

**STUDI STANDARISASI REDESAIN STRUKTUR BAJA
MENJADI STRUKTUR BETON TAHAN GEMPA
(Studi Kasus : Gedung Kuliah Kampus Unej Cabang Bondowoso)
“STUDY OF STEEL STRUCTURE REDESIGN STANDARDIZATION
BECOME A EARTHQUAKE-RESISTANT CONCRETE STRUCTURE”
(Case Study : Bondowoso Branch Unej Campus Lecture Building)**

Harsono¹⁾, Muhtar²⁾*Pujo Priyono³⁾

¹Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Jember

Email : alhaers2@gmail.com

²Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Jember *Koresponden Author

Email : muhtar@gmail.com

³Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Jember

Email : pujopriyono01@gmail.com

Abstrak

Redesain adalah kegiatan merancang kembali suatu bangunan dengan mengubah material utama struktur tanpa merubah fungsi dan lokasinya. Gedung Kuliah Kampus Unej Cabang Bondowoso merupakan konstruksi bangunan yang terdiri dari 5 lantai yang mana struktur utamanya adalah struktur baja. Pada perhitungan ini mengacu pada beberapa peraturan, diantaranya yaitu SNI 1726-2019, SNI 03-1729-2002, dan PPIUG 1987. Analisis gaya-gaya dalam yang timbul pada elemen struktur menggunakan program bantu SAP 2000 v22. Dari perhitungan yang telah dilakukan, maka diperoleh kesimpulan, yaitu Pertama kekakuan struktur dengan mengambil acuan periode getar alami struktur (T), didapatkan nilai T baja = 2,122233 detik > T beton = 0,72034 detik. Kekuatan kolom menghasilkan interaksi aksial-momen, K1 baja = 0,914 < 1, K2 baja = 0,705 < 1 dan K1 beton = 0,61 < 1, K2 = 0,39 < 1. Kekuatan penampang balok didapatkan nilai maksimum luas total tulangan tekan dan tarik yaitu, balok B1 As SAP2000 = 1276 mm² < As hitung = 1459 dan balok B2 As SAP2000 = 186 mm² < As hitung = 392 mm². Kedua hasil dimensi struktur redesain kolom K1 baja menjadi 500x300 dengan tulangan (8 D 19), kolom K2 baja menjadi 450x300 dengan tulangan (8 D 19), Balok B1 baja menjadi 350x300 dengan tulangan tekan dan Tarik (7 D 13) dan (4 D 13), balok B2 baja menjadi 200x150 dengan tulangan tekan dan Tarik (3 D 10) dan (2 D 10).

Keywords: Gempa, Struktur baja, redesain.

Abstract

Redesign is the activity of redesigning a building by changing the main material of the structure without changing its function and location. Bondowoso Branch Unej Campus Lecture Building is a building construction consisting of 5 floors where the main structure is a steel structure. This calculation refers to several regulations, including SNI 1726-2019, SNI 03-1729-2002, and PPIUG 1987. Analysis of internal forces that arise in structural elements using the SAP 2000 v22 auxiliary program. From the calculations that have been carried out, it is concluded that the first is the stiffness of the structure by taking the reference period of the natural vibration of the structure (T), the steel T value = 2.122233 seconds > concrete T = 0.72034 seconds. Column strength resulted in axial-moment interaction, K1 steel = 0.914 < 1, K2 steel = 0.705 < 1 and K1 concrete = 0.61 < 1, K2 = 0.39 < 1. The beam cross-sectional strength obtained the maximum value of the total area of compression reinforcement and tensile ie, beam B1 As SAP2000 = 1276 mm² < As count = 1459 and beam B2 As SAP2000 = 186 mm² < As count = 392 mm². The results of the structural dimensions of the redesigned K1 steel column became 500x300 with reinforcement (8 D 19), K2 steel column became 450x300 with reinforcement (8 D 19), B1 steel beam became 350x300 with compressive and tensile reinforcement (7 D 13) and (4 D 13), B2 steel beams to be 200x150 with compression and tension reinforcement (3 D 10) and (2 D 10).

Keywords: Earthquake, Steel structure, redesign.

1. PENDAHULUAN

Latar Belakang

Perkembangan teknologi konstruksi di era revolusi industri 4.0 (four point zero) saat ini mengalami kemajuan pesat, yang ditandai dengan hadirnya berbagai jenis material dan peralatan yang modern. Para ahli teknik sipil dan perencana struktur dituntut untuk lebih produktif, kreatif dan inovatif dalam memanfaatkan kemajuan teknologi, khususnya teknologi dalam bidang struktur.

Perencanaan struktur bangunan gedung yang tahan gempa sangat penting di Indonesia, mengingat sebagian besar wilayahnya terletak dalam wilayah yang rawan terhadap gempa dengan intensitas kecil hingga besar. Hal ini dapat dilihat pada kejadian beberapa tahun terakhir yang melanda sebagian wilayah di Indonesia yang menyebabkan kerusakan yang cukup parah terhadap sarana dan prasarana.

Material yang sering digunakan dalam perencanaan struktur adalah baja dan beton bertulang. Namun keduanya mempunyai kelebihan dan kekurangan masing-masing. Material beton bertulang sebagai material bangunan dinilai menjadi pilihan tepat untuk membuat konstruksi yang tahan terhadap kerusakan, karena beton bertulang terdiri dari dua material penyusun yaitu tulangan baja dan beton. Dengan demikian tersusun pembagian tugas, dimana tulangan baja bertugas memperkuat dan menahan gaya tarik, sedangkan beton diperhitungkan untuk menahan gaya tekan.

Redesain adalah kegiatan merancang kembali suatu bangunan dengan mengubah material utama struktur tanpa merubah fungsi dan lokasinya, maka dari itu kegiatan redesain sangat penting untuk diperhatikan dengan mengacu pada standar peraturan – peraturan yang berlaku. Sering sekali terjadi kegiatan redesain dilakukan tanpa mengacu pada peraturan yang berlaku sehingga dapat menyebabkan struktur mengalami keruntuhan. Pada dasarnya jika sudah melakukan redesain pada suatu struktur dari struktur utama baja menjadi beton yang mana dengan redesain tersebut mengakibatkan terjadinya perubahan

gaya – gaya dalam yang terjadi karna sifat beton dan baja yang berbeda.

Gedung Kuliah Kampus Unej Cabang Bondowoso merupakan konstruksi bangunan yang terdiri dari 5 lantai yang mana struktur utamanya adalah struktur baja. Tugas akhir ini mencoba untuk mendesain ulang (redesain) konstruksi bangunan tersebut dengan menggunakan struktur beton bertulang dan mengacu pada standart peraturan – peraturan yang berlaku.

Rumusan Masalah

1. Bagaimana kekakuan dan kekuatan gedung konstruksi baja yang di redesain pada konstruksi beton bertulang tahan gempa ?
2. Bagaimana standar pendemensionan penampang elemen struktur gedung konstruksi baja yang di redesain pada konstruksi beton bertulang tahan gempa ?

Batasan Masalah

1. Tidak menghitung rencana anggaran biaya, manajemen konstruksi dan arsitektural.
2. Permodelan tiga dimensi bangunan menggunakan software SAP 2000 v22.
3. Aspek yang ditinjau adalah Proyek Pembangunan Gedung Kuliah Kampus Bondowoso Universitas Jember.
4. Tidak Merencanakan instalasi mekanikal, instalasi elektrik dan instalasi plumbing.
5. Tidak memperhitungkan struktur bawah pada bangunan gedung.

Tujuan

1. Mengetahui kekakuan dan kekuatan gedung konstruksi baja yang di redesain pada konstruksi beton bertulang tahan gempa.
2. Mengetahui alur standar pendemensionan penampang elemen struktur gedung konstruksi baja yang di redesain pada konstruksi beton bertulang tahan gempa.

Manfaat

Proposal tugas akhir ini diharapkan dapat mentransferkan informasi yang berbentuk ilmu terhadap pembaca agar dapat mendesain ulang

konstruksi baja menjadi konstruksi bangunan dengan beton bertulang yang sesuai dengan peraturan standar yang berlaku.

1. TINJAUAN PUSTAKA

Tinjauan Umum

Perencana struktur bangunan bertingkat tinggi membutuhkan suatu rangkaian proses analisis dan perhitungan yang panjang serta rumit, yang didasarkan pada asumsi dan pertimbangan teknis tertentu. Dengan demikian dalam perancangan suatu struktur bangunan bertingkat tinggi haruslah memperhatikan unsur- unsur dasar bangunan. Unsur- unsur dasar bangunan tersebut adalah: (Schueller 2003)

1. Unsur linier yang berupa kolom dan balok yang mampu menahan gaya aksial dan rotasi.
2. Unsur permukaan yang terdiri dari dinding dan pelat.

Selain unsur-unsur dasar bangunan tersebut, perencanaan struktur bangunan bertingkat tinggi harus memperhatikan faktor resiko beban gempa. Terdapat beberapa prinsip perencanaan bangunan tahan gempa yang harus diperhatikan : (Imran, 2014)

1. Sistem struktur yang digunakan harus sesuai dengan tingkat kerawanan (resiko gempa) dimana bangunan tersebut didirikan.
2. Pendetailan penulangan, sambungan-sambungan, unsur-unsur bangunan harus terikat secara efektif menjadi satu kesatuan.
3. Material beton dan baja harus memenuhi syarat bangunan tahan gempa.
4. Unsur-unsur arsitektural yang memiliki massa yang besar harus terikat dengan kuat pada sistem portal utama.
5. Karakteristik bangunan sangat berpengaruh terhadap gaya gempa yang akan diterima bangunan.
6. Bentuk denah bangunan yang simetris dan tidak terlalu panjang dapat mengurangi beban gempa yang diterima bangunan, selain itu massa bangunan sebisa mungkin dibuat seringan mungkin.

Material Beton Bertulang

Beton didapat dari pencampuran bahan-bahan agregat halus dan kasar yaitu pasir, batu, batu pecah, atau bahan semacam lainnya, dengan menambahkan secukupnya bahan perekat semen, dan air sebagai bahan pembantu guna keperluan reaksi kimia.

Nilai kuat tekan beton relatif tinggi dibandingkan dengan kuat tariknya, dan beton merupakan bahan bersifat getas. Nilai kuat tariknya hanya berkisar 9% -15% saja dari kuat tekannya. Pada penggunaan sebagai komponen struktural bangunan, umumnya beton diperkuat dengan batang tulangan baja sebagai bahan yang dapat bekerja sama dan mampu membantu kelemahannya, terutama pada bagian yang menahan gaya tarik. Dengan demikian tersusun pembagian tugas, di mana batang tulangan baja bertugas memperkuat dan menahan gaya tarik, sedangkan beton hanya diperhitungkan untuk menahan gaya tekan. Komponen struktur beton dengan kerja sama seperti itu disebut sebagai beton bertulangan baja atau lazim disebut beton bertulang saja. (Dipohusodo, 1994:1)

Pengertian Redesain

Pengertian redesain menurut beberapa ahli adalah sebagai berikut :

1. Menurut Helmi. 2008, Redesain yaitu perencanaan dan perancangan kembali suatu karya agar tercapai tujuan tertentu,
2. Menurut John M, Redesain yaitu kegiatan perencanaan dan perancangan kembali suatu bangunan sehingga terjadi perubahan fisik tanpa merubah fungsinya baik melalui perluasan, perubahan, maupun pemindahan lokasi.
3. Depdikbud. 1996, Redesain berasal dari Bahasa Inggris yaitu *redesign* yang berarti mendesain kembali atau perencanaan kembali. Dapat juga berarti menata kembali suatu yang sudah tidak berfungsi lagi sebagaimana mestinya.
4. Churchman and Ackolt dalam Irfan, 2002 : 11, Redesain adalah suatu proses untuk menentukan tindakan- tindakan di masa depan yang sesuai, melalui suatu tahapan pemilihan.

3. METODE PENELITIAN

Lokasi Penelitian

Gedung Kuliah Kampus Unej Cabang Bondowoso. Terletak pada Bujur 113.80397666810312 dan Lintang - 7.903565102088469.

Data Geometri Struktur

a. Data Struktur Eksisting

Mutu profil baja : BJ41

f_y : 250 Mpa

f_u : 410 Mpa

E : 200000 Mpa

b. Data Struktur Redesain

Mutu baja tulangan pokok Bj.TD 40

f_y : 400 Mpa

Mutu baja tulangan geser Bj. TP 24

f_y : 240 Mpa

f'_c : 30 Mpa

E : $4700\sqrt{f'_c}$

Tahapan Penelitian

Tahapan penelitian tugas akhir ini dilakukan dengan bantuan *software* SAP2000 v22, dengan tahapan sebagai berikut:

1. Pengumpulan data struktur eksisting.
2. Studi Literatur.
3. Pembebanan struktur eksisting sesuai peraturan PPIUG 1987.
4. Kontrol kekakuan struktur eksisting
5. Perhitungan struktur redesain.
6. Kontrol kekuatan dan kekakuan struktur redesain.
7. Hasil perencanaan.
8. Selesai.

4. HASIL DAN PEMBAHASAN

Perhitungan Pembebanan

Beban Mati

Beban mati yang bekerja pada stuktur eksisting dapat dilihat pada Tabel 1 dan 2 berikut ini.

Tabel 1. Beban Mati Plat Lantai 2-5

No	Jenis Beban	Tebal	Berat Jenis	Beban Mati
		m	kN/m ³	kN/m ²
1	Beban Pasir	0,03	16	0,48
2	Beban Spesi	0,02	22	0,44
3	Beban Keramik	0,01	22	0,22
4	Beban Plafon dan Peggantung			0,2
5	Beban Instalasi ME			0,25
6	Beban Mati Berat Sendiri			0,33
7	Steel Deck			0,10
Total Beban Mati Plat Lantai				2,02

sumber : *perhitungan excel*

Berat Beban Hidup = 2,50 kN/m²

Tabel 2. Beban Mati Pada Balok Lantai 2-5

No	Jenis Beban	Tebal	Berat Jenis	Beban Mati
		m	kN/m ³	kN/m ²
1	Berat Dinding Pasangan 1/2 Bata	1,2	2,5	3
2	Beban Kaca 4mm	1,7	0,1	0,17
Total Beban Mati Pada Balok Lt. 2-5				3,17

sumber : *perhitungan excel*

Beban Gempa

a. Prosedur Analisis

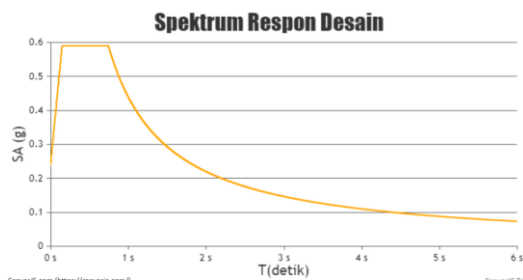
Prosedur analisis gempa yang digunakan untuk merencanakan struktur yang tahan gempa dapat diklasifikasikan menjadi dua, yaitu : 1. analisis statik (analisis gaya lateral ekuivalen), 2. analisis dinamik (analisis spektrum respons ragam dan analisis riwayat waktu seismik). Berdasarkan SNI 1726-2019 pada pasal 7.6 tabel 16, maka digunakan analisis gempa dengan statik ekuivalen

b. Kategori Resiko Bangunan Gedung dan Non Gedung

Berbagai kategori risiko struktur bangunan gedung dan nongedung pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan gempa I_e . Berdasarkan SNI-1726-2019 pasal 4.1.2 tabel 3 dan tabel 4 dengan fungsi gedung sebagai fasilitas pendidikan didapatkan kategori risiko IV dan $I_e = 1,5$

c. Parameter Percepatan Gempa

Dengan memasukkan koordinat lokasi bangunan pada *website* cipta karya dan jenis tanah sedang (SD), maka didapatkan nilai $S_s = 0,7400$, $S_1 = 0,3336$ dan grafik spektrum respon desain untuk tanah sedang seperti yang ditunjukkan pada Gambar 1



Gambar 1. Spektrum respons desain
 sumber : *website ciptakarya*

d. Menentukan respons spektral percepatan gempa (MCE_R)

Berdasarkan SNI-1726-2019 pasal 6.2 Untuk penentuan respons spektral percepatan gempa MCE_R di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi seismik pada periode 0,2 detik dan periode 1 detik. Dari tabel 6 dan tabel 7 didapatkan nilai F_a dan F_v dari nilai interpolasi 1,208 dan 1,966. Maka dari nilai tersebut dapat ketahu Parameter respons spektral percepatan sebagai berikut :
 $S_{MS} = F_a S_S = 1,208 \times 0,7400 = 0,894$
 $S_{MI} = F_v S_I = 1,966 \times 0,3336 = 0,656$

e. Menghitung parameter percepatan spektral desain

Parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek, S_{DS} dan pada periode 1 detik S_{D1} , harus ditentukan melalui perumusan berikut ini:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} = \frac{2}{3} \times 0,894 = 0,596$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{MI} = \frac{2}{3} \times 0,656 = 0,437$$

d. Menentukan kategori desain seismic

Semua struktur lainnya harus ditetapkan kategori desain seismiknya berdasarkan kategori risikonya dan parameter respons spektral percepatan desain. Berdasarkan SNI-1726-2019 pasal 6.5 tabel 8 dan tabel 9

dengan nilai S_{DS} sebesar 0,596 dan nilai S_{D1} sebesar 0,437 serta kategori resiko IV, maka struktur tergolong KDS D.

e. Menentukan Sistem Struktur Terhadap Tingkat Resiko Gempa

Berdasarkan SNI-1726 2019 pasal 7.2 tabel 12 dengan KDS D maka sistem pemikul gaya seismik yang digunakan adalah Rangka

baja dan beton komposit pemikul momen khusus (SRPMK). Diperoleh nilai-nilai Batasan sebagai berikut :

Tabel 3. Koefisien Faktor R, Cd, dan Ω_0

Sistem Rangka Bangunan	ρ^0	Ω_0^0	C_d^0	B	C	E	D	F
Sistem Rangka Baja dan Beton Komposit Pemikul Momen Khusus	8	3	$5^{1/2}$	TB	TB	TB	TB	TB

sumber : *perhitungan excel*

f. Menentukan Periode Fundamental Pendekatan

Berdasarkan SNI-1726 2019 pasal 7.8.2 tabel 17 dan tabel 18 dengan tinggi gedung 20 m didapatkan nilai T_a sebagai berikut :

$$T_a = C_t h_n^x$$

$$T_a = 0,0724 \cdot 20^{0,8} = 0,795 \text{ detik}$$

Yang mana nilai tersebut tidak boleh melebihi nilai T_{maks}

$$T_{maks} = 1,4 \times 0,7954 = 1,114 \text{ detik}$$

g. Perhitungan berat seismic efektif

Berdasarkan SNI 1726-2019 pasal 7.7.2 Berat seismic efektif struktur, W , harus menyertakan seluruh beban mati dan beban lainnya.

Dari hasil perhitungan diperoleh berat seismic efektif pada struktur existing adalah $W = 6908,40 \text{ kN}$

h. Perhitungan koefisien seismic

Koefisien respons seismic, C_s , harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut :

$$C_s = \frac{S_{DS}}{R} = \frac{0,596}{8} = 0,112$$

C_s maksimum untuk $T \leq T_L = 0,795 \text{ detik} \leq 20$ sebagai berikut:

$$C_{smaks} = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e} \right)} = \frac{0,437}{0,895 \left(\frac{8}{1,5} \right)} = 0,103$$

$$C_s \text{ minimum} = 0,044 \cdot S_{ds} \cdot I_e \geq 0,01$$

$$= 0,444 \cdot 0,596 \cdot 1,5 = 0,039 \geq 0,01$$

Karna $C_s > C_{smaks}$, maka digunakan $C_{smaks} = 0,103$

i. Distribusi vertical gaya seismic

$$F_x = C_{vx} V$$

$$V = 0,103 \times 6908,40$$

$$= 711,9449 \text{ kN}$$

Dari hasil interpolasi nilai k untuk $T = 0,795 \text{ detik}$ adalah 1,148, untuk nilai F_x sebagai berikut :

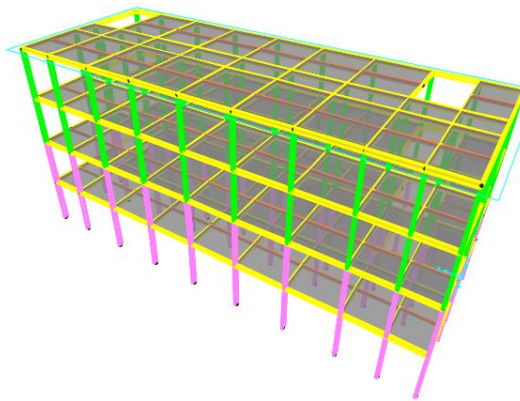
Tabel 4. Distribusi gaya lateral gempa

Tingkat ke i	h (m)	h ^k	W _i (kN)	W _{sh} ^k	F _{1,ss} (kN)	Tiap portal (kN)	
						Fix = (F _{1,ss})/3	Fiy = (F _{1,ss})/9
4	20,0	31,1	106,97	3329,79	25,80	6,45	2,58
3	16,0	24,1	1689,57	40711,79	315,47	78,87	35,05
2	12,0	17,3	1689,57	29263,79	226,76	56,69	25,20
1	8	10,9	1711,14	18609,90	144,20	36,05	16,02
	Σ		5197,3	91915,3			

sumber : perhitungan excel

Pemodelan struktur eksisting

Permodelan struktur eksisting menggunakan program SAP2000 v22 untuk menganalisa gaya-gaya dalam yang timbul pada elemen-elemen struktur akibat bekerjanya beban-beban pada gedung dapat dilihat pada Gambar 2.



Gambar 2. Pemodelan Struktur 3 dimensi menggunakan SAP2000 v22

sumber : SAP2000v22

Kombinasi pembebanan

Kombinasi pembebanan yang dipakai sesuai dengan SNI-1726-2019 pasal 4.2.2 dan 7.4.2 dengan nilai reduksi $\rho = 1,3$. Faktor pembebanan yang digunakan adalah sebagai berikut :

1. $1,4D$
2. $1,2D + 1,6L$
3. $1,2D + E_v + E_h + L$
 - $0,83D + 1L + 1,3 E_{QX} + 0,39 E_{QY}$
 - $0,83D + 1L + 1,3 E_{QX} - 0,39 E_{QY}$
 - $0,83D + 1L - 1,3 E_{QX} - 0,39 E_{QY}$
 - $0,83D + 1L - 1,3 E_{QX} + 0,39 E_{QY}$
4. $0,9D - E_v + E_H$
 - $0,83D + 1L + 0,39 E_{QX} + 1,3 E_{QY}$
 - $0,83D + 1L + 0,39 E_{QX} - 1,3 E_{QY}$
 - $0,83D + 1L - 0,39 E_{QX} - 1,3 E_{QY}$
 - $0,83D + 1L - 0,39 E_{QX} + 1,3 E_{QY}$

- $0,42D + 1,3 E_{QX} + 0,39 E_{QY}$
- $0,42D + 1,3 E_{QX} - 0,39 E_{QY}$
- $0,42D - 1,3 E_{QX} - 0,39 E_{QY}$
- $0,42D - 1,3 E_{QX} + 0,39 E_{QY}$
- $0,42D + 0,39 E_{QX} + 1,3 E_{QY}$
- $0,42D + 0,39 E_{QX} - 1,3 E_{QY}$
- $0,42D - 0,39 E_{QX} - 1,3 E_{QY}$
- $0,42D - 0,39 E_{QX} + 1,3 E_{QY}$

Kontrol kekakuan struktur eksisting

Suatu struktur harus memiliki kekakuan yang cukup sehingga pergerakannya dapat dibatasi. Untuk mengetahui kekakuan pada struktur eksisting yaitu dengan mengambil periode alami dari suatu getaran (T) sebagai acuan untuk kekakuan struktur eksisting. Dari analisa program SAP2000 didapatkan nilai $T = 2,122233$ detik

Analisa Kapasitas Penampang Dari Baja Menjadi Beton Bertulang

a. Kolom baja K1

Dari hasil analisis SAP 2000 didapatkan gaya dalam maksimum yang bekerja pada penampang sebagai berikut :

$$\begin{aligned} M_u &= 81017700 \text{ N-mm} \\ N_u &= 715418 \text{ N} \\ L &= 4000 \text{ mm} \end{aligned}$$

1. Kontrol penampang profil

- Sayap
 $\frac{b}{2tf} < \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{175}{2,11} < \frac{170}{\sqrt{250}} = 7,95 < 10,75 \text{ OK}$

- Badan
 $\frac{h}{tw} < \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{350}{7} < \frac{1680}{\sqrt{250}} = 50 < 250 \text{ OK}$

($\lambda \leq \lambda_p$) penampang kompak

$$\begin{aligned} M_n &= M_p \\ M_y &= F_y \times S_x \\ &= 193750000 \text{ N-mm} \end{aligned}$$

Nilai M_p diambil nilai terkecil dari persamaan berikut ini :

$$\begin{aligned} M_p &= 1,5 \times M_y \\ &= 290625000 \text{ N-mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_p &= Z_x \cdot F_y \\ &= 210250000 \text{ N-mm} \end{aligned}$$

Maka M_p pakai = 210250000 N-mm

2. Kontrol tekuk lateral torsional

$$M_p \text{ pakai} = 21025000 \text{ N-mm}$$

$$M_r = S_x (f_y - f_r)$$

$$= 104625000 \text{ N-mm}$$

$$M_n = M_p$$

$$210250000 \text{ N-mm} = 210250000 \text{ N-mm}$$

Cek bentang penampang

$$L_p = 1,76 r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,97 \text{ m}$$

$$L_r = r_y \left[\frac{X_1}{f_L} \right] \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 f_L^2}} = 6,85 \text{ m}$$

Karna $L_p < L < L_r$ Maka penampang ini termasuk bentang menengah. Dengan demikian kuat nominal komponen struktur terhadap momen lentur adalah

$$M_n = C_b \left[M_r + (M_p - M_r) \frac{(L_r - L)}{(L_r - L_p)} \right] < M_p$$

$$M_n = 278538441 \text{ N-mm} > M_p$$

Maka nilai M_n diambil yang terkecil, jadi M_n yang di pakai = 210250000 N-mm

$$\phi M_n > M_u =$$

$$189225000 > 81017700$$

Penampang Memenuhi

3. Kontrol tekuk

Direncanakan menggunakan 8 buah pelat kopel. Sehingga jarak antar plat kopel (s)

$$S = 4000/8 = 500 \text{ mm}$$

Arah x jepit-jepit

$$\lambda_x = \frac{L_{kx}}{i_x} = \frac{325}{146,8} = 2,21$$

Arah y jepit-jepit

$$\lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{8,23}{39,5} = 8,23$$

Karena $\lambda_x < \lambda_y$, maka digunakan λ_y untuk menentukan daya dukung nominal komponen struktur tekan.

$$\lambda_c = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = 0,093$$

karna, $\lambda_c < 0,25$ maka :

$$\omega = 1$$

$$P_n = \frac{A_g \cdot f_y}{\omega} = 1578500 \text{ N}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = 0,53 > 0,2$$

$$\phi P_n > P_u$$

$$1341725 \text{ N} > 715418 \text{ N}$$

Penampang Memenuhi

Dalam segala hal, semua komponen struktur yang mengalami momen lentur harus memenuhi persamaan interaksi aksial-momen. $C_m = 0,85$ (untuk komponen struktur dengan ujung-ujung kaku)

$$N_{crb} = \frac{A_b x f_y}{\lambda c^2} = 183916771,19 \text{ N}$$

$$\delta b = \frac{c_m}{1 - \left(\frac{N_u}{N_{crb}} \right)} > 1 = 0,85 < 1$$

Karna δb lebih kecil dari dari 1 maka, digunakan 1

Maka momen lentur terfaktor akibat pembesaran momen

$$M_{ux} = \delta b \cdot M_{ntu} = 81017700 \text{ N-mm}$$

Karena $\frac{P_u}{\phi P_n} > 0,2$ maka,

$$\frac{N_u}{\phi N_n} + \frac{8}{9} \left[\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right] < 1$$

$$\frac{715418}{0,85 \times 1578500} + \frac{8}{9} \left[\frac{81017700}{0,9 \times 210250000} + 0 \right] < 1$$

$$0,533 + 0,89 \times 0,428 < 1$$

$0,914 < 1$ **Penampang Memenuhi**

Jadi persamaan interaksi aksial-momen pada penampang suatu komponen struktur yang mengalami momen lentur dan gaya aksial terpenuhi sesuai dengan SNI 03-1729-2002 Pasal 11.3

Kemudian nilai $N_u = 715,418 \text{ kN}$ dan $M_{ux} = 81,018 \text{ kN-m}$ tersebut dimasukkan pada program SPcolumn untuk mengetahui momen nominal rencana (ϕM_n) yang mendekati kondisi eksisting serta prosentase luas tulangan terhadap total luas penampang kolom. Untuk mengetahui nilai tersebut maka perlu dilakukan percobaan dimensi kolom dan luas tulangan kolom. Hasil coba-coba kolom K1 dapat dilihat pada Tabel 5 berikut ini.

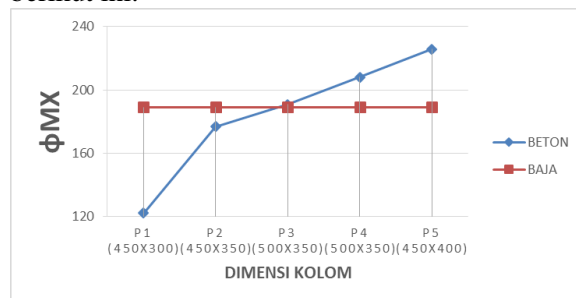
Tabel 5. Hasil coba-coba dimensi Kolom K1

Percobaan	Tulangan	ϕM_{nx}	Rasio
P1 (450x300)	8 D 19	122,11	1,68%
P2 (450x350)	8 D 19	176,73	1,44%
P3 (500x350)	8 D 19	190,75	1,30%
P4 (500x350)	8 D 22	207,97	1,74%
P5 (450x400)	8 D 19	225,82	1,26%

sumber : *perhitungan excel*

Dari tabel tersebut kemudian dibuat grafik hubungan antara ϕM_n baja dan ϕM_n beton.

Untuk grafik dapat dilihat pada Grafik 1 berikut ini.



Grafik 1. Hubungan ϕM_n Beton dan ϕM_n baja sumber : perhitungan excel

Maka penampang beton pada kolom yang mendekati struktur eksisting adalah percobaan P3 dengan dimensi 500x350 dan tulangan pokok 8 D 19.

b. Kolom baja K2

Dari hasil analisis SAP 2000 didapatkan gaya dalam maksimum yang bekerja pada penampang sebagai berikut :

$$\begin{aligned} M_u &= 45404000 \text{ N-mm} \\ N_u &= 359259 \text{ N} \\ L &= 4000 \text{ mm} \end{aligned}$$

4. Kontrol penampang profil

- Sayap

$$\frac{b}{2tf} < \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{175}{2.11} < \frac{170}{\sqrt{250}} = 8,33 < 10,75 \text{ OK}$$

- Badan

$$\frac{h}{tw} < \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{350}{7} < \frac{1680}{\sqrt{250}} = 50 < 250 \text{ OK}$$

($\lambda \leq \lambda_p$) penampang kompak

$$M_n = M_p$$

$$\begin{aligned} M_y &= F_y \times S_x \\ &= 120250000 \text{ N-mm} \end{aligned}$$

Nilai M_p diambil nilai terkecil dari persamaan berikut ini :

$$\begin{aligned} M_p &= 1,5 \times M_y \\ &= 180375000 \text{ N-mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_p &= Z_x \cdot F_y \\ &= 130500000 \text{ N-mm} \end{aligned}$$

Maka M_p pakai = 130500000 N-mm

5. Kontrol tekuk lateral torsional

M_p pakai = 130500000 N-mm

$$\begin{aligned} M_r &= S_x (f_y - f_r) \\ &= 64935000 \text{ N-mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= M_p \\ 130500000 \text{ N-mm} &= 130500000 \text{ N-mm} \end{aligned}$$

Cek bentang penampang

$$L_p = 1,76 r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,64 \text{ m}$$

$$L_r = r_y \left[\frac{X_1}{f_L} \right] \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 f_L^2}} = 7,5 \text{ m}$$

Karna $L_p < L < L_r$ Maka penampang ini termasuk bentang menengah. Dengan demikian kuat nominal komponen struktur terhadap momen lentur adalah

$$M_n = C_b \left[M_r + (M_p - M_r) \frac{(L_r - L)}{(L_r - L_p)} \right] < M_p$$

$$M_n = 173327244,3 \text{ N-mm} > M_p$$

Maka nilai M_n diambil yang terkecil, jadi M_n yang di pakai = 130500000 N-mm

$$\begin{aligned} \phi M_n &> M_u = \\ 117450000 &> 45404000 \end{aligned}$$

Penampang Memenuhi

6. Kontrol tekuk

Direncanakan menggunakan 8 buah pelat kopel. Sehingga jarak antar plat kopel (s)

$$S = 4000/8 = 500 \text{ mm}$$

Arah x jepit-jepit

$$\lambda_x = \frac{Lkx}{ix} = \frac{325}{124} = 2,62$$

Arah y jepit-jepit

$$\lambda_y = \frac{Lky}{iy} = \frac{325}{32,9} = 9,88$$

Karena $\lambda_x < \lambda_y$, maka digunakan λ_y untuk menentukan daya dukung nominal komponen struktur tekan.

$$\lambda_c = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = 0,111$$

karna, $\lambda_c < 0,25$ maka :

$$\omega = 1$$

$$P_n = \frac{A_g \cdot f_y}{\omega} = 1169500 \text{ N}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = 0,361 > 0,2$$

$\phi P_n > P_u$

$$994075 \text{ N} > 359259 \text{ N}$$

Penampang Memenuhi

Dalam segala hal, semua komponen struktur yang mengalami momen lentur harus memenuhi persamaan interaksi aksial-momen. $C_m = 0,85$ (untuk komponen struktur dengan ujung-ujung kaku)

$$N_{crb} = \frac{Abx f_y}{\lambda c^2} = 94531072,07 \text{ N}$$

$$\delta b = \frac{c_m}{1 - \left(\frac{N_U}{N_{crb}}\right)} > 1 = 0,853 < 1$$

Karna δb lebih kecil dari dari 1 maka, digunakan 1

Maka momen lentur terfaktor akibat pembesaran momen

$$M_{ux} = \delta b \cdot M_{ntu} = 45404000 \text{ N-mm}$$

Karena $\frac{P_u}{\phi P_n} > 0,2$ maka,

$$\frac{N_U}{\phi N_n} + \frac{8}{9} \left[\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right] < 1$$

$$\frac{359259}{0,85 \times 1169500} + \frac{8}{9} \left[\frac{45404000}{0,9 \times 130500000} + 0 \right] < 1$$

$$0,361 + 0,89 \times 0,387 < 1$$

0,705 < 1 **Penampang Memenuhi**

Jadi persamaan interaksi aksial-momen pada penampang suatu komponen struktur yang mengalami momen lentur dan gaya aksial terpenuhi sesuai dengan SNI 03-1729-2002 Pasal 11.3

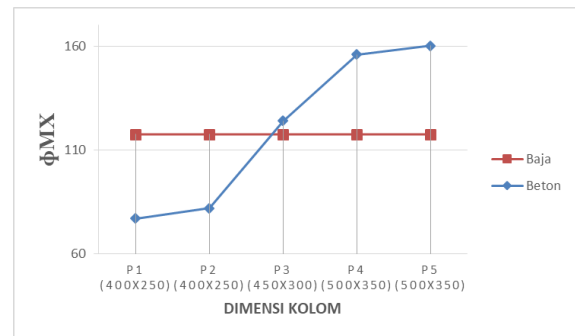
Kemudian nilai $N_u = 359,259 \text{ kN}$ dan $M_{ux} = 45,404 \text{ kN-m}$ tersebut dimasukkan pada program SPcolumn untuk mengetahui momen nominal rencana (ϕM_n) yang mendekati kondisi eksisting serta prosentase luas tulangan terhadap total luas penampang kolom. Untuk mengetahui nilai tersebut maka perlu dilakukan percobaan dimensi kolom dan luas tulangan kolom. Hasil coba-coba kolom K2 dapat dilihat pada Tabel 6 berikut ini.

Tabel 6. Hasil coba-coba dimensi Kolom K2

Percobaan	Tulangan	$\phi M_n x$	Rasio
P1 (400x250)	12 D 16	76,92	2,41%
P2 (400x250)	8 D 22	81,78	3,04%
P3 (450x300)	8 D 19	123,96	1,68%
P4 (500x350)	8 D 19	155,93	1,30%
P5 (500x350)	12 D 16	160,20	1,38%

sumber : *perhitungan excel*

Dari tabel tersebut kemudian dibuat grafik hubungan antara ϕM_n baja dan ϕM_n beton. Untuk grafik dapat dilihat pada Grafik 2 berikut ini.



Grafik 2. Hubungan ϕM_n Beton dan ϕM_n baja sumber : *perhitungan excel*

Maka penampang beton pada kolom yang mendekati struktur eksisting adalah percobaan P3 dengan dimensi 450x300 dan tulangan pokok 8 D 19.

c. Balok baja B1

Balok baja B1 menggunakan profil baja WF 300 x 150 x 6,5 x 9. Dari hasil analisis SAP 2000 v22 didapatkan rasio maksimum kapasitas penampang yang terjadi pada struktur eksisting sebesar $\alpha = 0,75$.

1. Kontrol penampang profil

• Sayap

$$\frac{b}{2t_f} < \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{175}{2,11} < \frac{170}{\sqrt{250}} = 8,33 < 10,75 \text{ OK}$$

• Badan

$$\frac{h}{t_w} < \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{350}{7} < \frac{1680}{\sqrt{250}} = 46,15 < 250 \text{ OK}$$

($\lambda \leq \lambda_p$) penampang kompak

$$M_n = M_p$$

$$M_y = F_y \times S_x$$

$$= 120250000 \text{ N-mm}$$

Nilai M_p diambil nilai terkecil dari persamaan berikut ini :

$$M_p = 1,5 \times M_y$$

$$= 130500000 \text{ N-mm}$$

$$M_p = Z_x \cdot F_y$$

$$= 180375000 \text{ N-mm}$$

Maka M_p pakai = 130500000 N-mm

M_p yang terjadi pada penampang eksisting adalah :

$$M_{np} = \alpha \cdot M_n$$

$$= 99180000 \text{ N-mm}$$

$$= 99,18 \text{ kN-m}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 99,18$$

$$= 89,26 \text{ kN-m}$$

Untuk mendapatkan nilai momen nominal yang sama atau mendekati nilai M_n baja yaitu dengan menganggap garis netral penampang

beton dalam keadaan setimbang yang berjarak X_n dari serat tertekan. Anggap tulangan tarik telah leleh, jadi tegangan = f_y

Keadaan setimbang: $C_c + C_s = T_1 + T_2$

Untuk mendapatkan keadaan setimbang maka perlu dilakukan coba-coba. Untuk percobaan pertama diasumsikan luasan tulangan dan dimensi balok beton sebagai berikut :

$h = 300 \text{ mm}$

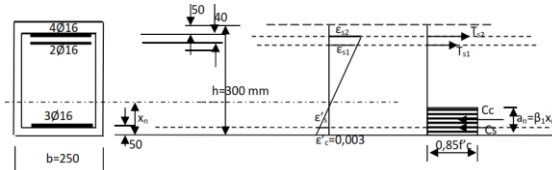
$b = 250 \text{ mm}$

Tulangan Tekan = $6 \text{ D } 13 = 132,67 \text{ mm}^2$

Tulangan Tarik = $4 \text{ D } 13 = 132,67 \text{ mm}^2$

$f'_c = 30 \text{ Mpa}$

$f_y = 400 \text{ Mpa}$



Gambar 3. Penampang Balok Dengan Diagram Regangan Dan Blok Tegangan sumber : pujo priyono, struktur beton tahan gempa

Selimut beton ambil = 50 mm,

Jarak as ke as lapisan tulangan ke lapis yang lain ambil = 40 mm

Lokasi garis netral (x_n) dicoba-coba, Pertama ambil $x_n = 54 \text{ mm}$

Pertama ambil $x_n = 54,2 \text{ mm}$

$\epsilon'_s = 0,003 = (54,2 - 50) : 54,2$

• $\epsilon'_s = 0,000232 < \epsilon_{y} = 400 / 200000 = 0,002$

baja tulangan tekan belum leleh

maka $f'_s = 0,00022(200000) = 46,49 \text{ pa}$

$\epsilon_{s1} = 0,003 = (300 - 54,2 - 50 - 40) : 54,2$

• $\epsilon_{s1} = 0,008624 > \epsilon_{y} = 400 / 200000 = 0,002$

baja tulangan tekan sudah leleh

$f_{s1} = f_y = 400 \text{ MPa}$

$\epsilon_{s2} = 0,003 = (300 - 54,2 - 50) : 54,2$

• $\epsilon_{s2} = 0,010838 > \epsilon_{y} = 400 / 200000 = 0,002$

baja tulangan tekan sudah leleh

$f_{s2} = f_y = 400 \text{ Mpa}$

$C_c = 0,85(30)(0,85 \times 54,2)(250) = 293696,3 \text{ N}$

$C_s = 4(132,67)(46,49) = 24672,8 \text{ N}$

$T_{s1} = 4(132,67)(400) = 212264 \text{ N}$

$T_{s2} = 2(132,67)(400) = 106132 \text{ N}$

$C_c + C_s = T_{s1} + T_{s2}$

$293696,3 + 24672,8 = 212264 + 106132$

$318369 \approx 318396 \text{ OK}$

Sehingga:

$M_{nb} = 293696,3 \times (54,2 - (0,5 \times 0,85 \times 54,2))$

$= 24672,8 \times (54,2 - 50)$

$= 212264 \times (300 - 54,2 - 50)$

$= 106132 \times (300 - 54,2 - 50 - 40)$

$= 7,15 \times 10^7 \text{ N-mm} +$

$= 71,6 \text{ kN-m}$

$\phi M_n = 0,9 \times 71,6 = 64,4 \text{ kN-m} < 89,3 \text{ kN-m}$

CEK LAGI

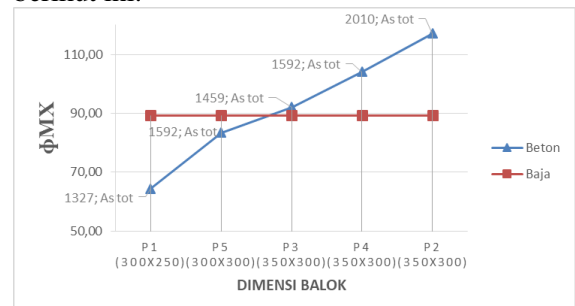
Maka perlu dilakukan percobaan lagi. Berikut hasil coba – coba sehingga didapatkan nilai kuat nominal rencana yang mendekati struktur eksisting. Hasil coba-coba balok B1 dapat dilihat pada Tabel 7 berikut ini

Tabel 7. Hasil coba-coba dimensi Balok B1

Percobaan	ϕ / M_n	Tulangan			
		Tekan		Tarik	
P1 (300x250)	64,40	6	D 13	4	D 13
P5 (300x300)	83,50	8	D 13	4	D 13
P3 (350x300)	92,10	7	D 13	4	D 13
P4 (350x300)	104,10	8	D 13	4	D 13
P2 (350x300)	117,10	6	D 16	4	D 16

sumber : perhitungan excel

Dari tabel tersebut kemudian dibuat grafik hubungan antara ϕM_n baja dan ϕM_n beton. Untuk grafik dapat dilihat pada Grafik 3 berikut ini.



Grafik 3. Hubungan ϕM_n Beton dan ϕM_n baja sumber : perhitungan excel

Maka penampang beton pada balok yang mendekati struktur eksisting adalah percobaan P3 dengan dimensi 350x300, tulangan tekan 7 D 13, tulangan tarik 4 D 13 dan total A_s hitung = 1459.

d. Balok baja B2

Balok baja B1 menggunakan profil baja WF 200 x 100 x 5,5 x 8. Dari hasil analisis SAP 2000 v22 didapatkan rasio maksimum kapasitas penampang yang terjadi pada struktur eksisting sebesar $\alpha = 0,3$.

1. Kontrol penampang profil

• Sayap

$$\frac{b}{2tf} < \frac{170}{\sqrt{fy}} = \frac{175}{2.11} < \frac{170}{\sqrt{250}} = 6,25 < 10,75 \text{ OK}$$

• Badan

$$\frac{h}{tw} < \frac{1680}{\sqrt{fy}} = \frac{350}{7} < \frac{1680}{\sqrt{250}} = 36,36 < 250 \text{ OK}$$

($\lambda \leq \lambda_p$) penampang kompak

$$M_n = M_p$$

$$M_y = F_y \times S_x$$

$$= 46000000 \text{ N-mm}$$

Nilai M_p diambil nilai terkecil dari persamaan berikut ini :

$$M_p = 1,5 \times M_y$$

$$= 69000000 \text{ N-mm}$$

$$M_p = Z_x \cdot F_y$$

$$= 50000000 \text{ N-mm}$$

Maka M_p pakai = 50000000 N-mm

M_p yang terjadi pada penampang eksisting adalah :

$$M_{np} = \alpha \cdot M_n$$

$$= 15000000 \text{ N-mm}$$

$$= 15 \text{ kN-m}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 99,18$$

$$= 13,5 \text{ kN-m}$$

Untuk mendapatkan nilai momen nominal yang sama atau mendekati nilai M_n baja yaitu dengan menganggap garis netral penampang beton dalam keadaan setimbang yang berjarak X_n dari serat tertekan. Anggap tulangan tarik telah leleh, jadi tegangan = f_y

Keadaan setimbang: $C_c + C_s = T_1 + T_2$

Untuk mendapatkan keadaan setimbang maka perlu dilakukan coba-coba. Untuk percobaan pertama diasumsikan luasan tulangan dan dimensi balok beton sebagai berikut :

$$h = 150 \text{ mm}$$

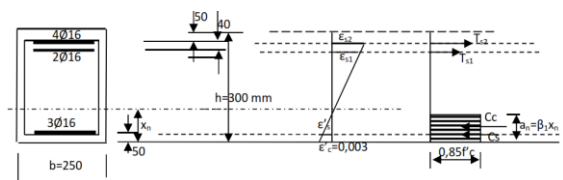
$$b = 100 \text{ mm}$$

$$\text{Tulangan Tekan} = 3 \text{ D } 8 = 50,24 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan Tarik} = 3 \text{ D } 8 = 50,24 \text{ mm}^2$$

$$f'_c = 30 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$



Gambar 3. Penampang Balok Dengan Diagram Regangan Dan Blok Tegangan sumber : pujo priyono, struktur beton tahan gempa

Selimut beton ambil = 25 mm,

Lokasi garis netral (x_n) dicoba-coba, Pertama ambil $x_n = 54 \text{ mm}$

Pertama ambil $x_n = 26,1 \text{ mm}$

$$\epsilon'_s : 0,003 = (26,1 - 25) : 26,1$$

$$\bullet \epsilon'_s = 0,000126 < \epsilon_y = 400 / 200000 = 0,002$$

baja tulangan tekan belum leleh

$$\text{maka } f'_s = 0,000143(200000) = 25,29 \text{ Mpa}$$

$$\epsilon_{s1} : 0,003 = (150 - 26,1 - 25) : 26,1$$

$$\bullet \epsilon_{s1} = 0,0114 > \epsilon_y = 400 / 200000 = 0,002$$

baja tulangan tekan sudah leleh

$$f_{s1} = f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{s2} : 0,003 = (150 - 26,1 - 25) : 26,1$$

$$\bullet \epsilon_{s2} = 0,014 > \epsilon_y = 400 / 200000 = 0,002$$

baja tulangan tekan sudah leleh

$$f_{s2} = f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$C_c = 0,85(30)(0,85 \times 26,1)(100) = 56571,8 \text{ N}$$

$$C_s = 3(50,24)(28,57) = 3811,31 \text{ N}$$

$$T_{s1} = 3(50,24)(400) = 60288 \text{ N}$$

$$C_c + C_s = T_{s1}$$

$$56571,8 + 3811,31 \approx 60288$$

$$60383 \approx 60288 \text{ OK}$$

Sehingga:

$$M_{nb} = 56571,8 \times (26,1 - (0,5 \cdot 0,85 \cdot 26,1))$$

$$= 3811,31 \times (26,1 - 25)$$

$$= 60288 \times (150 - 26,1 - 25)$$

$$= 6,8 \times 10^6 \text{ N-mm}$$

$$= 6,8 \text{ kN-m}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 6,8$$

$$= 6,1 \text{ kN-m} < 13,5 \text{ kN-m} \text{ CEK LAGI}$$

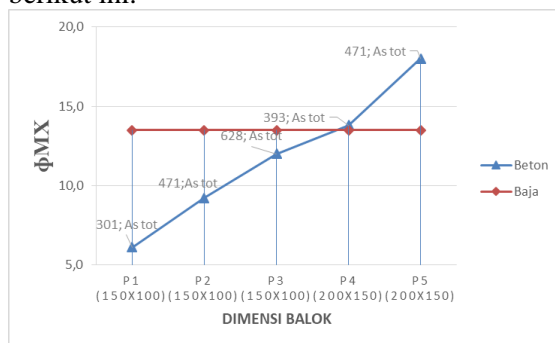
Maka perlu dilakukan percobaan lagi. Berikut hasil coba – coba sehingga didapatkan nilai kuat nominal rencana yang mendekati struktur eksisting. Hasil coba-coba balok B1 dapat dilihat pada Tabel 8 berikut ini

Tabel 8. Hasil coba-coba dimensi Balok B2

Percobaan	ϕ/Mn	Tulangan					
		Tekan			Tarik		
P1 (100x100)	2,6	2	D	8	2	D	8
P2 (100x100)	3,7	3	D	8	3	D	8
P3 (100x100)	5,5	3	D	10	2	D	10
P4 (200x150)	13,8	3	D	10	2	D	10
P5 (200x150)	18,0	4	D	10	2	D	10

sumber : *perhitungan excel*

Dari tabel tersebut kemudian dibuat grafik hubungan antara ϕM_n baja dan ϕM_n beton. Untuk grafik dapat dilihat pada Grafik 4 berikut ini.



Grafik 4. Hubungan ϕM_n Beton dan ϕM_n baja
 sumber : *perhitungan excel*

Maka penampang beton pada balok yang mendekati struktur eksisting adalah percobaan P4 dengan dimensi 200x150, tulangan tekan 3 D 10, tulangan tarik 2 D 10 dan total As hitung = 393.

Kontrol Kekakuan Portal Redesain Beton Bertulang

Menurut Kenneth-Belanger (1981), kekakuan pada beton merupakan fungsi dari modulus elastis (E) dan momen inersia (I). Dengan mengambil periode alami dari suatu getaran (T) sebagai acuan untuk kekakuan struktur redesain, didapat nilai T struktur redesain dari hasil SAP2000 0,72034 detik.

$$\begin{aligned}
 T_{maks} &= C_u \cdot T_a \\
 &= 1,4 \times (C_t \cdot h_n^x) \\
 &= 1,4 \times (0,0466 \times 20^{0,9}) \\
 &= 0,9670 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

Maka dengan demikian struktur redesain sudah memenuhi persyaratan SNI 1726-2019 pasal 7.8.2 karena $T_{beton} < T_{maks}$. Dapat diketahui nilai T beton $< T$ baja yang mana jika semakin kecil periode getar alami struktur maka kekakuan struktur semakin bertambah.

Hal tersebut dapat dinyatakan dalam persamaan FEMA 451B (2007) berikut ini :

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

$$\text{dimana } \omega = \sqrt{\frac{k}{m}}$$

Dari persamaan tersebut dapat diketahui bahwasannya nilai T sangat dipengaruhi oleh faktor pembagi frekwensi natural (ω), dimana nilai ω dipengaruhi besarnya nilai kekakuan (k). Maka semakin besar nilai ω nilai T semakin kecil, demikian pula semakin besar nilai k , nilai ω semakin besar. Berlaku sebaliknya jika nilai k semakin besar maka nilai T semakin kecil.

Kontrol Kekuatan Portal Redesain

Dari hasil analisis SAP2000 didapatkan nilai rasio maksimum hubungan antara kuat nominal dan momen lentur nominal (PMM) pada struktur redesain adalah sebagai berikut :

K1 = 0,61 < 1 Penampang Memenuhi
 K2 = 0,39 < 1 Penampang Memenuhi

Kemudian untuk kekuatan balok B1 dan B2 struktur redesain didapatkan nilai total luas tulangan maksimum dari analisa SAP2000 adalah sebagai berikut :

$$B1 = A_s \text{ SAP2000} = 1276 \text{ mm}^2 \leq A_s \text{ hitung} = 1459 \text{ mm}^2$$

$$B2 = A_s \text{ SAP2000} = 186 \text{ mm}^2 \leq A_s \text{ hitung} = 393 \text{ mm}^2$$

Dari nilai tersebut dapat diketahui bahwa luas tulangan yang dihitung masih lebih besar dari luas tulangan hasil SAP2000, menandakan kekuatan balok redesain hasil hitungan kuat atau mampu dalam menahan beban – beban yang sama seperti struktur eksisting.

5. KESIMPULAN DAN SARAN

Kesimpulan

- Dari hasil perhitungan didapatkan nilai kekakuan dan kekuatan pada struktur redesain sebagai berikut:
 - Kekakuan struktur dengan mengambil acuan nilai periode alami dari suatu getaran (T). Didapatkan nilai untuk T baja = 2,122233 detik $> T$ beton = 0,72034

detik bisa diterima karena semakin kecil periode getar alami struktur, maka kekakuan struktur semakin kuat. Hal tersebut sesuai dengan persamaan FEMA 451B (2007) yaitu nilai T sangat dipengaruhi faktor pembagi frekwensi natural (ω), dimana nilai (ω) dipengaruhi besarnya nilai kekakuan (k).

- b. Kekuatan kolom K1 baja menghasilkan interaksi aksial-momen = $0,914 < 1$ dan $K2 = 0,705 < 1$, maka telah memenuhi persyaratan SNI-1729-2002 pasal 7.4.3.3 bahwa semua komponen struktur yang mengalami momen lentur dan gaya aksial harus < 1 . Untuk K1 beton menghasilkan $PMM = 0,61$ dan $K2 = 0,39$. Dengan demikian dalam hal hubungan interaksi aksial-momen kolom beton masih lebih kuat dari pada kolom baja.
 - c. Untuk Kekuatan penampang balok didapatkan nilai luas tulangan tekan dan tarik maksimum dari analisa SAP2000 sebagai berikut :
 $B1 A_s \text{ SAP2000} = 1276 \text{ mm}^2 < \text{dari } A_s \text{ hitung} = 1459$ dan $B2 A_s \text{ SAP2000} = 186 \text{ mm}^2 < \text{dari } A_s \text{ hitung} = 393 \text{ mm}^2$. Menandakan kekuatan balok redesain hasil hitungan kuat atau mampu dalam menahan beban – beban yang sama seperti struktur eksisting.
2. Hasil perhitungan dimensi elemen struktur redesain

Tabel 9. Hasil Redesain Dari Baja Menjadi Beton Bertulang

Kolom	EKSISTING	REDESAIN		
	Profil Baja WF	Beton Bertulang		
		Dimensi (mm)	Tulangan (mm)	
K1 (Lt. 1- Lt. 2)	350 x 175 x 7 x 11	500x350	8 D 19	
K2 (Lt. 3- Lt. 4)	300 x 150 x 6,5 x 9	450x300	8 D 19	
Balok	Profil Baja WF	Dimensi (mm)	Tekan	Tarik
B1	300 x 150 x 6,5 x 9	350x300	7 D 13	4 D 13
B2	200 x 100 x 5,5 x 8	200x150	3 D 10	2 D 10

sumber : *perhitungan excel*

Saran

1. Dari tugas akhir ini penulis berharap untuk kedepannya agar bisa dibuat suatu *software* bagaimana meredesain penampang dengan elemen baja menjadi penampang dengan elemen beton bertulang yang sesuai dengan standar peraturan yang berlaku.

DAFTAR PUSTAKA

- Anugrah Pamungkas & Erny Harianti. (2009). *Gedung Beton Bertulang Tahan Gempa*. Surabaya: ITSPress.
- Asroni, H. Ali. (2010). *Balok Dan Pelat Beton Bertulang*. Yogyakarta: Graha Ilmu.
- Dishongh, Burl E. (2003). *Pokok-Pokok Teknologi Struktur Untuk Konstruksi Dan Arsitektur ; alih bahasa, Pariatmono ; editor, H.M. Wibi Hardani*. Jakarta: Erlangga.
- Indonesia, S. N. (2019). *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung Dan Nongedung SNI-1726-2019*. Jakarta: Badan Standarisasi Nasional.
- Karimah, I. D. (n.d.). Analisa Rasio Tulangan Kolom Beton Berpenampang Bulat Menggunakan Visual Basic 6.0. 33.
- Ngudiyono. (2020, Maret 22). *Perhitungan Beban Gempa Statik Ekuivalen SNI-1726-2019*. Retrieved from <https://www.researchgate.net/publication/340088779>
- Supriyatna, D. (2020). Studi Analisis Bangunan Gedung Bertingkat dengan Perbandingan SNI-1726-2012 dan SNI-1726-2019 berpengaruh Terhadap Rasio Tulangan. 249.