

STUDI ALTERNATIF PERENCANAAN STRUKTUR ATAS HOTEL SHAFIRA SURABAYA DENGAN SISTEM GANDA RANGKA PEMIKUL MOMEN DAN DINDING STRUKTURAL

Wahyu Bangkit Pangestuaji¹, Ester Priskasari², dan Hadi Surya Wibawanto Sunarwadi³

^{1,2,3} Jurusan Teknik Sipil, Institut Teknologi Nasional Malang
E-mail: wahyubangkit31i@gmail.com

ABSTRACT

The design of earthquake-resistant structures in Indonesia is very important. Surabaya is an earthquake-prone area so that in planning the structure it is necessary to pay attention to the earthquake factor in the area. With the condition of Indonesia which is prone to earthquakes, it is necessary to have the ability to overcome them. The author tries to re-plan the structural system in the 9-floor Hotel Shafira Surabaya building with a double system. From the calculation results obtained beam (B1) dimensions 40/70 span 8.6 meters obtained longitudinal reinforcement support: top 6D22, bottom 5D22 and side 4D19. Field reinforcement: top 3D22, bottom 4D22 and side 4D19. The shear reinforcement of the plastic hinge area: 2D13-100 and the outer area of the plastic hinge: 2D13-200. Column (K1) with dimensions 70/70 the number of reinforcement 16D22. Plastic hinge area shear reinforcement: 4D13-100, plastic hinge outer shear reinforcement: 4D13-130, and overpass joint area: 4D13-100. The design control capacity is $M_{nc} \leq 1.2 M_{nb}$ with a value of 2954.596 kNm $1484,659 \text{ kNm}$, the "Strong Column Weak Beam" requirement is met. HBK vertical reinforcing reinforcement is sufficient to use 16D22 column longitudinal, 4D13-4 layer horizontal reinforcing reinforcement. Structural wall dimensions 300x4000 with boundary elements as far as 850 mm from the outer compression fibers, transverse reinforcement of boundary elements is installed 6D13-100. The total longitudinal reinforcement of the wall is 72D22. Transverse reinforcement of wall body in X direction, plastic hinge area 2D13-100, outer plastic hinge 2D13-120, splice 2D13-100. Transverse reinforcement of wall body in Y direction plastic hinge area 8D13-100, outer plastic hinge 8D13-120, lap joint 8D13-100.

Keywords : Structural Wall, Double System, Earthquake Resistant Structure

ABSTRAK

Perencanaan struktur tahan gempa di Indonesia sangat berarti. Surabaya ialah wilayah rawan gempa sehingga dalam merancang struktur wajib mencermati aspek gempa di wilayah tersebut. Dengan keadaan Indonesia yang rawan gempa, hingga butuh terdapatnya keahlian buat mengatasinya. Penulis berupaya buat merancang kembali sistem struktur pada gedung Hotel Shafira Surabaya 9 lantai dengan sistem ganda. Dari hasil perhitungan didapatkan balok (B1) ukuran 40/ 70 bentang 8, 6 m diperoleh tulangan longitudinal tumpuan: atas 6D22, dasar 5D22 serta samping 4D19. Tulangan lapangan: atas 3D22, dasar 4D22 serta samping 4D19. Tulangan geser wilayah sendi plastis: 2D13-100 serta wilayah luar sendi plastis: 2D13- 200. Kolom (K1) dengan ukuran 70/ 70 jumlah tulangan 16D22. Tulangan geser wilayah sendi plastis: 4D13- 100, tulangan geser wilayah luar sendi plastis: 4D13- 130, serta wilayah sambungan lewatan: 4D13- 100. Kontrol desain kapasitas $\Sigma M_{nc} \geq 1, 2 \Sigma M_{nb}$ dengan nilai 2954, 596 kNm $\geq 1484, 659 \text{ kNm}$, persyaratan " Strong Column Weak Beam" terpenuhi. Penulangan pengekang vertikal HBK lumayan memakai longitudinal kolom 16D22, penulangan pengekang horizontal 4D13- 4 lapis. Bilik struktural ukuran 300x4000 dengan elemen batasan sepanjang 850 milimeter dari serat tekan terluar, tulangan transversal elemen batasan dipasang 6D13- 100. Tulangan longitudinal total bilik ialah 72D22. Tulangan transversal tubuh bilik arah X wilayah sendi plastis 2D13- 100, luar sendi plastis 2D13- 120, sambungan lewatan 2D13- 100. Tulangan transversal tubuh bilik arah Y wilayah sendi plastis 8D13- 100, luar sendi plastis 8D13- 120, sambungan lewatan 8D13- 100.

Kata kunci : Dinding Struktural, Sistem Ganda, Struktur Tahan Gempa

1. PENDAHULUAN

Ada beberapa kasus kegagalan struktur bangunan yang disebabkan oleh gempa dengan intensitas besar di Indonesia yang menyebabkan kerugian materi maupun non-materi. Perilaku gempa bangunan dan beberapa bangunan juga kurang dalam

hal pengawasan pelaksanaan di lapangan, sehingga bangunan gedung bertingkat perlu didesain menahan gaya gempa yang sesuai dengan gempa rencana.

Gedung Hotel Shafira 9 lantai ini terletak di Jl, Ahmad Yani no.119 Surabaya yang merupakan daerah rawan gempa kuat. Lebar bangunan 11,93 m,

panjang bangunan 73,23 m, dan tinggi bangunan 32,3 m. Selain pemilihan lokasi bangunan, sifat material penyusun bangunan juga penting untuk diperhatikan.

Dengan kondisi Indonesia tersebut yang rawan sekali terjadi gempa, maka perlu adanya kemampuan untuk mengatasinya, khususnya dampaknya terhadap runtuhnya bangunan, sehingga dapat memperkecil dampak yang diakibatkan oleh gempa tersebut seperti kerugian materi maupun korban jiwa.

Oleh karena itu dalam penulisan skripsi ini, penulis mencoba menganalisa dan merencanakan kembali sistem struktur pada gedung Hotel Shafira Surabaya 9 lantai dari sistem struktur rangk pemikul momen saja menjadi sistem ganda. Maka perlu adanya studi alternatif agar bisa dipakai pada perencanaan gedung yang lain, dengan harapan untuk mendapatkan struktur bangunan gedung yang lebih tahan terhadap gempa dengan model yang hampir sama dengan model awal.

2. TINJAUAN PUSTAKA

Bangunan tahan gempa

Bangunan tahan gempa merupakan bangunan yang memiliki sifat daktilitas untuk merespon gempa yang mampu bertahan dan tidak mengalami keruntuhan, serta memiliki fleksibilitas dalam meredam getaran gempa.

Daktilitas

Daktilitas merupakan perbandingan antara simpangan pada saat leleh awal dengan simpangan maksimum sebelum material runtuh.

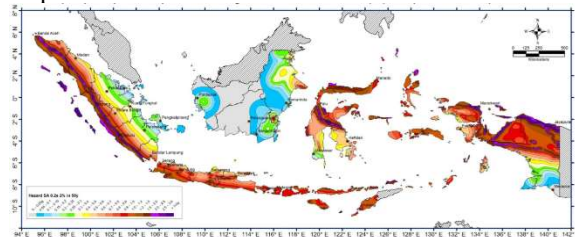
Pembebanan

a. Pembebanan gravitasi

Berdasarkan SNI 1727 : 2020 pembebanan gravitasi adalah beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain. Beban gravitasi dalam perencanaan bangunan diantaranya : beban mati (*Dead load*), beban mati tambahan (*Super Imposed Dead Load*), beban hidup (*Live Load*).

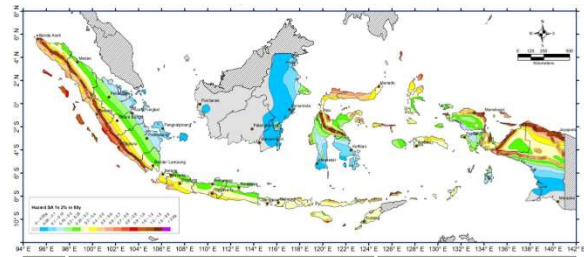
b. Beban gempa

Pada perencanaan bangunan ini beban gempa menggunakan analisis respon spectrum (*Respon spectrum anaysis*). Dibawah ini beberapa hal yang perlu diperhatikan untuk analisa ragam spektrum response.



Gambar 1. Peta percepatan spectrum respons 0,2 detik (Ss) dengan nisbah redaman 5% di batuan dasar SB untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun.

(Sumber : SNI 1726-2019)



Gambar 2. Peta Percepatan Spectrum Respons 1 Detik (S1) Dengan Nisbah Redaman 5% di Batuan Dasar SB Untuk Probabilitas Terlampaui 2% Dalam 50 Tahun

(Sumber: SNI 1726-2019)

Kategori risiko bangunan gedung adalah kategori yang membedakan gedung berdasarkan fungsinya dari resiko kerugian yang diterima akibat kegagalan struktur baik kerugian materi maupun kerugian jiwa serta dampaknya.

Tabel 1. Kategori resiko bangunan

Jenis Pemanfaatan	Kategori Resiko
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I, III, IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk : - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen rumah susun - Pusat perbelanjaan mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik	II

(Sumber : SNI 1726:2019 Pasal 4.1.2)

Tabel 2 Faktor keutamaan gempa, *Ie*

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, <i>Ie</i>
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

(Sumber : SNI 1726:2019 Pasal 4.1.2)

Kombinasi pembebanan

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 5.3.1, kombinasi pembebanan terfaktor yaitu sebagai berikut:

- 1,4 DL
- 1,2 DL + 1,6 LL + 0,5(Lr atau R)
- 1.2 DL + 1.6 (Lr atau R) + (1,0 L atau 0,5 W)
- 1.2 DL + 1,0 W + 1,0 L + 0,5 (Lr atau R)
- 1,2 DL + 1,0 E + 1,0 LL
- 0,9 L + 1,0 W
- 0,9 DL + 1,0 E

Untuk beban gempa diatur oleh SNI 1726:2019 pasal 8.3.2.3, kombinasi dasar untuk desain kekuatan dengan faktor kuat lebih :

8. (1,2 + 0,2 Sds) DL + 1 LL + E_{mh}
9. (0,9 - 0,2 Sds) DL + E_{mh}

Sistem ganda (SRPMK dan SDS)

Dalam SNI 1726:2019 pasal 7.2.5.1, sistem ganda yakni struktur dengan rangka pemikul beban gravitasi secara lengkap, beban lateral yang disebabkan oleh gempa dipikul oleh sistem rangka pemikul momen serta bilik geser.

Perilaku struktur

- Simpangan antar lantai
 Simpangan antar lantai tingkat desain (Δ) harus kurang dari sama dengan simpangan antar lantai tingkat ijin (Δ). Defleksi pusat massa tingkat \times (δx) (mm) pada Pasal 7.8.6 SNI 1726-2019.
- Eksentrisitas
 Ada 2 sumber penyebab terjadinya penyimpangan. Pertama adalah pembesaran dinamik akibat dari perilaku struktur yang non-linier pada tahap pembebanan gempa pasca elastic. Kedua disebabkan oleh adanya komponen rotasi dari gerakan tanah melalui suatu sumbu vertikal.
 Untuk $0 < e < 0,3b$:
 $ed = 1,5e + 0,05b$ Atau $ed = e - 0,05b$
- Gaya geser dasar
 Dalam SNI 1726-2019 pasal 7.9.1.4.1 disebutkan bahwa kombinasi respons untuk gaya geser dasar harus analisis ragam (V_t) kurang dari 100% dari gaya geser (V) yang dihiung dengan metode statik ekuivalen, maka gaya tersebut dikalikan V/V_t .

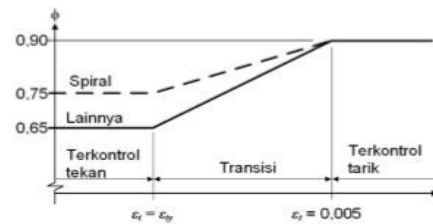
Perencanaan struktur balok

Menurut SNI 2847 – 2019 pasal 18.6.2.1 bahwa lebar balok (b) harus sekurang-kurangnya 250 mm dan perbandingan lebar (b) tidak boleh lebih kecil dari 0,3 tinggi (h).

Tulangan longitudinal balok

Berdasarkan SNI 2847-2019 pasal 18.6, ada beberapa persyaratan dalam merencanakan komponen struktur lentur rangka momen khusus.

- Syarat spasi tulangan pada SNI 2847-2019 pasal 25.2.1 :
 - Spasi bersih minimum antara batang tulangan yang sejajar dalam suatu lapis harus sebesar db , tetapi tidak kurang dari 25 mm.
 - Bila tulangan sejajar tersebut diletakkan dalam dua lapis atau lebih, tulangan pada lapis atas harus diletakkan tepat di atas tulangan di bawahnya dengan spasi bersih antar lapis tidak boleh kurang dari 25 mm.
- Dalam pasal 21.2.2, nilai kekuatan nominal komponen struktur yang mengalami momen atau kombinasi momen gaya aksial ditentukan oleh kondisi dimana regangan dalam serat tekan terjauh sama dengan asumsi batas regangan yaitu 0,003. Jika regangan tarik netto pada tulangan tarik terjauh cukup besar atau ($\geq 0,005$), maka komponen dianggap terkontrol tarik.



Gambar 3. Variasi ϕ dengan regangan tarik (Sumber: SNI 2847-2019 pasal 21.2.2)

- Tulangan minimum longitudinal balok
 Untuk men terjadinya kegagalan getas pada balok, didalam SNI 2847-2019 pasal 10.5.1 halaman 76 maka diatur jumlah tulangan minimum yang perlu dipasang pada komponen struktur lentur, yaitu

$$A_s \text{ min} = \frac{0.25 \sqrt{f_c}}{f_y} \times b_w \times d$$

Atau

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{f_y} \times b_w \times d$$

- Perencanaan tulangan balok
 Berikut adalah tahap-tahap dalam perencanaan balok:
 - Tentukan jumlah tulangan tarik dan tekan yang digunakan.
 - Hitung jarak serat terluar ke pusat tulangan (d')
 $d' = \text{Selimut beton} + \text{diameter sengkang} + \frac{1}{2} \text{diameter tulangan utama}$
 - Hitung nilai tinggi efektif (d)
 $d = \text{tinggi balok} (h) - (d')$
 - Mencari garis netral (c).
 - $C_c = 0,85 \times f_c' \times a \times b$
 - $C_s = A_s' \times f_s'$
 - $T_s = A_s \times f_y$
 - $C_c + C_s = T_1$ untuk $c > d'$
 - $C_c = T_1 + T_2$ untuk $c < d'$
- Kontrol momen lentur
 - $\phi M_n > M_u$
 - $M_n \geq \frac{1}{2} M_n -$

Tulangan transversal balok

- Dalam SNI-2019 pasal 18.6.4.4 syarat jarak tulangan transversal pada daerah sendi plastis tidak boleh melebihi yang terkecil dari:
 - $d/4$
 - $6 \times db$
 - 150 mm
- Dalam SNI 2847-2019 pasal 22.5, menyatakan bahwa desain penampang yang terkena gaya geser adalah seperti berikut:
 - $\phi V_n \geq V_u$
 - $V_n = V_c + V_s$
- Dalam SNI 2847-2019 pasal 22.5.10.1 untuk $V_u > \phi V_c$, nilai V_s adalah:
 - $\frac{V_u}{\phi} - V_c$

Perencanaan struktur kolom

Dalam SNI 2847-2019 pasal 18.7.2.1 disebutkan ukuran penampang terkecil kolom tidak boleh lebih kecil dari 300 mm serta rasio ukuran penampang terkecil terhadap dimensi tegak lurus nya tidak kurang dari 0,4.

Desain tulangan longitudinal kolom

a. Dalam SNI 2847-2019 pasal 25.2.1 tulangan nonprategang yang sejajar pada satu susunan horizontal, spasi bersih tulangan wajib tidak kurang dari nilai terbesar dari 25 milimeter.

b. Berdasarkan pasal 9.6.1.2, $A_{s\ min}$ harus lebih besar dari a dan b

$$A_{s\ min} = \frac{0,25 \sqrt{f_c}}{f_y} \times b_w \times d$$

Atau

$$A_{s\ min} = \frac{1,4}{f_y} \times b_w \times d$$

c. Menurut pasal 18.7.4.1 luas tulangan longitudinal A_{st} untuk komponen struktur tekan non-komposit tidak boleh kurang dari $0,01A_g$ dan tidak lebih dari $0,06A_g$. (1-6%)

Komponen struktur rangka yang menahan gaya gempa dan gaya tekan aksial terfaktor, P_u , harus memenuhi syarat-syarat pada SNI 2847 2019 pasal 18.7.3, yaitu sebagai berikut :

1. Kekuatan Lentur Minimum

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

Keterangan:

M_{nc} = Momen nominal kolom.

M_{nb} = Momen nominal balok.

Desain tulangan transversal kolom

Desain untuk tulangan transversal mengacu pada SNI 2847-2019 Pasal 18.7.4 yang membatasi luasan transversal dan spasi tulangan transversal.

1. Menghitung momen probabilitas kolom (M_{pr})

2. Menghitung gaya geser desain (V_c)

Dalam SNI 2847-2019 Pasal 18.7.6.2 dinyatakan bahwa tulangan transversal sepanjang ℓ_o dari muka kolom, maka harus didesain untuk menahan geser dengan mengasumsikan $V_c = 0$ bila a dan b terpenuhi :

a. Gaya geser yang ditimbulkan gempa yang dihitung dengan 18.7.5.1 setidaknya $\frac{1}{2}$ kekuatan geser perlu maksimum di sepanjang ℓ_o .

$$\frac{1}{2} V_e\ Kolom > V_u\ maks\ sepanjang\ \ell_o$$

b. Gaya tekan aksial terfaktor P_u , dan termasuk pengaruh gempa kurang dari $A_g f_c' / 20$.

$$P_u < \frac{A_g \times f_c}{20}$$

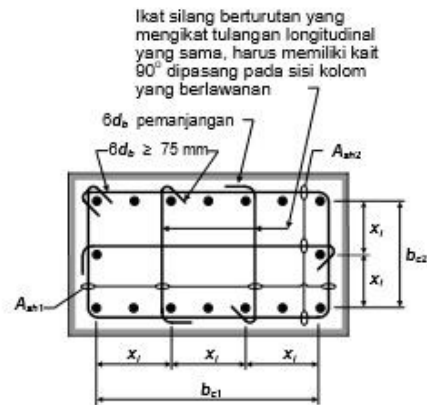
3. Tulangan Geser Sepanjang ℓ_o

Tulangan transversal yang disyaratkan dalam SNI 2847-2019 pasal 18.7.5.2 sampai 18.7.5.4 harus dipasang sepanjang panjang ℓ_o . Panjang ℓ_o tidak boleh lebih kecil dari yang maksimum dari (a), (b) dan (c):

a. Tinggi kolom (h) pada muka joint atau penampang dimana pelelehan lentur dimungkinkan terjadi

b. 1/6 tinggi bersih kolom

c. 450 mm



Dimensi x_1 antara sumbu-sumbu penampang tulangan longitudinal yang ditopang secara lateral tidak melebihi 350 mm. Nilai h_x dalam Pers. (18.7.5.3) diambil sebagai nilai terbesar dari x_1 .

Gambar 4 Tulangan Transversal Pada Kolom (Sumber: SNI 2847-2019 Halaman 388)

Perencanaan HBK

Menurut SNI 2847- 2019 hubungan balok dan kolom harus memenuhi syarat-syarat dibawah ini :

a. Gaya yang bekerja pada tulangan sisi atas (T) pada balok kiri/kanan HBK:

$$T = 1,25 \cdot A_s \cdot f_y$$

Gaya tekan yang bekerja pada beton sisi kiri/kanan HBK : $C = T$

$$\text{Momen kolom (Mc): } Mc = \frac{M_{pr+} + M_{pr-}}{2}$$

b. Gaya geser horizontal pada joint (V_{jh}):

$$V_{jh} = T + C - V_h$$

c. Pasal 18.8.4 Untuk beton berat normal, V_n joint harus sesuai tabel dibawah :

Tabel 3. Kekuatan geser nominal joint V_n

Konfigurasi Joint	V_n
Untuk joint yang terkekang oleh balok-balok pada keempat sisinya ⁽¹⁾	$1,7\lambda\sqrt{f_c'}A_j^{(2)}$
Untuk joint yang terkekang oleh balok-balok pada tiga sisinya atau dua sisi berlawanan ⁽¹⁾	$1,2\lambda\sqrt{f_c'}A_j^{(2)}$
Untuk kasus-kasus lainnya	$1,0\lambda\sqrt{f_c'}A_j^{(2)}$

(Sumber: SNI 2847 2019 halaman 395)

Perencanaan dinding struktural

Terdapat sebagian persyaratan yang wajib dipenuhi dalam perencanaan dinding struktur khusus yang tercantum pada SNI 2847-2019.

1. Persyaratan Tulangan Dinding Struktur Khusus

a. SNI 2847-2019 Pasal 18.10.2.1 Rasio tulangan badan (web) terdistribusi, ρ_ℓ dan ρ_t , untuk dinding struktur khusus tidak boleh lebih kecil dari 0,0025, kecuali bahwa jika V_u tidak

- melebihi $0,083 \lambda A_{cv} \sqrt{f_c'}$, ρ_t . Spasi tulangan untuk masing-masing arah pada dinding struktur tidak boleh melebihi 450 mm.
- b. SNI 2847-2019 Pasal 18.10.2.2 setidaknya dua lapis tulangan harus digunakan pada suatu dinding jika $V_u > 0,17 A_{cv} \lambda \sqrt{f_c'}$ atau $h_w / \ell_w \geq 2,0$ dimana h_w dan ℓ_w merupakan tinggi dan panjang dinding secara keseluruhan.
 - c. SNI 2847-2019 Pasal 18.10.2.3 Tulangan pada dinding struktur wajib disalurkan atau disambung-lewatkan supaya mampu mencapai kekuatan leleh tarik f_y sesuai 25.4, 25.5 dan sesuai persyaratan dibawah :
 - Tulangan longitudinal wajib diteruskan sepanjang minimal $0,8\ell_w$ di luar batasan dimana tulangan tersebut tidak lagi diperlukan guna menahan lentur, kecuali pada bagian atas dinding.
 - Pada posisi dimana pelelehan tulangan longitudinal yang mungkin terjadi akibat perpindahan lateral, panjang penyaluran tulangan longitudinal wajib dihitung guna meningkatkan **1,25fy** dalam keadaan tarik.
 - Sambungan mekanis tulangan wajib memenuhi 18.2.7 serta sambungan las tulangan wajib memenuhi 18.2.8.
 - SNI 2847-2019 Pasal 18.10.3 Gaya desain - Vu wajib diperoleh dari analisis beban lateral dengan memakai kombinasi beban terfaktor.
2. Kekuatan Geser Dinding Struktur Khusus
- a. SNI 2847-2019 Pasal 18.10.4.1 V_n dinding struktural tidak boleh melebihi persamaan di bawah ini :

$$V_n = A_{cv}(a_c \lambda \sqrt{f_c'} + \rho_t f_y)$$
 Dimana koefisien a_c adalah 0,25 untuk $h_w/\ell_w \leq 1,5$, adalah 0,17 untuk $h_w/\ell_w \geq 2,0$, dan bervariasi secara linier antara 0,25 dan 0,17 untuk h_w/ℓ_w antara 1,5 dan 2,0.
 - b. SNI 2847-2019 Pasal 18.10.4.3 Dinding harus mempunyai tulangan geser terdistribusi dalam dua arah ortogonal pada bidang dinding. Jika h_w/ℓ_w tidak melebihi 2,0, rasio tulangan ρ_t tidak boleh kurang dari rasio tulangan ρ_t .
3. Elemen Pembatas Dinding Struktur Khusus
- a. SNI 2847-2019 Pasal 18.10.6.1 Kebutuhan elemen batas khusus di tepi-tepi dinding struktural wajib dievaluasi sesuai 18.10.6.2 ataupun 18.10.6.3. Persyaratan 18.10.6.4 serta 18.10.6.5 juga wajib terpenuhi.
 - b. SNI 2847-2019 Pasal 18.10.6.2 Dinding atau pilar-pilar dinding dengan $h_w/\ell_w \geq 2,0$ yang secara efektif menerus dari dasar struktur hingga sisi paling atas dinding dan didesain untuk mempunyai penampang kritis tunggal untuk lentur dan beban aksial harus memenuhi syarat dibawah atau harus didesain berdasarkan 18.10.6.3.

- Daerah tekan harus diperkuat dengan elemen pembatas khusus bila

$$c \geq \frac{l_w}{600 (1,5 \frac{\delta_u}{h_w})}$$

dan c sesuai nilai tinggi sumbu netral terbesar yang dihitung guna gaya aksial terfaktor dan kekuatan momen nominal, yang konsisten dengan arah perpindahan desain δ_u . Rasio δ_u/h_w wajib ditetapkan tidak lebih kecil dari 0,005..

- Bila elemen batas khusus disyaratkan oleh (a), tulangan transversal elemen batas khusus wajib diperpanjang untuk arah vertikal, di atas dan di bawah penampang kritis dengan jarak minimal nilai terbesar dari l_w dan $M_u/4V_u$, kecuali yang diizinkan sesuai 18.10.6.4(g).
- c. SNI 2847-2019 pasal 18.10.6.3 Dinding-dinding struktural yang tidak didesain berdasarkan 18.10.6.2 wajib mempunyai elemen-elemen batas khusus pada wilayah batas dan wilayah tepi-tepi sekitar bukaan dari dinding-dinding struktural dimana tegangan tekan serat ekstrim maksimum, yang diakibatkan oleh kombinasi pembebanan termasuk pengaruh gempa, E, melebihi $0,2 f_c'$.

3. METODOLOGI PERENCANAAN

Data teknis proyek

- Nama proyek : Hotel Shafira Surabaya
- Lokasi proyek : Jl Ahmad Yani No.119 Surabaya
- Fungsi gedung : Gedung Hotel
- Panjang gedung : 73,23 meter
- Lebar gedung : 11,93 meter
- Tinggi gedung : 36,30 m
- Struktur gedung : Beton bertulang
- Tebal pelat lantai : 12 cm
- Tebal pelat atap : 10 cm
- Mutu Beton : K 400
- Mutu Tulangan Pokok : BJ TS 40
- Mutu Tulangan Sengkang : BJ TS 28

Tahapan perencanaan

Perencanaan gedung Hotel Shafira Surabaya meliputi tahapan seperti dibawah ini :

- Study Literatur
Mencari referensi teori yang relevan dengan kasus atau permasalahan.
- Pengumpulan Data Perencanaan
Dalam kasus ini data saya peroleh dari kontraktor yang bersangkutan yang berupa data gambar struktur kemudian data yang sudah ada diolah dan dihitung kembali.
- Analisa Pembebanan

Pembebanan yang diperhitungkan pada perencanaan gedung Hotel Shafira Surabaya secara garis besar adalah sebagai berikut :

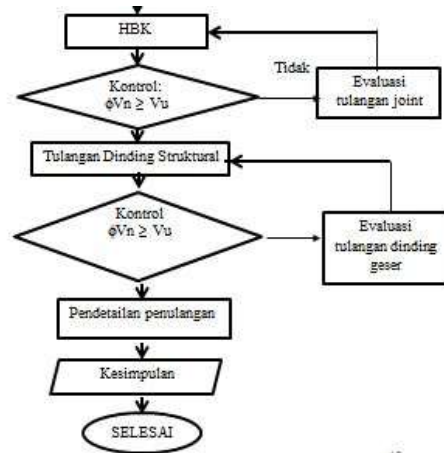
- a. Beban Mati (*Dead Load*)
- b. Beban Hidup (*Live Load*)
- c. Beban Gempa (*Earthquake Load*), Untuk kota Surabaya berdasarkan SNI 1726 – 2019

- Analisa Struktur

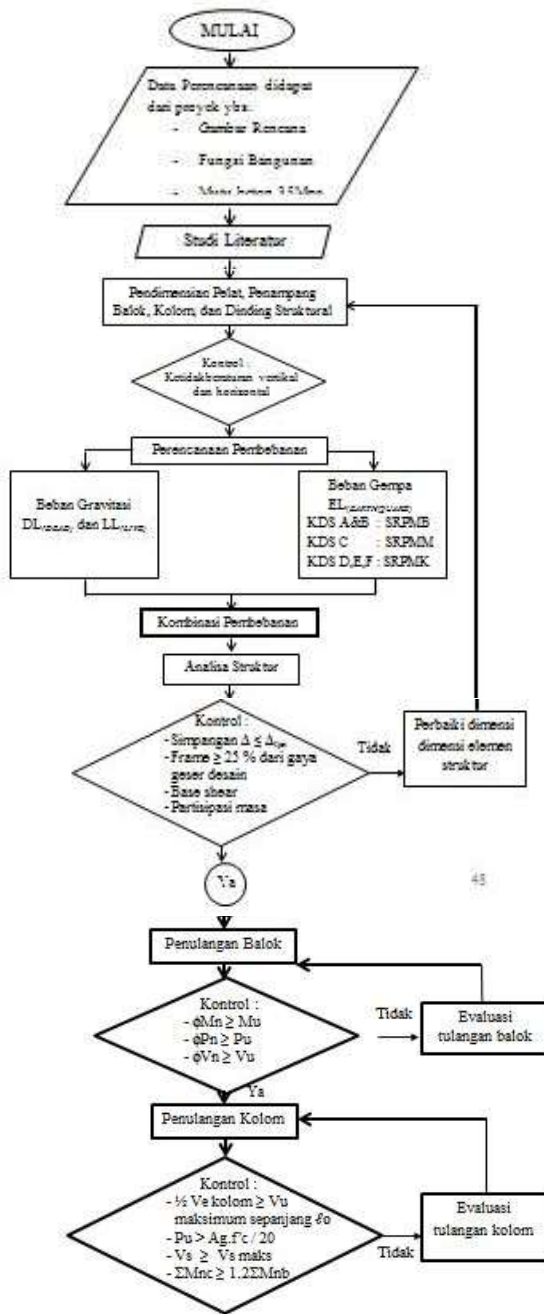
Untuk memperoleh besaran gaya – gaya dalam yang berkerja pada struktur gedung adalah dengan menggunakan program bantu ETABS 2017 V. 17.1.0.

- Pemeriksaan Hasil Output

Setelah dilakukan pemodelan struktur maka harus dilakukan pemeriksna hasil output.



Bagan alir



4. PEMBAHASAN

Kontrol perilaku struktur

Analisa ragam respons spektrum

Tabel 4. Selisih periode (ΔT) setiap mode

Mode	Periode (T)	ΔT
1	1,607	19,48%
2	1,294	28,52%
3	0,925	54,05%
4	0,425	27,06%
5	0,31	21,61%
6	0,243	8,64%
7	0,222	19,82%
8	0,178	15,17%
9	0,151	17,22%
10	0,125	14,40%
11	0,107	4,67%
12	0,102	3,92%

(Sumber : Hasil analisa ETABS 2017)

Berdasarkan terlihat bahwa waktu getar struktur ada yang melebihi 15 %, maka sebaiknya digunakan ragam spektrum *SRSS* sesuai dengan persyaratan SNI 1726:2019 pasal 7.9.1.1

Partisipasi massa

Tabel 5. Rasio partisipasi modal massa

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Keterangan
Modal	1	1,607	0,8064	0,0094	0	0,8064	0,0094	Arah X
Modal	2	1,294	0,0102	0,7222	0	0,8166	0,7316	Arah Y
Modal	3	0,925	0,0001	0,0337	0	0,8167	0,7653	Torsi
Modal	4	0,425	0,0692	0,0005	0	0,8859	0,7658	Arah X
Modal	5	0,31	0,0006	0,1051	0	0,8865	0,8709	Arah Y
Modal	6	0,243	0,0383	0,0003	0	0,9248	0,8712	Torsi
Modal	7	0,222	0,0000	0,002	0	0,9248	0,8732	Arah X
Modal	8	0,178	0,0335	0,0000	0	0,9583	0,8732	Arah Y
Modal	9	0,151	0,0000	0,0481	0	0,9583	0,9213	Torsi
Modal	10	0,125	0,0058	0,0000	0	0,9641	0,9213	Arah X
Modal	11	0,107	0,0000	0,0056	0	0,9641	0,9269	Arah Y
Modal	12	0,102	0,00010	0,0016	0	0,9642	0,9285	Torsi

(Sumber : Hasil analisa ETABS 2017)

Gaya geser dasar (V base shear)

Tabel 6. Nilai akhir respons spektrum arah x dan y

TIPE BEBAN GEMPA	FX (kN)	FY (kN)
Gempa Respons Spektrum X	6872,903	0
Gempa Respons Spektrum Y	0	6872,903
Gempa Statik X	6872,903	0
Gempa Statik Y	0	6872,903

(Sumber : Hasil analisa ETABS 2017)

Maka dari hasil di atas dipastikan nilai akhir dari respons spektrum telah memenuhi SNI 1726:2019 Pasal 7.9.4.1, dengan syarat V dinamis \geq V statik. Demikian telah disimpulkan bahwa untuk

konfigurasi bangunan Gedung, Gempa Dinamik lebih menentukan. Sehingga selanjutnya pada tahap perancangan struktur akan digunakan Beban Gempa Dinamik.

Simpangan antar lantai

Tabel 7. Hasil pengecekan story drift statis X

Lantai	Ketinggian (mm)	δ_{xe} (mm)	δ_x (mm)	Δ (mm)	Batas izin (mm)	Cek
Atap lift	0	35,14	193,3	6,19	49,23	Ok
9	3200	34,01	187,1	6,64	49,23	Ok
8	3200	32,80	180,4	9,40	49,23	Ok
7	3200	31,09	171,0	12,05	49,23	Ok
6	3200	28,90	159,0	14,97	49,23	Ok
5	3200	26,18	144,0	28,18	69,23	Ok
4	4500	21,06	115,8	32,59	69,23	Ok
3	4500	15,13	83,2	47,12	92,31	Ok
2	6000	6,57	36,1	26,62	69,23	Ok
1	4500	1,73	9,5	9,49	69,23	Ok

(Sumber : Hasil analisa ETABS 2017)

Tabel 8. Hasil pengecekan story drift statis Y

Lantai	Ketinggian (mm)	δ_{ye} (mm)	δ_y (mm)	Δ (mm)	Batas izin (mm)	Cek
Atap lift	0	40,32	221,8	6,24	49,23	Ok
9	3200	39,19	215,5	13,50	49,23	Ok
8	3200	36,74	202,0	14,11	49,23	Ok
7	3200	34,17	187,9	16,90	49,23	Ok
6	3200	31,10	171,0	19,73	49,23	Ok
5	3200	27,51	151,3	33,19	69,23	Ok
4	4500	21,48	118,1	36,22	69,23	Ok
3	4500	14,89	81,9	47,57	92,31	Ok
2	6000	6,24	34,3	25,34	69,23	Ok
1	4500	1,63	9,0	8,98	69,23	Ok

(Sumber : Hasil analisa ETABS 2017)

Tabel 9. Hasil pengecekan story drift dinamis X

Lantai	Ketinggian (mm)	δ_{xe} (mm)	δ_x (mm)	Δ (mm)	Batas izin (mm)	Cek
Atap lift	0	33,28	183,0	5,97	49,23	Ok
9	3200	32,20	177,1	6,24	49,23	Ok
8	3200	31,06	170,8	8,44	49,23	Ok
7	3200	29,53	162,4	10,89	49,23	Ok
6	3200	27,55	151,5	13,72	49,23	Ok
5	3200	25,05	137,8	26,28	69,23	Ok
4	4500	20,27	111,5	30,87	69,23	Ok
3	4500	14,66	80,6	45,33	92,31	Ok
2	6000	6,42	35,3	26,00	69,23	Ok
1	4500	1,69	9,3	9,30	69,23	Ok

(Sumber : Hasil analisa ETABS 2017)

Tabel 10. Hasil pengecekan story drift dinamis Y

Lantai	Ketinggian (mm)	Simpangan (mm)	δ_x (mm)	Δ (mm)	Batas izin (mm)	Cek
Atap lift	0	44,07	242,4	38,90	49,23	Ok
9	3200	51,14	281,3	18,10	49,23	Ok
8	3200	47,85	263,2	18,76	49,23	Ok
7	3200	44,44	244,4	22,32	49,23	Ok
6	3200	40,38	222,1	25,98	49,23	Ok
5	3200	35,66	196,1	43,32	69,23	Ok
4	4500	27,78	152,8	47,13	69,23	Ok
3	4500	19,22	105,7	61,36	92,31	Ok
2	6000	8,06	44,3	33,42	69,23	Ok
1	4500	1,98	10,9	10,91	69,23	Ok

(Sumber : Hasil analisa ETABS 2017)

Dari data diatas dapat disimpulkan bahwa simpangan antar lantai terhadap gempa dinamis dan statis arah X maupun Y tidak ada yang melebihi batas izin.

Eksentrisitas

Tabel 10. Hasil pengecekan story drift dinamis Y

Story	XCM	YCM	XCR	YCR	eoy	eox
	m	m	m	m	m	m
Atap lift	26,25	3,335	26,327	3,3556	0,077	0,0206
Lt9	35,3633	5,836	39,4041	5,7773	4,0408	0,0587
Lt8	36,0596	5,9281	39,7498	5,7618	3,6902	0,1663
Lt7	36,0856	5,9568	39,8553	5,7844	3,7697	0,1724
Lt6	36,1195	5,9716	39,8246	5,8265	3,7051	0,1451
Lt5	36,1186	5,9735	39,6802	5,8823	3,5616	0,0912
Lt4	36,1178	5,9862	39,307	5,9676	3,1892	0,0186
Lt3	36,1582	5,9905	38,693	6,0468	2,5348	0,0563
Lt2	36,4476	5,9622	37,3585	6,0401	0,9109	0,0779
Lt1	36,4478	5,9559	35,8565	5,8836	0,5913	0,0723

(Sumber : Hasil analisa ETABS 2017)

Keterangan :

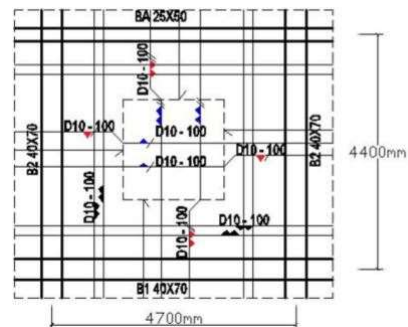
- CM = Center of Mass (Pusat masa)
- CR = Center of rotation (Pusat rotasi)
- eo = Eksentrisitas

Penulangan Pelat

Tabel 11. Hasil penulangan pelat yang digunakan

Plat A	Tul. Utama Plat arah x		Tul. Utama Plat arah y	
	Tulangan	As ada	Tulangan	As ada
Tum. Kiri	D 10 -100	785,0 mm ²	D 10 -100	785,0 mm ²
Lapangan	D 10 -100	785,0 mm ²	D 10 -100	785,0 mm ²
Tum. kanan	D 10 -100	785,0 mm ²	D 10 -100	785,0 mm ²
Tul bagi	D 8 -200	251,2 mm ²	D 8 -200	251,2 mm ²

(Sumber : Perhitungan)



Gambar 5. Tulangan pelat

Penulangan balok

Dari hasil perhitungan tulangan longitudinal balok didapatkan:

- a. Tulangan tumpuan kanan dan kiri daerah tarik (6D22) dan daerah tekan (4D22).
- b. Tulangan lapangan daerah tekan (3D22) dan daerah tekan (4D22).
- c. Kontrol momen negatif tumpuan $\phi M_n \geq M_u$: $520.218.825 \text{ Nmm} \geq 465.479.100 \text{ Nmm}$ (OK)
- d. Kontrol momen positif tumpuan $\phi M_n \geq M_u$: $397.047.737 \text{ Nmm} \geq 232.739.600 \text{ Nmm}$ (OK)
- e. Kontrol $M_n+ \geq \frac{1}{2} M_n-$: $441.164.153 \text{ Nmm} \geq 289.010.459 \text{ Nmm}$ (OK)
- f. Kontrol momen negatif lapangan $\phi M_n \geq M_u$: $350.322.110 \text{ Nmm} \geq 117.794.900 \text{ Nmm}$ (OK)
- g. Kontrol momen positif lapangan $\phi M_n \geq M_u$: $387.340.614 \text{ Nmm} \geq 289.751.000 \text{ Nmm}$ (OK)
- h. Kontrol tulangan transversal daerah sendi palstis dengan 2kaki D13-100 $\phi V_n \geq V_u$: $354.374,4 \text{ N} \geq 340.174 \text{ N}$ (OK)
- i. Kontrol tulangan transversal daerah luar sendi palstis dengan 2kaki D13-200 $\phi V_n \geq V_u$: $369.081 \text{ N} \geq 285.851 \text{ N}$ (OK)

- j. Kontrol tulangan samping / torsi dengan 4 tulangan samping A_l samping $\geq A_l$ min torsi: $1.134,57 \text{ mm}^2 \geq A_l$ min torsi: $1.073,38 \text{ mm}^2$ (OK)

Tabel 12. Data tulangan longitudinal B1

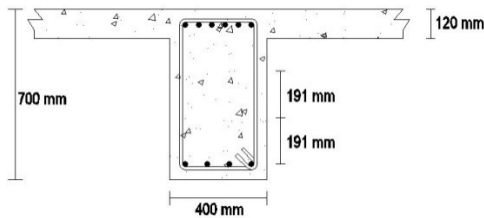
Lokasi		Mu	keb. Tul	As psg	Mn	Ket.
a	b					
Tump.	Kan -	465.479.100	6 D 22	2281,714	520.218.825	Oke
	Kan +	232.739.550	4 D 22	1521,143	397.047.738	Oke
	kir -	471.179.700	6 D 22	2281,714	520.218.825	Oke
	kir +	235.589.850	4 D 22	1521,143	397.047.738	Oke
Lap	-	117.794.900	3 D 22	1140,857	350.322.111	Oke
	+	289.751.000	4 D 22	1521,143	387.340.614	Oke

(Sumber : Perhitungan)

Tabel 13. Data tulangan transversal B1

Balok	Tulangan Transversal			
	Dalam Sendi Plastis		Luar Sendi Plastis	
B1 40 x 70	2	D 13	-	100
	2	D 13	-	200

(Sumber : Perhitungan)



Gambar 6. Penampang B1

Penulangan kolom

Direncanakan Kolom dengan 16 D 22 (5 Lapis) dan didapatkan nilai P_n dan M_n sebagai berikut:

Tabel 14. Nilai ϕP_n dan ϕM_n tulangan 16D22 K1 arah X

Kondisi	16 D 22	
	ϕP_n (kN)	ϕM_n (kNm)
Sentris	8813,920	0
Patah Desak	4985,560	1106,874
Balance	4108,634	1140,740
Balance 1,25 f_y	3616,582	1180,290
Patah Tarik	3437,497	1103,818
Lentur murni	0	331,360

(Sumber : Perhitungan)

Tabel 15. Nilai ϕP_n dan ϕM_n tulangan 24D22 K1 arah X

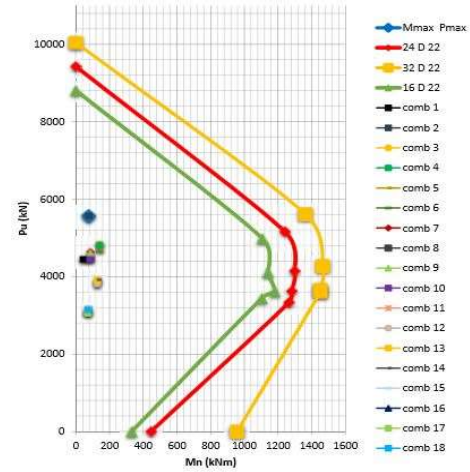
Kondisi	24 D 22	
	ϕP_n (kN)	ϕM_n (kNm)
Sentris	6802,820	0
Patah Desak	4201,783	1241,259147
Balance	2969,686	1298,99637
Balance 1,25 f_y	2565,504	1281,953087
Patah Tarik	2577,792	1265,67986
Lentur murni	0,000	446,7000011

(Sumber : Perhitungan)

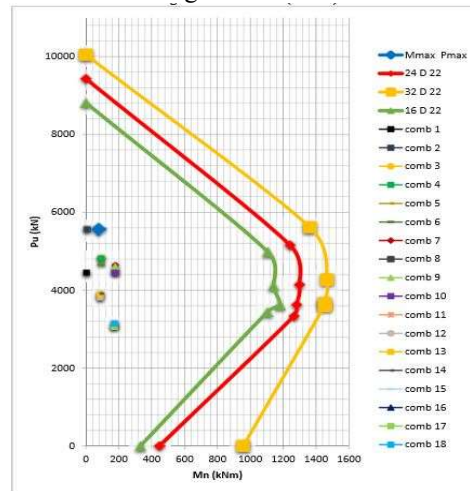
Tabel 16. Nilai ϕP_n dan ϕM_n tulangan 32D22 K1 arah X

Kondisi	32 D 22	
	ϕP_n (kN)	ϕM_n (kNm)
Sentris	9739,134	0
Patah Desak	5663,132	1248,774287
Balance	4251,552	1381,828966
Balance 1,25 f_y	3727,307	1344,523358
Patah Tarik	3426,082	1355,142169
Lentur murni	0,000	851,6812642

(Sumber : Perhitungan)



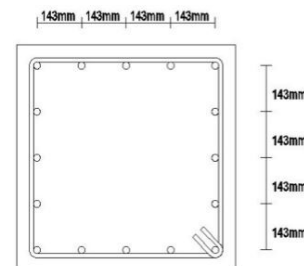
Gambar 7. Diagram interaksi K1 arah X



Gambar 8. Diagram interaksi K1 arah Y

Dari analisa diagram diatas posisi P_u max dan M max masih ada dalam diagram interaksi yang terbentuk oleh formasi tulangan 16D22, sehingga kesimpulannya bahwa kolom mampu memikul beban-beban struktur dengan formasi tulangan 16D22.

- Kontrol tulangan transversal daerah sendi plastis dengan 4kaki D13-100 $\phi V_n \geq V_u$: $1830,4 \text{ kN} \geq 621,2 \text{ kN}$ (OK)
- Kontrol tulangan transversal daerah luar sendi plastis dengan 4kaki D13-130 $\phi V_n \geq V_u$: $1585,1 \text{ kN} \geq 621,2 \text{ kN}$ (OK)



Gambar 9. Penampang K1

Persyaratan strong column weak beam (SCWB)
 Kontrol syarat SCWB:

$\Sigma Mnc \geq 1,2 \Sigma Mnb$
 $2954,596 \text{ kNm} \geq 1358,913 \text{ kNm}$ (AMAN)
 Dari analisa di atas, kita ketahui persyaratan desain kapasitas “Strong Column Weak Beam” terpenuhi.

Penulangan HBK

Didapatkan penulangan dari perhitungan sebagai berikut:

- Kontrol kuat geser joint arah X $\phi V_n \geq V_u$ joint:
 $3.696.070,8 \geq 1.659.426,7$ (AMAN)
- Kontrol geser horizontal arah X As pasang \geq As joint, dipasang 4kaki D13 :
 $2.122,6 \text{ mm}^2 \geq 990,6 \text{ mm}^2$ (OK)
- Kontrol geser vertikal arah X As pasang \geq As joint, tulangan longitudinal terpasang 16D22 :
 $6.079,04 \text{ mm}^2 \geq 3138,80 \text{ mm}^2$
- Kontrol kuat geser joint arah Y $\phi V_n \geq V_u$ joint:
 $3.696.070,8 \geq 1.260.489,7$ (AMAN)
- Kontrol geser horizontal arah Y As pasang \geq As joint, dipasang 4kaki D13 :
 $2.122,6 \text{ mm}^2 \geq 40,744 \text{ mm}^2$ (OK)
- Kontrol geser vertikal arah Y As pasang \geq As joint, tulangan longitudinal terpasang 16D22 :
 $6.079,04 \text{ mm}^2 \geq 2.075,73 \text{ mm}^2$

Penulangan dinding geser

Dalam SNI 2847:2019 Pasal 18.10.6.2 wilayah tekan wajib diberi komponen batas jika memenuhi persamaan dibawah ini:

$$c \geq \frac{l_w}{600 (1,5 \frac{\delta_u}{h_w})}$$

Dari perhitungan didapatkan $1241 \text{ mm} > 888,89 \text{ mm}$ maka dinding struktur harus menggunakan *boundary element*. Dan dari perhitungan didapatkan dimensi *boundary element* $l_{be} \times b = 850 \text{ mm} \times 500 \text{ mm}$ Direncanakan penulangan longitudinal 62D22 termasuk tulangan longitudinal dalam *boundary element*.

Tabel 17. Nilai ϕP_n dan ϕM_n tulangan 62D22 arah X

Kondisi	62 D 22	
	ϕP_n (kN)	ϕM_n (kNm)
Sentris	28608,42556	0
Patah Desak	14533,1962	16575,10939
Balance	11040,19334	17532,16805
Balance 1,25 fy	9331,351284	18443,92847
Patah Tarik	7822,893556	17352,92519
Lentur	0	8698,210199

(Sumber : Perhitungan)

Tabel 18. Nilai ϕP_n dan ϕM_n tulangan 64D22 arah X

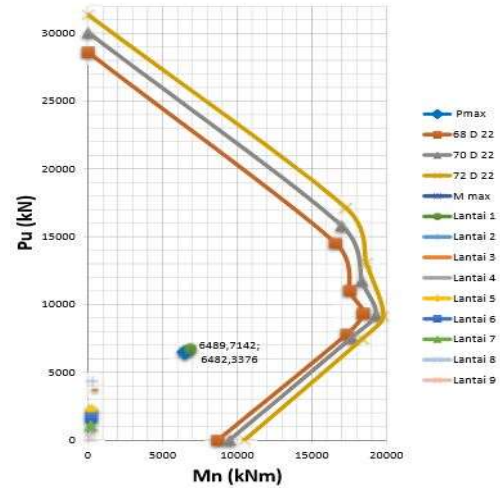
Kondisi	64 D 22	
	ϕP_n (kN)	ϕM_n (kNm)
Sentris	30071,67515	0
Patah Desak	15820,47753	16982,01686
Balance	11761,54787	18339,56868
Balance 1,25 fy	9230,626525	19288,33307
Patah Tarik	7567,061218	17678,58761
Lentur	0	9484,960741

(Sumber : Perhitungan)

Tabel 18. Nilai ϕP_n dan ϕM_n tulangan 66D22 arah X

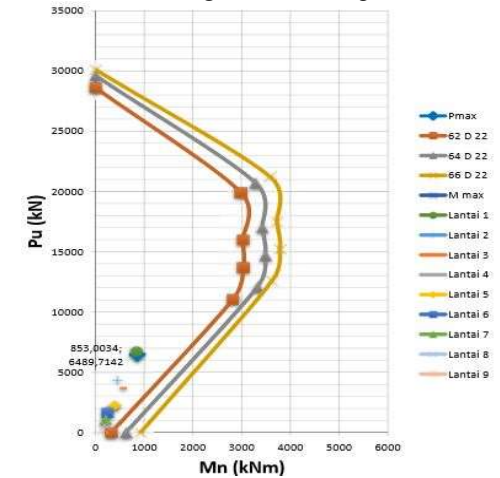
Kondisi	66 D 22	
	ϕP_n (kN)	ϕM_n (kNm)
Sentris	31372,54755	0
Patah Desak	17121,34993	17282,39418
Balance	13062,42027	18639,94406
Balance 1,25 fy	9129,754125	19788,70857
Patah Tarik	7466,188818	18378,96311
Lentur	0	10485,33624

(Sumber : Perhitungan)



Gambar 10. Diagram interaksi pier arah X

Gambar 11. Diagram interaksi pier arah Y



Dari diagram interaksi diatas dapat disimpulkan bahwa P_u maksimum dan M_u arah Y (M_uY) dapat dipikul oleh konfigurasi tulangan 62 D 22.

- Kontrol tulangan transversal arah X daerah sendi plastis dengan 2 D13-100 $\phi V_n \geq V_u$: $1474,6 \text{ kN} \geq 431,8 \text{ kN}$ (OK)
- Kontrol tulangan transversal arah X daerah luar sendi plastis dengan 2 D13-120 $\phi V_n \geq V_u$: $1228,9 \text{ kN} \geq 431,8 \text{ kN}$ (OK)
- Kontrol tulangan transversal arah Y daerah sendi plastis dengan 20 D13-100 $\phi V_n \geq V_u$: $1432,1 \text{ kN} \geq 219,3 \text{ kN}$ (OK)
- Kontrol tulangan transversal arah X daerah luar sendi plastis dengan 20 D13-120 $\phi V_n \geq V_u$: $1244,2 \text{ kN} \geq 219,3 \text{ kN}$ (OK)

5. PENUTUP

Kesimpulan

Berdasarkan hasil perencanaan struktur atas Gedung Hotel Shafira Surabaya dengan desain Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) dan Dinding Struktural, maka didapat kesimpulan sebagai berikut:

1. Dimensi beton yang digunakan:
 - a. Balok yang dihitung adalah B1 400 mm x 700 mm.
 - b. Kolom yang dihitung adalah K1 700 mm x 700 mm.
 - c. Dinding Struktural yang dihitung adalah dimensi 300 mm x 2300 mm untuk daerah badan, dan 2 elemen pembatas dengandimensi 500 mm x 850 mm.
2. Simpangan antar lantai terhadap gempa statik arah X dan Y, serta terhadap gempa dinamis arah X dan Y kurang dari batas yang diijinkan sesuai SNI 1726-2019 yaitu $0,020 h_{sx} / \rho$ dengan nilai $\rho = 1,3$. Dan dengan nilai simpangan (Δ) terbesar adalah 61,36 mm.
3. Penulangan yang didapatkan:
 - a. Balok B1 dengan dimensi 400 mm x 700 mm, diperoleh:
 - Tulangan longitudinal
Tumpuan kiri = Tarik- 6D22, Tekan- 4D22
Lapangan = Tarik- 4D22, Tekan- 3D22
Tumpuan kanan= Tarik-6D22, Tekan- 4D22
 - Tulangan transversal
Daerah sendi plastis = 2 D 13 – 100
Daerah luar sendi plastis = 2 D 13 – 200
 - Tulangan samping 4 D 19
 - b. Kolom K1 dengan dimensi 700 mm x 700 mm, diperoleh:
 - Tulangan longitudinal = 16 D 22
 - Tulangan transversal
Daerah sendi plastis = 4 D 13 – 100
Daerah luar sendi plastis = 4 D 13 – 130
Daerah sambungan lewatan= 4 D 13 – 100
 - Dari perencanaan, konsep desain kapasitas “Strong Column Weak Beam” terpenuhi dengan nilai $\Sigma M_{nc} \geq 1,2 \Sigma M_{nb}$.
2954,596 kNm \geq 1358,913 kNm
 - c. Dinding struktural dimensi 300 mm x 2300 mm untuk daerah badan, dan 2 elemen pembatas dengandimensi 500 mm x 850 mm, diperoleh:
 - Dibutuhkan elemen batas khusus (*Boundary Element*) dengan ukuran 500 mm x 850 mm dari serat tekan terluar.
 - Tulangan longitudinal yang terpasang di bagian elemen batas dan juga badan dinding adalah 72 D 22.
 - Tulangan transversal pada dinding struktural arah X:
Daerah sendi plastis = 2 kaki D13 – 100 mm
Daerah luar sendi plastis = 2 kaki D13-120mm

Daerah sambungan lewatan = 2 kaki D13–100mm

- Tulangan transversal di daerah badan dinding struktural arah Y:
Daerah sendi plastis = 20 kaki D13–100 mm
Daerah luar sendi plastis = 20 kaki D13–120 mm
Daerah sambungan lewatan= 20 kaki D13 – 100 mm
4. Pada sambungan HBK (*joint*), diperoleh:
 - Pengekang vertikal cukup menggunakan tulangan longitudinal kolom K1(700mm x 700mm).
 - Pengekang horizontal = 4 kaki D 13 (4 lapis)

Saran

Adapun saran dari penulisan tugas akhir ini adalah sebagai berikut:

1. Lebih memperdalam penggunaan SNI 1726-2019 dan SNI 2847-2019.
2. Menambah pengetahuan di kondisi lapangan agar lebih memahami gambar maupun detailing struktur.
3. Lebih teliti dalam menginput beban mati dan hidup dalam program bantu.

DAFTAR PUSTAKA

- Asroni, A. (2003). *Buku Ajar Struktur Beton Lanjut*. Surakarta: Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Surakarta.
- Badan Standarisasi Nasional. (2013). *SNI 1727 Beban Minimum Untuk Perencanaan Bangunan Gedung dan Struktur Lain*. Jakarta: BSN.
- Badan Standarisasi Nasional. (2019). *SNI 1726 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung*. Jakarta: BSN.
- Badan Standarisasi Nasional. (2019). *SNI 2847 Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung*. Jakarta: BSN.
- Pusat Studi Gempa Nasional. (2017). *Peta Sumber dan Bahaya Gempa Indonesia*. Bandung: PUSGEN.
- Setiawan, A. (2016). *Perancangan Struktur Beton Bertulang Berdasarkan SNI 2847:2013*. Jakarta: Erlangga.
- Tavio; Kusuma, B. (2009). *Desain Sistem Rangka Pemikul Momen dan Dinding Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa*. Surabaya: ITS Press.
- Tavio; Wijaya, U. (2018). *Desain Rekayasa Gempa Berbasis Kinerja (Performance Based Design)*. Yogyakarta: Andi.