat beban statis

Tabel 5. Base shear pada performace point

Portal	Wt kN	S _a [*] g	α ₁	V _b kN
5 Lantai	3798,24	0,129	0,869	425.508
10 Lantai	8180,36	0,084	0,768	527.731
15 Lantai	13118,54	0,064	0,739	620.515
20 Lantai	18751,00	0,052	0,720	701.766

Tabel 6. Drift dan tingkat daktilitas struktur

Portal	θ _v	θ _m	θ _p	μ(θ)	μ(δ)
5	0,118	0,978	0,860	8,306	4,153
10	0,112	1,227	1,115	10,953	5,477
15	0,108	1,399	1,291	12,999	6,499
20	0,108	1,403	1,295	13,049	6,524

struktur tipe B dari keempat portal dapat diringkaskan pada Tabel 4. Adapun besarnya gaya geser dasar struktur pada titik kinerja dapat dirangkum dalam Tabel 5.

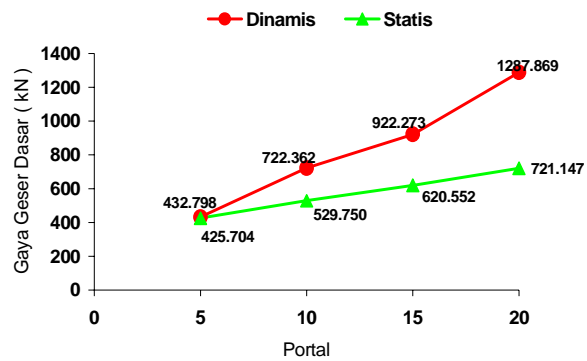
Sedangkan besarnya drift dan tingkat daktilitas struktur dari hasil titik kinerja struktur dapat dirangkum dalam Tabel 6, yang mana diperoleh bahwa θ_v dan θ_p yang diperoleh lebih kecil dari pada drift desain yang digunakan. Namun besarnya faktor daktilitas yang tersedia pada struktur lebih besar dari pada desain μ(δ) = 5,3, kecuali untuk portal 5 lantai.

Dari hasil analisis nonlinier di atas terdapat perbedaan hasil base shear akibat beban dinamis (maksimum) dan statis (pada titik kinerja) dengan base shear desain menurut metode kesamaan energi. Oleh karena itu, perlu memberikan suatu faktor keamanan (safety factor) ke dalam energi input. Adapun besarnya faktor keamanan yang dihitung menurut energi input diperoleh untuk C (pseudoacceleration yang dinormalisasi terhadap percepatan gravitasi) lebih besar sama dengan A₀ (= 0,33g), sedangkan faktor keamanan yang dihitung menurut gaya geser dasar hasil analisis nonlinier dapat diperoleh dari persamaan (15) yang ditulis kembali menjadi

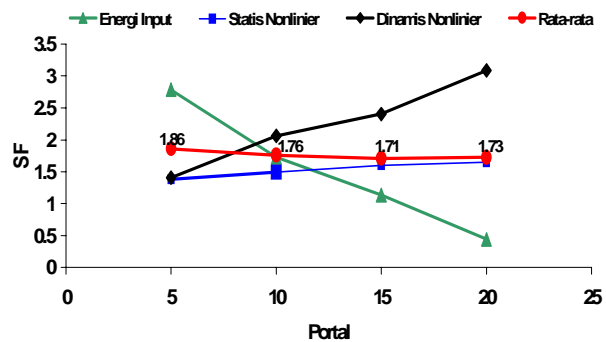
$$SF = \frac{\left(\frac{V_y}{W}\right)^2 + \left(\frac{V_y}{W}\right)}{C^2} \quad (17)$$

Tabel 7. Faktor keamanan

Portal	Faktor Keamanan			
	Energi input	Statis Nonlinier	Dinamis Nonlinier	Rata-rata
5 Lantai	2,786	1,384	1,409	1,860
10 Lantai	1,726	1,494	2,063	1,761
15 Lantai	1,134	1,598	2,403	1,712
20 Lantai	0,441	1,650	3,086	1,725



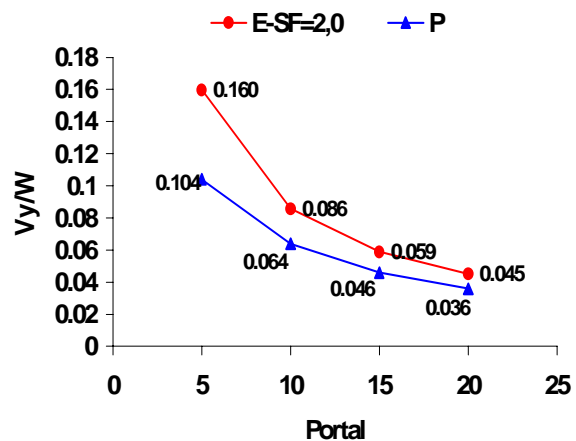
Gambar 16. Gaya base shear maksimum



Gambar 17. Faktor keamanan

persamaan berikut:

Selanjutnya hasil faktor keamanan yang diperoleh dapat dirangkum dalam Tabel 7 dan Gambar 16 berikut ini.



Gambar 18. Koefisien base shear leleh desain menurut metode kesamaan energi (E-SF=2,0) dan metode kesamaan perpindahan (P)

Tabel 7 dan **Gambar 17** di atas menunjukkan adanya perbedaan hasil nilai faktor keamanan. Dari ketiga hasil nilai faktor keamanan tersebut dapat diperoleh nilai faktor keamanan rata-rata, yang mana besarnya mendekati nilai 2,0. Bila nilai faktor keamanan sebesar 2,0 tersebut digunakan untuk menentukan koefisien *base shear* leleh desain menurut metode kesamaan energi maka dapat diperoleh hasil menurut **Gambar 18** berikut ini.

Dari **Gambar 18** di atas menunjukkan bahwa koefisien *base shear* leleh desain menurut metode kesamaan energi (SF=2,0) lebih besar 20%–35% dari pada metode kesamaan perpindahan karena koefisien *base shear* leleh desain yang dihitung menurut metode kesamaan energi memasukkan pengaruh eksitasi dan durasi dari percepatan tanah yang diberikan.

7. Kesimpulan

Dari hasil studi yang dilakukan pada portal 5 lantai, 10 lantai, 15 lantai dan 20 lantai struktur beton bertulang di atas dapat disimpulkan bahwa koefisien *base shear* leleh desain (V_y) yang dihitung menurut metode kesamaan energi perlu dikalikan dengan suatu faktor keamanan sebesar 2,0 terhadap energi input ekuivalen ($\frac{1}{2}.m.S_v^2$) untuk memasukkan pengaruh eksitasi dan durasi dari percepatan tanah.

Singkatan

E-NSF	Metode kesamaan energi tanpa faktor keamanan
E-SF	Metode kesamaan energi dengan faktor keamanan
E_{S0}	Energi regangan maksimum
MDOF	<i>Multy degree of freedom</i>
SDOF	<i>Single degree of freedom</i>
P	Metode kesamaan perpindahan
SF	<i>Safety factor</i>

Lambang

A_0	Percepatan puncak muka tanah
c	damping
C	<i>pseudoacceleration</i> yang dinormalisasi terhadap g (percepatan gravitasi)
F_i	Gaya statik ekuivalen lantai ke- i
h_i	Tinggi lantai ke- i dari dasar struktur
k	Kekakuan
M	Massa total
M_n	Momen nominal
M_{pbi}	Momen plastis balok lantai ke- i
M_{pc}	Momen plastis kolom dasar struktur
n	Jumlah lantai
S_a^*	Spektrum kapasitas percepatan
$x_g(t)$	S_{ay}^* Spektrum kapasitas percepatan leleh
$\dot{x}_g(t)$	S_d^* Spektrum kapasitas perpindahan

$x^{(t)}$	S_{dy}^* Spektrum kapasitas perpindahan leleh
t	Waktu
T	Periode alami struktur
V_b	Base shear
V_y	Base shear leleh desain
w_i	Berat lantai ke- i
W	Berat total struktur
$\dot{x}^t(t)$	Perpindahan akibat percepatan tanah
$\ddot{x}(t)$	Percepatan tanah
$\ddot{x}^t(t)$	Perpindahan relatif pada struktur berderajat kebebasan tunggal
	Perpindahan total pada struktur berderajat kebebasan tunggal
	Kecepatan relatif pada struktur berderajat kebebasan tunggal
	Kecepatan total pada struktur berderajat kebebasan tunggal
	Percepatan relatif pada struktur berderajat kebebasan tunggal
	Percepatan total pada struktur berderajat kebebasan
Δ	Luas
δ	Perpindahan
δ_e	Perpindahan elastis
δ_m	Perpindahan maksimum
δ_p	Perpindahan plastis
δ_y	Perpindahan leleh
θ_m	Rotasi maksimum
θ_p	Rotasi plastis
θ_y	Rotasi leleh
μ	Faktor daktilitas
ξ	Rasio damping
ω	Frekuensi alami

Daftar Pustaka

- ATC 40, 1996, “*Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*”, California Seismic Safety Commission, Vol. 1.
- Budiono, B., Gunadi, T. A., 2001, “*Analisis Struktur Daktail Akibat Beban Gempa dengan Metode Perpindahan*”, Tesis Program Magister, Institut Teknologi Bandung.
- Budiono, B., Permadi, H., 2003, “*Analisis Struktur Berbasis Kinerja pada Portal dengan Beban Gempa Kuat*”, Tesis Program Magister, Institut Teknologi Bandung.

Budiono, B., Syahroni A., 2005, "*Analisis Portal Daktail Berdasarkan Energi Melalui Mekanisme Leleh dan Drift Target Akibat Beban Gempa*", Tesis Program Magister, Institut Teknologi Bandung.

Chopra, Anil K., 2001, "*Dinamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*", Prentice-Hall, 2nd edition.

Leelataviwat, S., Goel S. C., Stojadinovic, B., 2002, "Energy-based seismic design of structures using yield mechanism and target drift", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol.