

**STUDI PERENCANAAN STRUKTUR BETON BERTULANG DENGAN
SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS (SRPMK)
TAHAN GEMPA PADA IJEN SUITES HOTEL KOTA MALANG**

Lailatul Fitriyani, Warsito

Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Islam Malang

Jl. MT.Haryono 193, Malang, Jawa Timur 65144

Email: lailatul.fitriyani22@gmail.com

ABSTRAKSI

Pembangunan Ijen Suites Hotel yang dibangun di Jl. Ijen Nirwana Raya – Kota Malang, bangunan berfungsi sebagai hotel, dengan 12 lantai struktur dan tinggi gedung 46,05 m, lokasi bangunan berada di Kota Malang, dimana merupakan wilayah dengan resiko gempa menengah, namun tingkat ketinggian bangunan 46,05 m menyebabkan bangunan beresiko tinggi terhadap gempa, sehingga diperlukan perencanaan struktur yang mampu menerima beban gempa resiko tinggi. Pada tugas akhir ini gedung Ijen Suites Hotel dirancang dengan konstruksi beton bertulang dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Perancangan komponen meliputi perancangan pelat, balok, kolom, dan *joint* alok-kolom dengan mengacu pada peraturan SNI 1726-2012 dan SNI 2847-2013. Beban yang dianalisis berupa beban mati, hidup, dan gempa (lateral). Mutu baja tulangan ulir $f_y = 390$ Mpa, polos $f_y = 240$ Mpa, dan mutu beton $f_c' = 35$ Mpa. Studi perencanaan ini menghasilkan tebal pelat 12 cm dengan tulangan pokok $\phi 10$ -140 dan tulangan bagi $\phi 8$ -200. Balok anak dimensi 25cm x 30 cm dengan tulangan tumpuan atas 6D16 dan bawah 3D16, tulangan lapangan atas 3D16 dan bawah 2D16. Baban gempa yang ditinjau dengan kombinasi dua arah orthogonal 100% gaya untuk satu arah ditambah 30% gaya untuk tegak lurus, dengan jumlah gaya geser terskala $V_t = 0,85 V = 379254,35$ kg. Balok induk B1 dimensi 40cm x 60cm dengan tulangan tumpuan sepanjang $l_0 = 1200$ mm tulangan atas 7D22 dan bawah 5D22 dengan sengkang 3 $\phi 10$ -70, tulangan lapangan atas 3D22 dan tulangan bawah 4D22 dengan sengkang 2 $\phi 10$ -150, K1 (60 cm x 100 cm) diperoleh tulangan utama 20D25 dengan tulangan sengkang pada daerah tumpuan sepanjang $l_0 = 1000$ mm sebesar 5 $\phi 12$ -100 dan sengkang lapangan sebesar 4 $\phi 12$ -150. Sedangkan *joint* balok-kolom yang ditinjau pada *joint* balok-kolom line 7-C luas *joint* efektif (A_j) = 400000 mm², kuat geser reduksi (ϕV_n) = 3017,20 kN > gaya geser pada potongan x-x (V_{x-x}) = 1904,06 kN, sehingga *joint* cukup mampu menahan gaya geser yang terjadi, maka digunakan tulangan transversal ujung kolom yaitu 5 $\phi 12$ -100 untuk *joint* balok-kolom.

Kata Kunci : *Struktur Beton Bertulang, SRPMK, Tahan Gempa*

PENDAHULUAN

Latar Belakang

Pembangunan Ijen Suites Hotel yang dibangun di Jl. Ijen Nirwana Raya – Kota Malang, bangunan berfungsi sebagai hotel, dengan 12 lantai struktur dan tinggi gedung 46,05 m, lokasi bangunan berada di Kota Malang, dimana merupakan wilayah dengan resiko gempa menengah, namun tingkat ketinggian bangunan 46,05 m menyebabkan bangunan beresiko tinggi terhadap gempa, sehingga diperlukan perencanaan struktur yang mampu menerima beban gempa resiko tinggi.

Dalam perencanaan gedung Ijen Suites Hotel sistem struktur yang digunakan adalah SRPMM (Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah). Pada penulisan ini direncanakan struktur strukturbertulang dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) sebagai alternatif dalam perencanaan struktur tahan gempa untuk bangunan dengan resiko gempa tinggi, maka

penulisan tugas akhir ini berjudul “Studi Perencanaan Struktur Beton Bertulang dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) Tahan Gempa pada Ijen Suites Hotel Kota Malang”

Identifikasi Masalah

Berdasarkan latar belakang di atas maka diperoleh identifikasi masalah sabagai berikut :

1. Kondisi struktur gedung belum menggunakan sistem struktur SRPMK, melainkan SRPMM.
2. Beban gempa yang direncanakan dengan sistem SRPMK lebih besar disebabkan angka Koefisien Modifikasi Respons (R) lebih besar.
3. Desain komponen struktur sesuai syarat SRPMK.
4. SRPMK dilengkapi dengan persyaratan perhitungan *Joint* Balok-Kolom sehingga SRPMK lebih detail dari SRPMM.

Rumusan Masalah

Dari beberapa uraian di atas, maka penulis menentukan rumusan masalah dalam penulisan ini adalah :

1. Berapa dimensi dan pembebanan pada pelat lantai?
2. Berapa besarnya beban gempa (*Seismic*) yang direncanakan dengan SRPMK ?
3. Berapa dimensi balok dan kolom yang mampu menahan beban gempa rencana yang bekerja pada bangunan?
4. Berapa jumlah tulangan pada balok dan kolom, serta *joint* balok-kolom?

Lingkup Pembahasan

Terkait rumusan masalah di atas, maka lingkup pembahasan dalam penyusunan tugas akhir ini meliputi:

1. Perhitungan Perencanaan Pelat Lantai
 - 1.1 Perhitungan Tebal Pelat
 - 1.2 Analisa Pembebanan
 - 1.3 Perhitungan Momen
 - 1.4 Perhitungan Tulangan Pelat Lantai
2. Pembebanan Analisa Perencanaan Portal
 - 2.1 Pembebanan (Beban Mati dan Beban Hidup)
 - 2.2 Pembebanan Sementara (Gempa)
 - a. Analisis Gempa Dinamik (Spektrum Respons Ragam)
3. Analisa Portal Struktur Beton Bertulang dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)
 - 3.1 Perhitungan Balok Beton Bertulang
 - a. Tulangan Longitudinal Tumpuan
 - b. Tulangan Longitudinal Lapangan
 - c. Tulangan Transversal
 - 3.2 Perhitungan Kolom Beton Bertulang
 - a. Pengaruh Kelangsingan Kolom
 - b. Tulangan Longitudinal
 - c. Kuat Kolom
 - d. Tulangan Transversal
 - 3.3 Perhitungan (*joint*) Balok dan Kolom

TINJAUAN PUSTAKA

Analisis Perencanaan Terhadap Gempa (SNI 1726-2012)

Gempa Rencana

Gempa rencana ditetapkan sebagai gempa dengan kemungkinan terlewatinya besarnya selama umur struktur bangunan 50 tahun adalah sebesar 2 persen.

Faktor Keutamaan dan Kategori Resiko Struktur Bangunan

Untuk berbagai kategori resiko struktur bangunan gedung dan non gedung sesuai Tabel 1 pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan I_e menurut Tabel 2. (SNI 1726-2012, pasal 4.1.2 hal.13)

Klasifikasi Situs

Dalam perumusan kriteria desain seismik suatu bangunan di permukaan tanah atau penentuan amplifikasi besaran percepatan gempa puncak dari batuan dasar ke permukaan tanah untuk suatu situs, maka situs tersebut harus diklasifikasikan terlebih dahulu dengan tipe situs yang telah ditetapkan yaitu, situs SA (batuan keras), SB (batuan), SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak), SD (tanah sedang), SE (tanah lunak), dan SF (tanah khusus) sesuai tabel 3 klasifikasi situs SNI 1726 – 2012 pasal 5.3 hal. 17.

Parameter Percepatan Gempa

Parameter spektrum respons percepatan pada periode pendek (S_{MS}) dan periode 1 detik (S_{M1}) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan perumusan berikut ini :

$$S_{MS} = F_a S_s \quad \dots (2.1)$$

$$S_{M1} = F_v S_1 \quad \dots (2.2)$$

Koefisien situs pada getaran periode pendek (F_a) dan getaran periode 1 detik (F_v) ditentukan mengikuti tabel 1 dan tabel 2.

Tabel 1 Koefisien Situs, F_a

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, $T = 0,2$ detik, S_s				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s \leq 0,5$	$S_s \leq 0,75$	$S_s \leq 1,0$	$S_s \leq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS ^b				

Tabel 2 Koefisien Situs, F_v

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, $T = 0,2$ detik, S_s				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 \leq 0,2$	$S_1 \leq 0,3$	$S_1 \leq 0,4$	$S_1 \leq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,8
SF	SS ^b				

Parameter Percepatan Spektral Desain

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

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad \dots (2.3) ; S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad \dots (2.4)$$

Spektrum Respons Desain

Untuk periode yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respons percepatan desain, S_a , harus diambil dari persamaan :

$$S_a = S_{DS} + \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0}\right) \dots (2.5)$$

Untuk periode lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , spektrum respons percepatan desain, S_a , sama dengan S_{DS} . Untuk periode lebih besar dari T_s , spektrum respons percepatan desain, S_a , diambil berdasarkan persamaan :

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \dots (2.6)$$

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} ; \quad T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

Kategori Desain Seismik

Semua struktur bangunan harus ditetapkan memiliki suatu kategori desain seismik berdasarkan kategori risiko bangunan serta nilai S_{DS} dan S_{D1} , sesuai tabel 3 dan tabel 4.

Tabel 3 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode Pendek

Nilai S_{DS}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

Tabel 4 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode 1 Detik

Nilai S_{D1}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,167$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

Penentuan Koefisien R, Cd, Ω_0

Sistem penahan gaya gempa yang direncanakan pada bangunan harus memenuhi persyaratan yang telah ditentukan dalam tabel 9 SNI 1726 – 2012 pasal 7.2.2 hal. 34 dimana ditentukan nilai koefisien modifikasi respons, R, Faktor kuat lebih sistem, Ω_0 , dan faktor pembebasan defleksi, Cd.

Geser Dasar Seismik

Geser dasar seismik, V, dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut :

$$V = C_s W \dots (2.11)$$

Koefisien respons seismik, C_s , harus ditentukan sesuai persamaan :

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \dots (2.12)$$

Nilai C_s yang dihitung sesuai dengan persamaan (2-12) tidak perlu melebihi berikut ini :

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \dots (2.13)$$

C_s harus tidak kurang dari :

$$C_s = 0,44 S_{DS} I_e \geq 0,01 \dots (2.14)$$

Periode Fundamental

Untuk struktur dengan ketinggian tidak melebihi 12 tingkat di mana sistem penahan gaya gempa terdiri dari rangka penahan momen beton atau baja secara keseluruhan dan tinggi tingkat paling sedikit 3 m, periode fundamental pendekatan, T_a , ditentukan dari persamaan berikut :

$$T_a = 0,1 N \dots (2.16)$$

Distribusi Vertikal Gaya Gempa

Gaya gempa lateral (F_x) (kN) yang timbul di semua tingkat harus ditentukan dari persamaan berikut :

$$F_x = C_{vx} V \dots (2.18)$$

dan

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \dots (2.19)$$

Distribusi Horizontal Gaya Gempa

Geser tingkat desain gempa di semua tingkat (V_x) (kN) harus ditentukan dari persamaan berikut :

$$V_x = \sum_{i=1}^n F_i \dots (2.20)$$

Penentuan Simpangan Antar Lantai

simpangan antar lantai desain, Δ , harus dihitung sebagai selisih terbesar dari defleksi titik-titik di atas dan di bawah tingkat yang diperhatikan yang letaknya segaris secara vertikal, di sepanjang salah satu bagian tepi struktur.

Defleksi pusat massa di tingkat x (δ_x) (mm) harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut ini :

$$\delta_x = \frac{C_d + \delta_{xe}}{I_e} \dots (2.22)$$

Simpangan antar lantai tingkat desain (Δ) tidak boleh melebihi simpangan antar lantai tingkat ijin (Δ_i) seperti didapatkan dari Tabel 5 untuk semua tingkat.

Table 5 Simpangan Antar Lantai Ijin, (Δ_i)^{a,b}

Struktur	Kategori Risiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari struktur dinding geser batu-bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar lantai	0,025h _{sx} ^c	0,020h _{sx}	0,015h _{sx}

tingkat.			
Struktur dinding geser kantilever batu bata ^a	0,010h _{sx}	0,010h _{sx}	0,010h _{sx}
Struktur dinding geser batu bata lainnya	0,007h _{sx}	0,007h _{sx}	0,007h _{sx}
Semua struktur lainnya	0,020h _{sx}	0,015h _{sx}	0,010h _{sx}

Untuk sistem penahan gaya gempa yang terdiri dari hanya rangka momen pada struktur yang dirancang untuk kategori desain seismik D, E, atau F, simpangan antar lantai tingkat desain (Δ) tidak boleh melebihi $\Delta\alpha/\rho$ untuk semua tingkat. ρ (faktor reduksi) harus sesuai dengan ketentuan.

Perhitungan Struktur Beton Bertulang SRPMK (SNI 2847-2013)

Kekuatan Desain

Kekuatan desain yang disediakan oleh suatu komponen struktur, sambungannya dengan komponen struktur lain, dan penampangnya, sehubungan dengan lentur, beban normal, geser, dan torsi, harus diambil sebesar kekuatan nominal yang dikalikan dengan faktor reduksi kekuatan, ϕ , sesuai Tabel 6

Tabel 6 Faktor Reduksi Kekuatan

Komponen Struktur	Faktor Reduksi (ϕ)
Penampang terkendali tarik	0,90
Penampang terkendali tekan	
- dengan tulangan spiral	0,75
- dengan tulangan lainnya	0,65
Geser dan torsi	0,75
Tumpuan pada beton (kecuali untuk daerah angkur pasca tarik dan model strat dan pengikat)	0,65
Daerah angkur pasca tarik	0,85
Model strat dan pengikat, dan strat, pengikat, daerah pertemuan (nodal), dan daerah tumpuan	0,75
Penampang lentur dalam komponen struktur pratarik	
- dari ujung komponen struktur ke ujung panjang transfer	0,75
- dari ujung panjang transfer ke ujung panjang penyaluran ϕ boleh ditingkatkan secara linier dari :	0,75 sampai 0,9

Komponen Struktur Lentur Rangka Momen Khusus

Komponen struktur rangka momen khusus yang membentuk bagian sistem penahan gaya gempa dan diproporsikan terutama untuk menahan lentur harus memenuhi kondisi-kondisi berikut :

1. Gaya tekan aksial terfaktor pada komponen struktur, P_u , tidak boleh melebihi $Ag f_c'/10$
2. Bentang bersih untuk komponen struktur, l_n , tidak boleh kurang dari empat kali tinggi efektifnya

3. Lebar komponen struktur, b_w , tidak boleh kurang dari yang lebih kecil dari $0,3h$ dan 250 mm
4. Lebar komponen struktur, b_w , tidak boleh melebihi lebar komponen struktur penumpu c_2 , ditambah suatu jarak pada masing-masing sisi komponen struktur penumpu yang sama dengan yang lebih kecil dari :
 - (a) Lebar komponen struktur penumpu, dan
 - (b) $0,75$ kali dimensi keseluruhan komponen struktur penumpu,

Tulangan Longitudinal

Pada sembarang komponen struktur lentur, untuk tulangan atas maupun bawah, jumlah tulangan tidak boleh kurang dari persamaan berikut :

$$A_s = \frac{0,25\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \dots (2.25) ; A_s = 1,4 \frac{b_w d}{f_y} \dots (2.26)$$

Tulangan Transversal

Sengkang harus dipasang pada daerah komponen struktur rangka berikut :

1. Sepanjang suatu panjang yang sama dengan dua kali tinggi komponen struktur yang diukur dari muka komponen struktur penumpu ke arah tengah bentang, di kedua ujung komponen struktur lentur.
2. Sepanjang panjang yang sama dengan dua kali tinggi komponen struktur pada kedua sisi suatu penampang dimana pelelehan lentur sepertinya terjadi dalam hubungan dengan perpindahan lateral inelastis rangka. Sengkang tertutup pertama harus ditempatkan tidak lebih dari 50 mm dari muka komponen struktur penumpu. Spasi sengkang tertutup tidak boleh melebihi yang terkecil dari :
 1. $d/4$
 2. enam kali diameter terkecil batang tulangan lentur utama
 3. 150 mm

Bila sengkang tertutup tidak diperlukan, sengkang dengan kait gempa pada kedua ujung harus dispasikan dengan jarak tidak lebih dari $d/2$ sepanjang panjang komponen struktur.

Persyaratan Kekuatan Geser

Tulangan transversal harus diproporsikan untuk menahan geser dengan mengasumsikan $V_c = 0$ bilamana :

1. Gaya geser yang ditimbulkan gempa mewakili setengah atau lebih dari kekuatan geser perlu maksimum

- Gaya tekan aksial terfaktor, P_u , termasuk pengaruh gempa kurang dari $A_g \cdot f'_c / 20$

Komponen Struktur Rangka Momen Khusus yang dikenai beban Lentur dan Aksial

Komponen struktur rangka momen khusus yang membentuk bagian sistem penahan gaya gempa dan yang menahan gaya tekan aksial terfaktor Paikibat sebarang kombinasi beban yang melebihi $A_g \cdot f'_c / 10$. Komponen struktur rangka ini harus memenuhi :

- Dimensi penampang terpendek, diukur pada garis lurus yang melalui pusat geometri, tidak boleh kurang dari 300 mm
- Rasio dimensi penampang terpendek terhadap dimensi tegak lurus tidak boleh lebih kurang dari 0,4

Tulangan Longitudinal

Luas tulangan memanjang, A_{st} , tidak boleh kurang dari $0,01 \cdot A_g$ atau lebih dari $0,06 \cdot A_g$.

Tulangan Transversal

Tulangan transversal harus dipasang sepanjang panjang lodari setiap muka joint dan pada kedua sisi sebarang penampang dimana pelehan lentur seperti terjadi sebagai akibat dari perpindahan lateral inelastis rangka. Panjang lodidak boleh kurang dari yang terbesar dari :

- tinggi komponen struktur pada muka joint atau pada penampang dimana pelelehan lentur seperti terjadi
- seperenam bentang bersih komponen struktur
- 450 mm

Spasi tulangan transversal sepanjang panjang l_o komponen struktur tidak boleh melebihi yang terkecil dari :

- seperempat dimensi komponen struktur minimum
- enam kali diameter batang tulangan longitudinal yang terkecil
- s_o , seperti didefinisikan oleh persamaan berikut :

$$s_o = 100 + \left(\frac{350 h_x}{3} \right) \quad \dots (2.27)$$

1. Joint Rangka Momen Khusus

Untuk beton berat normal, V_n joint tidak boleh diambil sebagai yang lebih besar dari nilai yang ditetapkan :

- Untuk joint yang terkekang oleh balok-balok pada semua empat muka..... $1,7 \sqrt{f'_c A_j}$
- Untuk joint yang terkekang oleh balok-balok pada tiga muka atau pada dua muka yang berlawanan..... $1,2 \sqrt{f'_c A_j}$

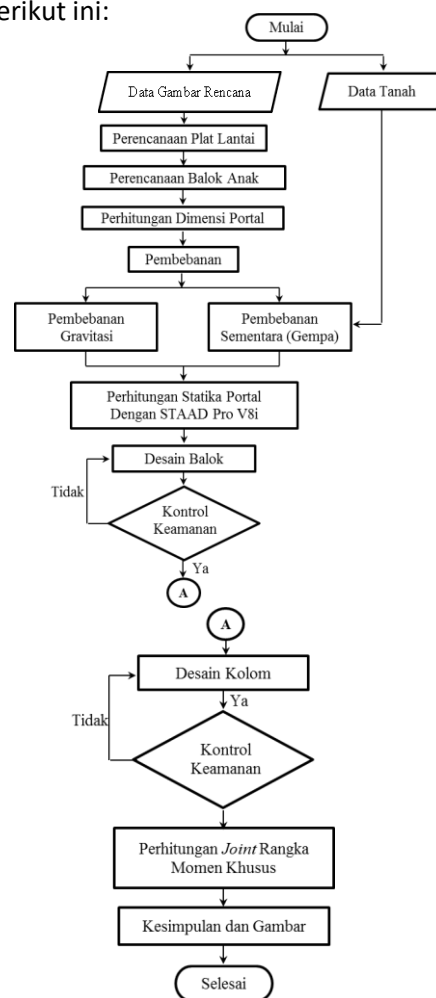
- Untuk kasus-kasus lainnya $1,0 \sqrt{f'_c A_j}$

METODOLOGI PENELITIAN

Data spesifikasi umum bangunan

- Lokasi Bangunan : Kota Malang
- Fungsi Bangunan : Perhotelan
- Kons. Bangunan : Struktur Beton Bertulang
- Sistem Struktur : Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus
- Jenis Tanah : Tanah Sedang
- Jumlah Lantai : 12 lantai
: 1 Lantai Basement
- Lebar Bangunan : 57,75 m
- Panjang Bangunan : 15,35 m
- Tinggi Bangunan : 46,05 m
- Data Mutu Bahan :
 - Mutu Beton f'_c : 35 Mpa
 - Mutu Baja polos f_y : 240 Mpa
 - Mutu Baja ulir f_y : 390 Mpa

Langkah – langkah dalam perencanaan gedung Ijen Suites Hotel Kota Malang, ditampilkan dalam flowchat berikut ini:



HASIL DAN PEMBAHASAN

Perhitungan Pelat

Tebal pelat lantai yang direncanakan 12 cm, kontrol tebal pelat sesuai SK SNI 03-2847-2013, dengan memakai rumus dibawah ini untuk mencari nilai a_{fm} , ketentuan $a_{fm} > 2,0$.

$$h = \frac{\ln(0,8 + \frac{f_y}{1400})}{36 + 5\beta(am - 0,2)}$$

nilai $a_{fm} = 2,39$ karena $a_{fm} > 2,0$ tebal pelat memenuhi syarat.

Menentukan tulangan pelat yang digunakan sebagai berikut:

Beban yang bekerja (q_f) = 1120,7 kg/m²

$\rho_{min} = 0,0058$, $\rho_{mak} = 0,0354$

Nilai momen pelat, $M_u = 3,569$ kNm.

Diketahui dalam perhitungan, nilai-nilainya yaitu $R_n = 0,527$ Mpa ; $m = 8,07$; $\rho = 0,0022$

Karena $\rho = 0,0022 < \rho_{min} = 0,0058$, maka

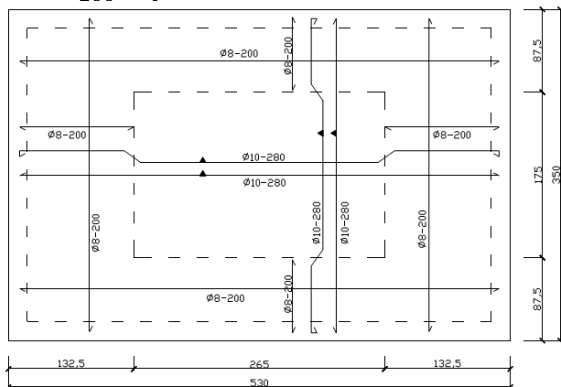
$As = \rho_{min} \cdot b \cdot d = 0,0058 \cdot 1000 \cdot 95 = 554$ mm²

Dipakai tulangan pokok $\emptyset 10 - 140$, dengan As tabel 561mm².

Direncanakan tulangan bagi $\emptyset 8 - 200$

$As_{bagi} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0022 \cdot 1000 \cdot 95 = 211$ mm².

$As_{ada} = \frac{1000}{200} \times \frac{1}{4} \pi \times 10^2 = 251$ mm²



Gambar 1 Penulangan pelat lantai

Perhitungan Balok Anak

Direncanakan balok anak dimensi 25/30 cm

Beban (q_f) = 4044,7 kg/m, $M_u = 142018143$ Nmm²

Luas tulangan tarik,

$$As = \frac{0,85 \cdot 35 \cdot 250}{390} \times 434 - \sqrt{434^2 - \frac{2 \times 142018143 \times 0,8}{0,85 \cdot 35 \cdot 250}}$$

$$= 1125,32 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan = $\frac{1125,32}{\frac{1}{4} \cdot 3,14 \times 16} = 5,60 \sim 6$ tulangan

$As_{ada} = \frac{1}{4} \cdot 3,14 \times 16^2 \times 6 = 1206$ mm²

Dipakai tulangan 6D16

Rasio tulangan tarik,

$\rho = 0,0111 < \rho_{max} = 0,0277$... Ok

Luas tulangan tekan,

$$As' = \frac{\rho}{\rho_{max}} \times As = \frac{0,0111}{0,0277} \times 1206 = 438 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah tulangan} = \frac{438}{\frac{1}{4} \cdot 3,14 \times 16} = 2,40 \sim 3 \text{ tulangan}$$

$As_{ada} = \frac{1}{4} \cdot 3,14 \times 16^2 \times 3 = 603$ mm²

Dipakai tulangan 3D16

Rasio tulangan tekan,

$\rho = 0,0056 < \rho_{max} = 0,0277$... Ok

Momen Kapasitas Terfaktor (ϕM_{nk})

$\phi = 0,9$, $a = 63,23$ mm, $c = 79,03$ mm,

$C_c = 470246$ N/mm, $\epsilon_s = 0,0011 < \epsilon_y = 0,002$,

$f_s = E_s \times \epsilon_s = 200000 \times 0,0011 = 220$ N/mm²

$C_s = 132882$ N, $T = 470246$ N

$\phi M_{nk} = 20973$ kgm $> M_u = 14597$ kgm ... Ok

Kontrol tegangan retak,

$$A = \frac{(2(2 \times d')) \times b}{m} = \frac{(2(2 \times 50)) \times 250}{6} = 8333 \text{ mm}^2$$

$$z = 220 \times \sqrt[3]{50 \times 8333} = 16463 \text{ N/mm}$$

$$z_{max} = \frac{\omega}{C \times \beta_h} = \frac{0,4}{11.10^6 \times 1,2} = 30303 \text{ N/mm}$$

$z = 16463$ N/mm $< z_{max} = 30303$ N/mm ... Ok

Penulangan geser balok,

$$V_u = \frac{1}{2} \times 4044,7 \times 5,3 = 10718,35 \text{ kg} = 107,18 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times \left(\frac{1}{6} \sqrt{35}\right) 250 \times 434 = 80,24 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{107,18}{0,75} - \frac{1}{2} \cdot 0,75 \times 80,24 = 102,79 \text{ kN}$$

$V_u = 107,18$ kN $> \frac{1}{2} \phi V_c = 40,12$ kN, maka perlu

dihitung tulangan geser

$$\frac{q_f}{\phi} = \frac{4044,7}{0,75} = 5392,88 \text{ kg/m} = 53,93 \text{ kN/m}$$

Menentukan $V_s = 0$, yaitu pada jarak :

$$x = \frac{V_s}{\left(\frac{q_f}{\phi}\right)} = \frac{102,79}{53,93} = 1,91 \text{ m dari tumpuan}$$

$$V_{u2} = \frac{1}{2} \phi V_c = 40,12 \text{ kN}$$

$$\frac{V_u - V_{u2}}{V_s} = \frac{107,18 - 40,12}{102,79} = 0,652 \text{ m}$$

Direncanakan sengkang $\emptyset 8$ mm (2 kaki) dengan $f_y = 240$ Mpa

$$A_v = 2 \frac{\pi}{4} \emptyset^2 = 2 \times \frac{3,14}{4} \times 8^2 = 100,48 \text{ mm}^2$$

Periksa kebutuhan jarak sengkang kritis dimana membutuhkan jarak yang paling rapat.

$$V_{s_{kritis}} = 102,79 - 434 \times 53,93 \times 10^{-3} = 79,39 \text{ kN}$$

Maka, jarak sengkang

$$S_{perlu} = \frac{100,48 \times 240 \times 434 \times 10^{-3}}{79,39} = 131,83 \text{ mm} \sim 130 \text{ mm}$$

Jarak sengkang maksimum yang dibutuhkan :

$$S_{max1} = \frac{1}{2} \times d = \frac{1}{2} \times 434 = 217 \text{ mm} \sim 200 \text{ mm}$$

$$S_{max2} = \frac{3 \times 100,48 \times 240}{250} = 289,38 \text{ mm} \sim 300 \text{ mm}$$

Maka, diambil S_{max} terkecil yaitu $S_{max1} = 200$ mm sebagai tulangan sengkang lapangan.

Dari hasil perhitungan, maka dipasang tulangan sengkang :

Sengkang Tumpuan = $\emptyset 8 - 130$ mm

Sengkang Lapangan = $\varnothing 8 - 220 \text{ mm}$
Analisis Beban Gempa
Berat total gedung (Wt)

Tabel 7 Berat Beban Mati dan Hidup per Lantai

Lantai	Tinggi hi (m)	Berat Tingkat Wi (Kg)	Wi.hi (Kg.m)
Lantai 1	3,35	1739475,75	5827243,75
Lantai 2	8,35	1472888,85	12298621,88
Lantai 3	11,90	1472888,85	17527377,29
Lantai 4	15,45	1472888,85	22756132,69
Lantai 5	19,00	1472888,85	27984888,10
Lantai 6	22,55	1472888,85	33213643,51
Lantai 7	26,10	1472888,85	38442398,92
Lantai 8	29,65	1431992,85	42458587,93
Lantai 9	33,20	1431992,85	47542162,54
Lantai 10	36,75	1529274,10	56200823,08
Lantai 11	41,40	1267058,55	52456224,17
Atap	46,05	663690,55	30562949,94
	Σ	16900817,73	387271053,81

No.	Lantai	Beban mati (kg)	Beban hidup (kg)	Berat total (kg)
1	Lantai 1	1399783,32	339692,43	1739475,75
2	Lantai 2	1133196,42	339692,43	1472888,85
3	Lantai 3	1133196,42	339692,43	1472888,85
4	Lantai 4	1133196,42	339692,43	1472888,85
5	Lantai 5	1133196,42	339692,43	1472888,85
6	Lantai 6	1133196,42	339692,43	1472888,85
7	Lantai 7	1133196,42	339692,43	1472888,85
8	Lantai 8	1092300,42	339692,43	1431992,85
9	Lantai 9	1092300,42	339692,43	1431992,85
10	Lantai 10	1189581,67	339692,43	1529274,10
11	Lantai 11	1008421,74	258636,82	1267058,55
12	Atap	598896,36	64794,19	663690,55
Jumlah				16900817,73

Kategori resiko dan faktor keutamaan (Ie)

Kategori bangunan ditentukan dalam SNI 1726-2013 hal.14, dimana gedung berfungsi sebagai bangunan hotel yang dikategorikan kedalam kategori resiko II sebagai struktur bangunan gedung hotel atau apartemen.

Sedangkan, Faktor keutamaan dijelaskan pada Tabel SNI 1726-2013 hal. 15, dimana untuk bangunan dengan kategori resiko II mempunyai nilai faktor keutamaan sebesar 1,0.

Klasifikasi situs

Sebelum melakukan perhitungan gaya gempa yang terjadi, terlebih dahulu dilakukan penentuan klasifikasi situs berdasarkan kondisi tanah lapangan yang ditetapkan SNI 1726-2013 hal.17 Data Tanah Lokasi Proyek BH-1

Berdasarkan data tanah, nilai N yang merupakan nilai N rata-rata SPT pada lapisan kedalaman 25 m. yang bernilai 15 sampai 50 sesuai dengan yang ditetapkan oleh SNI 1726-2013, sehingga klasifikasi situs yang digunakan berada pada Kelas Situs SD (Tanah Sedang).

Parameter percepatan terpetakan

Nilai yang diambil untuk perencanaan :

$S_s = 0,75 \text{ g} ; S_1 = 0,40 \text{ g}$

Koefisien situs

$F_a = 1,2 ; F_v = 1,6$

Sehingga,

$S_{MS} = 1,2 \times 0,75 = 0,9 \text{ g} ; S_{M1} = 1,6 \times 0,40 = 0,64 \text{ g}$

Parameter percepatan spectral rencana

$S_{DS} = \frac{2}{3} \times 0,90 = 0,6 \text{ g} ; S_{D1} = \frac{2}{3} \times 0,64 = 0,43 \text{ g}$

Kategori desain seismik

$S_1 \leq 0,75$ kategori desain seismik diijinkan untuk ditetapkan sesuai tabel kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek saja.

$S_1 = 0,40 \text{ g} \leq 0,75$

Sehingga, untuk struktur yang di desain pada tugas akhir ini, berada pada Kategori Desain Seismik D.

Spektrum respon desain

$T_0 = 0,2 \frac{0,43}{0,60} = 0,14 \text{ detik} ; T_s = \frac{0,43}{0,60} = 0,71 \text{ detik}$

Sehingga, Spektrum respons percepatan S_a

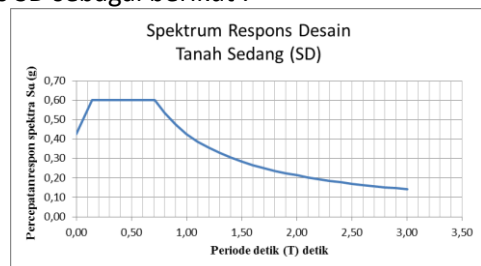
Untuk $T_0 = 0,14 \text{ detik}$

$S_a = 0,6 \left(0,4 + 0,6 \frac{0,14}{0,14} \right) = 0,6 \text{ g}$

Untuk $T_s = 0,71 \text{ detik}$

$S_a = \frac{S_{D1}}{T} = \frac{0,43}{0,71} = 0,6 \text{ g}$

hasil dari perhitungan tersebut dibuat kurva spektrum respon desain untuk Kota Malang Kelas Situs SD sebagai berikut :



Gambar 2. Spektrum respon desain

Waktu getar alami

$T_a = 0,1 N = 0,1 \times 12 \text{ tingkat} = 1,2 \text{ detik}$

Koefisien R, Cd, dan Ω_0

R = 8, Cd = 3, dan $\Omega_0 = 5,5$

Geser dasar seismik

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,43}{1,2 \left(\frac{8}{1,0}\right)} = 0,044$$

$$C_s \text{ max} = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,60}{\left(\frac{8}{1,0}\right)} = 0,075$$

$$C_{s \text{ min}} = 0,044 \times 0,60 \times 1,0 = 0,026 \geq 0,01$$

maka, koefisien respons sismik yang digunakan adalah $C_{s \text{ min}} = 0,026$

sehingga, nilai Geser Dasar Seismik, V adalah

$$V = 0,026 \times 16900817,73 \text{ kg} = 446182 \text{ kg}$$

Distribusi vertikal gaya gempa

$$F_x = C_{vx} \cdot V ; C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

Tabel 4.3 hasil perhitungan interpolasi nilai k untuk T = 1,20 detik

T	k
0,5	1
1,20	1,35
2,5	2

maka, diperoleh nilai k untuk T = 1,2 detik, k = 1,35

$$\text{sehingga, } C_{vx} \text{ lantai 1} = \frac{5827243,75^{1,35}}{387271053,81^{1,35}} = 0,003$$

Distribusi horisontal gaya gempa

$$V_x = \sum F_i$$

Tabel. 9. Distribusi gaya gempa Vertikal (Fx) dan Horisontal (Vx)

Lantai	Wi.hi (Kg.m)	Cvx	Fx (kg) (Cvx . V)	Vx (kg)
Lantai 1	5827243,75	0,003	1545,49	1545,49
Lantai 2	12298621,88	0,009	4236,41	5781,90
Lantai 3	17527377,29	0,015	6834,54	12616,44
Lantai 4	22756132,69	0,022	9722,42	22338,85
Lantai 5	27984888,10	0,029	12854,00	35192,85
Lantai 6	33213643,51	0,036	16198,27	51391,12
Lantai 7	38442398,92	0,044	19732,65	71123,77
Lantai 8	42458587,93	0,051	22565,49	93689,27
Lantai 9	47542162,54	0,059	26287,42	119976,68
Lantai 10	56200823,08	0,074	32949,13	152925,81
Lantai 11	52456224,17	0,067	30020,46	182946,27
Atap	30562949,94	0,032	14477,88	197424,15
Σ	387271053,81	Σ	197424,15	

Analisis dinamik

respons untuk geser dasar ragam (Vt) lebih kecil dari 85% geser dasar (V) maka, gaya harus dikalikan dengan $0,85 \frac{V}{V_t}$.

Tabel 10. Gaya geser dasar Arah X dan Y

Lantai	FX (100% Fx) (kg)	FY (30% Fx) (kg)	Vt-X (kg)
Lantai 1	1545,49	463,65	2009,14
Lantai 2	4236,41	1270,92	7516,47
Lantai 3	6834,54	2050,36	16401,37
Lantai 4	9722,42	2916,73	29040,51
Lantai 5	12854,00	3856,20	45750,70
Lantai 6	16198,27	4859,48	66808,46
Lantai 7	19732,65	5919,80	92460,91
Lantai 8	22565,49	6769,65	121796,05
Lantai 9	26287,42	7886,22	155969,69
Lantai 10	32949,13	9884,74	198803,56
Lantai 11	30020,46	9006,14	237830,16
Atap	14477,88	4343,36	256651,40
Σ	197424,15	0,85 V	379254,35

Dari tabel gaya geser dasar untuk semua arah $V_t = 256651,40$ masih lebih kecil dari $0,85 \cdot V = 379254,35$ kg, sehingga gaya geser dasar hasil analisis harus dikalikan dengan $0,85 \frac{V}{V_t}$.

$$\text{Fak.skala gaya} = 0,85 \frac{V}{V_t} = 0,85 \times \frac{446182}{256651,40} = 1,478$$

$$\text{Gaya lateral skala} = 1545,49 \text{ kg} \times 1,478 = 2283,78 \text{ kg}$$

Simpangan antar lantai

Contoh perhitungan pemeriksaan simpangan antar lantai yang terjadi terhadap simpangan antar lantai maksimum yang diijinkan, sebagai berikut :

Arah X :

$$C_d = 5,5, I_e = 1,0, h_{sx} = 4650 \text{ mm}$$

$$\delta_{xe} \text{ atap} = 35,010 \text{ mm}, \delta_{xe} \text{ Lt.11} = 33,201 \text{ mm}$$

Pembesaran defleksi :

$$\delta_x = \frac{C_d \cdot \delta_{xe} \text{ atap}}{I_e} = \frac{5,5 \cdot 35,010}{1,0} = 154,044 \text{ mm}$$

$$\text{Drift, } (\Delta_{\text{atap}}) = (35,010 - 33,201) \times \frac{5,5}{1,0} = 7,960 \text{ mm}$$

Simpangan maksimum yang di ijinakan (Δ_{α})

$$\Delta_{\alpha} = \frac{0,020 \times h_{sx}}{\rho} = \frac{0,020 \times 4650}{1,3} = 71,54 \text{ mm}$$

Jadi, simpangan yang terjadi pada lantai atap = 7,960 mm < simpangan maksimum ijin Δ_{α} lantai atap = 71,54 mm

Perhitungan Balok Induk

Direncanakan balok induk B1 dimensi 40/60 cm, Dp = 22 mm, $\phi_s = 10$ mm

$$\text{Momen tumpuan} = -394 \text{ kNm}$$

$$\text{Momen lapangan} = 242 \text{ kNm}$$

Persyaratan SRPMK

$$1. P_u = 0 \leq 840000 \text{ N} \dots \text{Ok}$$

$$2. 4700 \text{ mm} \geq 4 \times 529 = 2116 \text{ mm} \dots \text{Ok}$$

$$3. 400 \text{ mm} \geq 0,3 \times 600 = 180 \text{ mm} \geq 250 \text{ mm} \dots \text{Ok}$$

Tulangan longitudinal tumpuan

$$M_u^- = 394 \text{ kN}$$

$$R_n = 3,91 \text{ Mpa}, m = 13,11, \rho = 0,011$$

$$A_{s \text{ perlu}} = 0,011 \times 400 \times 529 = 2283,46 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_s}{\frac{1}{4} \pi D_p^2} = \frac{2283,46}{\frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2} = 6,01 \sim 7 \text{ tulangan}$$

$$A_{s\text{ada}} = 7 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2 = 2660 \text{ mm}^2$$

digunakan tulangan 7D22

Batas minimal dan maksimal

$$A_{s\text{min}} = \frac{\sqrt{f_c} \cdot b \cdot d}{4 f_y} = \frac{\sqrt{35} \times 400 \times 529}{4 \times 390} = 802,46 \text{ mm}^2$$

tetapi tidak boleh kurang dari :

$$A_{s\text{min}} = \frac{1,4 \cdot b \cdot d}{f_y} = \frac{1,4 \times 400 \times 529}{390} = 759,59 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\text{maks}} = 0,0025 \times 400 \times 529 = 5290 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\text{min}} < A_{s\text{ada}} < A_{s\text{maks}}$$

$$759,59 \text{ mm}^2 < 2660 \text{ mm}^2 < 5290 \text{ mm}^2 \dots \text{Ok}$$

Periksa syarat ϕM_n :

$$a = 87,16 \text{ mm}, c = 108,95 \text{ mm},$$

$$\epsilon_t = 0,0116 > 0,005 \text{ (penampang tarik, } \phi = 0,9)$$

$$\phi M_n = 453,144 \text{ kNm} > M_u = 394 \text{ kNm} \dots \text{Ok}$$

kuat lentur positif komponen struktur lentur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil dari setengah kuat lentur negatifnya.

$$M_u^+ = 0,5 M_u^- = 0,5 \times 394 \text{ kNm} = 197 \text{ kNm}$$

$$A_{s'} = 0,5 A_s = 0,5 \times 2660 \text{ mm}^2 = 1330 \text{ mm}^2$$

digunakan tulangan 5D22, $A_{s'} = 1910 \text{ mm}^2$

Periksa syarat ϕM_n :

$$a = 43,58 \text{ mm}, c = 54,48 \text{ mm},$$

$$\epsilon_t = 0,0261 > 0,005 \text{ (penampang tarik, } \phi = 0,9)$$

$$\phi M_n = 338,435 \text{ kNm} > M_u = 197 \text{ kNm} \dots \text{Ok}$$

Tulangan longitudinal lapangan

Kuat lentur terbesar disediakan konfigurasi penulangan untuk momen negatif,

$$\phi M_n = 453,144 \text{ kNm} \text{ sehingga,}$$

$$\frac{1}{4} \phi M_n = \frac{1}{4} \times 453,144 = 113,286 \text{ kNm}$$

$$M_u = 242 \text{ kNm} \geq \frac{1}{4} \phi M_n = 113,286 \text{ kNm}$$

Digunakan $M_u^+ = 242 \text{ kNm}$

$$R_n = 2,402 \text{ Mpa}, m = 13,11, \rho = 0,006$$

$$A_{s\text{perlu}} = 1360,68 \text{ mm}^2, n = 3,54 \sim 4 \text{ tulangan}$$

$$A_{s\text{ada}} = 1520 \text{ mm}^2, \text{ digunakan tulangan 4D22}$$

Prasyarat A_s

$$A_{s\text{min}} < A_{s\text{ada}} < A_{s\text{maks}}$$

$$759,59 \text{ mm}^2 < 1520 \text{ mm}^2 < 5290 \text{ mm}^2$$

Periksa syarat ϕM_n :

$$a = 49,81 \text{ mm}, c = 62,26 \text{ mm},$$

$$\epsilon_t = 0,0225 > 0,005 \text{ (penampang tarik, } \phi = 0,9)$$

$$\phi M_n = 268,903 > M_u = 242 \text{ kNm} \dots \text{Ok}$$

$$M_u^- = 0,5 M_u^+ = 0,5 \times 242 \text{ kNm} = 121 \text{ kNm},$$

$$A_{s'} = 759,88 \text{ mm}^2, n = 2,0 \sim 3 \text{ tulangan,}$$

digunakan tulangan 3D22, $A_{s'} = 1140 \text{ mm}^2$

$$A_{s\text{min}} < A_{s\text{ada}} < A_{s\text{maks}}$$

$$759,59 \text{ mm}^2 < 1140 \text{ mm}^2 < 5290 \text{ mm}^2$$

Periksa syarat ϕM_n :

$$a = 37,36 \text{ mm}, c = 46,69 \text{ mm},$$

$$\epsilon_t = 0,0310 > 0,005 \text{ (penampang tarik, } \phi = 0,9)$$

$$\phi M_n = 204,168 > M_u = 121 \text{ kNm} \dots \text{Ok}$$

Tulangan transversal

Perhitungan Probable Moment (Mpr)

$$A_s = 2660 \text{ mm}^2, A_{s'} = 1910 \text{ mm}^2, l_n = 4,700 \text{ m}$$

Perhitungan M_{pr}^-

$$\alpha_{pr}^- = \frac{1,25 A_s f_y}{0,85 f_c b} = \frac{1,25 \times 2660 \times 390}{0,85 \times 35 \times 400} = 108,95 \text{ mm}$$

$$M_{pr}^- = 1,25 \times 2660 \times 390 \left(529 - \frac{108,95}{2} \right) = 615,241 \text{ kNm}$$

Perhitungan M_{pr}^+

$$\alpha_{pr}^+ = \frac{1,25 A_{s'} f_y}{0,85 f_c b} = \frac{1,25 \times 1901 \times 390}{0,85 \times 35 \times 400} = 77,88 \text{ mm}$$

$$M_{pr}^+ = 1,25 \times 1901 \times 390 \left(529 - \frac{77,88}{2} \right) = 454,158 \text{ kNm}$$

Perhitungan gaya geser akibat beban gravitasi

Diketahui W_u B1 400 x 600 mm² akibat beban kombinasi beban mati dan hidup (1,2D + 1,6L) = 105,310 kNm

$$V_g = \frac{W_u \cdot l_n}{2} = \frac{105,310 \times 4,700}{2} = 247,479 \text{ kN}$$

Perhitungan gaya geser akibat gempa

$$V_E = \frac{M_{pr}^+ + M_{pr}^-}{l_n} = \frac{615,241 + 454,158}{4,700} = 227,532 \text{ kN}$$

$$V_u = V_E + V_g = 227,532 + 247,479 = 475,010 \text{ kN}$$

Perhitungan kebutuhan sengkang balok

$$V_u = 475,010 \text{ kN}, d = 529 \text{ mm}, \phi = 0,75$$

$$V_E = 200,110 \text{ kN}$$

$$0,5 V_u = 0,5 \times 475,010 \text{ kN} = 237,505 \text{ kN}$$

$$\text{karena, } V_E = 200,110 \text{ kN} < 0,5 V_u = 237,505 \text{ kN}$$

maka, $V_c \neq 0$ dan harus mengikuti aturan desain non-gempa.

$$V_c = 0,17 \sqrt{35} \times 400 \times 529 = 212,813 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{475,010}{0,75} - 212,813 = 420,534 \text{ kN}$$

Periksa V_s maksimum :

$$V_{s\text{maks}} = \frac{2}{3} \sqrt{35} \times 400 \times 529 = 834,562 \text{ N} = 834,562 \text{ kN}$$

$$V_s = 420,534 \text{ kN} < V_{s\text{maks}} = 834,562 \text{ kN} \dots \text{Ok}$$

dicoba sengkang 3Ø10

$$A_v = 3 \times \frac{\pi}{4} \times \phi^2 = 3 \times \frac{3,14}{4} \times 10^2 = 235,5 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{235,5 \times 240 \times 529}{420,534} = 71,10 \text{ mm}$$

Periksa s maks, SNI pasal 21.5.3.2 hal.188 :

$$\text{a. } \frac{d}{4} = \frac{529}{4} = 132,25 \text{ mm}$$

$$\text{b. } 6 \times D_p = 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$$

$$\text{c. } 150 \text{ mm}$$

digunakan jarak sengkang $s = 70 \text{ mm}$

$$V_s = \frac{235,5 \times 240 \times 529}{70} = 427,130 \text{ kN} > 420,534 \text{ kN} \dots \text{Ok}$$

dipasang sengkang 3Ø10-70 pada daerah tumpuan.

Daerah ujung sendi plastis :

$$2 \cdot h = 2 \times 600 = 1200 \text{ mm}, W_u = 105,31 \text{ kN}$$

$$V_u = 475,010 \text{ kN}$$

$$V_u = 475,010 - (1,4 \times 105,31) = 327,576 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{327,576}{0,75} - 212,813 = 223,955 \text{ kN}$$

dicoba sengkang 2Ø10

$$A_v = 2 \times \frac{\pi}{4} \times \phi^2 = 2 \times \frac{3,14}{4} \times 10^2 = 157 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{157 \times 240 \times 529}{223,955} = 89,00 \text{ mm}$$

$$s \text{ maks} = \frac{d}{2} = \frac{529}{2} = 265,5 \text{ mm}$$

maka, dipasang sengkang 2Ø10 – 150 di daerah lapangan.

Perhitungan Kolom

$$M_u = 1233 \text{ kNm}, P_u = 3752 \text{ kN}$$

$$E_c = 4700 \text{ vfc} = 4700 \text{ v}35 = 27805,57 \text{ Mpa}$$

Persyaratan komponen SRPMK dikenai beban lentur dan aksial

$$1. \frac{A_g \cdot f_c'}{10} = \frac{(600 \times 1000) \times 35}{10} = 2100000 \text{ N} = 2100,000 \text{ kN}$$

$$P_u = 3752 \text{ kN} > 2100 \text{ kN} \quad \dots \text{Ok}$$

$$2. b_k = 600 \text{ mm} > 300 \text{ mm} \quad \dots \text{Ok}$$

$$3. \frac{b_k}{h_k} = \frac{600}{1000} = 0,6 > 0,4 \quad \dots \text{Ok}$$

Pengaruh kelangsingan kolom

Analisis Penampang Kolom (600 x 1000)

$$I_{gk} = 50000000000 \text{ mm}^4 ; I_k = 35000000000 \text{ mm}^4$$

Analisis Penampang Balok (400/600)

$$I_{gb} = 7200000000 \text{ mm}^4 ; I_b = 2520000000 \text{ mm}^4$$

Faktor kekangan ujung ψ yang terjadi pada kolom

$$\Psi_A = \frac{\sum \frac{E_c \cdot I_k}{I_k}}{\sum \frac{E_c \cdot I_b}{I_b}} = \frac{\frac{27805,57 \times 35000000000}{35000000000}}{\frac{27805,57 \times 2520000000}{2520000000}} = 1$$

$$\Psi_B = 0 \text{ (tumpuan jepit)}$$

diperoleh faktor $k = 1,15$

Menentukan angka kelangsingan kolom

$$r = 0,3. h = 0,3 \times 1000 = 300 \text{ mm}$$

$$l_u = l_k - h_b = 3350 - 600 = 2750 \text{ mm}$$

$$\frac{k \cdot l_u}{r} \leq 22 = \frac{1,15 \times 2750}{300} \leq 22 = 10,54 \leq 22 \quad \dots \text{Ok}$$

Perhitungan Pnb pendekatan

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{390}{200000} = 0,002 ; \epsilon_s = 0,003$$

$$\epsilon_s > \epsilon_y \rightarrow f_s = f_y, f_s = 390 \text{ Mpa}$$

$$c_b = 560,91 \text{ mm} ; a_b = 448,73 \text{ mm}$$

$$P_{nd} = 0,85 \times 35 \times 448,73 \times 600 = 8009,782 \text{ kN}$$

$$P_n \text{ perlu} = \frac{P_u}{\phi} = \frac{3752}{0,9} = 4168,889 \text{ kN}$$

$$P_n \text{ perlu} = 4168,889 \text{ kN} < P_{nd} = 8009,782 \text{ kN}$$

$$a = \frac{P_{n \text{ perlu}}}{0,85 \times f_c \times b_k} = \frac{4168,889}{0,85 \times 35 \times 600} = 233,55 \text{ mm}$$

Kontrol luas tulangan

$$A_{st \text{ min}} = 0,01 \cdot A_g = 6000 \text{ mm}^2 ; A_{st \text{ max}} = 0,06 \cdot A_g = 36000 \text{ mm}^2$$

Ast direncanakan

$$A_s = A_s' = 10 \text{ tulangan}$$

$$A_{s \text{ ada}} = \frac{1}{4} \times 3,14 \times 25^2 \times 10 = 4906 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = A_s + A_s' = 4906 + 4906 = 9813 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 9813 \text{ mm}^2 > A_{st \text{ min}} = 6000 \text{ mm}^2 \quad \dots \text{Ok}$$

Perhitungan gaya-gaya dalam

$$T_a = C_s = A_{st} \times f_y = 9813 \times 390 = 3826875 \text{ N}$$

$$C_c = 0,85 \times 35 \times 600 \times 233,55 = 4168889 \text{ N}$$

$$P_{nb} = 3826875 + 4168889 - 3826875$$

$$= 4168889 \text{ N} = 4168,889 \text{ kN}$$

$$M_{nb} = 3826875 \left(925,5 - \frac{1000}{2} \right)$$

$$+ 4168889 \left(\frac{1000}{2} - \frac{233,55}{2} \right)$$

$$+ 3826875 \left(\frac{1000}{2} - 50 \right) = 5139,393 \text{ kNm}$$

Kontrol keamanan

$$\phi P_n \text{ maks} = 0,85 \times 0,9 [0,85 \times 35 (600000 - 9813)$$

$$+ (390 \times 9813)] = 16359,489 \text{ kN}$$

$$\phi P_n \text{ maks} = 16359,489 \text{ kN} > P_{nb} = 4168,889 \text{ kN} \quad \dots \text{Ok}$$

$$\phi M_{nb} = 0,9 \times 5139,393 \text{ kNm}$$

$$= 4625,453 \text{ kNm} > M_u = 1233 \text{ kNm} \quad \dots \text{Ok}$$

Kuat kolom

a. Menentukan $\sum M_{nc}$

$$\text{Kolom K1 lantai basement, } M_{nc} = 328 \text{ kNm}$$

$$\text{Kolom K1 lantai 1, } M_{nc} = 907 \text{ kNm}$$

$$\sum M_{nc} = 328 + 907 = 1235 \text{ kNm}$$

b. Menentukan $\sum M_{nb}$

$$M_{nb}^+ = 525 \text{ kNm}, M_{nb}^- = 428 \text{ kNm}$$

$$1,2 \sum M_{nb} = 1,2 \times (525 + 428) = 1144 \text{ kNm}$$

$$\sum M_{nc} \geq 1,2 \sum M_{nb}$$

$$1235 \text{ kNm} \geq 1144 \text{ kNm} \quad \dots \text{Ok}$$

Tulangan transversal kolom

Menentukan panjang l_o , tidak boleh kurang dari yang terbesar sebagai berikut :

$$a. h_k = 1000 \text{ mm}$$

$$b. \frac{1}{6} l_u = \frac{1}{6} \times 2750 = 458 \text{ mm}$$

$$c. 450 \text{ mm}$$

Sehingga, panjang l_o di tetapkan = 1000 mm

Menentukan spasi sepanjang l_o , tidak boleh melebihi yang terkecil sebagai berikut :

$$a. \frac{1}{4} b_k = \frac{1}{4} \times 600 = 150 \text{ mm}$$

$$b. 6 D_p = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$$

$$c. s_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right)$$

dimana h_x :

$$h_x = 1000 + \left(\frac{2 \times 50}{3} \right) - 12$$

$$h_x = 288 \text{ mm, sehingga,}$$

$$s_o = 100 + \left(\frac{350 - 288}{3} \right) = 120,67 \text{ mm}$$

Sehingga, tulangan sengkang yang dipakai Ø12 jarak 100 mm dipasang sepanjang $l_o = 1000 \text{ mm}$ dari permukaan hubungan balok-kolom.

diluar panjang l_o spasi tulangan transversal tidak melebihi yang terkecil sebagai berikut :

$$a. 6 D_p = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$$

$$b. 150 \text{ mm}$$

Spasi tulangan transversal diluar panjang l_o ditetapkan = 150 mm

Perhitungan kapasitas geser kolom

$$M_{pr \text{ atas}} = 328 \text{ kNm}, M_{pr \text{ bawah}} = 1233 \text{ kNm}$$

$$L_u = 2750 \text{ mm} = 2,75 \text{ m}$$

$$V_e = \frac{M_{pr} \text{ atas} + M_{pr} \text{ bawah}}{l_u} = \frac{328 + 1233}{2,75} = 567,636 \text{ kN}$$

Menurut SNI 2847 pasal 21.6.2. hal. 194, $V_c = 0$ bilamana :

- Gaya geser akibat gempa, V_e mewakili setengah atau lebih dari kekuatan geser perlu maksimum.
- Gaya tekan aksial terfaktor, $P_u < A_g f_c / 10$
 $\frac{(600 \times 1000) \times 35}{10} = 2100000 \text{ N} = 2100,000 \text{ kN}$
 $P_u = 3752 \text{ kN} > 2100 \text{ kN}$

Maka, $V_c \neq 0$; V_c diperhitungkan :

$$V_c = 6 \sqrt{35} \times 600 \times 925,5 = 547,533 \text{ kN}$$

Pengecekan apakah dibutuhkan tulangan geser :

$$\frac{V_e}{\phi} = \frac{567,636}{0,75} = 765,848 \text{ kN}$$

$$\frac{1}{2} V_c = \frac{1}{2} \times 547,533 = 273,767 \text{ kN}$$

$$\frac{V_e}{\phi} = 765,848 \text{ kN} > \frac{1}{2} V_c = 273,767 \text{ kN}$$

Maka, dibutuhkan tulangan geser

Menentukan tulangan geser disepanjang l_o

$$A_{ch} = (1000 - 2 \times 50)^2 = 810000 \text{ mm}^2$$

$$B_c = 500 \text{ mm} ; A_g = 600000 \text{ mm}^2 ; s = 100 \text{ mm}$$

luas penampang tulangan persegi (A_{sh}) tidak boleh kurang dari sebagai berikut :

$$A_{sh1} = 0,3 \times \frac{100 \times 500 \times 35}{390} \left[\frac{600000}{810000} - 1 \right] = 349,003 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh2} = 0,09 \times \frac{100 \times 500 \times 35}{390} = 403,846 \text{ mm}^2$$

Menentukan tulangan geser di luar panjang l_o

Kekuatan geser yang disediakan untuk komponen struktur yang dikenai tekan aksial :

$$V_c = 0,17 \left(1 + \left(\frac{3752}{14 \times 600000} \right) \right) \sqrt{35} \times 600 \times 925,5 = 558,733 \text{ kN}$$

$$V_c = 558,733 \text{ kN} < \frac{V_e}{\phi} = 765,848 \text{ kN}$$

spasi s diluar $l_o = 150 \text{ mm}$

digunakan tulangan geser $4\emptyset 12$, $A_v = 450 \text{ mm}^2$

$$V_s = \frac{450 \times 390 \times 925,5}{150} = 1084,57 \text{ kN} > \frac{V_e}{\phi} = 765,848 \text{ kN} \dots \text{Ok}$$

Maka, sengkang $4\emptyset 12$ -150 dapat digunakan.

Ditetapkan A_{sh} sebesar $A_{sh2} = 403,846 \text{ mm}^2$

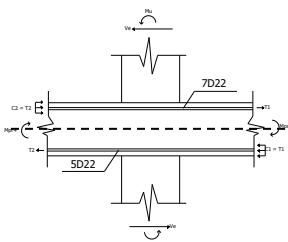
dicoba sengkang $4\emptyset 12$, $A_v =$

$$A_v = 4 \times \frac{3,14}{4} \times 12^2 = 450,72 \text{ mm}^2 > A_{sh} = 403,846 \text{ mm}^2$$

sehingga, dipasang tulangan geser $4\emptyset 12$ -100 disepanjang l_o dengan tambahan $1\emptyset 12$ sebagai pengikat.

Joint balok-kolom SRPMK

$$A_j = b_b \times h_k = 400 \times 1000 = 400000 \text{ mm}^2$$



Gambar 3. Joint Balok-Kolom line 7-C

Gaya tarik yang bekerja pada baja tulangan balok:

$$T_1 = A_s b \times 1,25 f_y = 2660 \times 1,25 \times 390 = 1296,55 \text{ kN}$$

$$T_2 = A_s' b \times 1,25 f_y = 1901 \times 1,25 \times f_y = 926,74 \text{ kN}$$

Momen negatif (M_{pr}^-)

$$\text{Tulangan terpasang } A_s = 7D22 = 2660 \text{ mm}^2$$

$$\alpha = \frac{T_1}{0,85 \cdot f_c \cdot b_b} = \frac{1296,55}{0,85 \times 35 \times 600} = 108,95 \text{ mm}$$

$$M_{pr}^- = 1296,55 \left(529 - \frac{108,95}{2} \right) = 615,240 \text{ kNm}$$

Momen positif (M_{pr}^+)

$$\text{Tulangan terpasang } A_s = 5D22 = 1901 \text{ mm}^2$$

$$\alpha = \frac{T_1}{0,85 \cdot f_c \cdot b_b} = \frac{926,74}{0,85 \times 35 \times 600} = 77,87 \text{ mm}$$

$$M_{pr}^+ = 926,74 \left(529 - \frac{77,87}{2} \right) = 454,158 \text{ kNm}$$

$$M_u = \frac{454,158 + 615,240}{2} = 534,699 \text{ kNm}$$

Sehingga,

$$V_h = \frac{M_u}{l_n} = \frac{534,699}{3350} = 319,224 \text{ kN}$$

Total gaya geser pada potongan x-x = $T_1 + T_2 - V_h$

$$V_{x-x} = 1296,55 + 926,74 - 319,224 = 1904,059 \text{ kN}$$

V_n joint yang terkekang oleh balok-balok pada semua empat muka,

$$V_n = 1,7 \sqrt{f_c} A_j = 1,7 \sqrt{35} \times 400000 = 4022,934 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 0,75 \times 4022,934 \text{ kN} = 3017,201 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 3017,201 \text{ kN} > V_{x-x} = 1904,059 \text{ kN}$$

Joint kuat menahan gaya geser yang mungkin terjadi, Karena kuat geser pada joint cukup kuat untuk menahan gaya geser yang mungkin terjadi, maka, cukup dipasang tulangan sengkang praktis.

Untuk kesederhanaan pendetailing, akan dipakai tulangan geser ujung kolom seperti yang dihitung pada sub-bab 4.5 untuk tulangan transversal joint, sehingga, dipasang tulangan transversal $5\emptyset 12$ jarak 70 mm.

PENUTUP

Kesimpulan

Dari hasil analisa perhitungan Studi Evaluasi Perencanaan Struktur Beton Bertulang dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) Tahan Gempa pada Ijen Suites Hotel Kota Malang, maka dapat disimpulkan sebagai berikut:

- Pelat lantai yang digunakan mempunyai ketebalan 120 mm dengan pembebanan yang digunakan dalam perencanaan pelat lantai beban mati (q_d) = 423 kg/m, dan beban hidup (q_l) = 479 kg/m² yang kemudian direduksi 20% sehingga, $q_l = 383,2 \text{ kg/m}^2$, kemudian dikalikan dengan kombinasi beban terfaktor (q_f) = $1,2q_d + 1,6q_l = 1120,7 \text{ kg/m}^2$.
- Beban gempa yang direncanakan dengan SRPMK yang ditinjau dengan kombinasi dua

arah orthogonal X dan Y dengan kombinasi beban gempa 100% gaya untuk satu arah, ditambah 30% gaya untuk arah tegak lurus, dengan jumlah gaya geser terskala (V_t) = 0,85 V = 379254,35 kg untuk semua arah.

3. Dimensi portal yang balok induk dan kolom, balok induk B1 dengan dimensi 40 cm x 60 cm, dan B2 40 cm x 70 cm, sedangkan dimensi kolom K1 = 60 cm x 100 cm, K2 = 60 cm x 80 cm, dan K3 = 60 cm x 60 cm.
4. Jumlah tulangan hasil analisa, B1 diperoleh tulangan tumpuan sepanjang l_0 = 1200mm tulangan atas 7D22 dan tulangan bawah 5D22 dengan sengkang 3Ø10-70, tulangan lapangan atas 3D22 dan tulangan bawah 4D22 dengan sengkang 2Ø10-150, B2 diperoleh tulangan tumpuan sepanjang l_0 = 1400mm tulangan atas 6D22 dan tulangan bawah 4D22 dengan sengkang 4Ø10-70, tulangan lapangan atas 3D22 dan tulangan bawah 4D22 dengan sengkang 2Ø10-150. Untuk penulangan kolom, K1 (60 cm x 100 cm) diperoleh tulangan utama 20D25 dengan tulangan sengkang pada daerah tumpuan sepanjang l_0 = 1000mm sebesar 5Ø12-100 dan sengkang lapangan sebesar 4Ø12-150, K2 (60 cm x 80 cm) diperoleh tulangan utama 16D25 dengan tulangan sengkang pada daerah tumpuan sepanjang l_0 = 800mm sebesar 5Ø12-100 dan sengkang lapangan sebesar 4Ø12-150, K3 (60 cm x 60 cm) diperoleh tulangan utama 12D25 dengan tulangan sengkang pada daerah tumpuan sepanjang l_0 = 600mm sebesar 6Ø12-100 dan sengkang lapangan sebesar 4Ø12-150. Sedangkan *joint* balok-kolom yang ditinjau pada *joint* balok-kolom line 7-C luas *joint* efektif (A_j) = 400000 mm², kuat geser reduksi (ϕV_n) = 3017,20 kN > gaya geser pada potongan x-x (V_{x-x}) = 1904,06 kN, sehingga *joint* cukup mampu menahan gaya geser yang terjadi, maka digunakan tulangan transversal ujung kolom yaitu 5Ø12-100 untuk *joint* balok-kolom.

Saran

Saran yang berkaitan dengan Studi Evaluasi Perencanaan Struktur Beton Bertulang dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) Tahan Gempa pada Ijen Suites Hotel Kota Malang, antara lain:

1. Untuk mempermudah proses analisis struktur, dapat digunakan program bantu *software*, selain *staad.pro V8i*, masih banyak lagi

software analisis struktur seperti *ETABS*, *SAP2000*, *spColumn*, dan *TEKLA*.

2. Dalam perancangan struktur peraturan atau standar yang digunakan harus *up to date* dengan mengikuti peraturan-peraturan terbaru yang ditetapkan oleh pemerintah. Untuk saat ini, peraturan terbaru adalah SNI 2847-2013 untuk persyaratan beton structural gedung, SNI 1726-2012 untuk perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung, dan SNI 1727-2013 untuk beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain.

DAFTAR PUSTAKA

- Anonim, 2013. **Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung**, Bandung ; Departemen Pekerjaan Umum
- Anonim, 2012. **Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung**, Jakarta ; Departemen Pekerjaan Umum
- Anonim, 2013. **Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung**, Bandung ; Departemen Pekerjaan Umum
- Nasution, Amrinsyah. 2009. **Analisis dan Desain Struktur beton Bertulang**, Bandung, ITB
- Imran, Asroni. 2010. **Balok dan Plat Beton bertulang**, Yogyakarta : Graha Ilmu
- Setiawan, Agus. 2011. **Analisis Hubungan Balok Kolom Beton Bertulang**, Jurnal Universitas Bina Nusantara, Jakarta.
- Stefanus, Dedy Mus Bin. 2015. **Perancangan Struktur Gedung Awana Condotel Yogyakarta Berdasarkan SNI 1726 – 2012 dan SNI 2847 – 2013**, Laporan Tugas Akhir Sarjana Strata Satu, Universitas Atma Jaya Yogyakarta, Yogyakarta.
- Dwiarti, Nuresta. 2011. **Perilaku Sambungan Balok-Kolom (Beam-Column Joints) Pada Bangunan Struktur Beton Bertulang Komposit (Steel Reinforced Concrete) Akibat Beban Gempa**. Jurnal ITS, Surabaya.