

TIME HISTORY ANALISIS PADA BANGUNAN SDOF SECARA ELASTIK LINIER MENGGUNAKAN METODE NUMERIK

Amir Hamzah
Dosen Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Asahan, Jl. Ahmad Yani, Kisaran
Sumatera Utara
Email : amirhamzah@gmail.com

ABSTRAK

Respons struktur SDOF yang terjadi akibat beban dinamik diasumsikan searah horizontal. Untuk mendapatkan respons yang terjadi disebabkan oleh beban dinamik seperti *displacement*, kecepatan dan percepatan maksimum dapat digunakan konsep respons struktur. Dalam penelitian ini respons struktur dihitung secara numerik menggunakan metode Newmark Linier. Parameter yang divariasikan adalah massa dan kekakuan system. Respons struktur dihitung dengan pembebanan rekaman El-centro untuk sistem teredam. Hasil perhitungan memperlihatkan untuk kekakuan tetap perpindahan maksimum akan meningkat pada saat massa sistem ditambah dari semula, dan akan menurun jika massa system dikurangi dari massa mula-mula. Hal ini akan berbanding terbalik terhadap variasi kekakuan dengan massa sistem tetap

Kata Kunci : struktur SDOF, struktur

I. PENDAHULUAN

Gempa bumi merupakan salah satu bencana alam yang tidak dapat diprediksi secara pasti kapan dan dimana datangnya serta berapa besar kekuatannya. Dampak dari gempa bumi ini selain menimbulkan kerusakan pada bangunan, infrastruktur jalan serta fasilitas umum lainnya, juga dapat menimbulkan jatuhnya korban jiwa. Gempa bumi adalah fenomena getaran yang dikaitkan dengan kejutan pada kerak bumi. Beban kejut ini dapat disebabkan oleh banyak hal, tetapi salah satu faktor utamanya adalah benturan/pergesekan kerak bumi yang mempengaruhi permukaan bumi. Lokasi gesekan ini disebut fault zone. Kejutan tersebut akan menjalar dalam bentuk gelombang. Gelombang ini menyebabkan permukaan bumi dan bangunan di atasnya bergetar. Pada saat bangunan bergetar timbul gaya-gaya pada struktur bangunan karena adanya kecenderungan dari massa bangunan untuk mempertahankan dirinya dari gerakan. Gaya yang timbul disebut gaya inersia, besar gaya tersebut bergantung pada banyak factor yaitu massa bangunan,

pendistribusian massa bangunan, kekakuan struktur, jenis tanah dan lain-lain.

Pada umumnya dalam menyelesaikan permasalahan beban dinamik yang diakibatkan oleh gempa bumi, gaya gempa dapat didekati dengan beberapa metode antara lain metode respon spektrum (*Response Spectrum Method*), analisis riwayat waktu (*Time History Analysis*) dan metode ekuivalen statik. Pada umumnya beberapa *building code*, memberikan batasan pada konstruksi yang bagaimana yang diperbolehkan dipakai metode respon spektrum, metode analisis riwayat waktu atau metode ekuivalen statik. Gempa bumi, walaupun tidak terjadi sehari-hari namun dapat berakibat fatal pada kerusakan struktur bangunan apabila perencanaan beban gempa tidak dilakukan dengan tepat atau asal-asal. Metode *time history analysis* akan relatif cepat dalam menyelesaikan permasalahan tersebut namun akurat jika dibantu dengan bantuan komputer. Oleh karena itu penulis memilih metode analisis riwayat waktu (*Time History Analysis*) dengan pendekatan secara numerik metode

newmark linier yang dibantu dengan computer.

Penyebab utama kerusakan struktur sewaktu gempa bumi adalah pengaruh dari pergerakan tanah dasar struktur. Oleh karena itu, menganalisis perilaku struktur akibat tipe pembebanan seperti ini menghendaki penerapan analisis dinamik struktur akibat pengaruh gempa tersebut. Sebutan dinamik dapat didefinisikan sebagai perubahan waktu. Oleh karena itu beban dinamik merupakan beban yang mempunyai magnitud, arah atau tempat yang berubah dengan waktu. Begitu juga untuk struktur apabila dikenakan beban dinamik, maka akan menghasilkan tegangan dan deformasi yang berubah dengan waktu.

II. TINJAUAN PUSTAKA

Permasalahan dinamik mempunyai perbedaan yang signifikan dengan permasalahan statik. Perbedaan-perbedaan itu akan membawa konsekuensi bahwa penyelesaian permasalahan dinamik akan berbeda dengan permasalahan statik. Penyelesaian permasalahan statik umumnya hanya memerlukan sekali penyelesaian (*single solution*) artinya tidak ada pengulangan-pengulangan. Sebaliknya penyelesaian permasalahan dinamik akan berulang-ulang sesuai dengan langkah integrasi numerik dan durasi pembebanan yang ditinjau. Sehingga penyelesaian permasalahan dinamik menjadi lebih lama, lebih banyak dan lebih mahal daripada penyelesaian permasalahan statik. Pada penyelesaian permasalahan dinamik akan dijumpai 3 (tiga) sifat-sifat utama dari struktur yang perlu diketahui untuk dapat menyelesaikan persamaan differensial yang terbentuk yaitu massa, kekakuan dan redaman. Ketiga sifat-sifat tersebut umumnya disebut karakteristik dinamik struktur. Sifat-sifat tersebut sangat spesifik yang tidak semuanya dipergunakan pada permasalahan statik. Kekakuan elemen/struktur adalah satu-satunya karakteristik yang dipakai pada permasalahan statik, sedangkan karakteristik yang lain yaitu massa dan redaman tidak dipakai.

Respon Struktur Dengan Metode Numerik

Pada sub bab sebelumnya telah dijelaskan cara menyelesaikan persamaan differensial pada struktur SDOF yang dibebani berbagai macam beban harmonik. Kesemua persoalan tersebut masih dapat diselesaikan secara analitis karena beban-beban tersebut dianggap harmonis periodik yang penyelesaiannya masih relatif mudah.

Namun demikian untuk struktur yang dibebani oleh beban dinamik yang relatif kompleks, maka apabila diselesaikan secara analitis akan mengalami kendala. Untuk beban dinamik yang acak seperti beban gempa, maka apabila dilakukan penyelesaian dengan analitis maka akan menjadi sangat kompleks, ekspresi matematisnya menjadi panjang dan cenderung kurang praktis.

Untuk mengatasi permasalahan tersebut, maka diperlukan alternatif lain yaitu mentrasfer beban yang sifatnya kontinu menjadi beban diskrit yang dapat dinyatakan dalam ekspresi numerik. Respon struktur tidak lagi dinyatakan dalam rumusan umum sebagaimana cara analitis, tetapi dihitung secara numerik pada setiap langkah pembebanan secara berkesinambungan sampai akhir pembebanan.

Salah satu metode penyelesaian numerik yang dapat dipergunakan untuk menyelesaikan persamaan differensial adalah metode *Newmark's*.

Metode Newmark's Sistem Linier

Ada beberapa metode numerik yang dapat digunakan dalam mengerjakan analisa respon dinamik dari SDOF sistem. Penggunaan metode numerik dalam pengerjaan sebuah metode haruslah memenuhi beberapa syarat. Pengerjaan tersebut harus Akurat, konvergen, stabil dan dapat diaplikasikan pada komputer.

Metode Integrasi Numerik Newmark's adalah metode waktu bertahap (*time-stepping methods*) yang mempunyai persamaan dasar seperti dibawah ini,

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + [(1-\gamma)\Delta t]\ddot{u}_i + (\gamma.\Delta t)\ddot{u}_{i+1}$$

$$u_{i+1} = u_i + (\Delta t)\dot{u}_i + [(0.5-\beta)(\Delta t)^2]\ddot{u}_i + [\beta(\Delta t)^2]\ddot{u}_{i+1}$$

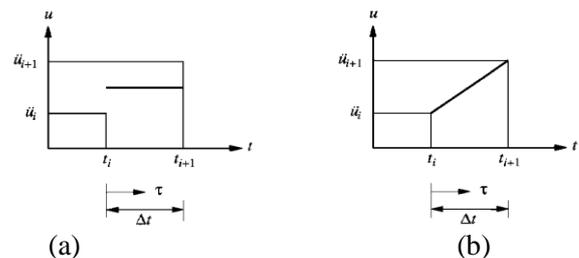
Parameter β dan γ mendefinisikan variasi percepatan selama pertambahan waktu yang ditentukan dan menentukan stabilitas dan keakuratan metode ini. Pada umumnya pemilihan nilai untuk γ adalah $1/2$ dan $1/6 \leq \beta \leq 1/4$ tergantung dari cara pandang, termasuk ketepatan. Dua jenis metode Newmark's yang sering digunakan adalah:

a. Metode Percepatan Rata-Rata (average acceleration).

Pada metode percepatan rata-rata diasumsikan bahwa percepatan yang terjadi adalah percepatan yang telah dirata-ratakan. Sehingga tidak ada perubahan percepatan di setiap waktunya.

b. Metode Percepatan Linier (linear acceleration)

Pada Metode percepatan linear, percepatan yang digunakan terus berubah berdasarkan waktu. Sehingga membentuk sebuah grafik linear. Untuk melihat perbedaan pada kedua metode ini, dapat dilihat gambar (2.15) dan rumus (2.12) sampai dengan (2.16) berikut,



Gambar 1.1 (a) Metode Percepatan Rata-rata (b) Metode Percepatan Linier

$$\ddot{u}(\tau) = \frac{1}{2}(\ddot{u}_{i+1} + \ddot{u}_i) \qquad \ddot{u}(\tau) = \ddot{u}_i + \frac{\tau}{\Delta t}(\ddot{u}_{i+1} - \ddot{u}_i)$$

$$\dot{u}(\tau) = \dot{u}_i + \frac{\tau}{2}(\ddot{u}_{i+1} + \ddot{u}_i) \qquad \dot{u}(\tau) = \dot{u}_i + \ddot{u}_i\tau + \frac{\tau^2}{2\Delta t}(\ddot{u}_{i+1} - \ddot{u}_i)$$

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + \frac{\Delta t}{2}(\ddot{u}_{i+1} + \ddot{u}_i) \qquad \dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + \frac{\Delta t}{2}(\ddot{u}_{i+1} + \ddot{u}_i)$$

$$u(\tau) = u_i + \dot{u}_i\tau + \frac{\tau^2}{4}(\ddot{u}_{i+1} + \ddot{u}_i) \qquad u(\tau) = u_i + \dot{u}_i\tau + \ddot{u}_i\frac{\tau^2}{2} + \frac{\tau^3}{6\Delta t}(\ddot{u}_{i+1} - \ddot{u}_i)$$

$$u_{i+1} = u_i + \dot{u}_i\Delta t + \frac{(\Delta t)^2}{4}(\ddot{u}_{i+1} + \ddot{u}_i) \qquad u_{i+1} = u_i + \dot{u}_i\Delta t + (\Delta t)^2\left(\frac{1}{6}\ddot{u}_{i+1} + \frac{1}{3}\ddot{u}_i\right)$$

Langkah-langkah perhitungan metode Newmark's untuk sistem linear:

Kasus:

a. Average Acceleration Method

$$\left(\gamma = \frac{1}{2}, \beta = \frac{1}{4} \right)$$

b. Linear Acceleration Method

$$\left(\gamma = \frac{1}{2}, \beta = \frac{1}{6} \right)$$

A. Perhitungan Data Awal

1. $\ddot{u}_0 = \frac{p_0 - c\dot{u}_0 - ku_0}{m}$
2. Menentukan nilai Δt
3. $\hat{k} = k + \frac{\gamma}{\beta.\Delta t}c + \frac{1}{\beta(\Delta t)^2}m$
4. $a = \frac{1}{\beta.\Delta t}m + \frac{\gamma}{\beta}c$ dan $b = \frac{1}{2\beta}m + \Delta t\left(\frac{\gamma}{\beta} - 1\right)c$

B. Perhitungan iterasi untuk setiap tingkat waktu, i

$$1. \Delta \hat{p}_i = \Delta p_i + a\dot{u}_i + b\ddot{u}_i$$

$$2. \Delta u_i = \frac{\Delta \hat{p}_i}{\hat{k}}$$

5.

$$\Delta \dot{u}_i = \frac{\gamma}{\beta \cdot \Delta t} \Delta u_i - \frac{\gamma}{\beta} \dot{u}_i + \Delta t \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta} \right) \ddot{u}_i$$

6.

$$\Delta \ddot{u}_i = \frac{1}{\beta(\Delta t)^2} \Delta u_i - \frac{1}{\beta \cdot \Delta t} \dot{u}_i - \frac{1}{2\beta} \ddot{u}_i$$

7.

$$u_{i+1} = u_i + \Delta u_i, \quad \dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + \Delta \dot{u}_i, \quad \ddot{u}_{i+1} = \ddot{u}_i + \Delta \ddot{u}_i$$

C. Pengulangan untuk tingkat waktu selanjutnya, i diganti dengan $i+1$. Ulangi langkah B.1 sampai B.7 untuk langkah selanjutnya.

Metode Newmark's akan stabil jika:

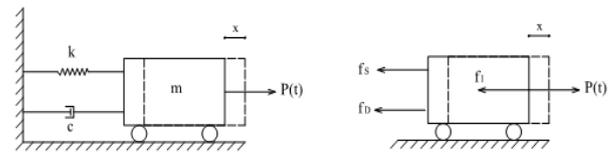
$$\frac{\Delta t}{T_n} \leq \frac{1}{\pi\sqrt{2}} \frac{1}{\sqrt{\gamma - 2\beta}}$$

Untuk $\gamma = \frac{1}{2}$ dan $\beta = \frac{1}{4}$ kondisi ini

$$\text{menjadi: } \frac{\Delta t}{T_n} < \infty$$

Sistem Derajat Kebebasan Tunggal (SDOF)

Sifat-sifat fisik yang penting dari setiap sistem struktur yang elastik secara linear yang dikenakan pada beban dinamik terdiri dari massa, sifat elastik (kekakuan atau kelenturan), mekanisme kehilangan energi atau peredaman energi dan sumber luar (pembebanannya). Dalam model yang paling sederhana dari sistem derajat kebebasan tunggal (*single degree of freedom*; SDOF). Masing-masing sifat tersebut dianggap terpusat pada elemen fisik tunggal. Gambaran sistem yang demikian tersebut diperlihatkan pada Gambar 2.3



Gambar 1.2 Sistem Derajat Kebebasan Tunggal yang Diidealisasikan (a) Komponen Utama; (b) Gaya-gaya Dalam Kesetimbangan

Massa (m) dari keseluruhan sistem ini merupakan idealisasi dari balok tegar. Rol-rol membatasi balok ini, sehingga balok ini hanya bergerak dalam translasi yang sederhana yaitu sejauh x . Tahanan elastik terhadap perpindahan diberikan oleh pegas tanpa bobot dengan kekakuan k , sedangkan mekanisme kehilangan energi digambarkan dengan suatu peredam c . Mekanisme pembebanan luar yang menimbulkan respon dinamik pada sistem adalah beban $P(t)$ yang berubah menurut waktu.

Persamaan gerak untuk sistem pada Gambar 2.3.a diperoleh dengan mempergunakan kesetimbangan secara langsung dari semua gaya-gaya yang bekerja pada massa. Seperti yang terlihat pada Gambar 2.3.b gaya-gaya yang bekerja dalam arah derajat perpindahan kebebasan meliputi beban dinamik $P(t)$ dan 3 (tiga) gaya yang diakibatkan oleh gerak yaitu gaya inersia f_I , gaya redam f_D dan gaya pegas f_S . Jadi persamaan gerak merupakan pernyataan kesetimbangan gaya-gaya yang dinyatakan sebagai berikut,

$$f_I + f_D + f_S = P(t)$$

$$\text{dimana: } f_I = m\ddot{x}$$

$$f_D = c\dot{x}$$

$$f_S = kx$$

$$f_I = \text{gaya inersia (N)}$$

$$f_D = \text{gaya redaman (N)}$$

$$f_S = \text{gaya pegas (N)}$$

$$m = \text{massa dari sistem (kg)}$$

$$c = \text{konstanta redam (kg/(cm/det))}$$

k = kekakuan pegas (kg/cm)
 x = perpindahan (m)
 \dot{x} = kecepatan (m/det)
 \ddot{x} = percepatan (m/det²)

Sehingga persamaan (2.10) menjadi,
 $m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = P(t)$

$$T = \frac{2\pi}{\omega_n}$$

$$f_n = \frac{1}{T}$$

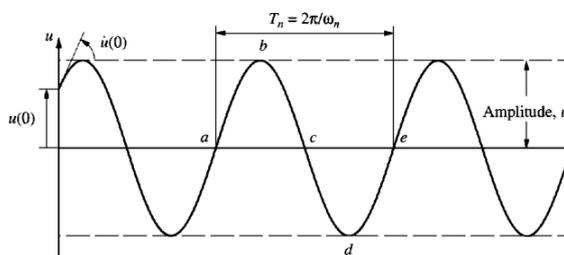
Struktur SDOF Tanpa Redaman

Gerakan massa suatu struktur dapat disebabkan oleh adanya gangguan luar maupun adanya suatu nilai awal (*initial condition*). Getaran bebas adalah peristiwa gerakan massa akibat adanya simpangan awal, sebaliknya apabila goyangan suatu struktur disebabkan oleh gangguan luar maka peristiwa seperti itu disebut getaran paksa (*forced vibration system*). Pada getaran bebas tanpa redaman nilai \dot{u} dan $P(t)$ adalah nol maka nilai $c = 0$ sehingga persamaan menjadi,

$$m\ddot{u} + ku = 0$$

Persamaan (3-6) adalah persamaan differensial linier homogen dengan koefisien konstan yaitu ditunjukkan oleh konstanta m dan k . Disebut persamaan homogen karena suku sebelah kanan sama dengan nol. Persamaan ini akan menghasilkan gerakan yang periodik dan harmonik seperti gambar 2.4.

$$u(t) = \frac{\dot{u}(0)}{\omega} \sin \omega t + u(0) \cos \omega t$$



Gambar 1.3 Grafik getaran bebas dimana $u = u(0)$ dan $\dot{u} = \dot{u}(0)$ adalah kondisi awal displacement dan kecepatan kemudian,

$$\omega_n = \sqrt{k/m}$$

Dimana ω_n adalah frekwensi sudut (*angular frequency*) dalam rad/detik, T adalah perioda dalam satuan detik dan f_n adalah frekwensi alami (*natural frequency*).

Struktur SDOF Dengan Redaman

Pada struktur yang teredam nilai $c \neq 0$, maka persamaan differensial untuk struktur SDOF dengan redaman adalah,

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = 0$$

Dengan membagi massa dalam persamaan ini diperoleh:

$$\ddot{u} + 2\xi\omega_n \dot{u} + \omega_n^2 u = 0$$

Dimana $\omega_n = \sqrt{k/m}$ maka dengan mudah diperoleh:

$$\xi = \frac{c}{2m\omega_n} = \frac{c}{c_{cr}}$$

$$c_{cr} = 2m\omega_n = 2\sqrt{km} = \frac{2k}{\omega_n}$$

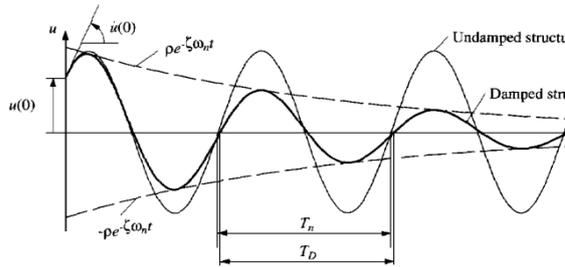
Sehingga penyelesaian persamaan di atas dengan $c < c_{cr}$ atau $\xi < 1$ yaitu,

$$u(t) = e^{-\xi\omega_n t} \left(u(0) \cos \omega_D t + \frac{\dot{u}(0) + \xi\omega_n u(0)}{\omega_D} \sin \omega_D t \right)$$

$$\omega_D = \omega_n \sqrt{1 - \xi^2}$$

Persamaan tersebut grafiknya diperlihatkan pada gambar 2.5 yaitu suatu respon getaran bebas pada sistem SDOF dengan damping ratio ($\xi = 0.05$ atau 5%). Pada perbandingan suatu respon getaran bebas dengan sistem yang sama selain dampungnya. Hubungan periode alami pada getaran teredam,

$T_D = \frac{2\pi}{\omega_D}$ dengan periode alami tanpa damping adalah,



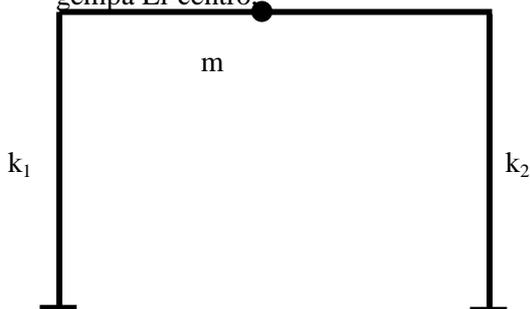
Gambar 1.4 Efek dari damping pada getaran bebas

III. IMPLEMENTASI DAN PEMBAHASAN

Pada bagian ini menguraikan implementasi dari suatu pemodelan struktur portal sederhana dan pembahasan hasil implementasi tersebut. Tahap implementasi pemodelan ini dilakukan untuk melihat perbandingan respon dinamik yaitu displacement horizontal, percepatan dan kecepatan pada struktur sederhana (SDOF) dengan metode numerik yaitu metode Newmark linier.

4.1 Kasus I

Diketahui portal sederhana seperti gambar 4.1, mengalami gaya gempa El-centro,



Gambar 1.5 Portal sederhana kasus I

Dimana : massa, $m = 0.2533$
Kekakuan, $k = 10$
Redaman, $c = 0.1592$
Displacement awal, $u_0 = 0$
Kecepatan awal, $\dot{u}_0 = 0$
Gaya gempa awal $p_0 = 0$

Solusi dari kasus diatas diselesaikan dengan metode newmark, sebagai berikut:

1. Hitungan awal

$$\ddot{u}_0 = \frac{p_0 - c\dot{u}_0 - ku_0}{m} = 0$$

$$\Delta t = 0.1$$

$$\hat{k} = k + \frac{2}{\Delta t}c + \frac{4}{(\Delta t)^2}m = 114.5$$

$$a = \frac{4}{\Delta t}m + 2c = 10.45$$

$$b = 2m = 0,5066$$

2. Hitungan untuk step by step

$$\Delta \hat{p}_i = \Delta p_i + a\dot{u}_i + b\ddot{u}_i = \Delta p_i + 10.45\dot{u}_i + 0.5066\ddot{u}_i$$

$$\Delta u_i = \frac{\Delta \hat{p}_i}{\hat{k}} = \frac{\Delta \hat{p}_i}{114.5}$$

$$\Delta \dot{u}_i = \frac{2}{\Delta t}\Delta u_i - 2\dot{u}_i = 20\Delta u_i - 2\dot{u}_i$$

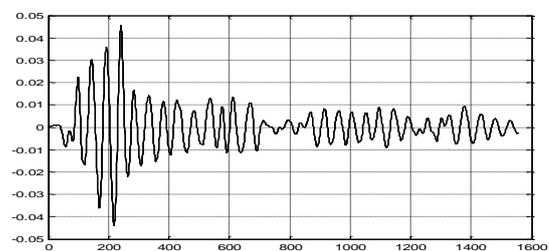
$$\Delta \ddot{u}_i = \frac{4}{(\Delta t)^2}(\Delta u_i - \Delta t\dot{u}_i) - 2\ddot{u}_i = 400(\Delta u_i - 0.1\dot{u}_i) - 2\ddot{u}_i$$

$$u_{i+1} = u_i + \Delta u_i$$

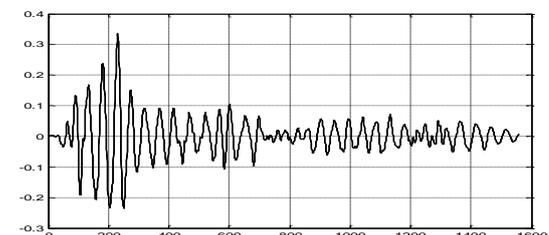
$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + \Delta \dot{u}_i$$

$$\ddot{u}_{i+1} = \ddot{u}_i + \Delta \ddot{u}_i$$

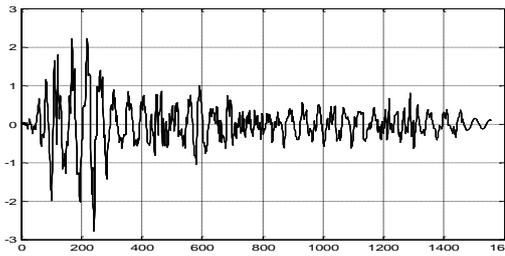
Selanjutnya diselesaikan dengan bantuan komputer, yaitu program Matlab diperoleh grafik sebagai berikut:



Gambar 1.6 Displacement



Gambar 1.7 Kecepatan



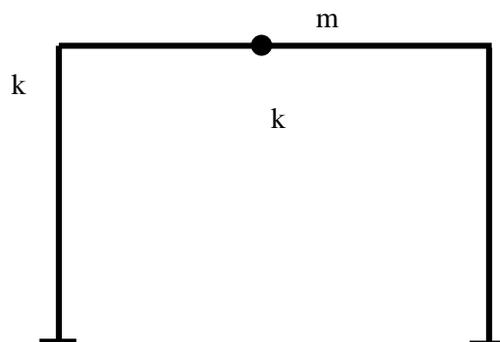
Gambar 1.8 Percepatan

Dari grafik diatas diperoleh:

- a) Kecepatan maksimum = 0.3345
- b) Displacement maksimum = 0.0454
- c) Percepatan maksimum = 2.2215

4.2 Kasus II

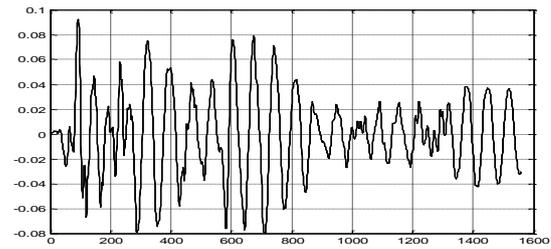
Diketahui portal sederhana seperti gambar 4.4, mengalami gaya gempa El-centro massa ditambah 2 kali sedangkan kekakuan tetap,



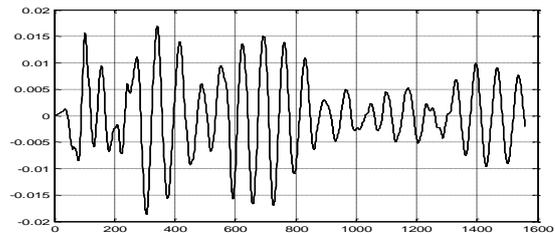
Gambar 1.9 Portal sederhana kasus II

Dimana : massa, $m = 0.5066$
Kekakuan, $k = 10$
Redaman, $c = 0.1592$
Displacement awal, $u_0 = 0$
Kecepatan awal, $\dot{u}_0 = 0$
Gaya gempa awal $p_0 = 0$

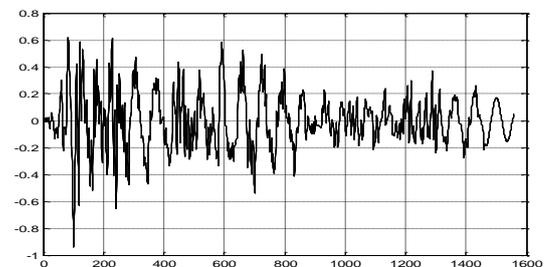
Selanjutnya diselesaikan dengan bantuan komputer, yaitu program Matlab diperoleh grafik sebagai berikut:



Gambar 1.10 Displacement



Gambar 1.11 Kecepatan



Gambar 1.12 Percepatan

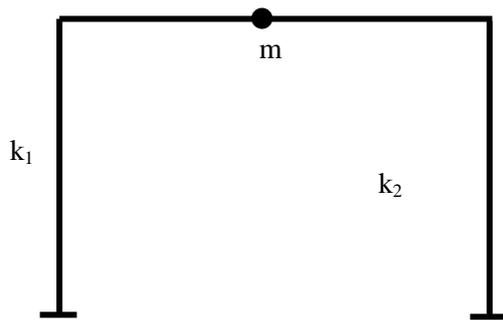
Dari grafik diatas diperoleh:

- a) Displacement maksimum = 0.0926
- b) Kecepatan maksimum = 0.0169
- c) Percepatan maksimum = 0.6198

4.3 Kasus III

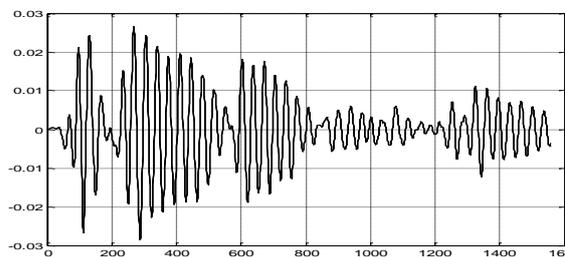
Diketahui portal sederhana seperti gambar 4.8, mengalami gaya gempa El-centro tetapi kekakuan ditambah 2 kali sedangkan massa tetap, dimana:

massa, $m = 0.5066$
Kekakuan, $k = 10$
Redaman, $c = 0.1592$
Displacement awal, $u_0 = 0$
Kecepatan awal, $\dot{u}_0 = 0$
Gaya gempa awal $p_0 = 0$

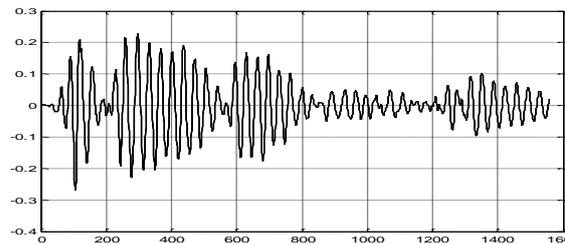


Gambar 1.13 Portal sederhana kasus III

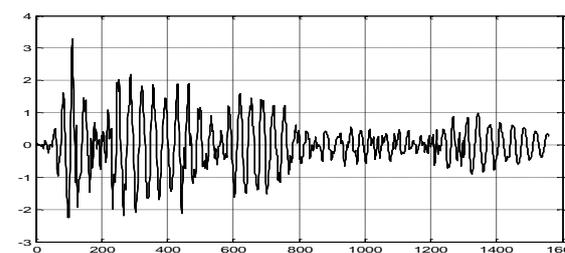
Selanjutnya diselesaikan dengan bantuan komputer, yaitu program Matlab diperoleh grafik sebagai berikut:



Gambar 1.14 Displacement



Gambar 1.15 Kecepatan



Gambar 1.16 Percepatan

Dari grafik diatas diperoleh:

- a) Kecepatan maksimum = 0.0266
- b) Displacement maksimum = 0.2275
- c) Percepatan maksimum = 3.2885

Tabel 4.1 Rekapitulasi displacement, kecepatan dan percepatan

No	Kasus	Displacement	Kecepatan	Percepatan	Ket
1	Kasus I	0.0454	0.3345	2.2215	
2	Kasus II	0.0926	0.0169	0.6198	
3	Kasus III	0.0266	0.2275	3.2885	

Pembahasan

Berdasarkan tabel 4.1 diperoleh, apabila massa dilipatkan 2 kali maka terlihat displacement akan meningkat(0.0454 menjadi 0.0926).. Untuk kasus III, jika kekakuan dilipatkan 2 kali maka displacement menurun menjadi 0.0266. Hal ini menunjukkan bahwa displacement berbanding terbalik dengan kekakuan dan berbanding lurus dengan massa sistem.

IV. KESIMPULAN

Berdasarkan hasil analisis terhadap struktur studi kasus dapat ditarik beberapa kesimpulan penting yaitu:

1. Dalam menganalisis struktur bangunan akibat gempa yang terpenting adalah menentukan nilai yang maksimum dari displacement, percepatan dan kecepatan. Akselerasi adalah penting untuk menentukan intensitas dari pengaruh gerakan pada struktur.
2. Dari hasil pembahasan memperlihatkan bahwa struktur yang dimodelkan dengan meningkatkan massa dan kekakuan tetap, displacement maksimum akan mingkat. hal ini menunjukkan bahwa massa berbanding lurus dengan displacement dan berbanding terbalik kekakuan struktur.
3. Untuk massa tetap, displacement maksimum akan menurun pada saat kekakuan sistem ditingkatkan, hal ini menunjukkan bahwa kekakuan berbanding terbalik dengan displacement struktur.

DAFTAR PUSTAKA

- Chopra, A.K., (1995). “*Dynamics of Structures, Theory and Application to Earthquake Engineering*”, Prentice-Hall, Englewood cliff, NJ.
- .Widodo, (2001). “ *Respon Dinamik Struktur Elastik*”, UII Press.
- Thomas Wahyu Dwi Hatanto dan Y.Wahyu Agung Prasetyo (2002).” *Analisis dan Desain sistem kontrol dengan Matlab*” Andi Yogyakarta
- Won Young Yang (2004).”*Applied Numerical Methods Using Matlab*” John Wiley & Sons, Inc., ISBN 0-471-69833-4
- Wiryanto Dewobroto (2002).”*Aplikasi Rekayasa Kontruksi dengan SAP 2000*”PT Elex Media Komputindo Gramedia Jakarta.
- Computer and Structur, *SAP 2000 Versi 10.0*