

ANALISIS PUSHOVER PADA STRUKTUR BAJA DENGAN BRESING MENGGUNAKAN SAP2000

Isna Kairatun J¹⁾, Ery Budiman²⁾, Mardewi Jamal³⁾

Teknik Sipil Universitas Mulawarman Samarinda
Jl.Sambaliung No.9 Kampus Gunung Kelua, Samarinda 75119. Telp:0541-736834
e-mail: dekan@ft.unmul.ac.id

ABSTRAK

Analisis *pushover* merupakan prosedur untuk mengetahui perilaku keruntuhan suatu bangunan terhadap gempa. Metode analisis *pushover* banyak digunakan para perencana bangunan tingkat tinggi yang mengandalkan perencanaan berbasis kinerja. Tujuan dari penelitian ini menjadi acuan dalam mengevaluasi kinerja keruntuhan dan perilaku bangunan.

Dalam penelitian ini dilakukan dengan menggunakan perangkat lunak SAP2000 dimana struktur dimodelkan dalam permodelan tiga dimensi. Setelah dilakukan analisis pembebanan awal dan pemeriksaan tegangan, barulah struktur ditambahkan variasi bresing. Penambahan bresing diletakkan di sisi depan dan belakang struktur dengan model bresing konsentrik dan bresing eksentrik. Perilaku keruntuhan struktur dievaluasi dengan menggunakan analisis *pushover*.

Hasil penelitian ini menunjukkan bahwa ketahanan struktur konsentrik lebih kuat daripada struktur tanpa bresing dan dengan bresing eksentrik. Dengan bantuan software SAP2000 struktur yang ditinjau termasuk dalam level kinerja *Immediate Occupancy* (IO). Kategori tersebut menyatakan struktur mampu menahan gaya lateral dan mengalami kerusakan yang mampu diperbaiki.

Kata kunci: Analisis Statik Nonlinier Pushover, Bresing Konsentrik, Bresing Eksentrik

ABSTRACT

Pushover analysis is a procedure to determine the collapse behavior of a building against an earthquake. The pushover analysis method is used by high-level building planners who rely on performance-based planning. The purpose of this study is to be a reference in evaluating collapse performance and building behavior.

In this research is conducted using SAP2000 software which the structure is modeled in three-dimensional modeling. After the initial loading analysis and stress check, there are variations in braced frame. Addition of braced is placed on the front and rear sides of the structure with concentric braced frame and eccentric braced frame models. Structural collapse behavior is evaluated using pushover analysis.

The results obtained that the resistance of the concentric braced structure is stronger than the structure without braced and with eccentric braced. By using SAP2000 software the structure reviewed is included in the level performance of Immediate Occupancy (IO). That category stated structure is able to withstand lateral forces and that damage can be repaired.

Keywords: *Pushover Static Nonlinear Analysis, Concentric Braced Frame, Eccentric Braced Frame*

1. PENDAHULUAN

1.1 Latar belakang

Gempa adalah salah satu bencana alam yang berasal dari pergerakan lempeng bumi. Gempa sendiri terdapat dalam 2 macam dalam bentuk kejadiannya yaitu Gempa Vulkanis dan Gempa Tektonik. Indonesia sendiri sebagai daerah *Ring of Fire* dapat mengalami kedua gempa tersebut. Namun dalam permasalahan keamanan, gempa tektonik cenderung tidak terduga dan sering menimbulkan korban jiwa. Hal ini karena banyak korban terjebak dalam suatu gedung yang terdampak gempa dan mengalami keruntuhan. Keruntuhan akibat gempa sendiri bisa menjadi cukup parah apabila bangunan tidak terawat dengan baik dan umumnya juga mengalami kegagalan konstruksi. Penanganan dalam gempa sendiri di Indonesia sudah cukup banyak tercantum dalam peraturan pembangunan bangunan konstruksi. Namun hal itu tidak dapat mencegah atau menghindari dari kerusakan akibat gempa. Perlu adanya penelitian terhadap material dan teknik sendiri untuk membuat suatu bangunan yang kokoh terhadap gempa. Dan sekarang untuk kemajuan jaman sendiri banyak cara yang dapat mengurangi kerusakan setelah terjadi gempa.

Pada penelitian yang telah menggunakan metode *pushover*, hasil dari analisis menjadi acuan dalam mengevaluasi kinerja keruntuhan dan perilaku bangunan. Oleh karena itu, struktur yang akan dilakukan analisis *pushover* dapat mengevaluasi perilaku keruntuhan struktur yang menggunakan bresing dan tanpa menggunakan bresing.

1.2 Tujuan Penelitian

Adapun tujuan dari analisis ini antara lain:

1. Menganalisa perilaku keruntuhan bangunan terhadap gempa dengan bresing konsentrik dan bresing eksentrik.
2. Mengidentifikasi besar gaya maksimum yang mampu ditahan struktur dan perpindahan maksimum struktur dengan dan tanpa menggunakan bresing.
3. Menganalisa level kinerja struktur bangunan tanpa bresing dan struktur dengan bresing konsentrik dan bresing eksentrik.
4. Membandingkan gaya maksimum dan level kinerja struktur tanpa bresing dan struktur dengan bresing konsentrik dan bresing eksentrik.

1.3 Batasan Masalah

Adapun batasan masalah dari analisis ini antara lain:

1. Beban yang bekerja pada struktur adalah beban gravitasi dan gempa.
2. Jumlah lantai 10 tingkat, termasuk atap.
3. Fungsi bangunan adalah sebagai hotel.
4. Bangunan merupakan struktur baja.
5. Menggunakan struktur rangka bresing konsentrik dan eksentrik.
6. Lokasi penelitian berada di Balikpapan.
7. Menganalisis respons bangunan dengan metode *pushover analysis* menggunakan program SAP2000.

2. TINJAUAN PUSTAKA

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

$$V = C_s W \quad 2.1$$

Keterangan:

C_s = koefisien respons seismik

W = berat seismik efektif

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

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_c}\right)} \quad 2.2$$

C_s harus tidak kurang dari

$$C_s = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01$$

Untuk struktur yang berlokasi di S_1 sama dengan atau lebih besar dari 0,6g, maka C_s harus tidak kurang dari

$$C_s = \frac{0,5 S_1}{\left(\frac{R}{I_c}\right)} \quad 2.3$$

Gaya tingkat disain gempa di semua tingkatharus ditentukan dari persamaan berikut :

$$V_x = \sum_{i=x}^N F_i \quad 2.4$$

Sistem Rangka Pemikul Momen (*Momen Resisting Frames/MRF*)

Sistem rangka pemikul momem mempunyai kemampuan menyerap energi yang baik tetapi memerlukan terjadinya simpangan antar lantai yang cukup besar agar timbul sendi-sendi plastis pada balok yang akan berfungsi untuk menyerap energi gempa. Simpangan yang begitu besar akan menyebabkan struktur tidak kaku sehingga mengakibatkan kerusakan non-struktural yang besar.

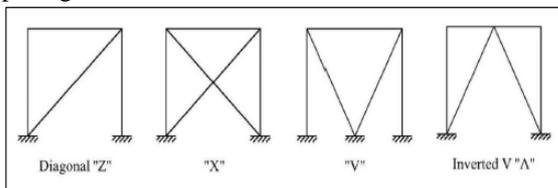
Sistem Rangka Bresing Konsentrik (*Concentrically Braced Frames/ CBF*)

Sistem rangka bresing konsentrik merupakan pengembangan dari sistem portal tak berpengaku

atau rangka pemikul momen. Sistem CBF memiliki tingkat kekakuan yang cukup baik dibandingkan dengan MRF yang hanya bisa digunakan sebagai penahan momen. Kekakuan sistem ini terjadi akibat adanya elemen pengaku yang berfungsi sebagai penahan gaya lateral yang terjadi pada struktur. Penyerapan energi dilakukan melalui pelelehan yang dirancang terjadi pada pelat buhul. Sistem CBF memiliki daktilitas kurang begitu baik sehingga kegagalan ditentukan oleh tekuk bresing.

Bresing adalah salah satu sistem struktur tahan gempa pada konstruksi bangunan. Umumnya penempatannya berupa menyilang atau diagonal dengan konfigurasi bervariasi pada bagian portal struktur. Penambahan bresing sebagai kekakuan suatu portal lebih efisien, karena pemasangan secara diagonal menyebabkan batang bresing hanya akan menahan gaya aksial saat melayani gaya geser horisontal (Smith & Coull, 1991).

Bresing konsentrik umumnya memiliki bentuk Z (diagonal), X, V, dan inverted V (Λ) seperti pada gambar.



Gambar 2.6 Macam bentuk bresing konsentrik
Sumber : Schueller, Wolfgang (1998)

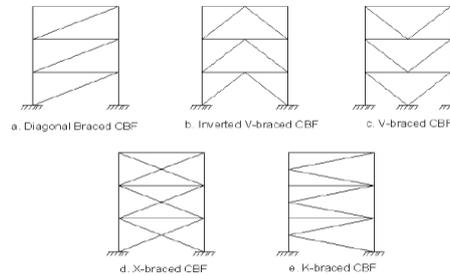
Sistem Rangka Bresing Eksentrik (Eccentrically Braced Frames/EBF)

Sistem ini muncul untuk menerima gaya lateral lebih baik dari sistem CBF. Sistem EBF mempunyai nilai daktilitas yang lebih tinggi dibandingkan dengan CBF yang lebih mengutamakan pada kekuatan strukturnya. Tingginya nilai daktilitas akibat adanya elemen link yang berfungsi sebagai pendisipasi energi ketika struktur menerima beban gempa. Pendisipasi energi ini diwujudkan dalam bentuk plastifikasi pada elemen link tersebut. Bentuk-bentuk konfigurasi sistem portal EBF dapat dilihat pada Gambar 2.7.

Elemen Link

Link merupakan elemen struktur yang direncanakan untuk berperilaku inelastis serta mampu untuk berderformasi plastis yang besar pada saat terjadi beban lateral. Bagian link ini berfungsi untuk menyerap energi pada saat terjadi beban lateral (gempa). Mekanisme kelelahan pada elemen link terdiri dari dua mekanisme, yaitu kelelahan

geser dan kelelahan lentur, tergantung dari panjang link (e) yang digunakan. Gaya-gaya yang mendominasi pada suatu elemen link adalah gaya geser dan gaya lentur. Berdasarkan kedua gaya tersebut pola kelelahan elemen link dapat dibedakan menjadi leleh geser dan leleh lentur.



Gambar 2.7 Macam bentuk bresing eksentrik
Sumber: AISC, 2010

Rasio pada kondisi berimbang tercapai ketika pada bentang tersebut terjadi secara terus-menerus leleh geser dan lentur, sesuai dengan persamaan:

$$d_{vb} = \frac{M_p}{V_p} \tag{2.18}$$

Dimana :

dvb = panjang bentang ketika gaya geser dan momen berimbang (mm)

Mp = momen plastis penampang (Nmm)

Vp = gaya geser plastis penampang (N)

Kekuatan atau kondisi batas link geser dan lentur didefinisikan sebagai berikut:

$$M_p = Z_x \cdot f_y \tag{2.19}$$

$$V_p = 0,6 \cdot f_y (h - 2t_f)t_w \tag{2.20}$$

Dimana :

Mp = momen plastis penampang (Nmm)

Zx = modulus elastisitas penampang (mm³)

Fy = tegangan leleh baja (MPa)

Vp = gaya geser plastis penampang (N)

h = tinggi penampang (mm)

tf = tebal pelat sayap (mm)

tw = tebal pelat badan (mm)

Kuat geser rencana link ϕV_n harus lebih besar dari kuat geser perlu Vu dengan :

$$\phi_v V_n = \phi \cdot 0,6 \cdot f_y (h - 2t_f)t_w \tag{2.21}$$

Dimana:

Vn = kuat geser nominal link (diambil yang terkecil

Vp atau $2M_p / e$

ϕ_v = faktor reduksi geser (0,9)

e = panjang link

Kapasitas kekuatan link harus memenuhi syarat berikut :

$$M_n = M_p \tag{2.22}$$

$$\phi M_n > M_u \tag{2.23}$$

$$\phi V_n > V_u \tag{2.24}$$

Dimana :

M_n = momen lentur rencana link

M_u = momen lentur perlu

Φ = faktor reduksi lentur (0,9)

Bentang geser yang ditunjukkan oleh kantilever pada Gambar Kantilever Sederhana memiliki hubungan $M_p = d v_b \cdot V_p$ dimana balok kantilever tersebut berperilaku sebagai moment link jika panjang link (e) lebih besar dari $d v_b$ dan akan berperilaku sebagai shear link jika panjang link (e) lebih kecil dari $d v_b$.

Adapun jenis link berdasarkan panjangnya dapat dibedakan menjadi empat kelompok, yaitu :

a. $e \leq 1,6 M_p/V_p$ (link geser murni)

Jenis link ini lelah akibat gaya geser pada respon/ deformasi inelastik.

b. $1,6 M_p/V_p < e < 2,6 M_p/V_p$ (link dominan geser)

Jenis link ini lelah akibat dominan geser (pada kombinasi geser dan lentur) pada respon / deformasi inelastik.

c. $2,6 M_p/V_p < e < 5 M_p/V_p$ (link dominan lentur)

Jenis link ini lelah akibat dominan lentur (pada kombinasi geser dan lentur) pada respon / deformasi inelastik.

d. $e \geq 5 M_p/V_p$ (link lentur murni)

Jenis link ini lelah akibat gaya lentur pada respon/deformasi inelastik.

Analisis Statis Nonlinier *Pushover*

Analisis *pushover* adalah salah satu variasi yang direkomendasikan untuk mengetahui perilaku keruntuhan struktur bangunan terhadap gempa. Menurut SNI 03-1726-2002, analisis statik beban dorong adalah analisis nonlinier yang pengaruh gempa rencana terhadap struktur bangunan gedung dianggap beban statik pada pusat massa masing-masing lantai, yang nilainya ditingkatkan hingga mengalami perubahan bentuk pasca-elastik hingga mencapai target peralihan kondisi plastik.

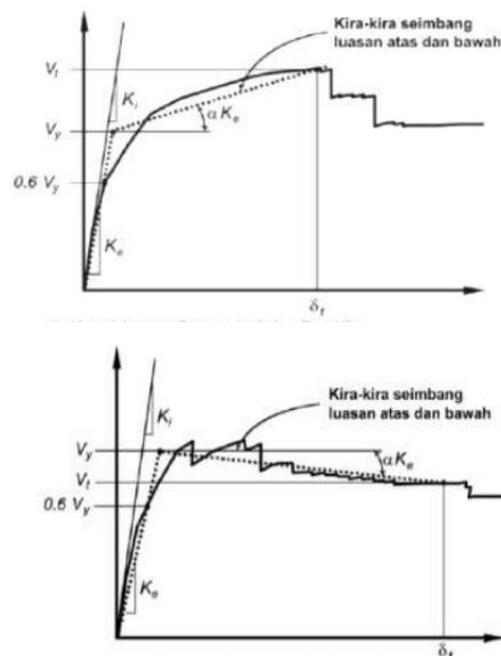
Analisis ini dilakukan dengan memberikan kuantitas dari beban lateral statik pada struktur yang terus menerus ditingkatkan dengan faktor pengali sampai pada suatu target perpindahan lateral yang ditentukan. Selama peningkatan pembebanan akan terjadi pelepasan (sendi plastis) pertama di dalam struktur, kemudian dengan peningkatan beban lebih lanjut mengalami perubahan bentuk pasca-elastik yang besar sampai mencapai target peralihan atau kondisi plastik,

Tujuan dari analisis beban dorong (*pushover*) adalah untuk memperkirakan gaya maksimum dan deformasi yang terjadi serta untuk memperoleh

informasi bagian yang kritis. Selanjutnya dapat dilakukan identifikasi pada bagian-bagian yang memerlukan perhatian khusus untuk pendetailan dan stabilitas. Hasil dari analisis adalah berupa pola keruntuhan, kurva yang menjelaskan hubungan antara gaya geser dasar dengan perpindahan/*displacement* pada titik acuan tersebut. Banyak studi menunjukkan bahwa analisis statis nonlinier *pushover* memberikan hasil yang mencukupi ketika dibandingkan dengan hasil analisis dinamik nonlinier untuk bangunan regular dan tidak tinggi.

Metode Koefisien Perpindahan (FEMA 356)

Metode ini merupakan metode utama yang terdapat dalam FEMA 273/356 untuk prosedur static nonlinier yang dikeluarkan *Federal Emergency Management Agency* (FEMA) tahun 2000. Dalam penyelesaiannya dilakukan modifikasi respons elastic linier dari sistem SDOF ekuivalen dengan faktor koefisien C_0 , C_1 , C_2 , dan C_3 sehingga diperoleh nilai perpindahan global maksimum yang disebut target perpindahan (δ_T).



Gambar 2.1 Perilaku pasca leleh struktur ;
a) kemiringan pasca leleh – positif, b) kemiringan pasca leleh – negatif

Analisis dimulai dengan menetapkan waktu getar efektif, T_e yang memperhitungkan kondisi inelastis. Waktu getar alami efektif mencerminkan kekakuan linier dari sistem SDOF ekuivalen. Jika diplotkan pada *spectrum respons elastic* akan menunjukkan percepatan gerakan tanah pada saat gempa yaitu akselerasi puncak, S_a , berbanding waktu getar, T . Puncak perpindahan *spectra elastic*,

S_d, berhubungan langsung dengan akselerasi spectra, S_a, dengan hubungan sebagai berikut :

$$S_d = \frac{T_e^2}{4\pi^2} S_a \quad (2.26)$$

Selanjutnya target perpindahan pada titik kontrol δ_T, ditentukan dari rumus berikut :

$$\delta_T = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \left(\frac{T_e}{2\pi}\right)^2 g \quad (2.27)$$

Dimana :

T_e = waktu getar alami efektif yang memperhitungkan kondisi inelastis

C₀ = koefisien faktor bentuk, untuk merubah perpindahan spectra menjadi perpindahan atap, umumnya memakai faktor partisipasi ragam yang pertama berdasarkan Tabel 3-2 dari FEMA 356.

C₁ = faktor modifikasi yang menghubungkan perpindahan inelastic maksimum dengan perpindahan yang dihitung dari respons elastik linier sebagai berikut :

$$C_1 = 1.0 \text{ untuk } T_e \geq T_s \quad (2.28)$$

$$C_1 = \frac{[a+(R-1) \cdot T_s/T_e]}{R} \text{ untuk } T_e < T_s \quad (2.29)$$

T_s = waktu getar karakteristik yang diperoleh dari kurva respon spektrum pada titik dimana terdapat transisi bagian akselerasi konstan ke bagian kecepatan konstan.

R = rasio kuat elastis perlu terhadap koefisien kuat leleh yang dihitung dari persamaan di bawah ini:

$$R = \frac{S_a}{V_y/W} C_m \quad (2.30)$$

S_d = akselerasi respons spectrum yang berkesesuaian dengan waktu getar alami efektif pada arah yang ditinjau.

V_y = gaya geser dasar pada saat leleh, dari idealisasi kurva *pushover* menjadi bilinear.

W = total beban mati dan beban hidup yang dapat direduksi.

C_m = faktor massa efektif yang diambil dari Tabel 3-1 FEMA 356.

C₂ = koefisien untuk memperhitungkan efek *pinching* dari hubungan beban deformasi akibat degradasi kekakuan dan kekuatan, berdasarkan Tabel 3-3 FEMA 356.

C₃ = koefisien untuk memperhitungkan pembesaran lateral akibat adanya efek P-delta. Koefisien diperoleh secara empiris dari studi statistis analisa riwayat waktu non-linier dari SDOF dan diambil berdasarkan pertimbangan *engineering judgement*, dimana perilaku hubungan gaya geser dasar-lendutan pada kondisi pasca leleh kekakuannya positif (kurva meningkat) maka C₃ = 1, sedangkan jika perilaku pasca lelehnya negatif (kurva menurun) sebagai berikut :

$$C_3 = 1.0 + \frac{|\alpha|(R-1)^{3/2}}{T_e} \quad (2.31)$$

α = rasio kekakuan pasca leleh terhadap kekakuan elastic efektif, dimana hubungan gaya lendutan diidealisasikan sebagai kurva bilinear

g = percepatan gravitasi 9.81 m/det².

Metode Spektrum Kapasitas (ATC 40)

Dalam metode spectrum kapasitas analisis menghasilkan kurva hubungan gaya perpindahan yang memperhitungkan kondisi inelastis struktur. Namun hasil tersebut harus diplotkan dalam format *Acceleration Displacement Response Spectrum* (ADRS). Kurva kapasitas, hasil analisis *pushover* diubah menjadi spectrum kapasitas dalam format ADRS melalui persamaan berikut :

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad (2.32)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{atap}}{PF_1 \phi_{atap,1}} \quad (2.33)$$

$$PF = \frac{[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1})/g]}{[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2)/g]} \quad (2.34)$$

$$\alpha_1 = \frac{[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1})/g]^2}{[\sum_{i=1}^N w_i/g][\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2)/g]} \quad (2.35)$$

Dimana :

PF₁ = faktor partisipasi ragam untuk ragam 1

α₁ = koefisien massa ragam untuk ragam ke-1

w_i/g = massa lantai i

φ_{i1} = perpindahan pada lantai I ragam ke-1

N = jumlah lantai

V = Gaya geser dasar

W = berat struktur (DL dan LL yang tereduksi)

Δ_{atap} = perpindahan atap

S_a = spektrum percepatan

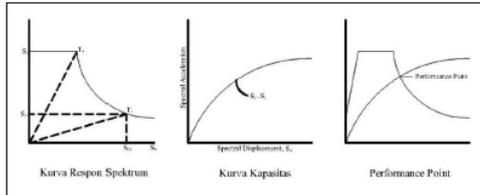
S_d = spektrum perpindahan

Metode ini dapat memberi informasi yang sangat berguna karena mampu menggambarkan respons *inelastic* bangunan. Analisis ini bukan cara untuk mendapat jawaban masalah analisis dan desain, namun relatif sederhana untuk mendapatkan respon nonlinier struktur.

Performance Point

Performance point merupakan titik dimana kurva kapasitas berpotongan dengan kurva respon spectra seperti yang dipergunakan dalam Metode Kapasitas Spektrum (ATC-40,1996). Pada *performance point* dapat diperoleh informasi mengenai periode bangunan dan redaman efektif dari perubahan kekakuan struktur setelah sendi plastis. Berdasarkan informasi tersebut respons struktur lainnya seperti nilai simpangan tingkat (*drift*) dan posisi sendi plastis dapat diketahui.

Untuk metode penentuan kinerja struktur menggunakan ATC-40 (1996) dengan ketentuan kurva respon *spectrum* dan kurva kapasitas dikonversi menjadi format *Acceleration-Displacement Response Spectra* (ADRS) seperti pada gambar 2.9.



Gambar 2.2 Kurva respon *spectrum*, kapasitas dan *performance point*

Target Perpindahan

Dalam analisis *pushover*, gaya dan deformasi setiap elemen struktur dihitung terhadap perpindahan di titik kontrol yang disebut sebagai target perpindahan (δ_T) dan dianggap sebagai perpindahan maksimum yang terjadi saat struktur mengalami gempa rencana. Untuk mendapatkan perilaku struktur setelah kondisi runtuh, maka dilakukan analisis *pushover* untuk mendapatkan kurva hubungan gaya geser dasar dan perpindahan lateral titik kontrol sampai minimal 150% dari target perpindahan. (FEMA 356)

Kriteria Kinerja Struktur

Level kinerja adalah pembatasan derajat kerusakan yang ditentukan oleh kerusakan fisik struktur dan elemen struktur sehingga tidak membahayakan keselamatan pengguna gedung. Kriteria kinerja yang ditetapkan dalam dokumen Vision 2000 dan *National Earthquake Hazards Reduction Program* (NEHRP) adalah sebagai berikut :

Tabel 2.1 Kriteria kinerja

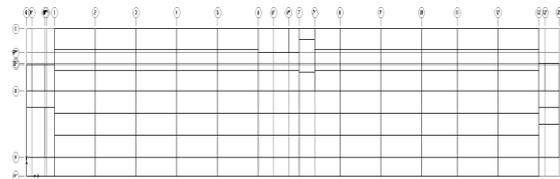
Level Kinerja		Penjelasan
NEHRP	Vision 2000	
<i>Operational</i>	<i>Fully Functional</i>	Tak ada kerusakan berarti pada komponen struktur dan non-struktur, bangunan tetap berfungsi.
<i>Immediate Occupancy</i>	<i>Operational</i>	Tidak ada kerusakan yang berarti pada struktur, dimana kekuatan dan kekakuannya kira-kira hampir sama dengan kondisi sebelum gempa. Komponen non-struktur masih berada di tempatnya dan sebagian besar masih berfungsi jika utilitasnya tersedia. Bangunan dapat tetap berfungsi dan tidak terganggu dengan masalah perbaikan.
<i>Life Safety</i>	<i>Life Safe</i>	Terjadi kerusakan komponen struktur, kekakuan berkurang, tetapi masih mempunyai ambang yang cukup terhadap keruntuhan. Komponen non-struktur masih ada tetapi tidak berfungsi. Dapat dipakai lagi jika sudah dilakukan perbaikan.
<i>Collapse Prevention</i>	<i>Near Collapse</i>	Kerusakan yang berarti pada komponen struktur dan non-struktur. Kekuatan struktur dan kekakuannya

		berkurang banyak, hampir runtuh. Kecelakaan akibat kejatuhan material bangunan yang rusak sangat mungkin terjadi.
--	--	---

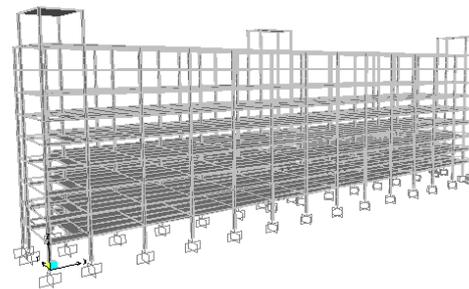
Sumber : FEMA 273, 1997

3. METODOLOGI PENELITIAN

Pada penelitian ini dilakukan pada gedung Skylounge yang berada di kota Balikpapan. Struktur gedung beton bertulang dengan ketinggian 10 lantai. Fungsi utama bangunan adalah sebagai fasilitas hunian. Namun, untuk penelitian struktur gedung dimodelkan menjadi struktur baja dengan memilih salah satu bagian dari struktur yaitu bagian B. Hal ini untuk mengoptimalkan kinerja dari struktur tersebut. Denah gedung dapat dilihat dari gambar di bawah ini:

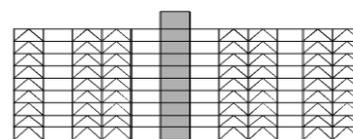


Gambar 3.1 Denah gedung Skylounge
Sumber : Proyek Apartemen Bandara Balikpapan, 2019

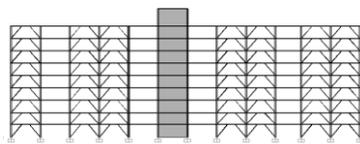


Gambar 3.2 Visual 3D dari permodelan SAP2000

Pada penelitian ini terdapat 2 jenis model bresing. Hal ini dilakukan untuk membandingkan kekuatan, kekakuan dan daktilitas dari struktur bangunan tersebut akibat variasi yang dipilih. Kedua model yang digunakan dapat dilihat pada gambar-gambar di bawah ini.

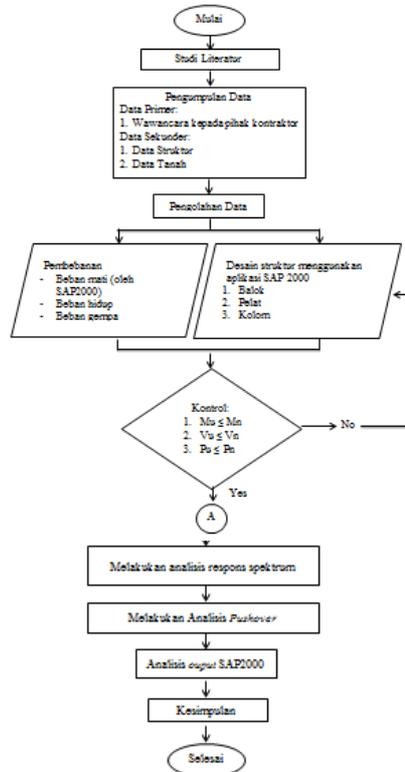


Gambar 3.8 Model Konsentrik



Gambar 3.9 Model Eksentrik

Diagram alir metodologi penelitian dapat dilihat pada Gambar 3.3 berikut:



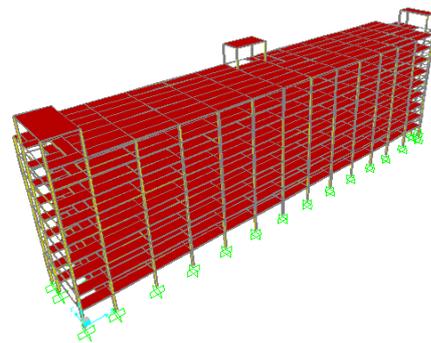
Gambar 3.3 Diagram Alir Analisis Pada Proyek Tamansari Skylounge Balikpapan

4. ANALISIS DAN PEMBAHASAN

Bangunan yang ditinjau ialah bangunan Apartemen Tamansari Skylounge. Model struktur dimodelkan menjadi bangunan baja ASTM36. Deskripsi permodelan struktur bangunan dan denah permodelan sebagai berikut :

Jumlah lantai : 10 Lantai
Fungsi gedung : Area Parkir (Lantai 1A-1B)
Apartemen (Lantai 2-9)

Kombinasi pembebanan yang digunakan pada bangunan berasal dari beban gravitasi dan beban gempa. Beban gravitasi terdiri dari beban mati dan beban hidup.



Gambar 4.1 Visual 3D SAP2000

Beban mati

Beban mati yang terdapat dalam struktur gedung ini terdiri dari beban mati struktural dan beban mati arsitektural, yaitu :

1. Beban mati struktural (*Structural Dead Load*), yaitu beban sendiri struktur berdasarkan elemen pokok struktur.
2. Beban mati tambahan atau yang biasa disebut *Superimpose Dead Load (SDL)* yaitu berat komponen di luar elemen pokok struktur. Berikut beban yang termasuk :
 - a. Beban mati tambahan untuk pelat lantai 1B dan lantai 2 (*parking area*)

Berat spesi 2 cm, @21 kg/m ² ,	42 kg/m ²
Berat penutup lantai 2 cm, @12 kg/m ² ,	24 kg/m ²
	66 kg/m ²
 - b. Beban mati tambahan untuk pelat lantai 3-9 (apartemen)

Berat spesi 2 cm, @21 kg/m ² ,	42 kg/m ²
Berat penutup lantai 2 cm, @12 kg/m ² ,	24 kg/m ²
Berat plafond + penggantung,	18 kg/m ²
	84 kg/m ²
 - c. Beban mati tambahan untuk pelat lantai 10 (atap)

Berat plafond + penggantung,	18 kg/m ²
------------------------------	----------------------

Beban hidup

Beban hidup yang diperhitungkan adalah beban hidup berdasarkan fungsi dari bangunan gedung sebagai berikut :

1. Beban hidup pada lantai gedung

Lantai apartemen, hotel,	250 kg/m ²
Lantai parkir,	400 kg/m ²
2. Beban hidup pada atap gedung

Beban hidup oleh air hujan,	20 kg/m ²
Beban hidup oleh manusia,	100 kg/m ²

Analisis beban gempa dilakukan dengan menggunakan analisis gempa statis atau lebih dikenal dengan *Equivalent Lateral Force Analysis (ELF)*. Hal ini mengacu pada SNI 03-1726-2012

tentang Tata cara perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung dimana respon dinamik struktur didapatkan dari superposisi respon dinamik pada tiap ragam getar yang didapatkan melalui spektrum respon gempa rencana. Berikut adalah data-data yang diperlukan untuk menghitung beban gempa sebagai berikut.

Kategori wilayah : 2
Jenis Tanah: Tanah (SC)
Tipe Analisis : Analisis gaya lateral ekuivalen (ELF)
Koef. Respons (R) :
7 untuk Rangka Baja dengan Bresing Kosentrik
8 untuk Rangka Baja dengan Bresing Eksentrik

1. Faktor keutamaan dan kategori resiko

Dalam tata cara menentukan pengaruh gempa rencana, untuk berbagai kategori risiko struktur bangunan gedung dan non gedung harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan gempa I_e , sebagai berikut :

Jenis gedung : Apartemen
Kategori risiko : II
Faktor keutamaan gempa, I_e : 1,0

2. Kelas situs

Dalam melakukan analisis ekuivalen klasifikasi situs perlu dilakukan untuk memberikan kriteria desain seismik berupa faktor-faktor amplifikasi pada bangunan. Untuk penelitian diasumsikan tipe kelas situs SD atau tanah sedang dengan definisi sebagai berikut :

Lokasi : Balikpapan
Koor. : 1,0 LS – 1,5 LS dan 116,5 BT – 117,5 BT

3. Parameter percepatan gempa

Berdasarkan pada pencarian situs wilayah gempa diperoleh nilai :
Nilai S_1 : 0,086
Nilai S_s : 0,296

Hasil itu didapat dari respons spekturm rencana dalam perhitungan beban gempa dibuat dengan berdasarkan pada percepatan batuan dasar periode 0,2 detik S_s dan percepatan batuan dasar untuk periode 1 detik S_1 .

4. Faktor amplifikasi

Faktor amplifikasi terdiri dari faktor amplifikasi percepatan pada periode pendek F_a dan fakto amplifikasi pada periode 1 detik F_v .

Berdasarkan identifikasi kelas situs didapatkan faktor amplifikasi untuk menentukan parameter-parameter respons spectral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko, MCER.

5. Periode fundamental pendekatan

Periode getar struktur (*fundamental period*), biasanya disimbolkan T atau T_a merupakan kelengkapan yang penting untuk diketahui dalam proses perancangan struktur tahan gempa. Periode struktur yang akan menentukan besarnya beban gempa yang akan dimasukkan dalam perhitungan struktur. Sesuai dengan SNI 1726-2012 periode pendekatan fundamental dihitung dengan menggunakan rumus :

$$T_a = C_t h_n^x \quad (4.1)$$

$$T = C_u T_a \quad (4.2)$$

Nilai C_u , x , dan C_t merupakan nilai koefisien periode fundamental yang diperoleh dari tabel 6 dan tabel 7 SNI Gempa 1726:2012, sedangkan h_n adalah tinggi total gedung yang ditinjau.

6. Spektrum respon desain

Berdasarkan prosedur pembuatan grafik spektrum respons desain pada pasal 6.4 SNI 1726-2012 maka diperoleh grafik sebagai berikut :

7. Kategori desain seismik dan pemilihan prosedur Pada pasal 7.6 SNI 1726-2012 ditetapkan beberapa prosedur yang dapat digunakan dalam analisis beban gempa rencana. Penentuan prosedur analisis dilakukan setelah menentukan kategori desain seismik untuk gedung yang ditinjau sesuai dengan pasal 6.5 SNI 1726-2012 pada tabel 6 dan 7. Dari tabel didapat bangunan dengan kategori risiko II dan kategori desain seismik B memenuhi prosedur dibawah ini :

Tabel 4.1 Pemilihan prosedur

Analisis Statik Ekuivalen	Analisis Respons spektrum	Analisis Time History
Diizinkan	Diizinkan	Diizinkan

Sumber : Hasil Perhitungan, 2019

Dari data di atas diperoleh data koefisien input tambahan yang berasal dari website http://puskim.pu.go.id/Aplikasi/desain_spektra_indonesia_2011/. Berikut adalah data perhitungan koefisien beban gempa :

Dari $S_s = 0,296$ dan $S_1 = 0,086$ dapat diperoleh :

$$F_a = 1,201$$

$$F_v = 1,773$$

- Menentukan S_{MS} dan S_{M1}

$$S_{MS} = F_a \times S_s = 0,355$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 = 0,146$$

- Menentukan S_{DS} dan S_{D1}

$$S_{DS} = 2/3 \times S_{MS} = 0,237$$

$$S_{D1} = 2/3 \times S_{M1} = 0,098$$

- Menghitung parameter-parameter respons spektrum disain sebagai berikut:

$$T_0 = 0,2 \times \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0,2 \times \frac{0,237}{0,098} = 0,082$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0,237}{0,098} = 0,412$$

Untuk periode yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respons percepatan disain, S_a , harus diambil persamaan 2.6 seperti dibawah ini:

$$S_a = 0,089 \left(0,4 + 0,6 \frac{0,412}{0,082} \right) = 0,334$$

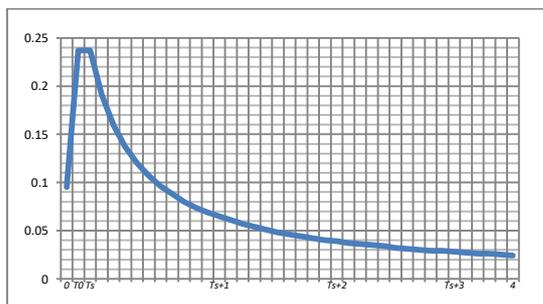
Sedangkan, untuk perioda yang lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , S_a sama dengan S_{DS} . Kemudian untuk perioda lebih besar dari T_s , nilai S_a berdasarkan persamaan 2.7 seperti dibawah ini:

$$S_a = \frac{0,098}{0,412} = 0,237$$

Tabel 4.2 Spektrum respons desain

T (s)	S_a
0	0,095
T_0	0,237
T_s	0,237
T_s+0	0,191
T_s+1	0,065
T_s+2	0,039
T_s+3	0,028
$T_s+3,1$	0,027
$T_s+3,2$	0,026
$T_s+3,3$	0,026
$T_s+3,4$	0,025
4	0,024

Sumber : Hasil Perhitungan, 2019



Gambar 4.2 Grafik spektrum respons desain

Sumber : Hasil Perhitungan, 2019

Nilai $C_u = 1,4$ didapat berdasarkan nilai $S_{D1} = 0,098$

$$S_{DSu} = S_{DS} \times C_u = 0,098 \times 1,4 = 0,840$$

$$T_s = S_{D1} / S_{DSu} = 0,371 / 0,840 = 0,441 \text{ detik}$$

$$T_a = 0,0466 \cdot H \cdot 0,9 = 0,0466 \cdot 30 \cdot 0,9 = 1,010 \text{ detik}$$

$$T_a \cdot C_u = 1,010 \cdot 1,4 = 1.414 \text{ detik}$$

Berdasarkan kondisi pembebanan struktur gedung, maka definisikan semua kombinasi pembebanan sebagai berikut :

1. Kombinasi Pembebanan Gravitasi
 1. 1,4 DL
 2. 1,2 DL + 1,6 LL

2. Kombinasi Pembebanan Gempa
 1. 1.2 DL + 1.0 LL + 1.0 EX + 0.3 EY
 2. 1.2 DL + 1.0 LL + 1.0 EX - 0.3 EY
 3. 1.2 DL + 1.0 LL - 1.0 EX + 0.3 EY
 4. 1.2 DL + 1.0 LL - 1.0 EX - 0.3 EY
 5. 1.2 DL + 1.0 LL + 0.3 EX + 1.0 EY
 6. 1.2 DL + 1.0 LL + 0.3 EX - 1.0 EY
 7. 1.2 DL + 1.0 LL - 0.3 EX + 1.0 EY
 8. 1.2 DL + 1.0 LL - 0.3 EX - 1.0 EY
 9. 0.9 DL + 1.0 EX + 0.3 EY
 10. 0.9 DL + 1.0 EX - 0.3 EY
 11. 0.9 DL - 1.0 EX + 0.3 EY
 12. 0.9 DL - 1.0 EX - 0.3 EY
 13. 0.9 DL + 0.3 EX + 1.0 EY
 14. 0.9 DL + 0.3 EX - 1.0 EY
 15. 0.9 DL - 0.3 EX + 1.0 EY
 16. 0.9 DL - 0.3 EX - 1.0 EY

Kombinasi beban diatas dapat dicari nilai *envelope* (maksimum/minimumnya) dengan cara mengubah **Load Combination Type** menjadi **Envelope**, kemudian memasukkan semua kombinasi diatas dalam kombinasi yang baru tersebut.

Berat massa tiap-tiap lantai yang diperhitungkan dalam analisis serta pusat massa dan kekakuan perlu diperhitungkan. Hal ini berkaitan dengan perpindahan yang terjadi setelah dilakukan analisis. Di bawah ini besarnya massa, pusat massa, dan kekakuan yang disajikan pada Tabel 4.3.

Tabel 4.3 Besar Massa, Pusat Massa dan Pusat Kekakuan Lantai (kN-m)

Story	MassX	MassY	XCM	YCM	XCR	YCR
Atap	554,3087	554,3087	15	15	14,998	14,999
Lantai 9	870,8502	870,8502	15	15	14,998	14,999
Lantai 8	870,8502	870,8502	15	15	14,997	14,999
Lantai 7	881,3164	881,3164	15	15	14,996	14,999
Lantai 6	885,6238	885,6238	15	15	14,995	14,998
Lantai 5	901,0893	901,0893	15	15	14,993	14,998
Lantai 4	906,8201	906,8201	15	15	14,988	14,997
Lantai 3	920,3847	920,3847	15	15	14,982	14,994
Lantai 2	927,3345	927,3345	15	15	14,978	14,989
Lantai 1	938,1777	938,1777	15	15	14,962	14,984

Sumber : Output SAP2000

Dari hasil didapat nilai koordinat terhadap pusat massa dan pusat kekakuan dari tiap lantai adalah tidak sama. Disimpulkan bangunan mengalami eksentrisitas, namun yang terjadi tidak terlalu besar dengan nilai kurang dari 0,07. Sesuai RSNi 03-1726-201x, jumlah pola getar yang ditinjau dalam penjumlahan respons ragam harus mencakup partisipasi massa sekurang-kurangnya 90%. Dalam analisis yang dilakukan, digunakan 10 pola ragam getar dan partisipasi massa yang diperoleh dari masing-masing pola getar sebagai berikut :

Tabel 4.4 Partisipasi Massa (KN-m)

Mode	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0	77,5762	0	77,5762
2	76,8804	0	76,8805	77,5762
3	0,0038	0,0015	76,8843	77,5777

4	0	17,0349	76,8843	94,6126
5	17.3058	0	94,1901	94,6126
6	0.0018	0,0035	94,1919	94,6161
7	0	3,6198	94,1919	94,2359
8	3.84	0	98,0319	94,3969
9	0	0,9272	98,0319	99,1632
10	1.0411	0	99,0731	99,1632
11	0,0001	0,0059	99,0733	99,1691
12	0	0,6015	99,0733	99,7706

Sumber : Output SAP2000

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 pada pasal 7.8.3 gaya lateral diberikan tiap lantai gedung. Distribusi gaya seismik lateral ditentukan dengan persamaan berikut :

$$F_x = C_{vx} V \tag{4.3}$$

dan,

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \tag{4.4}$$

Dari persamaan di atas akan didapat nilai distribusi gaya lateral secara vertikal tiap lantai yang disajikan pada tabel 4.5 untuk arah X dan tabel 4.6 untuk arah Y.

Tabel 4.5 Gaya Lateral tiap lantai (kN-m) Arah X

Story	W _i	H _i	k _x	w _i ^k	C _{vx}	V _x	Fix	V _{ix}	
Atap	551,4084	4	1,4945	121694,024	0,12306	4572,159	562,678	562,678	
Lantai 9	867,9499	3,6		168812,859	0,17072		780,543	1343,22	
Lantai 8	877,4775	2,9		147043,999	0,14871		679,89	2023,113	
Lantai 7	881,4332	3,3		127680,015	0,1291		590,356	2613,468	
Lantai 6	881,4332	3,4		108272,033	0,1094		413,554	3114,087	
Lantai 5	899,5884	3,4		89441,990	0,0904		339,022	3527,642	
Lantai 4	906,5566	3,4		73322,565	0,0744		264,261	3866,665	
Lantai 3	906,4494	3,5		57153,525	0,0432		193,734	4130,927	
Lantai 2	926,6341	3,4		41901,193	0,0293		133,801	4324,467	
Lantai 1	943,6756	3,6		28939,027	0,0095		79,0414	4570,154	
Total									

Sumber : Hasil Perhitungan, 2019

Tabel 4.6 Gaya Lateral tiap lantai (kN-m) Arah Y

Story	W _i	H _i	k _y	w _i ^k	C _{vy}	V _y	Fix	V _{iy}	
Atap	551,4084	4	1,517	132270,9	0,5512	4434,66	2442,08	2444,09	
Lantai 9	867,9499	3,6		183127,26	0,7630		3383,8	5687,88	
Lantai 8	877,4775	2,9		159172,79	0,6643		2942,7	8769,05	
Lantai 7	881,4332	3,3		137887,28	0,5741		2154,93	11316,9	
Lantai 6	881,4332	3,4		116622,3	0,4859		1774,91	13471,8	
Lantai 5	899,5884	3,4		96056,19	0,4002		1450,12	15246,7	
Lantai 4	906,5566	3,4		78478,75	0,3269		1133,86	16696,8	
Lantai 3	906,4494	3,5		60930,54	0,2538		842,33	17822,7	
Lantai 2	926,6341	3,4		44455,61	0,1852		564,91	19208,1	
Lantai 1	943,6756	3,6		17880,05	0,1137		337,39	19538,5	
Total									

Sumber : Hasil Perhitungan, 2019

Dari kedua tabel di atas nilai gaya geser dari tiap lantai struktur dan gaya geser dasar, dimana gaya geser dasar pada arah X didapat nilai 4572,159 kN dan untuk arah Y didapat nilai 4434,66 kN. Untuk perhitungan berikutnya bahwa nilai yang diperlukan dalam perbandingan ialah gaya geser, sehingga nilai-nilai gaya geser lantai tidak ditampilkan untuk perhitungan keseluruhan.

Analisis pushover merupakan analisis yang digunakan untuk mengevaluasi kinerja dari sebuah struktur gedung. Hasil dari analisis ini berupa kurva kapasitas (*capacity curve*), titik terjadi (*performance point*) dan titik-titik terbentuknya sendi plastis. Dari hasil tersebut dapat diketahui level kinerja seismik struktur gedung sehingga dapat diidentifikasi bagian-bagian yang memerlukan perhatian khusus untuk stabilitasnya.

Dalam analisis dilakukan dengan dua tahap, yang pertama struktur akan diberi beban gravitasi yang merupakan kombinasi beban mati dan beban hidup dengan faktor pengali yang ditentukan. Kedua struktur diberi beban lateral secara bertahap, intensitas pembebanan lateral pada tahap kedua terus ditingkatkan bertahap sampai elemen struktur yang paling lemah berdeformasi kemudian berlanjut hingga struktur mengalami kegagalan/*collapse*.

Tahap 1

Pola distribusi beban berupa kombinasi beban mati dan hidup yang diberikan faktor pengali. Pola distribusinya sesuai dengan gaya geser tiap lantai yang dihasilkan bangunan tersebut.

Tahap 2

Tahap ini pola distribusi beban berdasarkan proporsi massa bangunan.

Hasil dari permodelan didapatkan besar massa per lantai, pusat massa dan kekakuan. Kemudian besarnya massa tiap-tiap lantai diperhitungkan dalam analisis dinamik. Analisis statik nonlinier struktur atau *pushover analysis*, dilakukan sesuai dengan metode spektrum kapasitas berdasarkan ATC 40 1996 menggunakan bantuan aplikasi SAP2000.

Tabel 4.7 Perbandingan *Performance point* antara spektral dan aktual

Performance Point	Spektrum Kapasitas (spektral)	Kurva Kapasitas (aktual)
Sd / Δroof	2,785 cm	3,621 cm
Sa / V	0,348 g	16974,712 kg

Sumber : Hasil Perhitungan, 2019

Berdasarkan analisis pushover dengan ATC-40 prosedur B, kurva kapasitas spektrum dengan *demand* spektrum digabung untuk memperoleh titik perpotongan kurva yang disebut titik kinerja atau *performance point*. Dari tabel 4.7 nilai titik kinerja antara spektral dan aktual yang didapat dari SAP2000 dibandingkan. Didapat nilai dari kurva kapasitas aktual lebih besar nilainya dibandingkan dengan spektrum kapasitas spektral setelah titik dipotong. Nilai tersebut nanti akan menjadi *performance point* yang bekerja di struktur sebelum mengalami keruntuhan.

4.4.1 Simpangan Antar-Lantai

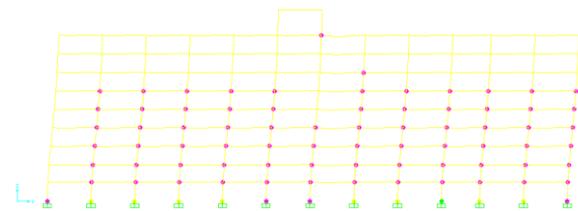
Setelah syarat rasio gaya ultimit dengan kekuatan nominal elemen dipenuhi, dilakukan pengecekan terhadap simpangan antar lantai sesuai syarat SNI 03-1726-2012 pasal 7.12.1. Simpangan maksimum akan terjadi pada kondisi pembebanan gempa. Dari kombinasi pembebanan tersebut didapatkan nilai-nilai simpangan antar-lantai dan perpindahan lateral maksimum tiap-tiap lantai yang memenuhi persamaan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \Delta_i &< 0,025 h_{sx} & (4.5) \\ \Delta_i &< 0,025 \times 3000 \rightarrow \Delta_i < 75 \text{ mm} \\ \Delta_i &= 0,001627 \times 3000 = 4,881 \text{ mm} \leq 75 \text{ mm} \quad \text{memenuhi} \end{aligned}$$

4.4.2 Pembentukan Sendi

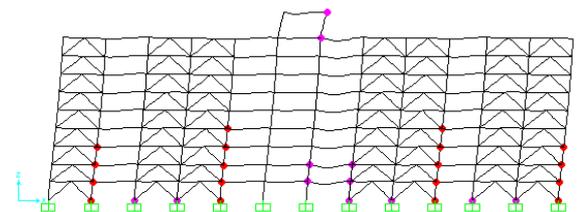
Properti sendi dalam pemodelan ini untuk elemen kolom menggunakan tipe sendi P-MM, karena pada elemen kolom terdapat hubungan gaya aksial dan momen (diagram interaksi P-M), sedangkan untuk elemen balok menggunakan tipe sendi default-M3, karena balok efektif menahan gaya momen dalam arah sumbu kuat (sumbu-3), sehingga sendi plastis diharapkan terjadi pada elemen balok. Sendi diasumsikan terletak pada masing-masing ujung elemen balok dan elemen kolom, pada saat meng-input tipe sendi pada elemen kolom dan balok, menu *Relative Distance* diisi angka 0 dan angka 1. Angka 0 menunjukkan pangkal balok atau kolom dan angka 1 menunjukkan ujung balok atau kolom.

Pembentukan sendi plastis terjadi di saat struktur tidak mampu menahan gaya dalam. Dari hasil analisa yang dilakukan diketahui letak sendi plastis yang terjadi pada struktur. Pada gambar 4.3 struktur berada pada step 4 sudah terlihat adanya sendi plastis yang tersebar banyak berada di daerah balok. Hal ini menunjukkan bahwa distribusi sendi plastis pada model tanpa bresing terjadi sekitar daerah balok walaupun ada juga terdapat di bagian kolom.



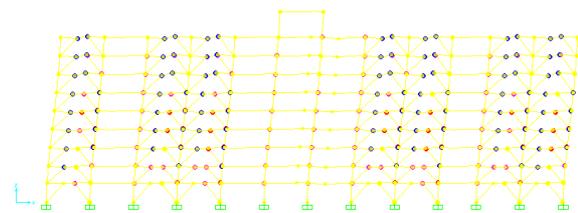
Gambar 4.3 Sebaran sendi plastis pada rangka tanpa bresing

Pada step 4 ini model struktur tanpa bresing masih berada di level kinerja aman dan kerusakan yang ditimbulkan sangat kecil. Untuk step setelahnya, sebaran sendi plastis hampir berada di daerah balok dan kolom.



Gambar 4.4 Sebaran sendi plastis pada rangka bresing kosentrik

Pada model struktur dengan bresing konsentrik sendi plastis banyak terbentuk di daerah bresing dan balok. Sendi plastis yang terbentuk sesuai dengan yang ditinjau dimana rangka bresing terlebih dahulu mengalami keruntuhan.



Gambar 4.5 Sebaran sendi plastis pada rangka bresing eksentrik

Pada Gambar 4.5 model struktur bresing eksentrik sendi plastis banyak terjadi pada sambungan link dengan bresing. Link membantu bresing agar mampu menahan kerusakan yang terjadi pada balok sehingga link yang terlebih dahulu mengalami keruntuhan.

Perbandingan Kinerja Struktur

Dari hasil analisa yang dilakukan dengan program SAP2000 diperoleh perbedaan yang utama dari permodelan bresing konsentrik maupun eksentrik.

Kekuatan Struktur

Untuk menganalisis kekuatan dari struktur, dibutuhkan parameter yaitu beban leleh dan beban ultimit. Beban leleh adalah besarnya gaya pada saat

terjadinya kelelahan pertama pada elemen struktur, diharapkan terjadi pada sambungan bresing antar kolom dan balok. Sedangkan untuk beban ultimit adalah beban maksimum sesaat sebelum keruntuhan pertama elemen struktur. Setelah itu digunakan beban maksimum yang mewakili kekuatan struktur yang dianalisis yang disajikan pada tabel 4.8.

Tabel 4.8 Perbandingan Kekuatan Struktur Berdasarkan Analisis Pushover

PUSHOVER	PUSH-X (kN)	PUSH-Y (kN)
Tanpa Bresing	177398.46	151687.67
Konsentrik	230053.43	185912.94
Eksentrik	235364.54	201678.92

Sumber : Hasil Perhitungan, 2019

Berdasarkan tabel di atas, pada struktur bresing eksentrik dapat menahan beban yang lebih besar jika dibandingkan dengan model tanpa bresing dan struktur bresing konsentrik. Hal ini terjadi karena di dalam permodelan bresing eksentrik terdapat link yang menyambungkan antara bresing dengan struktur balok berbeda dengan konsentrik yang langsung disambungkan diantara balok dan kolom. Link sebagai perkuatan mampu menahan gaya geser yang disalurkan dari balok dan bresing.

Kekakuan Struktur

Kekakuan struktur didapat berdasarkan perbandingan antara gaya dengan deformasi/perpindahan pada saat terjadinya sendi plastis pada struktur. Dari persamaan dibawah diperoleh nilai kekakuan yang terdapat pada tabel 4.9.

$$\text{Kekakuan} = \frac{V}{D} = \frac{530628,6}{0,572} = 927672,4$$

Tabel 4.9 Perbandingan Kekakuan Struktur Berdasarkan Analisis Pushover

PUSHOVER	PUSH-X (kN/m)	PUSH-Y (kN/m)
Tanpa Bresing	927672,4	2422572
Konsentrik	4827831	9120002
Eksentrik	2215949	3314209

Sumber : Hasil Perhitungan, 2019

Untuk kekakuan arah-X nilainya lebih besar dibandingkan dengan kekakuan arah-Y. Pada arah-X bresing lebih berfungsi menahan gaya lateral daripada arah-Y karena pada arah-Y merupakan sumbu kuat sebagian besar kolom. Sehingga bresing memiliki efektifitas yang cukup tinggi dalam menahan gaya lateral dan meningkatkan kekakuan struktur. Dari tabel juga dapat terlihat bahwa nilai

kekakuan model dengan bresing eksentrik lebih besar daripada model lainnya.

Daktilitas

Nilai daktilitas didapatkan dari perbandingan antar simpangan/deformasi maksimum struktur pada saat kondisi di ambang keruntuhan dengan simpangan/deformasi pada saat terjadinya sendi plastin. Bagi perencanaan bangunan tahan gempa, semakin besar nilai daktilitas bangunan maka semakin baik bangunan tersebut dalam memberikan respon akibat gaya lateral gempa. Faktor daktilitas pada struktur tanpa bresing dapat dihitung dengan persamaan 4.6 dan parameter daktilitas pada tabel 4.10 sebagai berikut :

$$1,0 \leq \mu = \frac{\delta_m}{\delta_y} \leq \mu_m \quad (4.6)$$

Tabel 4.10 Parameter daktilitas struktur gedung

Taraf kinerja struktur gedung	μ	R pers.(6)
Elastik penuh	1,0	1,6
Daktail parsial	1,5	2,4
	2,0	3,2
	2,5	4,0
	3,0	4,8
	3,5	5,6
	4,0	6,4
	4,5	7,2
5,0	8,0	
Daktail penuh	5,3	8,5

Sumber : SNI 1726:2002

$$\text{Daktilitas} = \frac{0,12357}{0,05259} = 2,34$$

$$1,0 \leq \mu = 2,34 \leq 5,2 \quad \text{memenuhi}$$

Nilai $\mu = 1,0$ adalah nilai faktor daktilitas untuk struktur gedung yang berperilaku elastik penuh, sedangkan μ_m adalah nilai faktor daktilitas maksimum yang dapat dikerahkan oleh sistem struktur gedung. Adapun untuk nilai-nilai daktilitas dari analisis ini pada Tabel 4.11.

Tabel 4.11 Perbandingan Daktilitas Struktur Berdasarkan Analisis Pushover

PUSHOVER	PUSH-X (m)	PUSH-Y (m)
Tanpa Bresing	2.34	2.23
	Daktail Parsial	Daktail Parsial
Konsentrik	1.82	2.42
	Daktail Parsial	Daktail Parsial
Eksentrik	1.78	2.59
	Daktail Parsial	Daktail Parsial

Sumber : Hasil Perhitungan, 2019

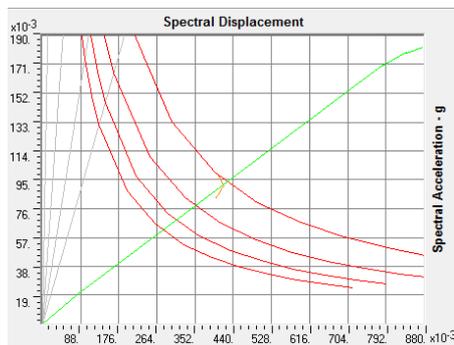
Struktur yang dimodelkan tanpa menggunakan bresing memiliki nilai daktilitas parsial yaitu 2,34 pada arah X dan 2,23 pada arah Y. Hal sama juga terdapat pada model struktur bresing konsentrik dan eksentrik tidak terlalu jauh terlihat perbedaannya. Pada bresing konsentrik memiliki nilai 1,83 untuk arah X dan 2,42 untuk arah Y dan

bresing konsentrik memiliki nilai 1,78 untuk arah X dan 2,59 untuk arah Y dimana taraf kinerja struktur adalah daktail parsial. Hal ini mungkin terjadi akibat profil dari struktur bangunan yang sama sehingga tidak terlihat perbedaannya secara signifikan.

Performance Point

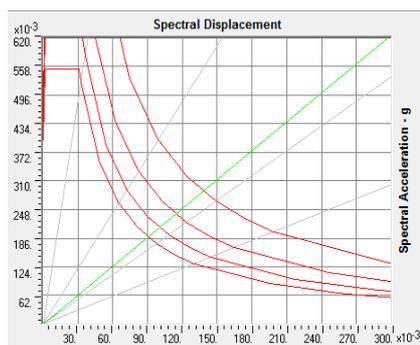
Evaluasi kinerja struktur didapat dari kurva pushover berdasarkan kebutuhan (*demand*) dengan kapasitas (*capacity*). Kurva kapasitas didapat secara otomatis dari hasil SAP2000 berdasarkan analisis *pushover* dengan mereduksi respons spektrum sesuai dengan *damping ratio* yang terjadi karena adanya plastifikasi akibat pembebanan yang diberikan. Setelah itu diperoleh *performance point* serta pada step ke berapa *performance point* tersebut tercapai.

Hasil kurva kapasitas dan kebutuhan disajikan menurut metode ATC-40 yang menjadi salah satu metode analisis nonlinier pushover di SAP2000. Berikut gambar 4.6 yang merupakan hasil kurva *pushover* tanpa menggunakan bresing.

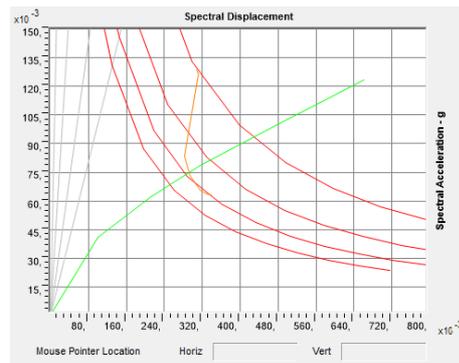


Gambar 4.6 Performance Point pada model tanpa bresing

Pada Gambar 4.7 dan 4.8 dapat dibandingkan kurva yang nilai *performance point* antara bresing konsentrik dan bresing eksentrik sebagai berikut :



Gambar 4.7 Performance Point pada model konsentrik



Gambar 4.8 Performance Point pada model eksentrik

Dari kurva pushover selanjutnya akan muncul titik kinerja berdasarkan parameter yang disajikan pada tabel 4.12 di bawah ini.

Tabel 4.12 Evaluasi kinerja struktur

Model	Arah	Performance point				
		V (kN)	Dt (m)	Level kinerja	β_{eff}	Teff (detik)
Tanpa Bresing	X	530628,6	0,572	LS	0,052	4,185
	Y	973873,9	0,402	IO	0,027	6,921
Konsentrik	X	897976,6	0,186	IO	0,050	1,389
	Y	1212960,2	0,133	IO	0,032	2,682
Eksentrik	X	853140,5	0,385	IO	0,050	2,764
	Y	987634,3	0,298	IO	0,028	2,835

Pada penelitian ini, tingkatan kinerja yang ditargetkan ialah *Life Safety* (LS). Berdasarkan gambar kurva di atas menunjukkan terjadinya *performance point*, sendi plastis yang terjadi masih dalam tingkatan *Immediate Occupancy* (IO) dan beberapa dalam tingkat *Life Safety* (LS) pada model tanpa bresing dan dengan menggunakan bresing eksentrik maupun konsentrik. Sehingga, struktur bangunan dapat dikatakan memiliki kinerja yang sangat baik.

5. PENUTUP

5.1 Kesimpulan

1. Perilaku struktur pada struktur tanpa bresing banyak terjadi pada daerah sekitar balok dan kolom sedangkan pada struktur rangka konsentrik keruntuhan terjadi pada daerah sambungan bresing dengan balok atau bresing dengan kolom dan pada struktur rangka eksentrik keruntuhan terjadi pada daerah sekitar bresing dengan link, bresing dengan balok dan sedikit pada daerah kolom. Hal ini sesuai dengan asumsi di mana struktur dengan tambahan bresing akan sedikit mengalami keruntuhan atau sendi plastis pada balok dan kolom. Penyebaran sendi plastis pada bresing sangat membantu untuk menahan struktur dari keruntuhan terutama pada balok dan kolom.

2. Perbandingan gaya dan perpindahan menghasilkan nilai kekakuan dalam hal ini bresing eksentrik lebih besar dibandingkan dengan bresing konsentrik dari arah Y yaitu 185912,94 kN dan 201678,92 kN sedangkan untuk arah X adalah 230053,43 kN dan 235364,54 kN.
3. Dari hasil perhitungan dengan bantuan software SAP2000 menunjukkan bahwa struktur dengan bresing yang ditinjau termasuk dalam level kinerja *Immediate Occupancy* (IO), hal ini berarti jika terjadi gempa gedung tidak mengalami kerusakan struktural dan non struktural sehingga bangunan tersebut tetap aman. Level kinerja IO adalah kategori derajat kerusakan struktur yang digunakan pada bangunan struktur yang melibatkan banyak pengguna gedung seperti rumah sakit, gedung pemerintah, dan pabrik, maka dengan level tersebut ada kemungkinan penggunaan struktur bangunan yang dianalisis dapat berubah fungsi yang awalnya fungsi gedung adalah apartemen dan hotel menjadi rumah sakit atau gedung pemerintah. Untuk struktur tanpa bresing sendiri sebenarnya masih memenuhi batas aman yaitu Life Safety (LS) di mana komponen struktur maupun non-struktur masih ada tapi mengalami kerusakan. Level kinerja LS adalah derajat kerusakan yang banyak digunakan pada fungsi bangunan seperti apartemen, hanya saja persentase kekuatan bangunan berkurang dan harus segera dilakukan perbaikan sebelum digunakan kembali.
4. Perbandingan gaya geser maksimum antara struktur tanpa bresing arah X adalah 530628,6 kN dengan level kinerja adalah LS dan arah Y adalah 9738739 kN dengan level kinerja adalah IO sedangkan struktur bresing konsentrik arah X adalah 897976,6 kN dan arah Y adalah 1212960,2 kN dengan level kinerja IO dan pada struktur bresing eksentrik arah X adalah 853140,5 kN dan arah Y adalah 987634,3 kN dengan level kinerja IO. Dari nilai tersebut didapat ketahanan struktur konsentrik lebih kuat daripada struktur tanpa bresing dan dengan bresing eksentrik. Akan tetapi level kinerja yang terjadi baik struktur tanpa bresing dengan struktur menggunakan bresing masih dalam kategori aman untuk fungsi bangunan apartemen. Sehingga baik struktur dengan bresing maupun tanpa bresing sebenarnya dapat digunakan walau pada kategori LS harus dilakukan perbaikan struktur dan non-struktur terlebih dahulu sebelum struktur digunakan kembali.

5.2 Saran

1. Dalam tugas akhir ini menggunakan analisis statik non-linier yang lebih meninjau pada *performance point* dari struktur.
2. Gedung yang dianalisis hanya berupa 10 lantai, untuk penelitian selanjutnya perlu dilakukan dengan 15 lantai atau lebih.
3. Gedung yang dianalisis dalam tugas akhir ini menggunakan struktur baja, untuk penelitian selanjutnya dapat dilakukan dengan struktur beton atau baja komposit.
4. Gedung yang dianalisis dalam tugas akhir ini hanya melakukan dua variasi yaitu rangka konsentrik dan eksentrik, untuk penelitian selanjutnya dapat dilakukan dengan struktur rangka lainnya.

DAFTAR PUSTAKA

1. Applied Technology Council, ATC-40. 1996. *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Volume I*. California. Seismic Safety Commission State of California.
2. Badan Standarisasi Nasional. 1983. *Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung 1983*. Yayasan LPMB Bandung.
3. Badan Standarisasi Nasional. 2002. *SNI 1726-2012 : Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung*. Jakarta.
4. Badan Standarisasi Nasional. 2012. *SNI 1726-2012 : Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung*. Jakarta.
5. Badan Standarisasi Nasional. 2013. *SNI 1727:2013 : Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain*. Jakarta.
6. Chen, W.F. and Lui, E.M., 2006, *Earthquake Engineering for Structural Design*. New York : CRC Press.
7. Chopra, Anil.K. 1995. *Dynamic of Structure*. New Jersey. Englewood Cliffs.
8. Dewobroto, Wiryanto. 2005. *Evaluasi Kinerja Bangunan Baja Tahan Gempa dengan Analisa Pushover pada SAP2000*. Jurnal Teknik Sipil : Universitas Pelita Harapan.
9. Ekaputra, Yudha Aditia. 2016. *Studi Kasus Pengembangan dan Perilaku Dinamik Desain Alternatif Struktur Eksisting Rangkaian Gedung Hotel Zokino*. Jurnal Teknik Sipil : Universitas Mulawarman.
10. FEMA-273. 1997. *NEHRP Guidelines For the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Virginia. American Society of Civil Engineers .
11. FEMA-356. 2000. *Prestandard and Commentary For The Seismic Rehabilitation Of*

- Buildings*. Virginia. American Society of Civil Engineers .
12. FEMA-440. 2005. *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. Virginia. American Society of Civil Engineers .
 13. Fransisca, D. M. (2016). *Studi Performa Struktur Gedung Bertingkat Ketidakberaturan Torsi Berdasarkan Perencanaan Urutan Sendi Plastis Dengan Pushover Analysis*.
 14. Hayu Prakosa P. 2010. *Evaluasi Kinerja Seismik Struktur Beton Dengan Analisis Pushover Menggunakan Program Etabs (Studi Kasus : Gedung Rumah Sakit di Surakarta)*. Skripsi Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Universitas Sebelas Maret, Surakarta.
 15. Marwanto, A., Budi, A. S., & Supriyadi, A. 2014, September. *Evaluasi Kinerja Struktur Gedung 10 Lantai dengan Analisis Pushover Terhadap Drift Dan Displacement Menggunakan Software Etabs (Studi Kasus : Hotel Di Wilayah Surakarta)*.
 16. Rachman, N. Z., Purwanto, E., & Suptiyadi, A. 2012, Desember. *Analisis Kinerja Struktur Pada Gedung Bertingkat Dengan Analisis Pushover Menggunakan Software Etabs (Studi Kasus : Bangunan Hotel Di Semarang)*.
 17. Schodek, Daniel L. 1991. *Struktur*. PT Eresco. Bandung
 18. Schueller, Wolfgang. 1998. *Struktur Bangunan Tingkat Tinggi*. Bandung: PT ERESKO