



PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG KULIAH UTAMA FAKULTAS TEKNIK UNIVERSITAS DIPONEGORO SEMARANG

Alextron Hutabarat, Arcito Bayu Praditya, Sri Tudjono^{*)}, Ilham Nurhuda^{*)}

Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Diponegoro
Jl. Prof Soedarto, Tembalang, Semarang. 50239, Telp.: (024)7474770, Fax.: (024)7460060

ABSTRAK

Gedung multifungsi guna menunjang kegiatan perkuliahan sudah menjadi suatu kebutuhan yang mendesak bagi fakultas teknik UNDIP, dikarenakan masih ada beberapa jurusan yang masih kekurangan ruang kuliah. Gedung yang terletak di Jl. Prof. Soedarto, SH, Tembalang ini menjadi sebuah solusi untuk mewujudkan fasilitas perkuliahan yang nyaman dan memadai. Struktur gedung direncanakan sebagai SRPMK atau Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus berdasarkan SNI 03-1726-2012 dan SNI 03-2847-2002. Dalam pemodelannya, digunakan program Analisis Struktur dan Cad untuk menunjang hasil analisis tugas akhir ini. Tugas akhir ini meninjau desari dari struktur, Pelat, Balok anak, Balok Induk, Kolom, lift, HBK, Tie Beam dan Pondasi.

kata kunci : SRPMK, Perencanaan Struktur Tahan Gempa

ABSTRACT

A Multifunctional building to support learning activities has become an urgent need for the faculty of engineering of UNDIP as some departments have limited lecture rooms. The Construction of such building is a solution for better and comfortable lecture facilities at the Faculty of Engineering. The building structure is design as SRPMK or Special Moment Resisting Frame based on SNI 03-1726-2012 and SNI 03-2847-2002. The structure analysis and design of the building was conducted using a structural analysis program and Cad software. This thesis looks into structural design of Slabs, Beams, Columns, Lifts, Beam-Coloumn Joints, Tie Beam and Fondations.

keywords: SRPMK, Planning Earthquake Resistant Structures.

GAMBARAN UMUM

Nama Proyek : Gedung Kuliah Fakultas Teknik Universitas Diponegoro
Fungsi Bangunan : Gedung Kuliah
Jumlah Lantai : 6 Lantai
Lokasi : Jl. Prof. H. Soedarto SH, Tembalang, Semarang
Tinggi Bangunan : ± 27 m

^{*)} Penulis Penanggung Jawab

Struktur Bangunan : Beton Bertulang
Struktur Pondasi : Pondasi Sumuran

KRITERIA DESAIN MATERIAL

Pelat : 35 MPa
Balok : 35 MPa
Kolom : 35 MPa
Pile Cap : 35 MPa
Pondasi : 20 MPa

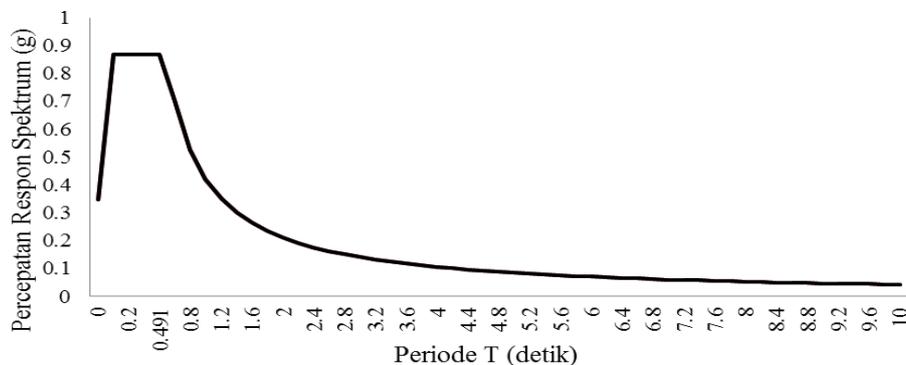
PERATURAN DAN STANDART YANG DIGUNAKAN

1. Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung 1983
2. Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung SNI-1726-2002
3. Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung
4. Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung (SNI 03-2847-2002)

ANALISIS BEBAN SEISMIK

Tata cara yang digunakan dalam analisa Pembebanan Seismik pada struktur gedung adalah SNI 03-1726-2012 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung. Gedung Kuliah Utama Fakultas Teknik Universitas Diponegoro dikelompokkan dalam kategori resiko IV yang memiliki faktor keutamaan gempa (I_e) sebesar 1,5. Berdasarkan SNI 03-1726-2012 Pada Gambar 9 dan Gambar 10 diperoleh nilai S_s sebesar 1,3 dan S_1 sebesar 0,4 serta nilai F_a sebesar 1,0 dan F_v sebesar 1,6. Setelah itu dapat dihitung tahanan penetrasi standar lapangan rata-rata (\bar{N}) adalah 32,3 meter, nilai \bar{N} berada diantara 15 - 50 dikategorikan sebagai Tanah Sedang (SD).

Berdasarkan data di atas kemudian dibuat grafik hubungan antara periode dan respon percepatan gempa, berikut Gambar 1. yang merupakan hasil perhitungan hubungan antara periode dan respon percepatan gempa



Gambar 1. Grafik Nilai Spektrum Respons Percepatan Disain (Alextron Hutabarat dan Arcito Bayu Praditya, 2014)

Pusat Massa

Menentukan besarnya massa dan pusat massa pada tiap-tiap lantai yang akan dianalisis secara dinamik, dilakukan dengan menggunakan permodelan struktur statis tertentu dengan tumpuan jepit di salah satu ujungnya, dimana beban merata, beban dinding dan beban kolom bekerja. Perhitungan titik berat tiap lantai dari gedung diperoleh dengan membagi momen dengan reaksi tumpuan yang terjadi dari hasil perhitungan berat lantai pada *software* SAP2000. Dari hasil analisis diperoleh nilai berat seismik total bangunan, $W=3662,916$ Ton, jumlah pola getar yang ditinjau dalam penjumlahan respon ragam sudah mencakup partisipasi massa sekurang-kurangnya 90% pada mode 5.

Periode Getar Struktur

Dengan menggunakan bantuan SAP diperoleh nilai periode sebesar 1,554 detik, sementara berdasarkan pasal 7.8.2.1 SNI 03-1726-2012 periode fundamental untuk gedung dengan ketinggian kurang dari 12 tingkat adalah kurang dari persamaan 1 sebagai berikut ini:

$$T_{\max} = C_u \times T_a \quad \dots\dots\dots (1)$$

Dimana C_u ialah koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung dan T_a ialah waktu getar maksimum yang diijinkan. Nilai T_a merupakan $0,1N$ dimana nilai N ialah jumlah lantai bangunan, dari hasil analisa dapat diketahuui bahwa nilai T_{\max} sebesar 0,84 detik.

Perhitungan gaya geser ekuivalen

Berdasarkan SNI 03-1726-2010 Pasal 7.9.4.1, nilai gaya geser dasar hasil analisis struktur harus memenuhi persamaan 2 berikut ini

$$V_{\text{Dinamik}} \geq 0,85V_{\text{Statik}} \quad \dots\dots\dots (2)$$

Dari hasil analisa statik SAP diperoleh nilai $0,85 V_x$ dan $0,85 V_y$ sebesar 2985,079 kN, sementara nilai analisis dinamik diperoleh sebesar 1961,364 kN dan 2132,763 kN. Hasil menunjukkan bahwa syarat belum terpenuhi, maka diperlukan faktor pembesaran gaya gempa yaitu sebesar 1,521 pada arah x dan 1,399 pada arah y.

Setelah itu dilakukan analisis dan diperoleh nilai statik ekuivalen sebesar 2985,079 kN dan nilai dinamik sebesar 2991,64 kN dan 2992,131 kN. Dengan demikian pemodelan gedung kuliah utama fakultas teknik telah selesai.

PERHITUNGAN STRUKTUR

Pelat Lantai

Pembebanan

Beban yang bekerja merupakan beban mati dan hidup dimana kombinasi yang digunakan sebesar 1,2 beban mati ditambah dengan 1,6 beban hidup yang mengacu pada peraturan pembebanan Indonesia untuk gedung 1983.

Perhitungan Rasio Tulangan

Dengan menggunakan bantuan tabel CUR diperoleh nilai ρ sebesar 0,0008 melalui persamaan 3 berikut ini

$$\left(\frac{M_u}{b \times d_x^2} \right) = \phi \cdot \rho \cdot \beta \cdot f_y \cdot \left(1 - 0,588 \rho \left(\frac{f_y}{f'c} \right) \right) \dots\dots\dots (3)$$

Hasil analisis dikontrol nilai ρ_{min} dan ρ_{maks} , maka nilai ρ yang digunakan ialah 0,00369 dan nilai A_{st} sebesar 350,6 mm² dan menghitung besarnya spasi yang digunakan dengan persamaan 4 berikut ini.

$$s = \left(\frac{0,25 \times \pi \times P^2 \times b}{A_s} \right) \dots\dots\dots (4)$$

Dari hasil analisis tersebut digunakan tulangan Ø10-200 lalu dicari besarnya momen terpasang, dan diperoleh kapasitas momen terpasang sebesar 11,21 kNm.

Balok

Perhitungan Tulangan Longitudinal

Perhitungan tulangan pada balok yang ditinjau tipe balok 350x700, dan dengan bantuan program SAP diperoleh nilai M_u sebesar 652,42 kNm. Asumsi awal, tulangan tekan belum leleh dan tulangan tarik sudah leleh. Maka diperoleh persamaan 5 berikut ini

$$\frac{M_u}{\phi} = C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s (d - d') \dots\dots\dots (5)$$

Dengan melakukan *trial and error* pada persamaan 5 diperoleh nilai a sebesar 90,45 mm dan ρ sebesar 0,015484 lalu dilakukan kontrol terhadap nilai rasio tulangan, dimana nilai ρ_{min} sebesar 0,0035 dan ρ_{maks} sebesar 0,0257.

Hasil perhitungan rasio penulangan diatas diperoleh nilai ρ sebesar 0,015484 dan tulangan yang digunakan ialah D22, maka diperoleh Jumlah tulangan tarik sebanyak 10 buah dan tulangan tekan sebanyak 5 buah. Setelah itu diperoleh nilai a terpasang sebesar 95,79 mm yang digunakan untuk mencari kapasitas momen terpasang yaitu sebesar 693,87 kNm.

Setelah itu dilakukan pengecekan pada kondisi balok menerima momen positif, pada kasus ini M_u positif sebesar 259,994 kN dan tulangan tarik menjadi tulangan tekan begitu sebaliknya. Dari cara yang sama diperoleh kapasitas momen terpasang sebesar 280,26 kNm, dimana berarti aman karena lebih besar dari M_u .

Perhitungan Tulangan Transversal

Asumsi nilai kuat tarik ialah sebesar 1,25 dari kuat tariknya maka dengan menggunakan persamaan 5 diperoleh kapasitas momen probable yaitu M_{pr1} sebesar 1070,09 kNm dan M_{pr2} sebesar 354,38 kNm.

Dari hasil analisa diperoleh nilai $V_{sway} = 346,419$ kN sementara dengan menggunakan SAP diperoleh hasil $V_u = 267,997$ kN. Pada daerah sendi plastis, dari hasil analisis diperoleh tulangan geser D12-100. Sementara tulangan torsi tidak dibutuhkan karena penampang beton sudah mampu menahan torsi yang terjadi.

Kolom

Analisa Kolom

Berdasarkan SNI 03-2847-2002 Pasal 12.11.4.2 portal termasuk dalam portal bergoyang karena nilai $Q \geq 0,05$. Selanjutnya menghitung faktor panjang efektif kolom, dari hasil analisis diperoleh nilai panjang efektif sebesar 1,504 dan 0 karena terjepit penuh pada pondasi, lalu dilakukan *plotting* pada nomogram yang terdapat pada SNI 03-2847-2002 Pasal 12.11.6 dan diperoleh nilai faktor panjang efektif (k) sebesar 1

Berdasarkan hasil analisa tersebut disimpulkan bahwa kolom termasuk kolom langsing dan perlu pertimbangan akan tekuk. Oleh karena itu dilakukan pembesaran momen sesuai dengan SNI 03-2847-2002 Pasal 12.13.4.3 dan diperoleh faktor pembesaran momen sebesar 1,365. Setelah dilakukan pembesaran maka diperoleh nilai momen setelah diperbesar yang dapat dilihat pada Tabel 1 sebagai berikut.

Tabel. 1. Perbandingan Nilai Momen

Keterangan	SAP		Disain Kapasitas	
	Arah X	Arah Y	Arah X	Arah Y
Nilai Momen (kNm)	707,54	322,077	854,682	563,268

Hasil analisis pada Tabel 1 dapat dilihat bahwa nilai momen arah-x dan y untuk disain kapasitas lebih besar, sehingga perhitungan berikutnya menggunakan momen disain berdasarkan desain kapasitas.

Perhitungan Tulangan Longitudinal

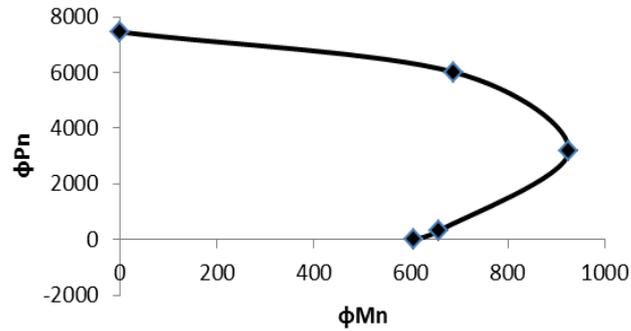
Penulangan kolom dihitung dengan menggunakan Tabel perencanaan beton bertulang (Vis dan Gideon, 1997) dan diperoleh nilai $r = 0,018\beta = 1,33$. Berdasarkan hasil analisa Digunakan tulangan 20 D25 ($A_{st} = 9817,477$ mm²).

Perhitungan Kapasitas Kolom

Dari hasil analisa diperoleh nilai P(aksial) dan M(momen) pada beberapa kondisi sehingga yang di Kolom dengan ukuran 600x600 dengan 20 D25 Hasil analisa kolom dibuat dalam bentuk diagram interaksi P-M yang dapat dilihat pada Gambar 2.

Perhitungan Tulangan Transversal

Dari hasil analisa diperoleh nilai $V = 545,185$ kN. Pada daerah sendi plastis, dari hasil analisis diperoleh tulangan geser 4 leg D12-150. Sementara diluar sendi plastis diperoleh tulangan 2 leg D12-150.



Gambar 2. Diagram Interaksi P-M kolom
(Alextron Hutabarat dan Arcito Bayu Praditya, 2014)

Perhitungan Pondasi

Perhitungan Daya Dukung Tanah

Pada perhitungan ini meninjau daya dukung tanah berdasarkan empat rumusan yaitu: Berdasarkan kekuatan bahan pondasi = 1043,10 ton, Metode *Meyerhoff* berdasarkan nilai q_c dan $f_s = 457,832$ ton, Metode *Meyerhoff* berdasarkan nilai $\phi = 319,475$ ton dan berdasarkan nilai N-SPT = 721,15 ton. Berdasarkan hasil analisa tersebut diambil yang terkecil dan diperoleh jumlah tiang sebanyak 1 buah.

Perhitungan Tulangan Pile Cap

Perhitungan tulangan pada pile cap yang ditinjau diperoleh nilai M_u sebesar 920 kNm. Dengan melakukan *trial and error* pada persamaan 3 diperoleh nilai ρ sebesar 0,00228 lalu dilakukan kontrol terhadap nilai rasio tulangan, dimana nilai ρ_{\min} sebesar 0,0035 dan ρ_{\max} sebesar 0,0257. Hasil perhitungan rasio penulangan diatas diperoleh nilai ρ sebesar 0,015484 dan tulangan yang digunakan ialah D19, maka diperoleh tulangan pile cap yaitu D19-100.

Perhitungan Tahanan Lateral dan Momen Maksimal Pondasi Sumuran

Berdasarkan hasil analisis diperoleh resultan tahanan lateral (Q_u) sebesar 748,768 kN dan nilai H_u sebesar 443,37 kN, dari hal ini dapat disimpulkan bahwa pondasi aman terhadap tahanan lateral karena $H_u < Q_u$.

Perhitungan momen maksimal yang terjadi pada Pondasi Tiang

Momen maksimum yang terjadi pada pondasi tiang berada pada posisi gaya lintang sebesar 0, dan diperoleh nilai x tersebut yaitu 4,61 m dan dari hasil analisis diperoleh nilai M_{total} sebesar 2287,19 kNm.

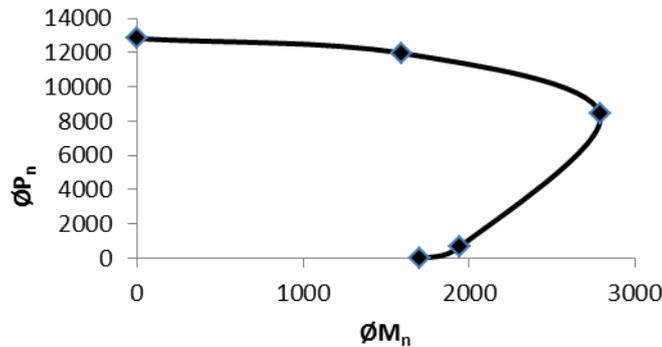
Perhitungan Penulangan Pondasi Sumuran

Penulangan Longitudinal Pondasi sumuran ini dihitung dengan menggunakan Tabel perencanaan beton bertulang (Vis dan Gideon, 1997). Dari tabel cur diperoleh nilai $r =$

0,001 $\beta = 0,8$ dan $A_{stotal} = 9817,47 \text{ mm}^2$. Maka untuk Pondasi Sumuran dengan diameter 1250 mm digunakan tulangan 35-D19 ($9923,505 \text{ mm}^2$).

Checking Tulangan Longitudinal

Hasil analisa penampang pondasi dibuat dalam bentuk diagram interaksi P-M pada gambar 3 sebagai berikut:



Gambar 3. Diagram Interaksi P-M Pondasi (Alextron Hutabarat dan Arcito Bayu Praditya, 2014)

Perhitungan Tulangan Geser

Dari hasil analisa diperoleh nilai $V_c = 545,185 \text{ kN}$ dan $V_n = 591,16 \text{ kN}$. Karena nilai $V_c > V_n$ maka digunakan tulangan geser minimum dan diperoleh tulangan geser untuk pondasi sumuran D10-150 .

KESIMPULAN

Hasil perencanaan struktur gedung bertingkat tinggi yang telah dibahas dapat disimpulkan sebagai berikut:

1. Mendapatkan struktur yang kokoh, kuat, aman, dan ekonomis diperlukan suatu perencanaan struktur yang baik dan benar dengan menggunakan standar teknis dan peraturan perencanaan struktur yang berlaku.
2. Perencanaan dan perhitungan analisis struktur tahan gempa sesuai dengan peraturan SNI 03-1726-2012, seluruh elemen pada gedung dapat dibentuk menjadi suatu kesatuan sistem struktur. Pelat lantai dan balok berfungsi untuk menahan beban gravitasi dan menyalurkan ke kolom, sementara kolom berfungsi untuk menahan beban lateral seperti beban gempa. Kedua sistem tersebut digabungkan dan didisain terhadap beban gempa dengan metode analisis dinamik spektrum respons.
3. Kombinasi pembebanan struktur yang digunakan adalah kombinasi beban untuk metoda ultimit, seperti: struktur, komponen-elemen struktur, dan elemen-elemen pondasi harus dirancang sedemikian hingga kuat rencananya sama atau melebihi pengaruh beban-beban terfaktor sesuai dengan SNI 03-1726-2012. Metode tersebut mengkombinasikan beban-beban yang bekerja pada struktur dengan faktor beban, sehingga diperoleh suatu nilai keamanan dalam perencanaan struktur tersebut.
4. Perencanaan struktur ini didisain menggunakan Sistem Rangka Gedung dengan menggunakan konfigurasi kerutuhan struktur Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus

(SRPMK) menggunakan konsep disain kapasitas (*capacity design*), sehingga menghasilkan perilaku struktur *strong column-weak beam*.

5. Konsep disain kapasitas yang direncanakan membuat struktur memiliki perilaku daktail, sehingga persentase efektifitas penampang balok dan kolom dalam menahan momen dan geser adalah $< 100\%$. Selain itu memungkinkan untuk melakukan deformasi yang besar untuk mengakomodir gaya gempa yang terjadi. Sedangkan pada analisis beban gempa digunakan metode analisis dinamik spektrum respons.

DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standardisasi Nasional, 1989. *Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung*, SNI 1727-1989. Bandung: BSN.
- Badan Standardisasi Nasional, 2002. *Tata Cara Perencanaan Struktur Baja untuk Bangunan Gedung*. SNI 03 - 1729 – 2002 . Bandung: BSN.
- Badan Standardisasi Nasional, 2002. *Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung*, SNI 03-2847-2002. Bandung: BSN.
- Badan Standardisasi Nasional, 2012. *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung*, SNI 03-1726-2012. Bandung: BSN.
- Departemen Pekerjaan Umum, 1987. *Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung*. Jakarta: Yayasan Badan Penerbit PU.
- Dewobroto, Wiryanto, 2007. *Aplikasi Rekayasa Kontruksi dengan SAP2000*. Jakarta: Penerbit Elex Media Komputindo.
- Kusuma, Gideon, 1995. *Grafik dan Tabel Perhitungan Beton Bertulang Berdasarkan SK SNI T-15-1991-03 Seri Beton 4*. Jakarta: Erlangga.
- Setiawan, Agus, 2008. *Perencanaan Struktur Baja Dengan Metode LRFD (Berdasarkan SNI 03-1729-2002)*. Jakarta: Erlangga.
- Sidharta, 1997. *Rekayasa Fundasi IIFundasi Dangkal dan Fundasi Dalam*. Jakarta: Gunadarma.
- Yayasan Lembaga Penyelidikan Masalah Bangunan, 1984. *Peraturan Perencanaan Bangunan Baja Indonesia (PPBBI)*. Bandung: Yayasan Lembaga Penyelidikan Masalah Bangunan.