

## PERHITUNGAN STRUKTUR GEDUNG DISKOMINFO KOTA SERANG DENGAN BEBAN GEMPA RESPON SPEKTRUM DAN PERBANDINGAN HASIL ANALISIS 2 METODE TERHADAP TULANGAN LONGITUDINAL BALOK

Dasa Aprisandi <sup>1</sup>, Gunawan Noor <sup>2</sup>, Mochammad Ramdan AM<sup>3</sup>

<sup>1,2,3</sup>Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Banten Jaya

Email : <sup>1</sup>[mahesadepsong@gmail.com](mailto:mahesadepsong@gmail.com), <sup>2</sup>[arlimcach@gmail.com](mailto:arlimcach@gmail.com) dan <sup>3</sup>[gunawannoo@unbaja.ac.id](mailto:gunawannoo@unbaja.ac.id)

### ABSTRACT

Earthquakes can be categorized into two types, namely volcanic earthquakes and tectonic earthquakes. The design of earthquake planning should ideally follow the standards that apply in Indonesia, namely SNI 1726-2002 concerning Earthquake Resilience Planning Standards for Building Structures and SNI 1726-2012 concerning Procedures for Planning Earthquake Resilience for Building Structure and Non-Building. The calculation of the structure of the Diskominfo Building Kota Serang with spectrum response earthquake load and comparison of the results of 2 methods analysis of longitudinal beam reinforcement using ETABS v16 program. The output from the program will provide information that the structure has been designed to withstand earthquakes or not. Furthermore, the results of the exit values for detail will be compared with the manual method as a reference values will be taken so that the structure is designed to the maximum. Basically the results of the calculations from each of them show the same purpose but are nominally different. The results programme produce speed in the assumption and certainty of safe results or not a structure, while manual calculations produce higher accuracy values with more economical results but require a long time. Moment due to dead load (MD) with manual calculation is 22.45 kNm, with ETABS of 221,7444 kNm, so that there is a difference of 3.7056 kNm. The moment due to live load (ML) with manual calculation is 147.64 kNm, with ETABS of 140.3642 kNm, there is a difference of 7, 2758 kNm, and the ultimate Moment (MU) calculated manually resulting in 506,764 kNm, with ETABS 525 , 4835 kNm, so there is a difference of 18,7195 kNm.

*Keywords: Design, Etabs v16, Earthquake, Moment, Building Structure*

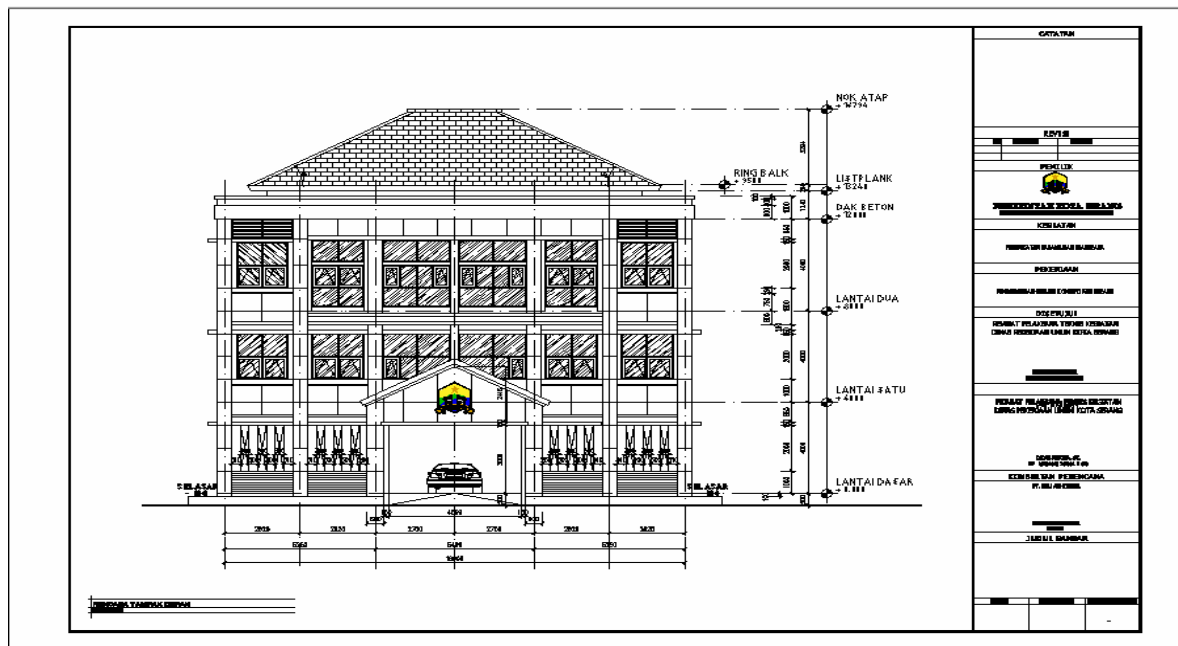
### PENDAHULUAN

Banyaknya gempa yang terjadi dewasa ini menyebabkan para peneliti berusaha keras untuk terus *updating* pengetahuan dibidang *Earthquake Engineering* dan *Structural Engineering*. Gempa bumi dapat dikategorikan dalam dua jenis yaitu gempa bumi vulkanik dan gempa bumi tektonik. Desain perencanaan gempa idealnya mengikuti standar yang berlaku di Indonesia yaitu SNI 1726-2002 tentang Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan SNI 1726-2012 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung. Adapun untuk melengkapi referensi tentang perencanaan itu diperlukan tambahan acuan PPPURG Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung 1987.

Desain gempa yang umum digunakan dalam desain bangunan tahan gempa adalah desain berbasis gaya (*force based design*). Konsep ini menggunakan gaya sebagai pendekatannya. Di Indonesia desain berbasis gaya ini didesain sesuai dengan peraturan desain gempa yang berlaku di Indonesia yaitu SNI 1726:2012. Desain berbasis gaya ini menjamin bahwa gedung yang kita desain tidak akan mengalami keruntuhan (*collapse*) jika terjadi gempa besar. Dalam pengembangan desain bangunan tahan gempa, mulai dengan diperkenalkannya

konsep desain berbasis kinerja, konsep ini mengadopsi perpindahan struktur sebagai pendekatannya yang selanjutnya dipake beban gempa dengan sebutan Beban Gempa Respon Spektrum.

Dalam Perencanaan Struktur sendiri telah mengalami kemajuan dalam metodenya dengan adanya program yang membantu perhitungan dengan tujuan menjadi lebih cepat dan tepat. Namun permasalahannya kita belum tahu hasil nilai yang dihasilkan program akurat ataukah tidak, maka dari itu perlu adanya *sample* analisis sebagai acuan atau perbandingan nilai untuk selanjutnya dijadikan patokan pada pendetailan.



Gambar 1 Gambar Rencana Gedung

### Beban Struktur

- Struktur Gedung harus direncanakan kekuatannya terhadap pembebanan-pembebanan oleh :
  - Beban Mati (*Dead Load*), dinyatakan dengan lambang M/D
  - Beban Hidup (*Live Load*), dinyatakan dengan lambang H/L
  - Beban Angin (*Wind Load*), dinyatakan dengan lambang A/W
  - Beban Gempa (*Earthquake Load*), dinyatakan dengan lambang G/E
  - Beban Khusus (*Special Load*), dinyatakan dengan lambang K/S
- Kombinasi Pembebanan yang harus ditinjau adalah sebagai berikut :
  - Beban Tetap :  $M + H$
  - Beban Sementara :  $M + H + A$   $M + H + G$
  - Pembebanan Khusus :  $M + H + K$
  - Total Beban :  $M + H + A + K$   $M + H + G + K$
- Apabila beban hidup, baik yang membebani gedung atau bagian gedung secara penuh maupun sebagian, secara tersendiri atau dalam kombinasi dengan beban-beban lain, memberikan pengaruh yang menguntungkan bagi struktur atau unsur struktur gedung itu, maka pembebanan atau kombinasi pembebanan tersebut tidak boleh ditinjau dalam perencanaan struktur atau unsur struktur tersebut.

- d. Untuk keadaan-keadaan tertentu beban mati, beban hidup, dan beban angin dapat dikalikan dengan suatu koefisien reduksi. Pengurangan beban-beban tersebut harus dilakukan apabila hal itu menghasilkan keadaan yang lebih berbahaya untuk struktur atau unsur struktur yang ditinjau.

## **Kinerja Struktur**

Kinerja struktur adalah tingkatan performa suatu struktur terhadap gempa rencana. Tingkatan performa struktur dapat diketahui dengan melihat tingkat kerusakan pada struktur saat terkena gempa rencana dengan periode ulang tertentu, oleh karenanya tingkat kinerja struktur akan selalu berhubungan dengan biaya perbaikan terhadap bangunan tersebut. Dalam desain struktur berbasis kinerja biasanya struktur didesain sesuai dengan tujuan dan kegunaan suatu bangunan, dengan pertimbangan faktor ekonomis terhadap perbaikan bangunan saat terjadi gempa tanpa mengesampingkan keselamatan terhadap pengguna bangunan.

### **a. Kinerja Struktur Metode ATC-40**

Respon bangunan terhadap gerakan tanah akibat gempa menyebabkan perpindahan lateral dan deformasi pada setiap elemen struktur. Pada level respon rendah, deformasi elemen akan dalam rentang elastis (linier) dan tidak akan ada kerusakan yang timbul. Pada level respon tinggi, deformasi elemen akan melebihi kapasitas linier elastis dan bangunan akan mengalami kerusakan. Untuk memberikan kinerja seismic yang andal, bangunan harus memiliki sistem gaya penahan gaya lateral yang lengkap yang mampu membatasi perpindahan lateral akibat gempa pada level kerusakan yang berkelanjutan dan untuk tujuan kinerja yang diinginkan. Faktor-faktor dasar yang mempengaruhi kemampuan sistem penahan gaya lateral untuk melakukan hal tersebut meliputi masa bangunan, kekakuan, redaman, dan konfigurasi: kapasitas deformasi pada elemen, kekuatan dan karakter gerakan tanah. (ATC-40, 1996). Ada beberapa tingkatan kinerja sesuai ATC-40, dimana tingkatan kinerja digambarkan kurva hubungan antara perpindahan lateral dan besar gaya yang bekerja atau kurva kapasitas. Kurva kapasitas menggambarkan plot dari total gaya geser dasar akibat gempa.

### **b. Kinerja Struktur Metode FEMA 440**

Berdasarkan FEMA 440 merupakan metode pengembangan dari metode koefisien perpindahan FEMA 356 atau juga bisa disebut metode koefisien perpindahan yang diperbaiki. Secara garis besar dasar dalam perhitungan metode FEMA 440 ini sama dengan FEMA 356, yaitu dengan hasil akhir menentukan nilai target perpindahan. Perbaikan atau modifikasinya diberikan untuk menentukan parameter pada SDOF dalam titik kinerja struktur metode FEMA 356.

### **c. Direct Displacement Based Design**

Beban gempa akan menyertakan gaya dan perpindahan pada struktur. Kemampuan struktur berdeformasi pada respon elastis akan berhubungan langsung dengan kekakuan sistem, tapi untuk struktur pada saat respon inelastik, maka hubungannya akan menjadi rumit, sehingga akan tergantung pada perpindahan sesaat juga riwayat perpindahan selama respon gemp. (Priestley et al. 2007: 1).

Dalam desain berbasis gaya, desain beban gempa didesain pada saat respon elastic, akan tetapi dalam keadaan sebenarnya struktur akan mampu untuk menyerap energy gempa dalam bentuk deformasi inelastic, sehingga dalam desain berbasis gaya ini diberikan faktor modifikasi respon. Faktor modifikasi respon ini adalah perbandingan nilai gaya pada saat respon elastic dengan gaya desain. Metode Direct Displacement Based Design muncul untuk mengatasi kelemahan-kelemahan dalam desain dengan metode desain berbasis gaya (Force Based Design). Metode DDBD menekankan pada nilai displacement sebagai acuan untuk menentukan kekuatan yang diperlukan bangunan terhadap gempa desain. Perbedaan mendasar dari metode Force Based Design adalah DDBD ditandai dengan struktur akan didesain oleh satu derajat kebebasan (Single Degree of Freedom / SDOF) dengan representasi dari kinerja pada respon perpindahan puncak, bukan oleh karakteristik elastik awal.

### **Respon Struktur**

Idealisasi respon struktur terhadap beban gempa berupa kurva kapasitas struktur yaitu kurva hubungan gaya dan perpindahan selama respon struktur. Dalam metode DDBD sudah dibahas mengenai bagaimana konsep itu digunakan, yaitu menekankan pada pendekatan secara perpindahan atau displacement dengan menggunakan karakteristik redaman viscous ekuivalen pada saat kondisi inelastik. Secara umum dalam desain gempa kita menggunakan pendekatan secara gaya seperti yang tercantum dalam berbagai peraturan desain tahan gempa.

### **Idealisasi Struktur SNI 1726-2002**

Dalam SNI 1726-2002, untuk memprediksi nilai gaya geser dasar yang terjadi pada bangunan, maka menggunakan pendekatan berbasis gaya dengan faktor pembagi yaitu R faktor. R faktor disini digambarkan sebagai nilai gaya geser elastis,  $V_e$  dibagi dengan besarnya nilai gaya geser desain,  $V_d$ . Besarnya R faktor akan dipengaruhi oleh besarnya nilai daktalitas struktur dan nilai faktor kuat lebih dari bahan yang digunakan. Daktalitas struktur disini adalah sebagai nilai gaya geser elastis, dibagi dengan besarnya nilai gaya geser saat leleh. Nilai daktalitas struktur akan sangat tergantung dari nilai kuat lebih struktur akibat hiperstatikan struktur saat terjadinya sendi plastis atau nilai  $f_2$ . Maka dalam SNI 2002 terdapat dua faktor kuat lebih yang mempengaruhi besarnya nilai gaya geser desain yang dicari. 2 (dua) faktor kuat lebih ini disebut dengan faktor kuat lebih total yaitu penjumlahan nilai kuat lebih dari bahan yang digunakan. Dalam SNI 1726-2002, parameter-parameter respon struktur tadi dibedakan menjadi 3 (tiga) kategori menurut tingkat daktalitas struktur. Tingkat daktalitas tersebut adalah (a) Elastik Penuh (b) Daktail parsial (c) Daktail penuh.

### **Idealisasi SNI 1726-2012**

Dalam SNI Gempa tahun 2012 parameter-parameter yang digunakannya sudah jauh berbeda dengan yang tercantum dalam SNI Gempa tahun 2002. Ada 3 (tiga) parameter penting dalam SNI 1726:2012 yaitu modifikasi Respon, faktor kuat leleh, dan faktor pembesaran defleksi. R faktor adalah nilai modifikasi respon yaitu nilai gaya geser elastis,  $V_e$  dibagi dengan

besarnya nilai gaya geser desain  $V_d$ . Nilai  $R$  ini ditetapkan sesuai dengan jenis struktur dan tingkat daktilitas struktur yang didesain. Semakin daktil struktur itu didesain maka gaya geser yang diberikan pada struktur akan semakin kecil sehingga pendetailan tulangan yang diberikan pada elemen struktur tersebut akan semakin detail dan khusus.

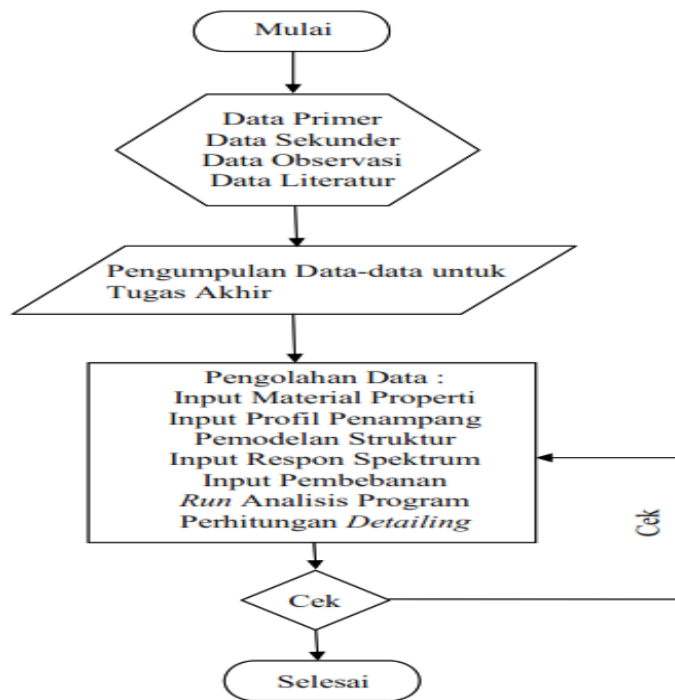
### **Balok Beton dan Tulangan**

Sifat dari beton, yaitu sangat kuat untuk menahan tekan, tetapi tidak kuat (lemah) untuk menahan tarik. Oleh karena itu, beton dapat mengalami retak jika beban yang dipikulnya menimbulkan tegangan tarik yang melebihi kuat tariknya. Jika sebuah balok beton (tanpa tulangan) ditumpu oleh tumpuan sederhana (sendi dan rol) dan di atas balok tersebut bekerja beban terpusat ( $P$ ) dan beban merata ( $q$ ), maka akan timbul momen luar, sehingga balok akan melengkung ke bawah seperti tampak pada gambar 2.16 dan gambar 2.17. Pada balok yang melengkung ke bawah akibat beban luar ini pada dasarnya ditahan oleh kopel gaya dalam yang berupa tegangan tekan dan tarik. Jadi pada serat-serat balok bagian tepi atas akan menahan tegangan tekan, dan semakin ke bawah tegangan tekan tersebut semakin kecil dan sebaliknya, pada serat bagian tepi bawah akan menahan tegangan tarik, dan semakin ke atas tegangan tarik semakin kecil pula. Pada bagian tengah, yaitu pada batas antara tegangan tarik dan tegangan tekan, serat-serat balok tidak mengalami tegangan sama sekali (tegangan tarik dan tegangan tekan bernilai nol). Serat-serat yang tidak mengalami tegangan tersebut membentuk suatu garis yang disebut garis netral.

### **METODE PENELITIAN**

- a. Lokasi penelitian berada di proyek Rehabilitasi Gedung Dinas Perhubungan, Komunikasi dan Informasi Kota Serang di Kecamatan Serang Kota Serang Propinsi Banten dengan waktu pelaksanaan pada 01 Maret 2018 sampai dengan 31 Juli 2018.
- b. Konsep penelitian yang dilakukan adalah dengan membandingkan perhitungan analisa struktur secara manual dengan perhitungan yang dilakukan oleh *softwar*, Program *ETABS 16*.
- c. Metode yang digunakan dalam penulisan ini adalah : a. observasi di lokasi proyek selama proses konstruksi berlangsung, b. analisis komparatif, yaitu membandingkan dua metode perhitungan struktur yang berbeda, dan c. pengumpulan data primer (wawancara, observasi objek, data pengujian)

**BAGAN ALIR**  
**PENULISAN TUGAS AKHIR**



**Gambar 2 Diagram alir penelitian**

## HASIL DAN PEMBAHASAN

Pada bagian ini dibahas step by step dalam menggunakan program perhitungan struktur yaitu ETABS v.16 dengan dilengkapi penjelasannya. Pada sub bab ini akan dilakukan 3 running program dengan tujuan yang berbeda. Pemodelan seluruh elemen struktur dimulai dengan membuat grid data, membuat material dan dimensi elemen struktur serta menggambarkan elemen struktur sesuai denah struktur rencana.

### A. Mutu Beton

#### Mutu K 175 (14,5 MPa)

Mutu Beton = 14,5 MPa

Modulus Elastisitas Beton,  $E = 4700 \sqrt{f'c} = 4700\sqrt{14,5} = 17897,0667 \text{ MPa}$

Angka poisson,  $\mu = 0,2$

Mutu Baja,  $f_y = 240 \text{ MPa} = 240000 \text{ KN/m}^2$

Shear Modulus =  $E / [2.(1+\mu)] = 7457.111 \text{ MPa}$

#### Mutu K 225 (19,3 MPa)

Mutu Beton = 19,3 MPa

Modulus Elastisitas Beton,  $E = 4700 \sqrt{f'c} = 4700\sqrt{19,3} = 20647,93 \text{ MPa}$

Angka poisson,  $\mu = 0,2$

$$\begin{aligned} \text{Mutu Baja, } f_y &= 240 \text{ MPa} = 240000 \text{ KN/m}^2 \\ \text{Shear Modulus} = E / [2 \cdot (1 + \nu)] &= 8603,304 \text{ MPa} \end{aligned}$$

## B. Mutu Baja

### BJTP 24

$$\begin{aligned} \text{Modulus Elastisitas, } E &= 200000 \text{ MPa} \\ \text{Berat Massa} &= 7850 \text{ kg/m}^3 \\ \text{Mutu Baja, } f_y &= 240 \text{ MPa} = 240000 \text{ KN/m}^2 \\ \text{Minimum Yield Strenght, } F_y &= 235 \text{ MPa} \\ \text{Minimum Tensile Strenght, } F_u &= 380 \text{ MPa} \\ \text{Expected Yield Strenght, } F_{ye} &= 235 \times 1.1 = 258.5 \text{ MPa} \\ \text{Expected Tensile Strenght, } F_{ue} &= 380 \times 1.5 = 570 \text{ MPa} \end{aligned}$$

### BJTS 30

$$\begin{aligned} \text{Modulus Elastisitas, } E &= 200000 \text{ MPa} \\ \text{Berat Massa} &= 7850 \text{ kg/m}^3 \\ \text{Mutu Baja, } f_y &= 240 \text{ MPa} = 240000 \text{ KN/m}^2 \\ \text{Minimum Yield Strenght, } F_y &= 295 \text{ MPa} \\ \text{Minimum Tensile Strenght, } F_u &= 440 \text{ MPa} \\ \text{Expected Yield Strenght, } F_{ye} &= 295 \times 1.1 = 324.5 \text{ MPa} \\ \text{Expected Tensile Strenght, } F_{ue} &= 440 \times 1.5 = 660 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Expected Yield Strenght dan Expected Tensile Strenght didapat dari acuan sifat tabel mekanis SNI 2052-2002 Tabel 6 dan FEMA 356 Tabel 5-3. Acuan dari SNI sendiri dengan faktor  $F_{ye} = 1.1$  dan  $F_{ue} = 1.5$  sementara acuan dari FEMA dengan faktor  $F_{ye} = 1.10$  dan  $F_{ue} = 1.10$ .

## C. Pemodelan Rigid Offset

Rigid Zone Offset adalah pendekatan dalam program ETABS yang digunakan dalam kekakuan sambungan. Nilai default Rigid-Zone Factor = 0 s/d 1, dan jika 1 maka dianggap sebagai elemen yang sangat kaku. Dengan Engineering Judgement akan dipergunakan dalam menentukan nilai Rigid Zone Factor, secara umum menyarankan bahwa nilai Rigid Zone Factor  $\leq 0,5$ . Untuk pemodelan, maka seluruh elemen balok dan kolom akan dianggap mempunyai Rigid Zone Factor = 0,5.

## D. Respon Gempa Elastis

Respon Gempa pada desain berbasis kinerja ini digunakan respon Gempa yang dihitung sesuai SNI 1726:2012. Pada SNI 1726:2012 respon Gempa yang didesainkan probabilitas terjadinya Gempa yaitu 2% dalam kurun waktu 50 tahun atau Gempa periode ulang 500 tahun. Respon Gempa elastis ini mempunyai redaman 5%.

Lokasi : Kota Serang

Tanah Dasar : Tanah Keras

Klasifikasi Situs : SC (SNI 1726:2012 hal. 17)

Kategori Resiko : II (Tabel 1 – SNI 1726:2012)

Faktor Keutamaan Gempa (  $I_e$  ) : 1 (Tabel 2 – SNI 1726:2012)

Percept. Batuan dasar perioda 2,0 dt (  $S_s$  ) : 1,25 (Tabel 4 – SNI 1726:2012)

Percept. Batuan dasar perioda 1,0 dt (  $S_1$  ) : 0,5 (Tabel 5 – SNI 1726:2012)

Fak. Koefesien situs perioda 2,0 dt (  $F_a$  ) : 1,0 (Tabel 4 – SNI 1726:2012)

Fak. Koefesien situs perioda 1,0 dt (  $F_v$  ) : 1,3 (Tabel 5 – SNI 1726:2012)

Parameter respon percepatan pada periode 2,0 dt ( SMS )

$$SMS = F_a \times S_s = 1,0 \times 1,25 = 1,25 \text{ g}$$

Parameter respon percepatan pada periode 1,0 dt ( SM1 )

$$SM1 = F_v \times S_1 = 1,3 \times 0,5 = 0,65 \text{ g}$$

Parameter spektral percepatan pada perioda 0 dt ( SDS )

$$SDS = 2/3 \times SMS = 2/3 \times 1,25 = 0,83333 \text{ g}$$

Parameter spektral percepatan pada perioda 1,0 dt ( SD1 )

$$SD1 = 2/3 \times SM1 = 2/3 \times 0,65 = 0,43333 \text{ g}$$

Periode getar fundamental

$$T_0 = 0,2 \times ( SD1 / SDS ) = 0,2 \times 0,43333 / 0,83333 = 0,104 \text{ detik}$$

$$T_s = SD1 / SDS = 0,43333 / 0,83333 = 0,52 \text{ detik}$$

Perhitungan spektrum percepatan

$$\text{Untuk } T < T_0 \text{ maka, } S_a = SDS \{ ( 0,4 + 0,6 \times ( T / T_0 ) ) \}$$

$$\text{Untuk } T_0 \leq T \leq T_s \text{ maka, } S_a = SDS \text{ Untuk } T \geq T_s \text{ maka, } S_a = SD1 / T$$

### E. Load Combination

Pada desain ultimit maka kombinasi beban yang diberikan pada struktur bangunan harus mengacu pada SNI 1727:2013, sehingga kombinasi beban yang diberikan pada bangunan yaitu kombinasi 1 s/d kombinasi 18. Untuk memudahkan penulisan maka ditambahkan 1 (satu) beban Gravitasi yang nilainya 1,2 DL + 1 LL. Khusus untuk "Desain Rekayasa Gempa Berbasis Kinerja kombinasi beban Gempa akibat pengaruh Gempa horizontal dan akibat Gempa vertikal dapat diabaikan. Pengaruh Gempa horizontal dan Gempa vertikal hanya dipakai untuk Desain Rekayasa Gempa Berbasis Gaya"

$$1.\text{Comb1} : 1,4 \text{ DL}$$

$$2.\text{Comb2} : 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL}$$

$$3.\text{Comb3} : 1,2 \text{ DL} + 1,0 \text{ EQ}_x + 0,3 \text{ EQ}_y + 0,5 \text{ LL}$$

$$4.\text{Comb4} : 1,2 \text{ DL} + 1,0 \text{ EQ}_x - 0,3 \text{ EQ}_y + 0,5 \text{ LL}$$



5.Comb5	: 1,2 DL – 1,0 EQ <sub>x</sub> + 0,3 EQ <sub>y</sub> + 0,5 LL
6.Comb6	: 1,2 DL – 1,0 EQ <sub>x</sub> – 0,3 EQ <sub>y</sub> + 0,5 LL
7.Comb7	: 1,2 DL + 1,0 EQ <sub>y</sub> + 0,3 EQ <sub>x</sub> + 0,5 LL
8.Comb8	: 1,2 DL + 1,0 EQ <sub>y</sub> – 0,3 EQ <sub>x</sub> + 0,5 LL
9.Comb9	: 1,2 DL – 1,0 EQ <sub>y</sub> + 0,3 EQ <sub>x</sub> + 0,5 LL
10.Comb10	: 1,2 DL – 1,0 EQ <sub>y</sub> – 0,3 EQ <sub>x</sub> + 0,5 LL
11.Comb11	: 0,9 DL + 1,0 EQ <sub>x</sub> + 0,3 EQ <sub>y</sub>
12.Comb12	: 0,9 DL + 1,0 EQ <sub>x</sub> - 0,3 EQ <sub>y</sub>
13.Comb13	: 0,9 DL - 1,0 EQ <sub>x</sub> + 0,3 EQ <sub>y</sub>
14.Comb14	: 0,9 DL - 1,0 EQ <sub>x</sub> - 0,3 EQ <sub>y</sub>
15.Comb11	: 0,9 DL + 1,0 EQ <sub>y</sub> + 0,3 EQ <sub>x</sub>
16.Comb12	: 0,9 DL + 1,0 EQ <sub>y</sub> - 0,3 EQ <sub>x</sub>
17.Comb13	: 0,9 DL - 1,0 EQ <sub>y</sub> + 0,3 EQ <sub>x</sub>
18.Comb12	: 0,9 DL - 1,0 EQ <sub>y</sub> - 0,3 EQ <sub>x</sub>
19.Gravitasi	: 1,2 DL + 1,0 LL

#### F. Beban Mati Tambahan

Beban mati akan dibedakan menjadi 2 yaitu berat sendiri dengan elemen struktur dan beban mati tambahan. Dalam program ETABS v.16 maka berat sendiri akan dihitung otomatis pada program dengan memasukan nilai Self Weight Multiplier = 1 pada Load Pattern dan juga dengan memasukan berat jenis material pada saat input material yang digunakan. Desain pembebanan diambil sesuai dengan SNI 1727:2013 (Pedoman Pembebanan Minimum untuk Perencanaan Bangunan Rumah dan Gedung) dan ASCE 7-10 (Minimum Design Load for Building and Other Structure) untuk beban mati dan beban hidup.

#### G. Beban Hidup Tambahan

Beban Hidup yang digunakan tidak dikalikan dengan faktor reduksi. Berikut rincian beban hidup yang dibebankan pada Lantai per M<sup>2</sup> :

- Beban Lantai

Lantai Hunian : 2,40 kN/m<sup>2</sup> (SNI 1727:2013Tabel 4-1)

Beban Partisi : 0,72 kN/m<sup>2</sup> (SNI 1727:2013 Pasal 4.32)

Total : 3,14 kN/m<sup>2</sup>

- Beban Atap

Atap Berbubung : 0,96 kN/m<sup>2</sup> (SNI 1727:2013 Tabel 4-1)

**H. Distribusi Pembebanan**

- Beban Mati Atap

$$\begin{aligned} Q &= (A + B) \times T / 2 \times \text{Beban Mati Atap} \\ &= (1,00 + 7,4) \times 3,5 / 2 \times 3,21432 \\ &= 47,250504 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- Beban Mati Lantai

$$\begin{aligned} Q &= (A + B) \times T / 2 \times \text{Beban Mati Lantai} \\ &= (1,00 + 7,40) \times 3,5 / 2 \times 4,26432 \\ &= 62,685504 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- Beban Hidup Atap

$$\begin{aligned} Q &= (A + B) \times T / 2 \times \text{Beban Hidup Atap} \\ &= (1,00 + 7,4) \times 3,50 / 2 \times 0,96 \\ &= 14,112 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- Beban Hidup Lantai

$$\begin{aligned} Q &= (A + B) \times T / 2 \times \text{Beban Hidup Lantai} \\ &= (1,00 + 7,4) \times 3,50 / 2 \times 3,14 \\ &= 46,158 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- Momen Akibat Beban Mati

$$\begin{aligned} MD &= qL^2/12 \times [1 - \alpha^2 (2 - \alpha)] \\ &= (70,485504 \times 7,42 / 12) \times [1 - 0,43752 (2 - 0,4375)] = 225,45 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- Momen Akibat Beban Hidup

$$\begin{aligned} ML &= qL^2/12 \times [1 - \alpha^2 (2 - \alpha)] \\ &= (46,158 \times 7,42 / 12) \times [1 - 0,43752 (2 - 0,4375)] = 147,64 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- Momen Perlu (Mu) = 1,2 MD + 1,6 ML = (1,2 x 225,45) + (1,6 x 147,64) = 506,764 kN/m

- Momen Nominal (Mn) = Mu / Faktor reduksi = 506,764 / 0,8 = 633,455 kN

**I. Perbandingan Nilai**

Hitungan Manual

Momen Nominal = 506847663,1 Nmm

Momen Ultimit = 506764000 Nmm

Hitungan Program

Momen Nominal = 543650670,5 Nmm

Momen Ultimit = 525483500 Nmm

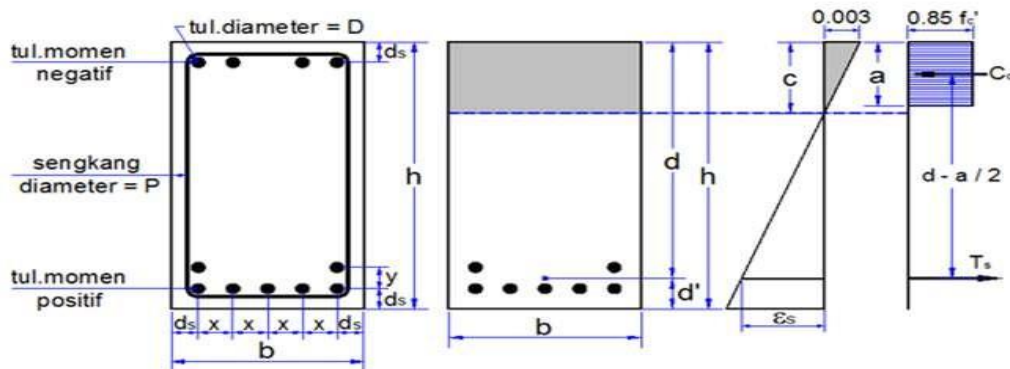
**Tabel 1 Perbandingan Nilai Momen**

	Momen akibat beban mati ( $M_D$ )	Momen akibat beban hidup ( $M_L$ )	Momen ultimate ( $M_U$ )
Manual	225,45 kNm	147,64 kNm	506,764 kNm
ETABS	221,7444 kNm	140,3642 kNm	525,4835 kNm
Selisih	3,7056 kNm	7.2758 kNm	18,7195 kNm

JENIS BALOK	EXISTING		IDEAL	
	TUMBUHAN	LAPANGAN	TUMBUHAN	LAPANGAN
DESKRIPSI				
TULANGAN ATAS	2 D16	2 D16	4 D16	2 D16
TULANGAN BAWAH	2 D16	2 D16	2 D16	2 D16
SEKSI BANGUNAN	270 - 350	270 - 350	270 - 350	270 - 350
SELUBUNG BETON	30mm	30mm	40mm	40mm

JENIS BALOK	EXISTING		REDESAIN	
	TUMBUHAN	LAPANGAN	TUMBUHAN	LAPANGAN
DESKRIPSI				
TULANGAN ATAS	7 D16	8 D16	4 D22	8 D22
TULANGAN BAWAH	5 D16	7 D16	3 D22	3 D22
SEKSI BANGUNAN	350 - 450	350 - 450	350 - 450	350 - 450
SELUBUNG BETON	30mm	30mm	40mm	40mm

**Gambar 3 Penulangan Balok**



Gambar 4 Detail Tulangan Balok

## KESIMPULAN

- Struktur tidak didesain tahan gempa terhadap beban gempa respon spektrum, mutu yang digunakan terbilang sangat rendah yaitu 19,3 MPa. Mutu diatas 25 MPa sangat dianjurkan untuk gedung yang akan didesain tahan gempa. Selain itu posisi elemen struktur pun tidak simetris. Dimensi kolom yang kurang besar dan jarak bentang balok yang jauh membuat struktur tersebut tidak tahan terhadap beban gempa respon spektrum yang diberikan.
- Kondisi tulangan balok existing pun tidak memenuhi syarat aman untuk bangunan gedung tahan gempa, tulangan diameter yang kurang besar dan jumlah tulangan serta penempatan tulangan tersebut kurang proposional
- Hasil perhitungan manual menghasilkan nilai ekonomis dengan keadaan aman. Hasil *output* ETABS menghasilkan nilai sangat aman dengan jarak nilai yang lebih jauh dari hitungan manual antara nilai yang diizinkan dan nilai yang didesain.
- Perhitungan manual menjadi tumpuan disaat ada keraguan terhadap struktur yang didesain oleh program, itu karena nilai yang dihasilkan memiliki keakurasian yang lebih tinggi dan lebih ekonomis hanya saja lebih memakan banyak waktu. Menguasai 2 metode tersebut akan menambah wawasan didalam pengambilan keputusan sebuah nilai yang akan menjadi acuan pada tahap pendetailan

## DAFTAR PUSTAKA

- ASCE 7-10. 2010. *Minimum Design Loads for Building and Other Structure*, Virginia: American Society of Civil Engineering
- Asroni Ali. *Pelat dan Balok Beton Bertulang*. Graha Ilmu, Yogyakarta : 2010
- ATC-40. 1996. “*Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*”. Vol.1. California: Applied Technology Council
- Badan Standar Nasional Indonesia. 2002. “*Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung (SNI 1726:2002)*” Jakarta: BSN
- Badan Standar Nasional Indonesia. 2012. “*Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan non Gedung (SNI 1726:2012)*” Jakarta: BSN

- Badan Standar Nasional Indonesia. 2013. *“Beban Minimum untuk Perencanaan Bangunan Gedung dan Struktur Lain. (SNI 1727:2013) Jakarta: BSN.*
- Badan Standar Nasional Indonesia. 2013. *“Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung. (SNI 2847:2013) Jakarta: BSN.*
- Computers and Structures, Inc. 1999. *“Etabs User’s Manual-Three-Dimensional Analysis and Design of Building System”*. California: Computer and Structures, Inc.
- FEMA 356. 2000. *“Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings”*. Washington, D.C. : Federal Emergency Management Agency.
- FEMA 440. 2005. *“Improvement of Non linier Static Seismic Analysis Procedures”*. Washiongton, D.C. : Federal Emergency Management Agency.
- Priestley, M. J. N.; Calvi, G. M.; dan Kowalsky, M.J.; 2007. *“Displacement-Based Seismic Design of Structure”*. Pavia : IUSS Press
- Tavio & Usman. 2018. *“Desain Rekayasa Gempa Berbasis Kinerja”*. Surabaya: ITS Press
- Tavio. 2013. *“Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung (SNI 2847:2013) dan Penjelasannya”*. Surabaya: ITS Press