

KAJIAN BERBAGAI METODE INTEGRASI LANGSUNG UNTUK ANALISIS DINAMIS

Kevin Winata¹, Wong Foek Tjong²

ABSTRAK : Proses perhitungan analisis dinamis dapat diselesaikan dengan bantuan program yang sudah ada, seperti *SAP2000*, *Seismostruct*, dan *Opensees*. Dalam beberapa program, pengguna dihadapkan dengan pilihan-pilihan metode penyelesaian analisis dinamis. Dilakukan kajian untuk mempelajari metode integrasi langsung pada analisis dinamis, dengan tinjauan keempat metode yaitu metode diferensiasi terpusat, metode Houbolt, metode Wilson dan metode Newmark, sehingga dapat diketahui perbedaan masing-masing metode integrasi langsung dalam analisis dinamis dari sisi keunggulan dan kekurangan. Didapatkan beberapa kesimpulan dari keempat metode integrasi langsung analisis dinamis, dimana beberapa kesimpulan dapat digunakan untuk menentukan metode integrasi langsung yang akan digunakan untuk menyelesaikan persamaan analisis dinamis.

KATA KUNCI: metode integrasi langsung, analisis dinamis, metode diferensiasi terpusat, metode Houbolt, metode Wilson, metode Newmark

1. PENDAHULUAN

Proses perhitungan analisis dinamis dapat diselesaikan dengan bantuan program yang sudah ada, seperti *SAP2000*, *Seismostruct*, dan *Opensees*. Dalam beberapa program, pengguna dihadapkan dengan pilihan-pilihan metode penyelesaian analisis dinamis.

Pada kesempatan kali ini penulis mencoba untuk membandingkan beberapa metode penyelesaian persamaan analisis dinamis dengan metode integrasi langsung pada pengaplikasiannya dalam menyelesaikan analisis dinamis pada sistem struktur rangka dan sistem struktur bidang.

Dengan Penelitian ini, dapat diketahui keunggulan dan kekurangan masing-masing metode integrasi langsung, agar pada saat melakukan kalkulasi atau mendesain struktur dengan analisis dinamis, didapatkan keakuratan yang lebih baik karena metode yang digunakan sesuai dengan kasus yang terjadi pada sistem struktur yang akan didesain.

Penelitian dilakukan pada perbandingan keempat metode integrasi langsung yaitu *Central Difference Method*, metode Houbolt, metode Wilson dan metode Newmark pada struktur rangka dua dimensi dan pelat tegangan bidang dengan perhitungan analisis linier elastik.

2. LANDASAN TEORI

Proses perhitungan analisis dinamis pada bangunan tinggi didasarkan pada persamaan kesetimbangan $\mathbf{M} \ddot{\mathbf{U}} + \mathbf{C} \dot{\mathbf{U}} + \mathbf{K} \mathbf{U} = \mathbf{F}(t)$ di mana \mathbf{M} adalah matriks massa struktur, \mathbf{C} adalah matriks redaman struktur, \mathbf{K} adalah matriks kekakuan struktur dan seluruh matriks mengikuti persamaan balok *timoshenko* (Kosmatka, 1994), $\ddot{\mathbf{U}}$ adalah vektor (matriks kolom) percepatan titik-titik nodal, $\dot{\mathbf{U}}$ adalah vektor (matriks kolom) kecepatan titik-titik nodal, \mathbf{U} adalah vektor (matriks kolom).

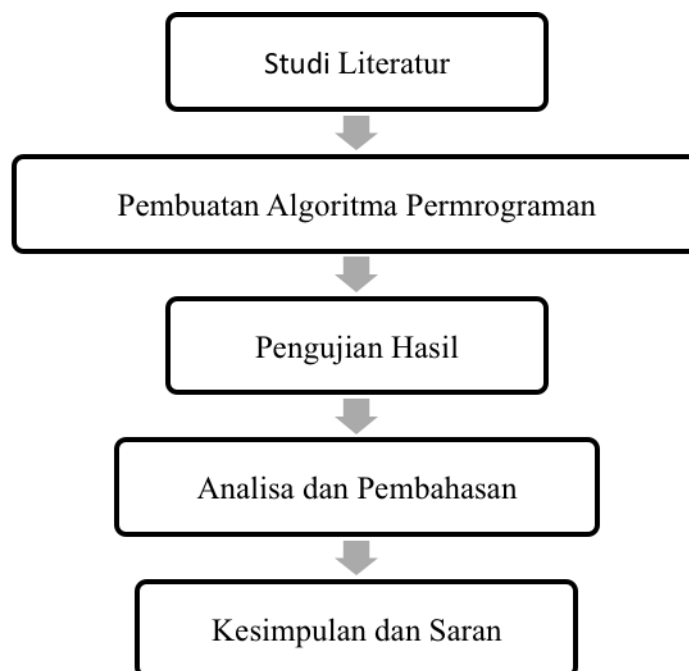
¹Mahasiswa Program Studi Teknik Sipil Universitas Kristen Petra, m21411023@john.petra.ac.id

²Dosen Program Studi Teknik Sipil Universitas Kristen Petra, wftjong@petra.ac.id

perpindahan titik-titik nodal, dan $F(t)$ adalah vektor gaya pada titik-titik nodal yang memiliki ketergantungan terhadap waktu (Bathe, 1996). Keempat metode integrasi langsung yang akan ditinjau, yaitu *Central Difference Method*, metode Houbolt, metode Wilson dan metode Newmark ditinjau pada struktur rangka dua dimensi dan pelat tegangan bidang, mengikuti seluruh tahapan algoritma metode integrasi langsung dan didapatkan hasil *output* respon gelombang perpindahan titik nodal dan nilai perpindahan maksimum.

3. METODOLOGI PENELITIAN

Gambar 1 merupakan diagram alir metodologi penelitian



Gambar 1. Diagram Alir Metodologi Penelitian

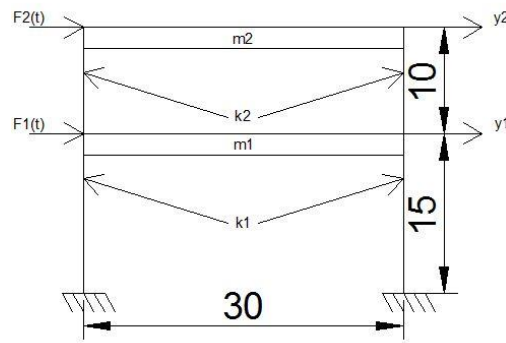
Matriks kekakuan struktur K , matriks massa struktur M serta matriks redaman struktur C didapatkan dari *assembly* matriks kekakuan elemen k , matriks massa elemen m , serta matriks redaman elemen c . Dari seluruh matriks yang diperlukan, diaplikasikan vektor perpindahan, kecepatan dan percepatan struktur serta vektor gaya dengan ketergantungan waktu.

4. HASIL DAN PEMBAHASAN

Pengujian dilakukan pada struktur rangka dua dimensi serta pelat tegangan bidang dengan berbagai macam pembebanan.

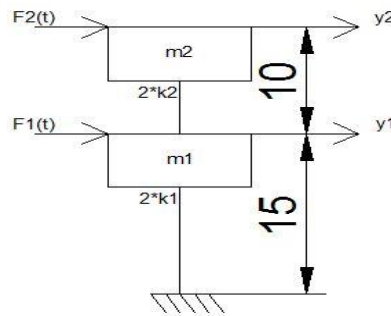
4.1. Analisis Dinamis pada Struktur Rangka dengan Gaya Terpusat Linier

Analisis dilakukan dengan keempat metode integrasi langsung pada sistem struktur rangka dua dimensi yang terdiri atas struktur baja seperti pada Gambar 2 (Paz, 1985)



Gambar 2. Permodelan Struktur Rangka Dua Dimensi

Struktur yang ditinjau disederhanakan dengan anggapan rangka kaku pada arah aksial serta perpindahan rotasi pada seluruh derajat kebebasan dianggap nol sehingga struktur memiliki hanya 2 derajat kebebasan seperti pada **Gambar 3**.



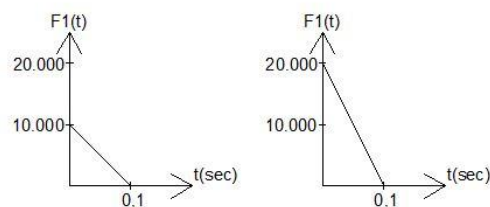
Gambar 3. Permodelan Penyederhanaan Sistem Struktur Rangka 2D

Struktur rangka dua dimensi tersusun atas elemen struktur baja dengan karakteristik memiliki modulus elastisitas $3 \cdot 10^7 \text{ lb/in}^2$ dengan momen inersia struktur lantai 1 adalah $2 \cdot 248,6 \text{ lb}^4$ dan momen inersia struktur lantai 2 adalah $2 \cdot 106,3 \text{ lb}^4$. Struktur mengalami massa m_1 sebesar $136 \text{ lb sec}^2/\text{in}$ dan m_2 sebesar $66 \text{ lb sec}^2/\text{in}$.

Dari data properti elemen struktur didapatkan matriks kekakuan dan matriks massa struktur, dimana koefisien redaman pada percobaan ini adalah nol. Dengan menggunakan *eigenvalue* dan *eigenvektor* didapatkan data frekuensi natural struktur dimana $\omega_1 = 11,8 \text{ rad/sec}$ dan $\omega_2 = 32,9 \text{ rad/sec}$ sehingga didapatkan $f_1 = 1,88 \text{ cps}$ dan $f_2 = 5,24 \text{ cps}$.

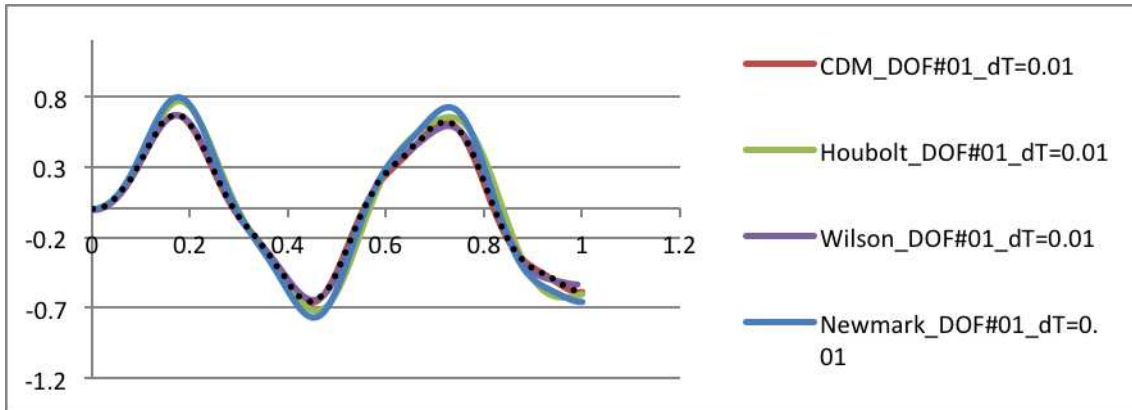
Struktur mengalami gaya dinamis $F_1(t)$ dan $F_2(t)$ pada arah sumbu x seperti pada **Gambar 4**.

(Paz, 1985)

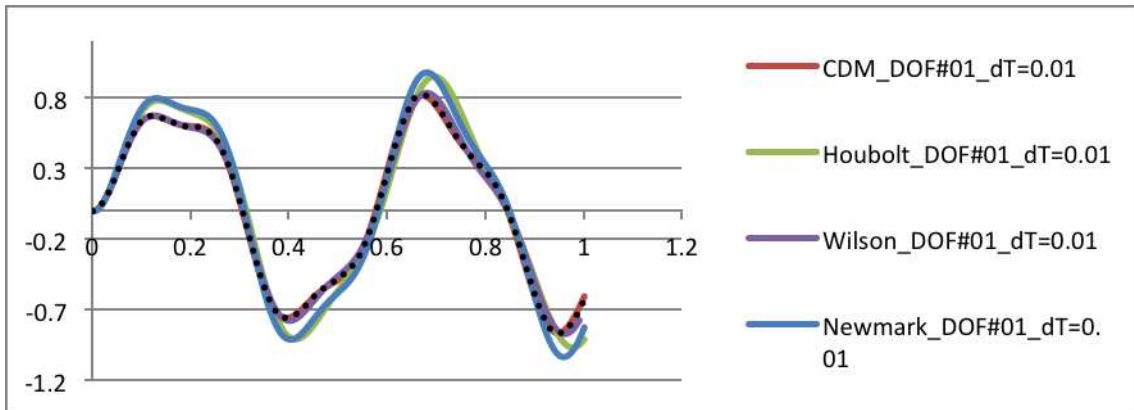


Gambar 4. Gaya Dinamis yang Diimplementasikan pada Sistem Struktur Rangka 2D

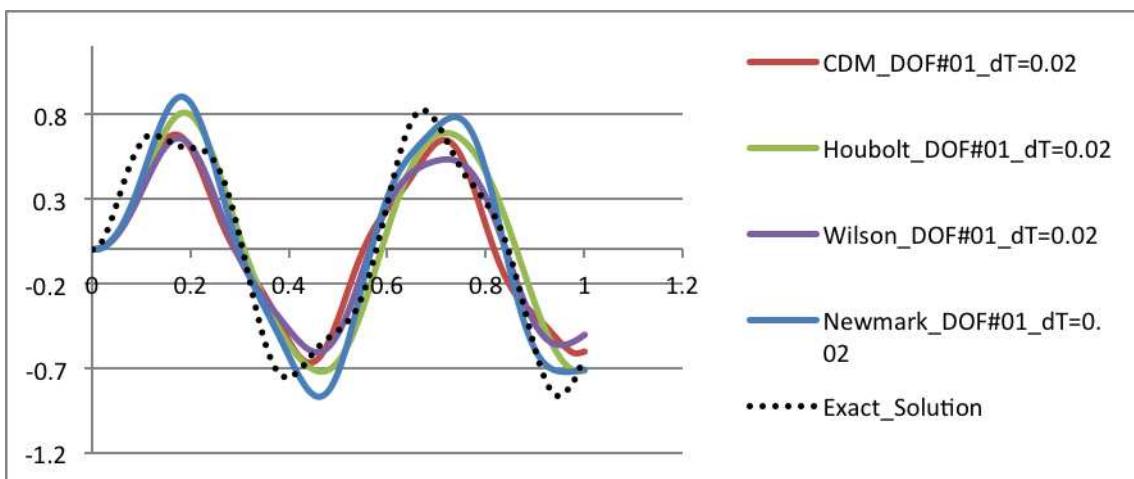
Perhitungan dilakukan hingga 100 tahapan waktu dan interval waktu yang beragam yaitu 1/25 detik, 1/50 detik dan 1/100 detik. Berikut adalah gambar perbandingan perpindahan titik nodal *dof* pertama dan *dof* kedua yang diselesaikan dengan keempat metode integrasi langsung,



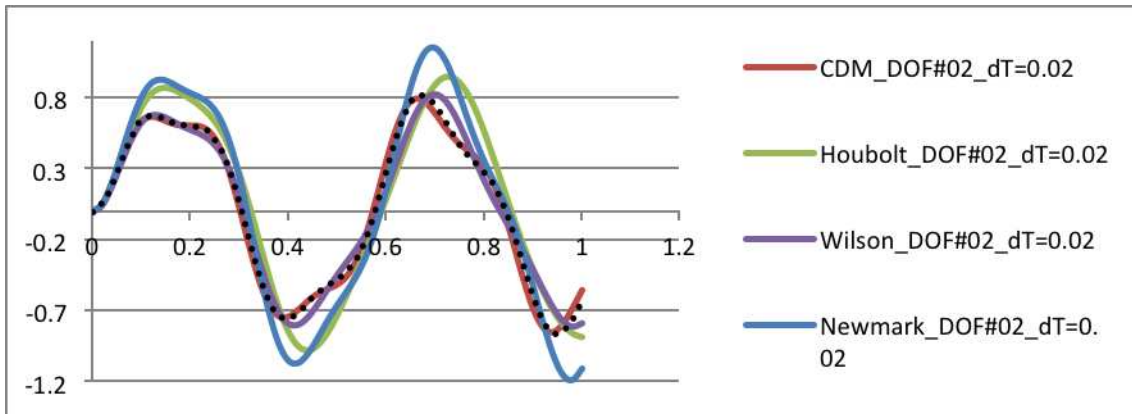
Gambar 5. Perpindahan *DOF* ke-1 dengan $\Delta t = 0.01$ Akibat Gaya Terpusat Linier



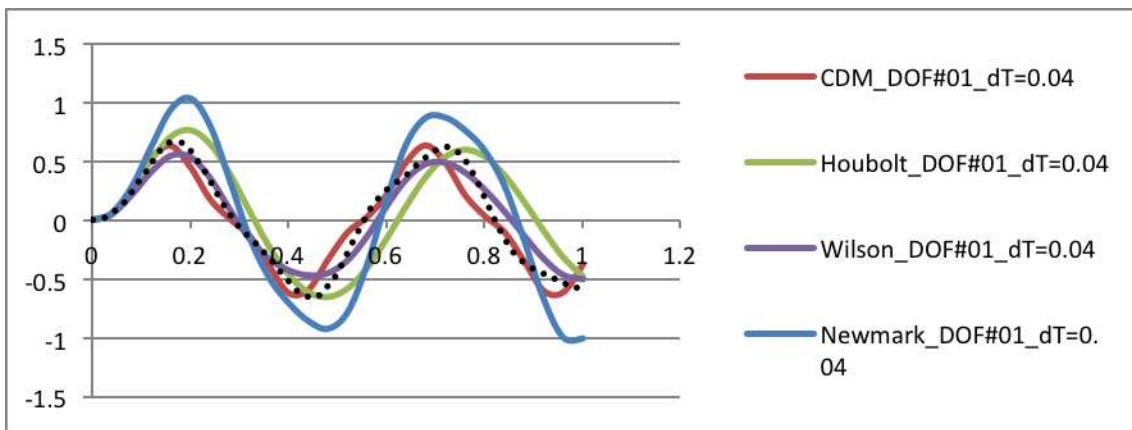
Gambar 6. Perpindahan *DOF* ke-2 dengan $\Delta t = 0.01$ Akibat Gaya Terpusat Linier



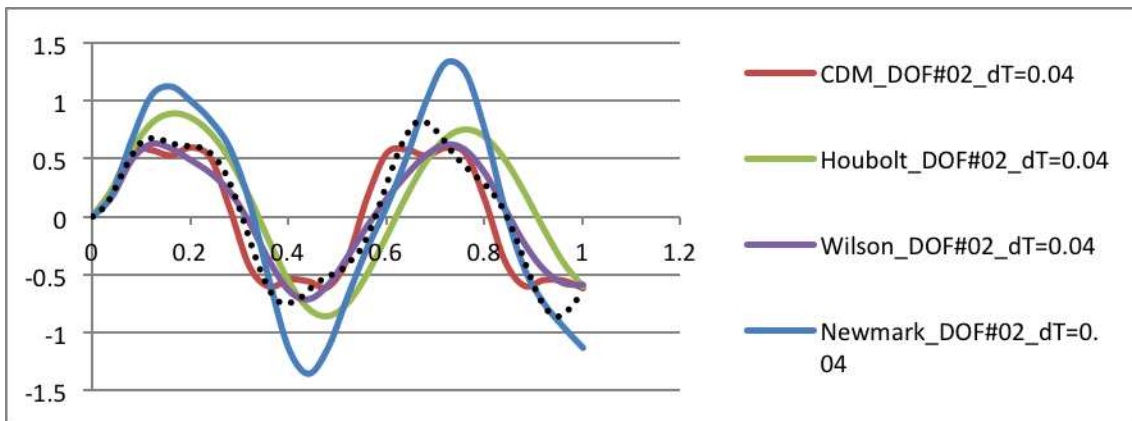
Gambar 7. Perpindahan *DOF* ke-1 dengan $\Delta t = 0.02$ Akibat Gaya Terpusat Linier



Gambar 8. Perpindahan *DOF* ke-2 dengan $\Delta t = 0,02$ Akibat Gaya Terpusat Linier



Gambar 9. Perpindahan *DOF* ke-1 dengan $\Delta t = 0,04$ Akibat Gaya Terpusat Linier



Gambar 10. Perpindahan *DOF* ke-2 dengan $\Delta t = 0,04$ Akibat Gaya Terpusat Linier

Dari beberapa gambar di atas dapat dilihat bahwa keempat metode memiliki karakteristik yang berbeda, dipengaruhi oleh tahapan waktu yang digunakan untuk menyelesaikan persamaan kesetimbangan analisis dinamis.

Ketika analisis dinamis diselesaikan dengan tahapan waktu yang sangat kecil ($\Delta t = 0,0033$), ketelitian keempat algoritma menunjukkan kesamaan, dimana keempat algoritma menghasilkan *output* gambar perpindahan yang sama serta nilai perpindahan yang sama. Perbedaan mulai terjadi ketika

algoritma dijalankan dengan tahapan waktu yang cukup besar. Dapat dilihat dari **Gambar 5** sampai dengan **Gambar 10** dimana semakin besar tahapan waktu, masing-masing metode menghasilkan *output* yang berbeda-beda.

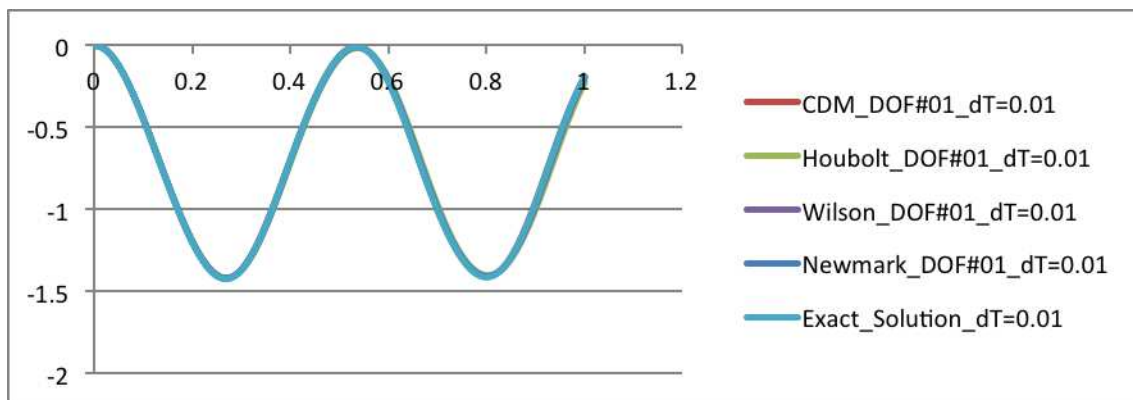
Respon gaya dinamis yang dihasilkan dari metode Houbolt menunjukkan bahwa gelombang terus mengecil seiring berjalannya waktu, apabila tahapan waktu yang digunakan cukup besar. Hal ini merupakan kesalahan yang cukup fatal, dimana struktur didisain tanpa redaman, sehingga seharusnya respon gelombang terus berlanjut dan nilai dari puncak gelombang selalu sama. Hal yang sama juga terjadi pada data *output* dari metode Wilson θ . Pada metode ini juga terjadi penyusutan tinggi puncak gelombang seiring dengan berjalannya waktu, dimana hal ini terjadi pada saat tahapan waktu yang digunakan dalam perhitungan cukup besar.

Penggunaan metode Newmark dalam penyelesaian analisis dinamis memberikan data *output* yang hasilnya lebih besar dari perhitungan yang lain.

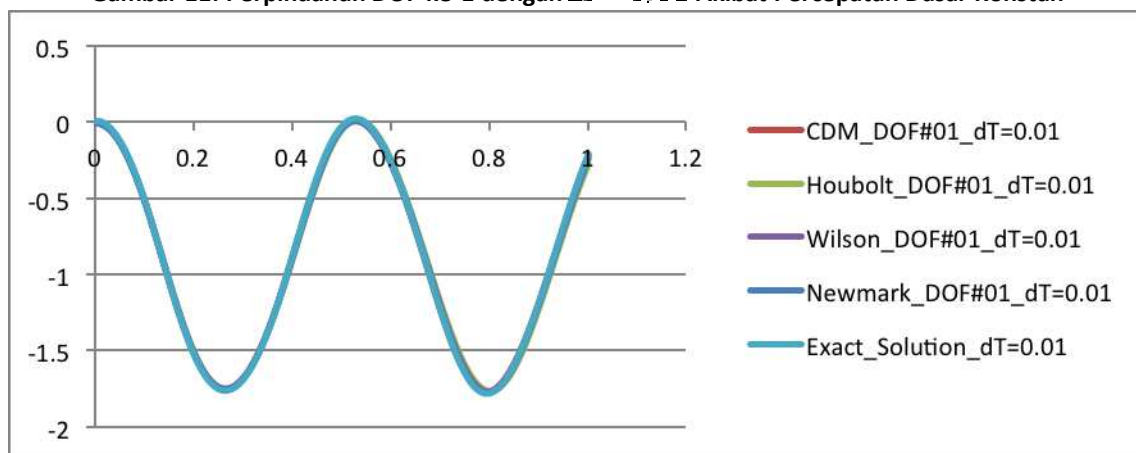
4.2. Analisis Dinamis Pada Struktur Rangka dengan Percepatan pada Derajat Kebebasan Pasif

Perhitungan pada struktur elemen rangka dua dimensi pada sub bab 4.2 dilanjutkan dengan beban nol, dan mengalami percepatan konstan pada derajjat kebebasan pasif (idealisasi perletakan jepit) pada derajat kebebasan arah horizontal sebesar $108,47 \text{ in/sec}^2$ yang dihitung dengan memindahkan beban akselerasi ke derajat kebebasan aktif yaitu $\mathbf{R} = -\mathbf{M}_{aa} \times (100,47)$.

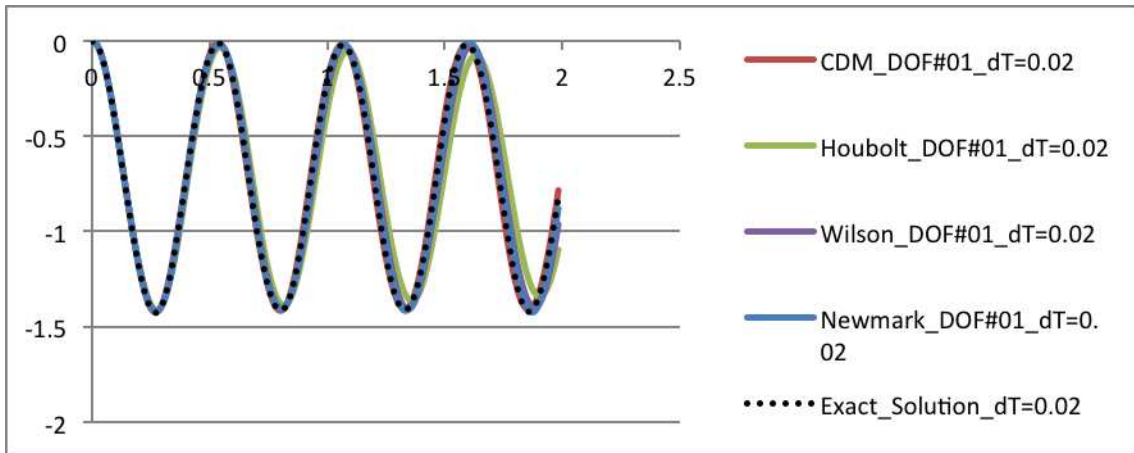
Perhitungan dilakukan hingga 100 tahapan waktu dan interval waktu yang beragam yaitu 1/25 detik, 1/50 detik dan 1/100 detik, dan didapatkan respon perpindahan titik nodal kedua derajat kebebasan dengan menggunakan keempat metode integrasi langsung,



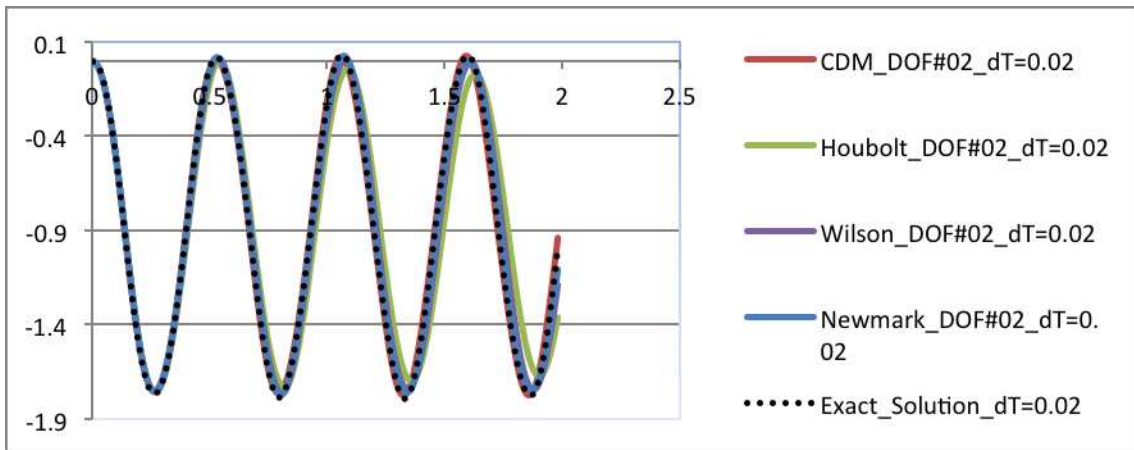
Gambar 11. Perpindahan *DOF* ke-1 dengan $\Delta t = 0,01$ Akibat Percepatan Dasar Konstan



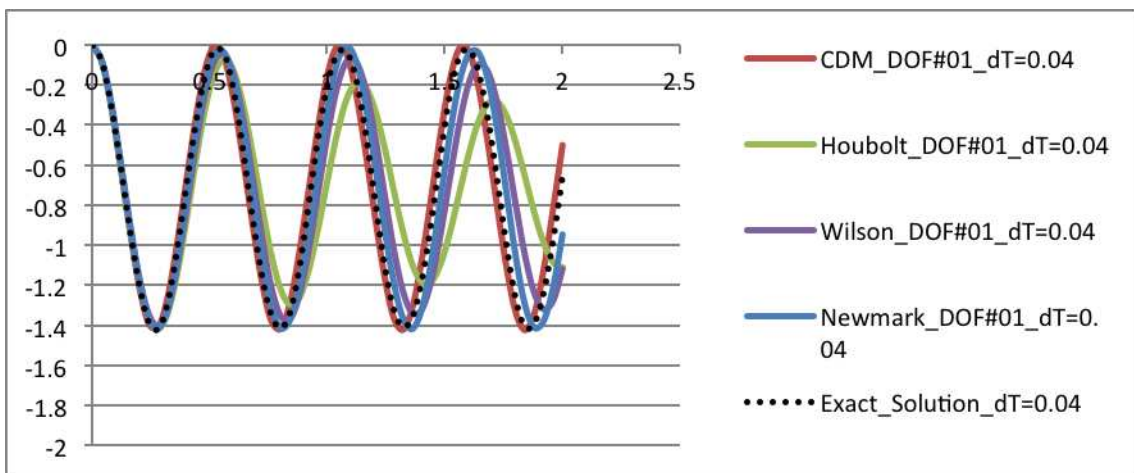
Gambar 12. Perpindahan *DOF* ke-2 dengan $\Delta t = 0,01$ Akibat Percepatan Dasar Konstan



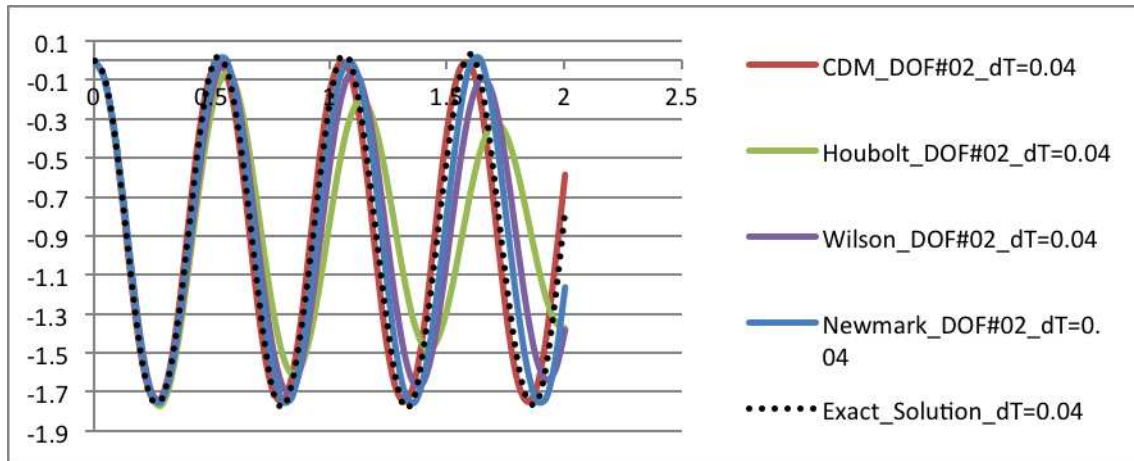
Gambar 13. Perpindahan *DOF* ke-1 dengan $\Delta t = 0,02$ Akibat Percepatan Dasar Konstan



Gambar 14. Perpindahan *DOF* ke-2 dengan $\Delta t = 0,02$ Akibat Percepatan Dasar Konstan



Gambar 15. Perpindahan *DOF* ke-1 dengan $\Delta t = 0,04$ Akibat Percepatan Dasar Konstan



Gambar 16. Perpindahan DOF ke-2 dengan $\Delta t = 0,04$ Akibat Percepatan Dasar Konstan

Percepatan konstan pada derajat kebebasan pasif menghasilkan respon perpindahan yang berbentuk gelombang cosinus. Nilai puncak dari gelombang pada respon ini adalah konstan selama percepatan berlangsung. Dapat dilihat bahwa semakin besar tahapan waktu yang digunakan, semakin terlihat perbedaan masing-masing metode. Hasil respon yang dihasilkan metode Houbolt dan metode Wilson akibat percepatan konstan pada derajat kebebasan pasif hampir sama dengan akibat beban linier. Semakin besar tahapan waktu yang digunakan, metode Houbolt dan metode Wilson menghasilkan respon yang tidak konsisten. Berbeda dengan metode Newmark dan metode Houbolt, kedua metode lain yaitu metode *Central Difference* dan metode Newmark memberikan hasil yang konsisten dan sesuai dengan hasil perhitungan eksak, dalam segala tahapan waktu yang digunakan.

5. KESIMPULAN

Penelitian ini menghasilkan beberapa kesimpulan bahwa keakuratan keempat metode tergantung pada besar kecilnya tahapan waktu yang digunakan dalam perhitungan. Metode Diferensiasi terpusat yang merupakan metode integrasi langsung eksplisit menghasilkan respon gelombang dengan puncak gelombang konstan dan hasil perhitungan menyerupai hasil perhitungan eksak dalam tahapan waktu besar maupun kecil, sama halnya dengan metode Newmark. Ketiga metode integrasi implisit yaitu metode Houbolt, Wilson dan Newmark dapat menyelesaikan analisis dinamis dengan baik pada tahapan waktu kecil yaitu $\Delta t = 0,25T$ dimana T merupakan periode natural struktur. Dari keempat metode, penulis menyarankan untuk menggunakan metode Newmark untuk melakukan perhitungan analisis dinamis dengan metode integrasi langsung, seperti digunakan dalam beberapa perangkat lunak komersial.

6. DAFTAR REFERENSI

- Bathe, K. J. (1996). *Finite Element Procedures*. Prentice Hall : New Jersey.
- Habibullah, Ashraf. (2007). *SAP2000 (Version 11) Verification Manual*. CSI : California.
- Kosmatka, J.B. (1994). An Improved Two-Node Finite Element for Stability and Natural Frequencies of Axial-Loaded Timoshenko Beams. *Computer & Structures* Vol. 57. No I. pp.141-149.1995.
- Paz,M. (1985). *Structural Dynamics : Theory and Computation* (2nd ed.). Van Nostrand Reinhold Company : New York.
- SeismoSoft. (2002). *Seismostruct*. Diperoleh 27 Pebruari 2015, dari <http://www.seismosoft.com/en/seismostruct.aspx>
- Opensees.(2006). *The Open System for Earthquake Engineering Simulation*. Diperoleh 27 Pebruari 2015, dari opensees.berkeley.edu/opensees/home/about.php