

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Analisis Riwayat Waktu Nonlinier

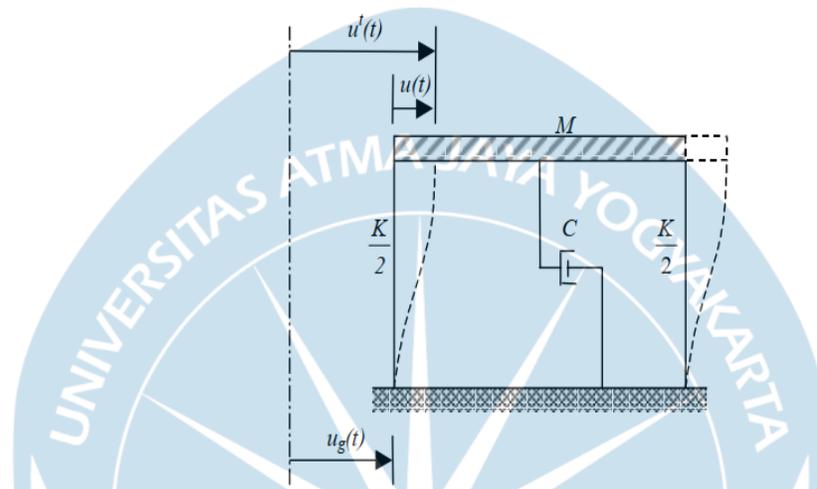
Analisis Dinamik Riwayat Waktu adalah suatu cara analisis untuk menentukan riwayat waktu respon dinamik struktur bangunan gedung atau bangunan struktur lainnya yang berperilaku linear atau nonlinier terhadap gerakan tanah akibat gempa. Analisis riwayat waktu nonlinier biasanya dipergunakan dalam analisis struktur yang kompleks atau struktur dengan sistem derajat kebebasan tunggal.

Analisis riwayat waktu nonlinier dilakukan pada sistem SDOF umum seperti yang ditunjukkan pada Gambar 3.1. Persamaan gerak sistem SDOF nonlinier juga secara matematis dapat ditulis

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + F_s(u) = -M\ddot{u}_g \quad (3.1)$$

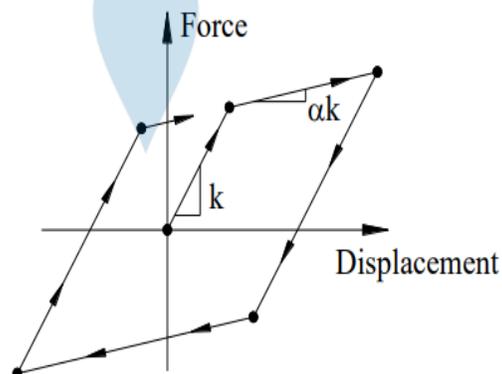
Dengan M adalah massa sistem SDOF, C adalah koefisien redaman viscos, u adalah perpindahan relatif antara massa dan tanah, \ddot{u}_g adalah percepatan tanah dan $F_s(u)$ adalah gaya pemulih. Perilaku inelastis sistem pada dasarnya tergantung pada hubungan nonlinier antara gaya pemulih dan perpindahan relatif umum ($f_s(u) - u$), yang disebut perilaku histeris. Model histeresis bilinear digunakan untuk mendefinisikan perilaku nonlinier dari sistem SDOF (Gambar 3.2). Histeresis bilinear umumnya digunakan untuk mendefinisikan perilaku elemen struktur yang memiliki penurunan kekuatan

atau kekakuan yang tidak memadai, misalnya lentur balok baja kompak yang tekuk lateral atau torsional tidak penting. Model bilinear didefinisikan oleh tiga parameter: kekuatan luluh, kekakuan awal, dan kekakuan pasca-luluh.



Gambar 3.1. Sistem SDOF mengalami percepatan tanah

Analisis riwayat waktu nonlinier pada sistem SDOF dilakukan dengan menggunakan NONLIN, sebuah program komputer untuk analisis respons seismik nonlinier sistem SDOF.



Gambar 3.2. Model histeresis bilinear yang digunakan dalam penelitian ini

3.2 Hubungan Daktilitas dan Faktor Pengurangan Kekuatan

3.1.1 Daktilitas

Daktilitas adalah kemampuan sebuah struktur atau komponen untuk menahan respon inelastik, termasuk lendutan terbesar dan menyerap energi. Pada dasarnya daktilitas dibagi atas beberapa jenis. Hal ini terjadi karena adanya beberapa pengertian yang timbul. Pengertian daktilitas dapat ditinjau dari tiga jenis metode perhitungan. Daktilitas dapat ditinjau dari segi tegangan (*strain*), Lengkungan (*curvature*), dan Lendutan (*displacement*). Dimana Daktilitas tegangan (*strain*), merupakan daktilitas yang dimiliki oleh material yang digunakan, Lengkungan (*curvature ductility*) ini merupakan daktilitas yang diberikan oleh penulangan struktur, dan daktilitas lendutan biasanya digunakan pada evaluasi struktur yang diberikan gaya gempa. Lendutan (*displacement*), daktilitas didefinisikan oleh rasio dari total lendutan yang terjadi Δ_m dengan lendutan pada awal titik leleh (*yield point*) u_y . Dari ketiga metode tersebut rasio daktilitas perpindahan digunakan untuk menentukan faktor daktilitas.

Menurut Miranda dan Bertero (1994), besarnya deformasi inelastis yang dialami oleh sistem struktur yang dikenai gerakan tanah atau beban lateral tertentu disajikan dengan rasio daktilitas perpindahan (permintaan daktilitas), yang didefinisikan sebagai rasio perpindahan relatif absolut maksimum terhadap perpindahan leleh nya, dapat dinyatakan sebagai berikut:

$$\mu = \frac{\Delta_m}{\Delta_y} \quad (3.2)$$

dengan Δ_m = perpindahan maksimum, dan Δ_y = perpindahan pada saat luluh.

3.1.2 Faktor Pengurangan Kekuatan

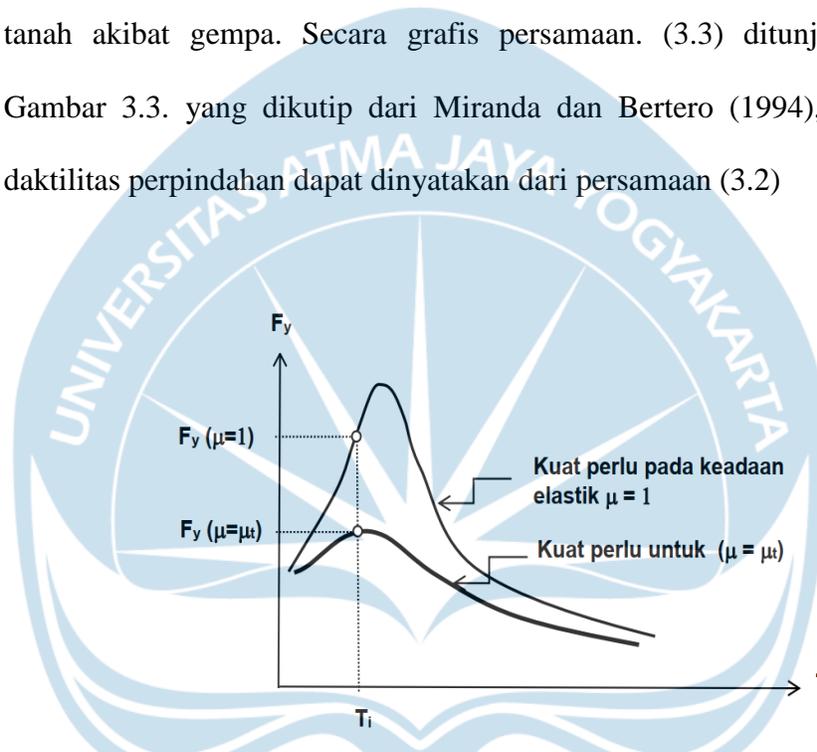
Dalam mendesain kekuatan lateral bangunan seperti yang telah ada dalam peraturan kegempaan biasanya rendah dan pada beberapa kasus lebih rendah daripada kekuatan lateral yang dibutuhkan untuk menjaga struktur berada dalam rentang elastik terhadap ancaman gempa yang terjadi. Faktor pengurang kekuatan dari kekuatan elastik yang dibutuhkan biasanya dijabarkan dalam peraturan gempa yang dimaksudkan untuk menghitung redaman, kapasitas disipasi energi maupun kelebihan kekuatan.

Faktor reduksi yang dikaitkan dengan R_μ digunakan untuk menghitung respons nonlinier suatu struktur yang disebabkan oleh energi histeris. R_μ tergantung pada sifat struktural, seperti redaman, daktilitas, dan periode dasar getaran, di samping karakteristik gerakan tanah gempa. Abdi dkk (2019).

Untuk suatu struktur, pengurangan kuat perlu yang disebabkan oleh perilaku histeresis dapat didefinisikan sebagai rasio kuat perlu pada keadaan elastik terhadap kuat perlu inelastik menurut (Miranda dan Bertero, 1994):

$$R_\mu = \frac{F_y(\mu=1)}{F_y(\mu=\mu_t)} \quad (3.3)$$

dengan $F_y(\mu=1)$ = kuat perlu pada keadaan elastik, dan $F_y(\mu=\mu_t)$ kuat perlu untuk mempertahankan rasio daktilitas perpindahan perlu μ lebih kecil atau sama dengan target rasio daktilitas μ_t , jika dikenai oleh suatu guncangan tanah akibat gempa. Secara grafis persamaan. (3.3) ditunjukkan dengan Gambar 3.3. yang dikutip dari Miranda dan Bertero (1994), dengan rasio daktilitas perpindahan dapat dinyatakan dari persamaan (3.2)



Gambar 3.3. Respons spectra pada kondisi elastik dan inelastik

Spektrum R_μ adalah fungsi dari dua karakteristik sistem (redaman dan perilaku histerisis) dan percepatan gempa.

Berikut nilai hubungan R_μ - μ - T yang diperkenalkan oleh penelitian terdahulu yang digunakan dalam analisa lanjutan :

Nassar dan Krawinkler (1991) melakukan penelitian mengenai respon sistem SDOF Nonlinear terhadap 15 macam kejadian gempa yang dicatat di *Western United States* dengan bangunan pada lokasi tanah sedang dan

bebatuan. Penelitian mereka termasuk jarak epi sentral dan degradasi kekakuan yang memberikan pengaruh terhadap faktor pengurang kekuatan.

Berdasarkan nilai rata-rata faktor pengurang kekuatan, nilai R_μ yang diajukan oleh Nassar dan Krawinkler (1991) adalah sebagai berikut :

$$R_\mu = [c(\mu-1)+1]^{1/c} \quad (3.4)$$

Dengan parameter regresi nonlinear

$$c(T,\alpha) = \frac{T^a}{1+T^a} + \frac{b}{T^b} \quad (3.5)$$

dengan α adalah kekakuan paska luluh sebagai bentuk persentase dari sistem kekakuan inisial dan parameter kekakuan a dan b dimuat dalam bentuk Tabel 3.1 sebagai berikut.

Table 3.1 Parameter faktor amplifikasi Nassar dan Krawinkler

$\alpha, \%$	a	b
0	1	0.42
2	1.01	0.37
10	0.80	0.29

Sumber: *Seismic demands for SDOF and MDOF systems*

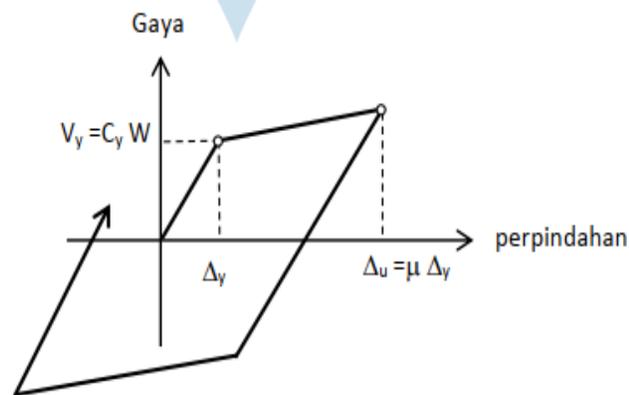
3.3 Metode Spektra Titik Luluh

Metode spektra titik luluh (Aschheim dan Black, 2000) merupakan metode untuk mendapatkan koefisien geser tingkat saat luluh yang diperkirakan dari perpindahan saat luluh. Grafik-grafik yang menyatakan hubungan antara perpindahan saat luluh dan koefisien geser tingkat dengan daktilitas konstan dapat diperoleh dari hubungan antara periode, koefisien

reduksi kuat luluh dan daktilitas. Setiap titik pada kurva spektra titik luluh menggambarkan perpindahan pada saat luluh dan kuat luluh yang diperlukan untuk suatu daktilitas perpindahan tertentu. Spektra titik luluh dapat dibentuk berdasarkan respons spektrum dari suatu rekaman gempa tertentu atau berdasarkan respons spektrum menurut peraturan. Mengingat prediksi perpindahan saat luluh dan sifat-sifat ragam dapat diprediksi dengan cukup akurat (*Building Seismic Safety Council, 2009*), metode spektra titik luluh merupakan alternatif dalam mendapatkan geser dasar dari suatu bangunan gedung.

Secara sederhana hubungan antara perpindahan dan beban ditunjukkan pada Gambar 3.4 untuk sistem bilinear. Perpindahan saat luluh ditunjukkan dengan Δ_y , berkaitan dengan kuat luluh V_y , yang bertemu pada suatu titik luluh. Koefisien kuat geser ditentukan dengan membagi kuat luluh dengan berat struktur menurut:

$$C_y = \frac{V_y}{W} \quad (3.6)$$



Gambar 3.4. Hubungan Beban-Perpindahan pada Sistem Bilinier (Aschheim dan Black, 2000)

Hubungan perpindahan dan percepatan pada saat luluh yang sesuai dengan periode dan kekuatan tertentu ditentukan dengan menggunakan hubungan:

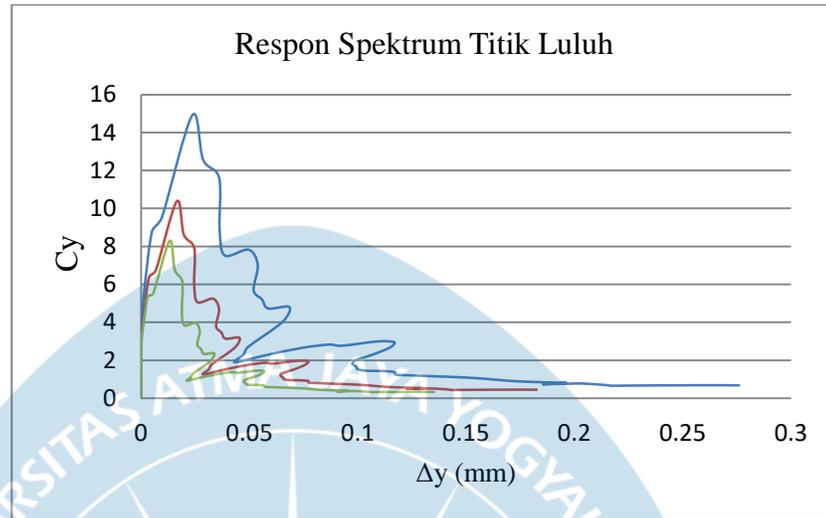
$$\Delta_y = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \cdot S_{ay} \quad (3.7)$$

di mana T = periode alami dan S_{ay} = spektra pseudo percepatan saat luluh, diberikan secara ekuivalen $C_y g$ dimana g = percepatan gravitasi (9.81 m/sec^2). Dengan memperhatikan faktor reduksi kuat luluh pers. (3.3), pers. (3.7) dapat ditulis menjadi:

$$\Delta_y = \frac{1}{R\mu} \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \cdot S_a \quad (3.8)$$

dengan S_a = spektrum respons percepatan.

Spektrum respons pada keadaan elastik dapat diperoleh baik untuk suatu guncangan tanah tertentu atau langsung dari spektrum respons berdasarkan peraturan. Pada Gambar 3.5 ditunjukkan spektral titik luluh yaitu hubungan antara perpindahan saat luluh, Δ_y , dengan koefisien kuat geser luluh, $C_y = S_a/R\mu$, untuk guncangan tanah Gempa Elcentro, diambil menurut metode Nassar dan Krawinkler (1991) dengan daktilitas target $\mu = 1, 1.5, 2, 2.5$.



Gambar 3.5 Spektral Titik Luluh untuk Gempa Elcentro

3.3.1 Estimasi Perpindahan Saat Luluh (*Yield Displacement*)

Terdapat berbagai peneliti yang telah dilakukan menunjukkan bahwa dalam berbagai macam sistem struktur (distribusi massa, kekakuan dan elemen struktur), perpindahan luluh, Δ_y , ditentukan dengan analisa pushover berdasarkan kuat leleh dari elemen baja atau tulangan beton yang hampir menunjukkan kekuatan keseluruhan sistem struktur, namun perubahan kekakuan dapat berubah-ubah dengan memberikan tambahan penampang baja atau tulangan beton yang dapat berpengaruh secara tidak langsung terhadap perpindahan luluh, Δ_y .

Dalam mengestimasi rasio perpindahan leleh bangunan dapat digunakan dengan metode pendekatan desain gempa konvensional dengan mengestimasi waktu getar. Periode getaran, memberikan hasil yang bervariasi jika dilakukan prosedur iterasi, oleh karena itu, untuk estimasi rasio

perpindahan leleh, Δ_y , untuk berbagai macam tipe bangunan bisa menggunakan Tabel 3.2 berikut

Tabel 3.2. Estimasi rasio perpindahan luluh

Seismic-Force Resisting system	Estimated Yield Drift Ratio, %
Reinforced Concrete Buildings	
Reinforced Concrete Buildings	0,5 – 0,6
Cantilever Shear Walls	0,10 h/l_w
Steel Buildings	
Moment Frames	1-1,2
Special Truss Moment Frames	0,75
Concentrically Braced Frames	0,3
Eccentrically Braced Frames	0,5
Buckling Restrained Braced Frames	0,3-0,5

Sumber : FEMA 750, paper 9

Selanjutnya nilai perpindahan luluh (*yield displacement*) dapat dihitung dengan persamaan:

$$\Delta_y = \left(\frac{\Delta_y}{h} \right) h \quad (3.9)$$

dengan Δ_y adalah perpindahan luluh, Δ_y/h adalah *yield drift ratio*, h adalah tinggi total bangunan.

Pada tabel 3.2 diatas diperuntukkan dalam analisis struktur yang kompleks. Pada analisis sistem derajat kebebasan tunggal, perpindahan luluh yang efektif dapat dikaitkan dengan kelengkungan luluh yang efektif. Berbagai perkiraan kelengkungan hasil ini telah diajukan. Misalnya, Priestley dkk (1995). telah menyarankan bahwa kelengkungan leleh efektif, ϕ_y , untuk penampang kolom beton bertulang melingkar dapat diperkirakan dengan:

$$\phi_y = \frac{2,45\varepsilon_y}{D} \quad (3.10)$$

dimana D adalah diameter penampang lingkaran dan ε_y adalah regangan leleh tulangan longitudinal.

Perpindahan leleh yang sesuai, Δ_y , untuk kolom kantilever ramping yang dikenai beban lateral yang diterapkan di bagian atas, dapat diperkirakan sebagai.

$$\Delta_y = \phi_y \frac{L^2}{3} \quad (3.11)$$

dimana L adalah panjang kolom.

3.3.2 Penentuan Perpindahan Puncak Atap

Respon perpindahan puncak difokuskan pada pembatasan perpindahan antar lantai dan kekakuan yang diinginkan dengan tujuan untuk melindungi elemen non-struktural dan sistem pemikul momen terhadap kerusakan berlebih yang mungkin timbul (FEMA P-750).

Perpindahan puncak dapat ditentukan berdasarkan pada dua hal, yaitu berdasarkan *story drift* yang diijinkan, dan berdasarkan batas daktilitas sistem. Perpindahan puncak maksimum yang didasari batas daktilitas dari sistem struktur sesuai dengan persamaan berikut:

$$D_{u,\mu} = \mu_d * \Delta_y \quad (3.12)$$

Dengan

$$\mu_d = \frac{\mu_c}{I} \quad (3.13)$$

dengan $D_{u,\mu}$ adalah perpindahan puncak maksimum berdasarkan batas daktilitas ijin, Δ_y adalah perpindahan luluh, I adalah faktor kepentingan (*importance factor*) μ_d adalah batas daktilitas rencana, μ_c adalah batas daktilitas sistem untuk bangunan beton bertulang sesuai pada Tabel 3.3 berdasarkan FEMA P-750.

Tabel 3.3 Daktilitas sistem ijin berdasarkan FEMA P-750

Sistem gedung penahan gaya gempa	Khusus	Menengah	Biasa
Gedung beton bertulang			
Rangka momen	2.4	1.5	0.9
Gedung dengan dinding geser	1.6	-	1.3
Rangka momen	2.4	1.4	1.1
Rangka momen Truss	2.1	-	-
Dengan bresing konsentrik	2	-	1.1
Bresing penahan tekuk			
Penahan momen pada kolom jauh dari joint	3.2		
Non-penahan momen pada kolom jauh dari joint	3.8		
Bresing eksentrik			
Penahan momen pada hubungan balok-kolom	2.8		
Non-penahan momen pada hubungan balok-kolom	2.6		

Sumber : FEMA P-750

Seperti yang telah dijelaskan diatas bahwa perpindahan puncak dapat ditentukan berdasarkan pada dua hal, yaitu berdasarkan *story drift* yang diijinkan, dan berdasarkan batas daktilitas sistem. Sebuah contoh digunakan untuk mengilustrasikan desain berbasis perpindahan pada sistem derajat kebebasan tunggal dari struktur jembatan sederhana. Pada makalah Chopra dan Goel (2001), yang menerapkan prosedur iterative untuk menentukan sifat struktur sehingga kekakuan dan kekuatan awal akan menghasilkan respons perpindahan puncak yang terkait dengan rotasi sendi plastis 0,02 rad. Dalam merancang dermaga untuk membatasi permintaan rotasi sendi plastis hingga 0,02 rad. Persyaratan yang lebih sederhana dan lebih ketat berdasarkan SNI 1726-2019 adalah membatasi perpindahan puncak hingga 2% dari tinggi struktur pada kategori resiko I sampai II dengan persamaan sebagai berikut.

$$u_m = 0,02h \quad (3.14)$$

dimana h adalah tinggi struktur.

3.3.3 Geser Dasar dari Sistem Berderajat Kebebasan Tunggal Ekuivalen

Representasi *Equivalent Single-Degree-of-Freedom* (ESDOF) telah digunakan dalam prosedur evaluasi seismik, seperti koefisien perpindahan dan metode spektrum kapasitas, untuk memperkirakan permintaan seismik inelastis dari struktur yang dipertimbangkan.

Sebagaimana diketahui bahwa spektra titik luluh didasarkan pada sistem berderajat kebebasan tunggal, maka perlu ditentukan hubungan antara nilai-

nilai yang ditetapkan berdasarkan sistem berderajat kebebasan majemuk dengan sistem berderajat kebebasan tunggal ekuivalen. Jika perpindahan puncak pada saat luluh telah dihitung, perpindahan pada saat luluh untuk sistem berderajat kebebasan tunggal ekuivalen dihitung dengan persamaan:

$$\Delta_y^* = \frac{\Delta_y}{\Gamma_1} \quad (3.15)$$

Dengan Δ_y = perpindahan pada saat luluh pada sistem berderajat kebebasan tunggal ekuivalen, dan Γ_1 = faktor partisipasi ragam pertama.

Faktor partisipasi ragam pertama dapat dihitung berdasarkan analisis dinamik berikut ini.

$$\Gamma_1 = \frac{\{\phi\}_1^T [W] \{1\}}{\{\phi\}_1^T [W] \{\phi\}_1} \quad (3.16)$$

dengan $\{\phi\}_1$ = vektor bentuk ragam pertama, $[W]$ = matriks diagonal berisi berat masing-masing lantai, dan $\{1\}$ = vektor berisi angka 1.

Kuat perlu dari sistem berderajat kebebasan tunggal ekuivalen untuk membatasi kebutuhan daktilitas sebesar μ_t dengan diketahuinya Δ_y dari persamaan (3.13) maka dapat dihitung berdasarkan spectra titik luluh sebagai.

$$V_y^* = C_y^* W^* \quad (3.17)$$

$$\text{dengan } W^* = \{\phi\}_1^T [W] \{1\} \quad (3.18)$$

Berdasarkan teori dalam analisis dinamik, geser dasar dapat diperoleh dengan:

$$V_y = C_y^* \Gamma_1 \quad (3.19)$$

Dengan mensubstitusikan pers. (3.16) pada pers. (3.18) diperoleh:

$$V_y = C_y^* W \Gamma_1 = C_y^* \{\phi\}_1^T [W] \{1\} \Gamma_1$$

$$V_y = C_y^* \{\phi\}_1^T [W] \{1\} \left(\frac{W}{\{1\}^T [W] \{1\}} \right) \Gamma_1 = C_y^* \Gamma_1 \left(\frac{\{\phi\}_1^T [W] \{1\}}{\{1\}^T [W] \{1\}} \right) W$$

Sehingga

$$V_y = C_y^* \alpha_1 W \quad (3.20)$$

dengan α_1 = koefisien massa ragam pertama, yaitu:

$$\alpha_1 = \Gamma_1 \left(\frac{\{\phi\}_1^T [W] \{1\}}{\{1\}^T [W] \{1\}} \right) \quad (3.21)$$

Koefisien kuat luluh C_y^* dapat diperoleh langsung dari spektra titik luluh. Pers.

(3.19) dapat disederhanakan menjadi

$$V_y = C_y W \quad (3.22)$$

Dengan

$$C_y = \alpha_1 C_y^* \quad (3.23)$$

Dalam praktek, faktor partisipasi ragam pertama Γ_1 , dan koefisien massa ragam pertama α_1 dapat diperkirakan menurut Tabel 3.4 (FEMA P-750).

Tabel 3.4 Koefisien massa ragam pertama α_1 berdasarkan FEMA P-750

Jumlah tingkat	Rangka Momen		Sistem Ganda Dinding Geser dan Rangka Momen		Dinding Geser Kantilever Langsing dan Rangka Bresing	
	Γ_1	α_1	Γ_1	α_1	Γ_1	α_1
1	1	1	1	1	1	1
2	1,21	0,94	1,24	0,81	1,24	0,76
3	1,27	0,90	1,33	0,85	1,35	0,70
5	1,32	0,86	1,4	0,82	1,46	0,66
10	1,35	0,82	1,45	0,79	1,54	0,63
≥ 20	1,37	0,80	1,48	0,77	1,59	0,62

Dengan diketahuinya Δ_y^* , maka perioda getaran yang sesuai dapat dihitung dengan

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{\Delta_y^*}{c_y^* g}} \quad (3.24)$$

