

# PEMODELAN BANGUNAN UNTUK SIMULASI RESPONS STRUKTUR AKIBAT BEBAN DINAMIK

Sukoyo

*Jurusan Teknik Sipil Politeknik Negeri Semarang  
Jln. Prof. H. Soedarto, S.H. Tembalang, Semarang 50275 Telp. (024)7473417  
Email : sipil.polines@yahoo.co.id*

## **Abstract**

*The response structure due to dynamic load or earthquake in a building is very important to be know. Therefore we tried to do some research with make a model that can show the behavior of structure when receives the dynamic load. In this research the structure is modeled with two-dimensional discrete system with a system of beams and columns of the same strength, it is easier to see the behavior of structure. The system is made by Power Fortran language program Station. The methods used for solve structural vibration dynamical equations is the Runge-Kutta order 4. The results shown in graphical form with the help of MS Excel program. From the graph shows that the pattern of responses produced is same with a given load pattern but have different intensity and deviation. Beside that , the structure will receives displacement, velocity, and acceleration are greater when receiving a load that is not harmonious with the same frequency. This suggests that the structure would be more resistant to a greater load if given regularly, compared with the sudden load.*

**Keywords :** *response structure, dinamic load, model*

## **PENDAHULUAN**

Struktur adalah suatu kerangka utama sistem bangunan, dimana elemen utama tersebut akan menyangga beban dari elemen yang lain baik secara langsung maupun tidak langsung. Tujuan utama analisis struktur adalah untuk menentukan gaya luar (komponen reaksi) dan gaya dalam (resultan tegangan) dari sistem struktur yang akan dipergunakan untuk memperkirakan dimensi penampang elemen struktur tersebut. Gaya-gaya dalam merupakan respons struktur terhadap gaya luar dapat dibedakan sebagai gaya axial, gaya lintang, gaya lentur (momen), dan gaya puntir (momen puntir/ torsi atau twist). Gaya-

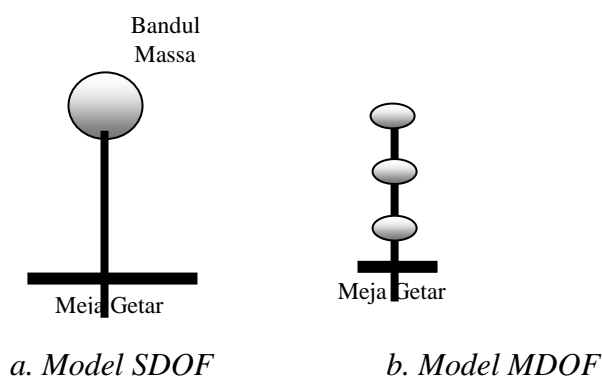
gaya yang direspons oleh struktur atau elemen struktur tersebut dapat berasal dari berat sendiri maupun akibat getaran oleh pergerakan dasar bangunan yang disebabkan oleh beban dinamik diantaranya gempa bumi.

Pada struktur bangunan tahan gempa yang kompleks analisis perencanaannya harus dilakukan dengan analisis dinamik. Salah satu cara yang sering dipergunakan pada perencanaan struktur yaitu : Analisis Ragam Spektrum Respons (*Modal Analysis*). Pada analisis ragam ini , respons dinamik dari struktur dengan beberapa derajat kebebasan (*Multi Degree of Freedom/ MDOF*), didapat dari superposisi respons, dari sejumlah

---

bandul getar dengan satu derajat kebebasan (*Single Degree of Freedom/ SDOF*). Untuk lebih mudah memahami perilaku beban dinamik perlu dibuat suatu model alat tertentu yang bisa menggambarkan perilaku struktur dalam merespons beban dinamik yang merupakan fungsi dari massa

bangunan dan percepatan getaran dasar oleh beban dinamik. Model yang akan digunakan dalam penelitian ini terbuat dari plat baja yang digetarkan dengan putaran motor simulator dimana diujungnya diberi bandul SDOF dan MDOF seperti gambar berikut :

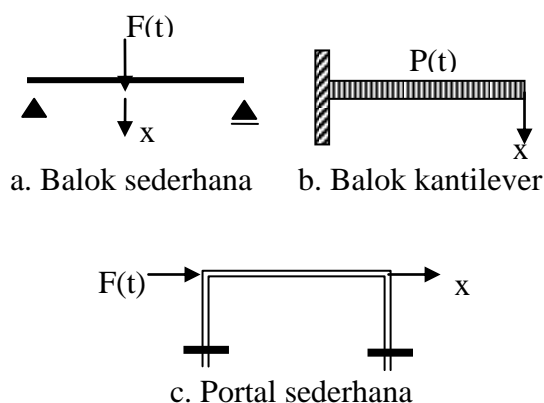


Gambar 1. Model Massa Getar SDOF dan MDOF

Respons dinamik dari struktur dapat ditentukan dengan menyelesaikan sistem persamaan gerak dari struktur, secara langsung atau dengan menggunakan metode numerik yaitu :

$$m \cdot \ddot{x} + c \cdot \dot{x} + kx = m \cdot g \quad (1)$$

Gambar 2 berikut menunjukkan contoh-contoh struktur yang dianggap sebagai struktur SDOF, yaitu struktur yang dimodelkan sebagai sistem dengan koordinat perpindahan tunggal.



Gambar 2. Model Perpindahan Tunggal (SDOF)

Untuk model MDOF , maka dapat dibagi dalam 3 macam yaitu model bangunan geser, model diskret dan model menerus. Model bangunan geser dapat didefinisikan sebagai struktur dimana tidak terjadi rotasi pada elemen horizontal dengan asumsi massa total struktur terpusat pada bidang lantai dan balok lantai relatif kaku dibandingkan kolom. Pada model diskret berderajat kebebasan banyak, sistem perpindahannya dapat dinyatakan dalam bentuk jumlah koordinat terbatas. Pada umumnya bangunan di bumi akan mengalami gaya eksitasi (beban dinamik) pada dasar pondasi akibat gempa bumi. Besarnya gaya eksitasi tergantung dari massa bangunan dan percepatan gempa. Apabila perpindahan pada dasar pondasi akibat gempa bumi dinyatakan dalam  $x_g(t)$  maka dapat ditentukan perpindahan relatif  $x$  pada puncak bangunan terhadap dasar pondasi. Persamaan keseimbangan dinamik untuk keadaan tanpa redaman dapat disusun sebagai berikut :

$$m \ddot{x} + kx = -m \ddot{x}_g(t) \quad (2)$$

untuk sistem MDOF :

$$[m] \{\ddot{x}\} + [k] \{x\} = -[m] \{x_g(t)\} \quad (3)$$

atau secara umum dapat disusun kembali menjadi :

$$[m] \{\ddot{x}\} + [k] \{x\} = \{F(t)\}, \quad (4)$$

$$\text{Dimana } F(t) = -[m] \{x_g(t)\} \quad (5)$$

Dalam teori persamaan dinamis baik pada sistem SDOF maupun MDOF dapat diselesaikan dengan metode Runge-Kutta baik orde 2, 3, 4 maupun

orde tinggi. Namun pada umumnya orde 4 merupakan metode Runge-Kutta yang sudah cukup akurat dan populer dalam penyelesaian persamaan dinamis struktur. Adapun secara ringkas penyelesaian persamaan gerak menurut metode Runge-Kutta (Steven C.C. dan Raymond,1990 ).....adalah :

$$y_{k+1} = y_k + \frac{h}{6}(f_1 + 2f_2 + 2f_3 + f_4) \quad (6)$$

Dari persamaan gerak :

$$[m] \{\ddot{x}\} + [k] \{x\} = \{F(t)\} \text{ atau}$$

dapat ditulis kembali dalam bentuk

$$\left\{ \begin{matrix} \ddot{x} \\ x \end{matrix} \right\} = [M]^{-1} \left\{ \begin{matrix} F(t) \\ Kx \end{matrix} \right\} \quad (7)$$

$$\left\{ \begin{matrix} \ddot{x} \\ x \end{matrix} \right\} = f(x, t) \quad (8)$$

Dengan menetapkan  $\dot{x} = y$  , sehingga

$$y = x = \dot{f}(x, t) \quad (9)$$

Persamaan (8) dapat ditulis kembali dalam bentuk :

$$\ddot{x} = \sum_i m_{ij}^{-1} \left( f_j(t) - \sum_p k_{jp} x_p \right), i=1,2,3,\dots, n \quad (10)$$

dimana :

$m_{ij}^{-1}$  adalah elemen ke ij dari matrik invers  $[M]^{-1}$

Bila gaya gempa  $f(t) = -[m] \{x_g(t)\}$ , maka :

$$\ddot{x} = \sum_i m_{ij}^{-1} \left( -[m] \{x_g(t)\} - \sum_p k_{jp} x_p \right), i=1,2,3,\dots, n \quad (11)$$

Selanjutnya perhitungan secara iterasi adalah :

t	x	y = x	f = y = x
T <sub>1</sub> = t <sub>1</sub>	X <sub>1</sub> = x <sub>1</sub>	Y <sub>1</sub> = y <sub>1</sub>	F <sub>1</sub> = f(T <sub>1</sub> , X <sub>1</sub> , Y <sub>1</sub> )
T <sub>2</sub> = t <sub>1</sub> + h/2	X <sub>2</sub> = x <sub>1</sub> + Y <sub>1</sub> h/2	Y <sub>2</sub> = y <sub>1</sub> + F <sub>1</sub> h/2	F <sub>2</sub> = f(T <sub>2</sub> , X <sub>2</sub> , Y <sub>2</sub> )
T <sub>3</sub> = t <sub>1</sub> + h/2	X <sub>3</sub> = x <sub>1</sub> + Y <sub>2</sub> h/2	Y <sub>3</sub> = y <sub>1</sub> + F <sub>2</sub> h/2	F <sub>3</sub> = f(T <sub>3</sub> , X <sub>3</sub> , Y <sub>3</sub> )
T <sub>4</sub> = t <sub>1</sub> + h/2	X <sub>4</sub> = x <sub>1</sub> + Y <sub>3</sub> h	Y <sub>4</sub> = y <sub>1</sub> + F <sub>3</sub> h	F <sub>4</sub> = f(T <sub>4</sub> , X <sub>4</sub> , Y <sub>4</sub> )

Selanjutnya perpindahan dan kecepatan gempa pada bangunan dihitung dengan persamaan :

$$x_{j+1} = x_i + \frac{h}{6}(Y_1 + 2Y_2 + 2Y_3 + Y_4) \quad (13a)$$

$$y_{i+1} = y_i + \frac{h}{6}(F_1 + 2F_2 + 2F_3 + F_4) \quad (13b)$$

Untuk sistem dengan persamaan n **anu** yang saling terkait, maka akan ada sejumlah x<sub>n</sub>, y<sub>n</sub> dan f<sub>n</sub> pada t yang sama. Sehingga perpindahan dan kecepatan menjadi :

$$x_{n_i+1} = x_i + \frac{h}{6}(Y_{n_1} + 2Y_{n_2} + 2Y_{n_3} + Y_{n_4}) \quad (13c)$$

$$y_{n_i+1} = y_i + \frac{h}{6}(F_{n_1} + 2F_{n_2} + 2F_{n_3} + F_{n_4}) \quad (13d)$$

dimana :

i + 1 = menyatakan iterasi ke i+1

n = menyatakan perpindahan dan kecepatan nodal ke- n

Selanjutnya dengan dibuat program sederhana akan diperoleh nilai perpindahan dan kecepatan tiap saat dari interval waktu kecil h dan kemudian hasil iterasi tersebut digambar dengan bantuan software MS EXCEL yang merupakan respons

struktur akibat beban dinamik. Sehingga kita dapat menghitung gaya gempa yang terjadi pada bangunan dan selanjutnya gaya tersebut digunakan untuk perhitungan elemen balok, kolom dan pondasi yang tahan terhadap gempa.

## METODE PENELITIAN

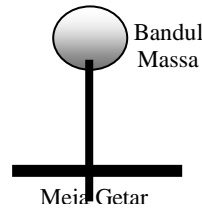
Untuk menganalisis alat pengukur deformasi modal pada sistem struktur dibuat penyederhanaan berupa bandul-bandul massa yang terpusat pada tiap tingkat lantai. Berikut ini merupakan ringkasan langkah-langkah penelitian secara umum :

- penentuan sifat material dan dimensi struktur.
- menentukan bentuk dan susunan frame model dan dimensi bandul massa.
- memberikan getaran dinamik pada dasar dan mengukur respons struktur model.
- menganalisis perpindahan yang terjadi akibat beban dinamik.
- membandingkan model deformasi hasil eksperimen dengan teoritis metode Runge-Kutta orde 4.
- Menganalisis hasil pengujian dan membuat laporan.

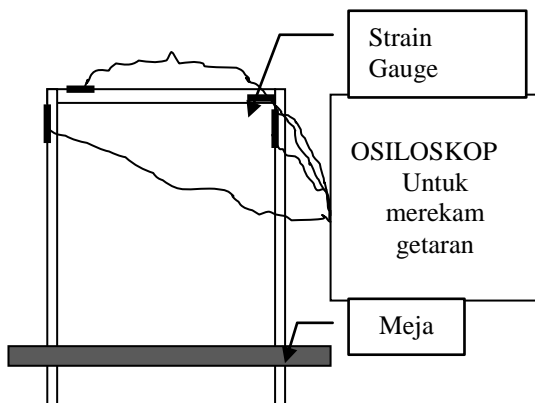
Sedangkan langkah-langkah penyusunan program komputer untuk penelitian ini adalah sebagai berikut :

- Menyusun matrik kekakuan dan matrik massa struktur dalam sumbu global
- Menyusun matrik gaya eksitasi berupa data gempa maupun beban harmonis.

- c. Menyelesaikan persamaan matrik dinamis dengan metode Runge-Kutta ordo 4 seperti yang dijelaskan dalam tinjauan pustaka.
  - d. Membuat program untuk mendapatkan respons struktur, dalam hal ini menggunakan sistem MDOF diskret.
  - e. Menggambarkan output perpindahan, kecepatan, dan percepatan sesuai dengan DOF struktur yang ditentukan.
  - f. Menganalisis output yang dihasilkan dari program.
- Gambar 3 dan 4 berikut menunjukkan sket model rencana :



Gambar 3. Sket Model SDOF



Gambar 4. Sket Model 1 Lantai (Diskret 2D)

Selanjutnya analisis pemrograman yang didasarkan pada sistem persamaan MDOF diskret melalui matrik kekakuan dan matrik massa untuk model dua dimensi sebagai berikut :

- a. Matrik kekakuan sistem struktur yang dimodelkan dengan sistem diskret dalam acuan sumbu global adalah :

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} g_1 & g_2 & g_4 & -g_1 & -g_2 & g_4 \\ & g_3 & g_5 & -g_2 & -g_3 & g_5 \\ & & g_6 & -g_4 & -g_5 & g_7 \\ \text{simetris} & & & g_1 & g_2 & -g_4 \\ & & & & g_3 & -g_5 \\ & & & & & g_6 \end{bmatrix} \quad (14)$$

Dimana :

$$g_1 = \alpha (\beta c^2 + 12s^2) ; g_2 = \alpha cs (\beta - 12)$$

$$g_3 = \alpha (\beta s^2 + 12c^2) ; g_4 = -\alpha 6Ls$$

$$g_5 = \alpha 6Lc ; g_6 = \alpha 4L^2$$

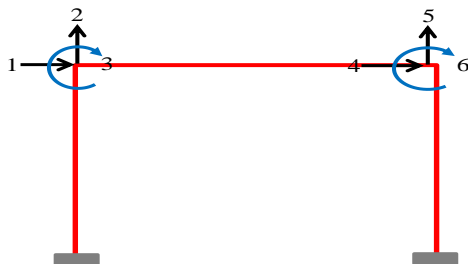
$$g_7 = \alpha 2L^2 \quad ; \quad \alpha = \frac{EI}{L^3} ; \beta = \frac{AL^2}{I}$$

b. Matrik Massa dalam sumbu lokal :

$$\mathbf{m} = \frac{mL}{420} \begin{bmatrix} 140 & 0 & 0 & 70 & 0 & 0 \\ 0 & 156 & 22L & 0 & 54 & 13L \\ 0 & 0 & 4L^2 & 0 & 13L & -3L^2 \\ 70 & 0 & 0 & 140 & 0 & 0 \\ 0 & 54 & 13L & 0 & 156 & -22L \\ 0 & 13L & -3L^2 & 0 & -22L & 4L^2 \end{bmatrix} \quad (15)$$

Matrik Tranformasi digunakan untuk menyusun matrik kekakuan dan matrik masa dalam sumbu global.

$$\mathbf{T} = \begin{bmatrix} \cos\phi & \sin\phi & 0 \\ -\sin\phi & \cos\phi & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$



Gambar 5. Sistem Strudur Frame 2D MDOF Diskret

Angka 1,2,..., 6 menyatakan kode dof yang sesuai, yaitu 1,4 menyatakan perpindahan, kecepatan, dan percepatan translasi arah X, 2,5 menyatakan perpindahan, kecepatan, percepatan, translasi arah sumbu Z, sedangkan angka 3 dan 6 menyatakan perpindahan, kecepatan, percepatan rotasi arah Y. Gambar 6 dan 7 berikut menunjukkan contoh respons dinamik akibat beban gempa El Centro dan akibat beban harmonis 2 Hz.

c. Matrik kekakuan dan matrik massa dengan persamaan berikut :

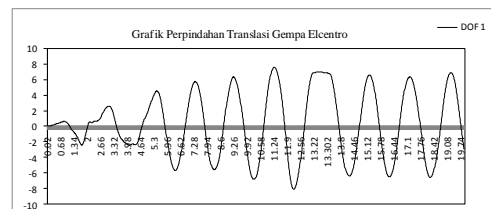
d.  $[\mathbf{K}] = [\mathbf{T}]^T[\mathbf{k}][\mathbf{T}]$

e.  $[\mathbf{M}] = [\mathbf{T}]^T[\mathbf{m}][\mathbf{T}]$

e. Menyelesaikan persamaan gerak struktur tanpa redaman dengan menggunakan metode Runge-Kutta orde 4.

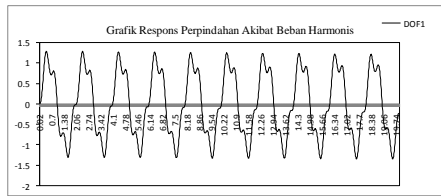
### HASIL DAN PEMBAHASAN

Setelah dilakukan eksekusi program dengan data percepatan beban harmonis dan beban gempa El Centro diperoleh pola grafik perpindahan, percepatan, dan kecepatan untuk kondisi tanpa redaman untuk sistem MDOF diskret sebagai berikut :



Gambar 6. Grafik Perpindahan Translasi DOF 1

Gambar berikut menunjukkan respons dinamik akibat beban harmonis 2 Hz.

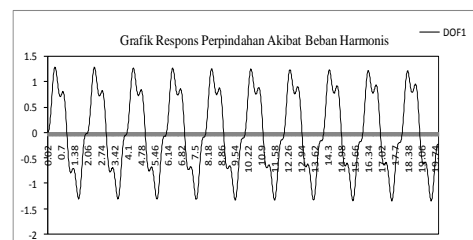
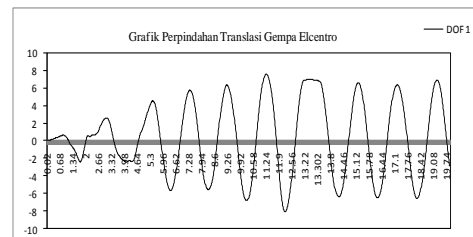


Gambar 7. Grafik Perpindahan Translasi DOF 1

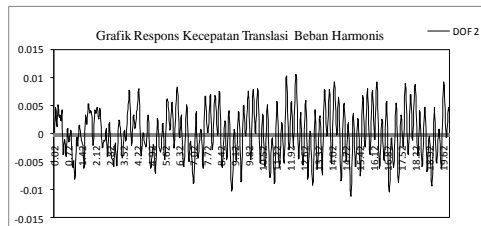
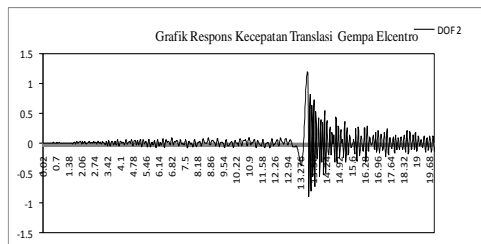
Dari grafik yang diperoleh dari eksekusi program dengan model diskret yang telah dibuat menunjukkan bahwa secara umum pola perpindahan, kecepatan dan percepatan mengikuti pola beban yang bekerja baik gempa El Centro maupun beban gempa harmonis berupa masukan beban dinamik dengan frekuensi 2 Hz. Perpindahan translasi mendatar pada dof 1 dan 2 memiliki pola perpindahan dan simpangan yang relatif sama dengan asal beban, namun mempunyai kerapatan yang berbeda hal ini adanya penyerapan tidak langsung oleh material konstruksi. Namun untuk dof 2 dan 5 walaupun pola tetap mirip namun mempunyai penambahan getaran minor yang terjadi pada antara gelombang mayor, ini artinya disamping mengalami perpindahan, kecepatan, dan percepatan secara struktural juga mengalami getaran (perpindahan, kecepatan, percepatan) secara individual per elemen dof (getaran mikro). Pada grafik respons kecepatan menunjukkan bahwa selama proses penggetaran oleh beban gempa El Centro kecepatan akan bertambah ketika sudah mencapai waktu 13,25 detik. Ini menunjukkan bahwa respons kecepatan maupun percepatan akan

bertambah sering dengan bertambahnya waktu, dan akan perlahan hilang ketika getaran yang diberikan menurun.

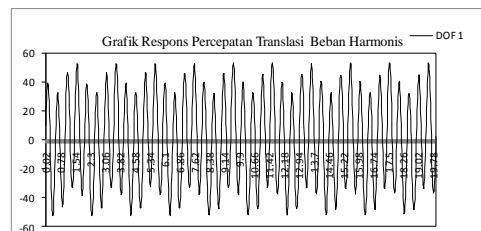
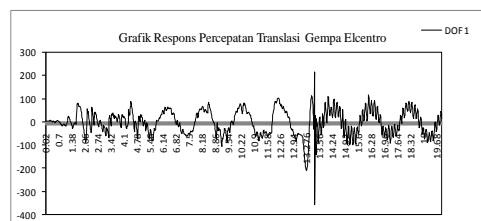
Dari respons struktur akibat beban dinamis yang bersifat harmonis, walaupun diberikan simpangan getaran yang lebih besar, namun bila dibandingkan getaran yang diberikan oleh beban gempa El Centro menunjukkan bahwa struktur secara fungsional akan lebih tahan menerima beban harmonis dibandingkan dengan beban yang tidak tetap. Ini artinya struktur akan mudah runtuh bila menerima beban yang frekuensinya tidak teratur seperti yang dikomparasikan pada gambar 8 s/d 10.



Gambar 8. Komparasi Perpindahan DOF 1 Akibat Gempa El Centro dan Harmonis



Gambar 9. Komparasi Kecepatan DOF 2 Akibat Gempa El Centro dan Harmonis



Gambar 10. Komparasi Percepatan DOF 1 Akibat Gempa El Centro dan Harmonis

Dengan melihat pola dan perilaku perpindahan, kecepatan, dan percepatan struktur yang mengalami beban dinamik seperti gempa El Centro dan lain-lain diharapkan dapat memberikan gambaran mengenai dampak dari struktur yang mengalami getaran dinamik kepada mahasiswa khususnya teknik sipil dalam memperkirakan

perkuatan elemen struktur tahan gempa.

## SIMPULAN

Dari hasil penelitian dan pembahasan di atas dapat disimpulkan bahwa pola respons perpindahan, kecepatan, dan percepatan dari struktur yang menerima beban dinamik akan mengikuti pola beban yang bekerja. Struktur akan lebih mampu menahan beban dinamik harmonis dengan percepatan yang lebih besar dibanding beban yang percepatannya kecil namun mempunyai getaran yang tidak teratur. Resonansi akan terjadi apabila getaran beban gempa sama dengan waktu getar alami dari bangunan. Dengan memberikan gambaran respons struktur akibat beban dinamik akan mempermudah memperkirakan dalam merencanakan elemen-elemen struktur dengan lebih baik dan akurat.

## UCAPAN TERIMA KASIH

Penulis mengucapkan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada berbagai pihak yang telah mendukung pelaksanaan penelitian ini antara lain Unit Penelitian dan Pengabdian Masyarakat (UP2M) Politeknik Negeri Semarang yang telah mendanai pelaksanaan penelitian ini dan para anggota tim penelitian dan mahasiswa yang telah bekerja keras untuk membantu proses penelitian ini.

## DAFTAR PUSTAKA

Ajit, K.M and Singh, S.T., 1991, *Deformation of Elastic Solids*, Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey.

- Armenakas, A.E., 1991, *Modern Structural Analysis The Matrix Method Approach*, Mc Graw-Hill, Inc, New York.
- Cook, R.D., 1985, *Advanced Mechanics of Materials*, Macmillan Publishing Company, New York.
- Cook, R.D., 1990, *Konsep dan Aplikasi METODE ELEMEN HINGGA*, Edisi Pertama, PT. ERESKO, Bandung.
- Dally, J.M and Riley, W.F., 1991, 3<sup>rd</sup> edition, *Experimental Stress Analysis*, Mc Graw-Hill International, New York.
- Reddy, J.N., 1993, *An Introduction to the FINITE ELEMENT METHOD*, Second Edition, McGraw-Hill International, New York.
- Steven C.Chapra and Raymond P.G., 1990, *Numerical Methods for Engineers*, Mc Graw-Hill International, New York.
- Timoshenko, S.P. and Goodier, J.N., 1970, *Theory of Elasticity*, McGraw-Hill International, New York.
- Wilson E.L and Habibullah A., 2002, *SAP2000 A Series Of Computer Program for the Static and Dynamic Finite Element Analysis of Structures*, CSI, Inc, Berkeley, California