

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA DAN LANDASAN TEORI

2.1. Tinjauan Umum

2.1.1. Definisi Penambahan Tingkat Bangunan

Penambahan tingkat pada suatu bangunan menunjukkan akan terjadi penambahan beban pada bangunan tersebut. Penambahan beban baru tersebut tentunya berada diluar rencana desain struktur bangunan lamanya, sehingga struktur bangunan juga harus dilakukan perbaikan dan perkuatan kembali karena adanya penambahan lantai.

Perkuatan dan perbaikan dilakukan untuk meningkatkan kekuatan pada bagian element struktur agar struktur tersebut dapat merima beban sesuai rencana yang diinginkan. secara umum, struktur diperkuat saat terjadi perubahan bangunan fungsi atau ketika struktur elemen yang didesain sesuai peraturan yang lama karena beban gempa nominalnya lebih rendah dari yang ditetapkan oleh peraturan saat ini (Purwono *et al.*, 2007; Badan Standardisasi Indonesia, 2002). Sebab lainnya, struktur hanya didesain terhadap beban gravitasi saja. Padahal struktur menerima beban yang lebih besar seperti beban gempa oleh karna itu struktur tersebut bisa jadi tidak mampu menerima beban secara maksimal.hal ini menyebabkan kerusakan atau bahkan kegagalan/keruntuhan

2.1.2. Persyaratan Peraturan Penulangan Kolom SNI 2847-2013

Menurut Persyaratan Peraturan Penulangan Kolom SNI 2847-2013:

1. Pasal 9.3.2.2, memberikan batasan untuk faktor reduksi kekuatan, ϕ , yaitu sebesar 0.65 untuk sengkang persegi dan $\phi = 0,75$ untuk sengkang spiral.
2. Pasal 10.9.1, mensyaratkan bahwa persentase minimum tulangan memanjang adalah 1%, dengan nilai maksimum 8%, terhadap luas total penampang kolom.
3. Pasal 10.9.2, menyatakan bahwa minimal harus dipasang 4 buah tulangan memanjang untuk kolom dengan sengkang persegi atau lingkaran, minimal 3 buah untuk kolom berbentuk segitiga, dan minimal 4 buah untuk kolom dengan sengkang spiral.
4. Pasal 7.10.5.1, tulangan sengkang harus memiliki diameter minimum 10 mm untuk mengikat tulangan memanjang dengan diameter 32 mm atau kurang,

sedangkan untuk tulangan memanjang dengan diameter di atas 32 mm harus diikat dengan sengkang berdiameter minimum 13 mm.

5. Pasal 7.10.5.2, jarak vertikal sengkang atau sengkang ikat tidak boleh melebihi 16 kali diameter tulangan memanjang, 48 kali diameter sengkang/sengkang ikat, atau dimensi terkecil dari penampang kolom.

Untuk memeriksa kekuatan dari kolom-kolom pada struktur yang direncanakan dilakukan analisa struktur dengan rasio tegangan (*stress ratio*) dari penampang kolom. Rasio tegangan ini menunjukkan perbandingan antara gaya-gaya dalam yang harus didukung dengan kemampuan daya dukung penampang kolom.

2.1.3. Standar Perencanaan

Peraturan desain struktur beton di Indonesia diatur dalam SNI 2847-2019 tentang Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung, peraturan ini disusun mengacu pada peraturan ACI. Persyaratan dasar yang harus dipenuhi dalam desain adalah:

$$\begin{aligned} \text{Kuat rencana} &\geq \text{Kuat Perlu} \\ \phi (\text{Kuat Nominal}) &\geq U \end{aligned}$$

Secara khusus untuk elemen struktur yang memikul momen lentur, gaya geser, dan gaya aksial, maka dapat dituliskan secara lebih khusus sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \phi M_n &\geq M_u \\ \phi V_n &\geq V_u \\ \phi P_n &\geq P_u \end{aligned}$$

2.2. Perkuatan Struktur

Perkuatan struktur biasanya dilakukan sebagai upaya pencegahan sebelum struktur mengalami kerusakan/kehancuran. Perkuatan atau perbaikan struktur diperlukan apabila terjadi kerusakan yang menyebabkan degradasi yang berakibat tidak terpenuhi lagi persyaratan-persyaratan yang bersifat teknik yaitu kekuatan, kekakuan dan daktilitas, kestabilan, serta ketahanan terhadap kinerja tertentu. Umum dilakukannya perkuatan disebabkan oleh beberapa hal antara lain:

1. Kesalahan perencanaan.
2. Kesalahan pelaksanaan.
3. Perubahan fungsi yang berakibat penambahan beban.

4. Perkembangan ilmu pengetahuan.
5. Timbulnya keluhan terhadap kenyamanan struktur.
6. Perubahan persyaratan untuk memenuhi peraturan yang baru (Triwiyono, 2001).

Setelah diketahui dan dimungkinkan suatu struktur dapat diperkuat, maka langkah selanjutnya adalah pemilihan metode perkuatan untuk masing-masing elemen struktur. Pemilihan metode perkuatan dipengaruhi oleh beberapa pertimbangan, antara lain:

1. Efektifitas perkuatan.
2. Kemudahan pelaksanaan perkuatan.
3. Biaya, dalam hal ini terkait dengan pemilihan bahan agar diperoleh hasil perbaikan yang kekuatannya sesuai dengan yang diinginkan dan dapat tahan lama.

Beberapa metode perkuatan yang dapat dilakukan diantaranya adalah:

1. *Shotcrete*, metode ini dilakukan dengan cara menyemprotkan mortar atau beton (biasanya dengan ukuran agregat yang kecil) pada permukaan beton yang diperbaiki dengan suatu alat bertekanan.
2. *Jacketing*, merupakan penambahan bahan berupa selubung yang dapat melindungi beton terhadap kerusakan. Bahan selubung ini dapat berupa baja, karet, beton, komposit.

2.3. Concrete Jacketing

Konsep dasar Metode *Concrete Jacketing* adalah pembesaran dimensi dan penambahan tulangan pada elemen struktur untuk meningkatkan kinerja elemen tersebut. Pembesaran tersebut dilakukan dengan *jacketing*. *Jacketing* dari bahan beton telah terbukti sebagai solusi perkuatan yang efektif untuk meningkatkan kinerja seismik kolom. Teknik perkuatan struktur ini digunakan pada kolom bangunan yang bertujuan untuk memperbesar penampang kolom, maka penampang kolom menjadi besar dari pada sebelumnya sehingga kekuatan geser beton menjadi meningkat. Keuntungan utama dari metode ini adalah memberikan peningkatan dan pertambahan batas dari pada kekuatan dan duktilitas beton. Keuntungan kedua, *jacket* dalam melindungi dari kerusakan *fragment* dan struktur yang diperbaiki memiliki kemampuan dalam menerima beban, karena *jacket* dapat mengurangi

kegagalan geser langsung (*direct shear*), namun dapat juga menyediakan peningkatan kapasitas struktur itu sendiri (kaontole *et al.*, 2015).

Berdasarkan penelitian terdahulu kolom beton bertulang paling efektif diperbaiki dengan Metode *Concrete Jacketing* karena pada penelitian tersebut didapatkan peningkatan P maksimum rata rata sebesar 502,778% setelah menerima beban runtuh awal sebesar 75% P maksimum. Berdasarkan penelitian yang dilakukan Cintya pada tahun 2017, struktur dapat menerima penambahan tingkat yang direncanakan serta periode struktur kurang dari periode struktur maksimum setelah dilakukan penguatan dengan Metode *Concrete Jacketing* (Soenaryo *et al.*, 2009).

2.3.1. Desain *Concrete Jacketing*

1. Desain *Concrete Jacketing* Berdasarkan IS 15988 2013

IS 15988 2013 merupakan pedoman dalam evaluasi dan perkuatan struktur beton bertulang *eksisting* yang dikeluarkan oleh *Bureau of Indian Standards*. Pada perkuatan struktur beton pada kolom, metode yang digunakan adalah *concrete jacketing*. Desain perkuatan dengan *concrete jacketing* terdiri dari perencanaan dimensi jaket beton beserta tulangan longitudinal dan pengikat atau sengkang.

a. Desain jaket beton kolom dan tulangan longitudinal pembungkus

Perhitungan desain jaket beton kolom dan tulangan longitudinal pada intinya adalah merencanakan ketebalan dimensi jaket dan besaran tulangan yang dipasang berdasarkan pada beban aksial P dan momen M yang ditanggung kolom. Langkah-langkah dalam desain perkuatan kolom dengan *concrete jacketing* sebagai berikut:

1. Menghitung beban aksial P dan momen M yang akan ditanggung oleh kolom.
2. Memperkirakan ukuran kolom dan tulangan untuk P dan M yang ditentukan sebelumnya.
3. Ukuran kolom dan jumlah tulangan kondisi *eksisting* dikurangkan untuk mendapat besaran beton dan tulangan jaket yang akan dipasang.
4. Menentukan ukuran penampang kolom dan tulangan jaket yang akan dipasang.

5. Meningkatkan besaran beton dan tulangan yang seharusnya disediakan untuk kemandan.

$$A_c = (3/2) A'C \text{ dan } A_s = (4/3) A's \quad (2.1)$$

Sumber: IS 15988, 2013

Dengan:

A_c = luasan beton aktual yang disediakan dalam jaket pembungkus (mm²).

A_s = luasan baja aktual yang disediakan dalam jaket pembungkus (mm²).

A'_c = luasan beton yang diperoleh untuk jaket pembungkus setelah dikurang beton dan tulangan kondisi *eksisting* (mm²).

A'_s = luasan baja yang diperoleh untuk jaket pembungkus setelah dikurangi beton dan tulangan kondisi *eksisting* (mm²).

- b. Desain tulangan sengkang pembungkus

Pengikat lateral atau sengkang dibutuhkan untuk menghindari kegagalan geser lentur pada kolom dan memberikan sifat mengikat pada tulangan longitudinal yang memadai. Desain pengikat lateral atau sengkang, dijabarkan sebagai berikut:

$$s = \frac{f_y \cdot d_h^2}{\sqrt{f'_{ck} \cdot t_j}} \quad (2.2)$$

Sumber: IS 15988, 2013

Dengan:

S = jarak antar sengkang (mm).

f_y = tegangan leleh baja (N/mm).

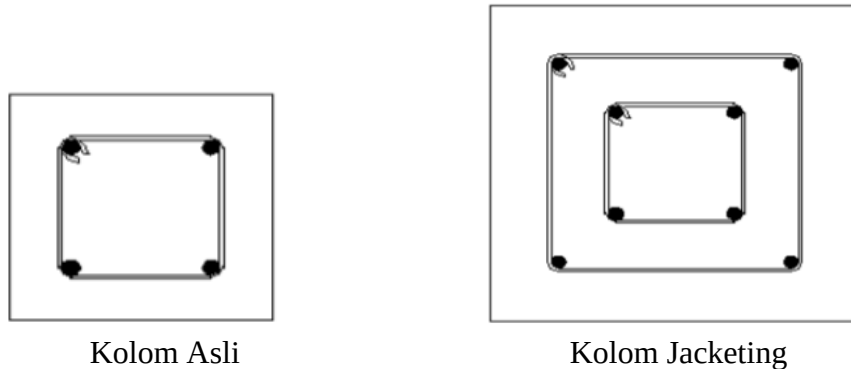
$F_c'k$ = kuat tekan beton karateristik (N/mm²).

t_j = ketebalan jaket (mm).

d_h = diameter tulangan longitudinal (mm).

2. Desain *Concrete Jacketing* Menurut dokumen CED 39 (7428) dalam jurnal Saruni, Dapas, dan Manalip pada tahun 2017. Agar perkuatan *concrete jacketing* ini dapat bekerja secara maksimal, maka ada beberapa spesifikasi minimum yang harus dipenuhi. Menurut dokumen CED 39 (7428), spesifikasi minimum yang harus dipenuhi antara lain:

- a. Mutu beton pembungkus yang harus lebih besar atau sama dari mutu beton *eksisting*.
- b. Untuk kolom yang tulangan longitudinal tambahan tidak dibutuhkan, minimum harus diberikan tulangan 12 mm di keempat ujungnya dengan sengkang 8 mm.
- c. Minimum tebal *jacketing* 100 mm.
- d. Diameter tulangan sengkang minimum 8 mm tidak boleh kurang 1/3 tulangan longitudinal.
- e. Jarak maksimal tulangan sengkang pada daerah $\frac{1}{4}$ bentang adalah 100 mm dan jarak vertikal antar tulangan sengkang tidak boleh melebihi 100 mm.



Gambar 2.1. Tampak Atas Kolom Dengan Perkuatan *Concrete Jacketing*

Sumber: (kaontole et al., 2015)

2.3.2. Kelebihan Dan Kekuranga Perkuatan *Concrete Jacketing*

Metode *concrete jacketing* memiliki kelebihan dan kekurangan, adapun sebagai berikut:

1. Kelebihan metode *concrete jacketing*:
 - a. Mampu meningkatkan daktilitas struktur dan kekuatan struktur (kapasitas aksial, kapasitas lentur, dan kemampuan geser).
 - b. Mampu menambah kekakuan struktur.
 - c. Mampu meningkatkan stabilitas Struktur.
 - d. Biaya lebih ekonomis dibandingkan metode perkuatan lainnya.
2. Kekurangan metode *concrete jacketing*:
 - a. Ukuran kolom setelah dipasang perkuatan akan menjadi lebih besar sehingga akan mengurangi ruang kosong yang ada.
 - b. Jika penempatan *concrete jacketing* ini tidak diperhatikan dengan baik maka dapat menyebabkan kekakuan yang tidak merata.

- c. Kemampuan kapasitas dari *concrete jacketing* lebih rendah dibandingkan perkuatan dengan *steel jacketing*, CFRP, GFRP, AFRP (kaontole *et al.*, 2015).

2.4. Pembebanan

Beban adalah gaya luar yang bekerja pada suatu struktur. Pada umumnya, penentuan besarnya beban hanya merupakan suatu estimasi saja. Meskipun beban yang bekerja pada suatu lokasi dari struktur dapat diketahui secara pasti, distribusi beban dari elemen ke elemen dalam suatu struktur pada umumnya memerlukan asumsi dan pendekatan (Saruni, Dapas, dan Manulip, 2017).

2.4.1. Beban Mati atau *Dead Load* (D)

Menurut SNI 1727-2020 pasal 3.1.1 beban mati adalah berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap, *finishing*, klading gedung dan komponen arsitektural maupun struktural lainnya sebagaimana yang dijabarkan pada tabel berikut:

Tabel 2.1. Berat Sendiri Bahan Bangunan dan Komponen Gedung

No	Nama Meterial	Berat Isi	Satuan
1	Air	10	kN/m ³
2	Adukan Semen/Spesi	22	kN/m ³
3	Beton	22	kN/m ³
4	Beton Bertulang	24	kN/m ³
5	Dinding Bata Ringan	5,5	kN/m ³
6	Dinding (pasangan 1/2 bata)	2,5	kN/m ³
7	Langit-langit/plafond	0,11	kN/m ³
8	Pasir	16	kN/m ³
9	Penutup Lantai (Keramik) per Cm tebal	0.24	kN/m ³
10	Penggantung Langit-Langit	0,07	kN/m ³

Sumber: Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung, 1987.

2.4.2. Beban Hidup atau *Live Load* (L)

Berdasarkan SNI 1727-2020 pasal 4.1 Beban hidup adalah beban yang diakibatkan oleh pengguna dan penghuni bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk 9 beban konstruksi dan beban lingkungan, seperti beba angin, beban hujan, beban gempa, beban banjir, atau beban mati. Semua beban hidup yang

memungkinkan dalam proses konstruksi perlu dipertimbangkan untuk memperoleh hasil perhitungan yang maksimal. Beban-beban yang perlu diketahui beratnya harus berdasarkan aturan-aturan yang berlaku seperti yang disebutkan pada tabel berikut.

Tabel 2.2. Beban Hidup Terdistribusi Merata Minimum, L_o , dan Beban Hidup Terpusat Minimum

Hunian atau Penggunaan	Merata psf (kN/m ²)	Terpusat lb (kN)
Sekolah		
Ruang kelas	40 (1,92)	1.000 (4,45)
Koridor di atas lantai pertama	80 (3,83)	1.000 (4,45)
Koridor lantai pertama	100 (4,79)	1.000 (4,45)
Scuttles, rusuk untuk atap kaca dan langit-langit yang dapat diakses		200 (0,89)
		8.000 (35,60)
Jalan di pinggir untuk pejalan kaki, jalan lintas kendaraan, dan lahan/jalan untuk truk-truk	250 (11,79)	
Tangga dan jalan keluar		300 (1,33)
		300 (1,33)
Rumah tinggal untuk satu dan dua keluarga saja	100 (4,79) 40 (1,92)	
Gudang di atas langit-langit	20 (0,96)	
Gudang penyimpanan dan pekerja (harus dirancang untuk beban lebih berat jika diperlukan)		
Ringan	125 (6,00)	
Berat	259 (11,79)	
Toko		
Eceran		
Lantai pertama	100 (4,79)	1.000 (4,45)
Lantai di atasnya	75 (3,59)	1.000 (4,45)

Hunian atau Penggunaan	Merata psf (kN/m ²)	Terpusat lb (kN)
Grosir, di semua lantai	125 (6,00)	1.000 (4,45)
Pengahalang kendaraan		Lihat pasal 4.5.3
Susunan jalan dan panggung yang ditinggikan (selain jalan keluar)	60 (2,87)	
Pekarangan dan teras, jalur pejalan kaki	100 (4,79)	

Sumber: SNI 1727 (2020:29)

2.4.3. Kombinasi Pembebanan

Menurut SNI 1726-2019 Pasal 4.2.2 Struktur, Komponen elemen struktur dan elemen-elemen fondasi harus dirancang sedemikian sehingga kuat rencananya sama atau melebihi pengaruh beban-beban terfaktor dengan kombinasi-kombinasi sebagai berikut:

1. Kombinasi Beban untuk Metoda Ultimit

Kombinasi beban untuk metode ultimit, terdiri dari:

- 1,4D
- $1,2D + 1,6L + 0,5(Lr \text{ atau } R)$
- $1,2D + 1,6(Lr \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5W)$
- $1,2D + 1,0 W + L + 0,5(Lr \text{ atau } R)$
- $0,9D + 1,0W$
- $0,9D + Ev + Eh + L$
- $0,9D - Ev + Eh$

Pengecualian faktor beban untuk L pada kombinasi 3 dan 4 diizinkan diambil sama dengan 0,5 untuk semua fungsi ruang apabila Lu dalam SNI 1727, lebih kecil atau sama dengan 4,78 kN/m² kecuali garasi atau ruang pertemuan publik. Bila beban fluida F bekerja pada struktur, maka keberadaannya harus diperhitungkan dengan nilai faktor beban yang sama dengan faktor beban untuk beban mati D pada kombinasi 1 hingga 4. Beban tanah H bekerja pada struktur, maka keberadaannya harus diperhitungkan sebagai berikut:

- a. Adanya beban H memperkuat pengaruh variabel beban utama, maka perhitungkan pengaruh H dengan faktor beban = 1,6.
- b. Adanya beban H memberi perlawanan terhadap pengaruh variabel beban utama, maka perhitungkan pengaruh H dengan faktor beban = 0,9 (jika bebannya bersifat permanen) atau dengan faktor beban = 0 (untuk kondisi lainnya).

2.5. Beban Gempa atau *Earthquake Load* (E)

Berdasarkan buku pedoman Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung 1983 Beban gempa (*Eartquake Load*) semua beban statik ekuivalen yang bekerja pada bagian atau keseluruhan gedung yang mengikuti efek dari gerakan tanah akibat gempa. pengaruh gempa pada struktur gedung ditentukan berdasarkan analisis dinamik, maka yang diartikan dengan gempa disini adalah gaya-gaya didalam struktur tersebut yang terjadi oleh gerakan tanah akibat gempa tersebut. Menurut Edi Supriyanto. (2013), Untuk memperhitungkan gaya lateral akibat gempa terhadap struktur bangunan biasanya didekati dengan 2 pendekatan, yaitu analisa secara statik ekuivalen dan analisa dinamik (*respons spectra* atau *time history*).

2.5.1. Anlisis Statik Ekuivalen

Anlisis statik ekuivalen merupakan metode analisis struktur dengan getaran gempa yang dimodelkan sebagai beban-beban horizontal statik yang bekerja pada pusat massa bangunan. Analisa statik ekuivalen memiliki batasan hanya diperuntukkan untuk gedung yang beraturan, kekakuan tingkat-tingkat yang berdekatan tidak berbeda lebih dari 30%, kekuatan tingkat-tingkat yang berdekatan tidak berbeda lebih dari 20%, massa pada tingkat-tingkat yang berdekatan berbeda lebih dari 50%, dan secara khusus, dalam SNI 1726-2019 pasal 4.2 membahas masalah struktur gedung beraturan (*reguler*) dan tidak beraturan (*Irreguler*). Jika pembatasan di atas tidak dipenuhi, maka harus digunakan analisis dinamik. ASCE 7-10 memberikan persamaan sebagai berikut:

$$V = C_s \times W \quad (1) \quad (2.3)$$

$$C_s = \frac{S_{Ds}}{(R/I)} \quad (2.4)$$

$$C_{smax} = \frac{S_{D1}}{T(R/I)} \quad (2.5)$$

Dimana:

V = Gaya geser

W = Berat Bangunan

Cs = Koefisien respons dasar seismik

SDS = Parameter percepatan respons seismik desain dalam rentang periode pendek

SD1 = Parameter percepatan respons seismik desain dalam rentang periode 1 detik

R = Faktor modifikasi respons

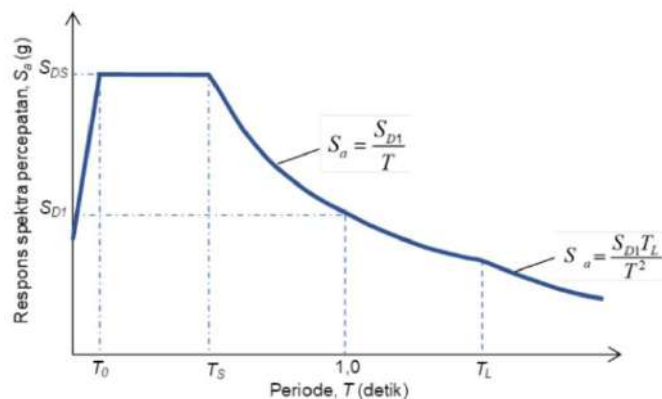
I = Faktor keutamaan gempa

T = Periode fundamental struktur

SNI 1726-2019 menyatakan parameter Percepatan spectral desain untuk periode pendek, SDS dan periode 1 detik SD1 harus ditentukan melalui rumus berikut ini:

$$SDS = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (2.6)$$

$$SD1 = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (2.7)$$



Gambar 2. 2. Spektrum Respons Desain

Sumber: Gambar 3- SNI 1726-2019

Distribusi gaya statik tiap lantai Pendistribusian gaya gempa pada tiap tingkatan bangunan gedung, bergantung pada ketinggian tiap tingkat acuan, dirumuskan dalam persamaan:

$$F_x = \frac{W_x \times h_x^k}{\sum W_n \times h_n^k} \times V \quad (2.8)$$

Dengan:

F_x = gaya vertikal

V = base shear

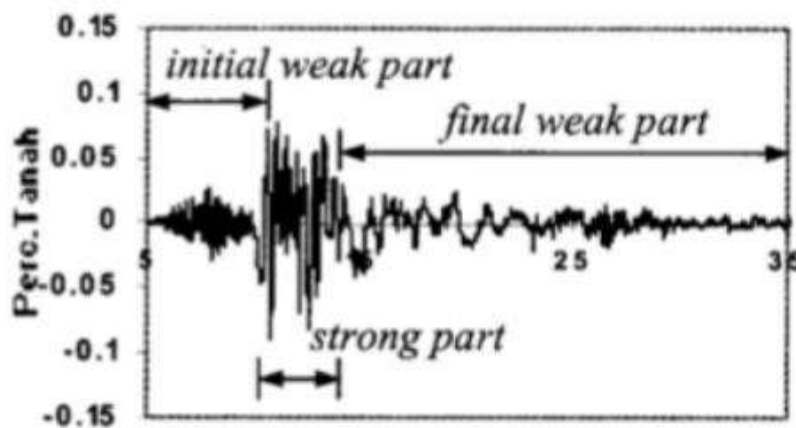
W_x = berat gedung lantai x

H_x = ketinggian lantai x terhadap tarap penjepitan lateral

2.5.2. Analisa Dinamik

Analisis dinamik merupakan metode analisis struktur dengan getaran gempa yang dimodelkan sebagai beban dinamik (beban yang arah dan besarnya berubah terhadap waktu). Analisa dinamik biasa menggunakan analisis ragam spektrum respons dan analisis *time history*. Analisa didesain berdasarkan percepatan pada permukaan tanah sesuai dengan rekaman percepatan terhadap waktu dari data. Secara umum riwayat percepatan tanah dibagi menjadi 3 bagian, yaitu:

1. Tahap *Initial Weak*
2. Tahap *Strong Part*
3. Tahap *Final Weak Part*



Gambar 2.3. Rekaman Gempa

Sumber: Edi Supryanto (2013)

Tahap *Initial Weak* adalah tahapan dengan rekaman gempa lemah atau percepatan awal gempa terjadi sebelum memasuki percepatan rekaman gempa maksimum. Tahap *strong part* adalah tahapan dengan rekaman gempa yang memiliki percepatan maksimum pada durasi yang relatif, baik durasi panjang atau durasi pendek. Sementara tahap *final weak part* adalah tahapan dengan rekaman gempa mengalami penurunan percepatan gempa yang terjadi dari percepatan maksimum sampai gempa berhenti dalam durasi yang lebih lama dari durasi *strong part*.

1. Analisis Respons Spektrum

Respons spektrum adalah respons maksimum dari suatu sistem struktur *Single Degree of Freedom* (SDOF) baik percepatan (a), kecepatan (v), dan perpindahan (d) dengan struktur tersebut dibebani oleh gaya luar tertentu. Absis dari respons spektrum adalah periode alami sistem struktur dan ordinat

dari respons spektrum adalah respons maksimum. Kurva respons spektrum memperlihatkan simpangan relatif maksimum *spectral displacement* (S_D), kecepatan maksimum *spectral velocity* (S_V), dan percepatan maksimum *spectral acceleration* (S_A) (Budiono dan Supriatna, 2011). Mengacu pada SNI 1726-2019 respons spektrum dapat ditentukan berdasarkan parameter faktor jenis tanah dan faktor zonasi wilayah gempa.

2. Analisis *Time History*

Beban gempa dinamik dapat dianalisis menggunakan analisis dinamik. Dan untuk beban *time history* menggunakan analisis riwayat waktu yang dijelaskan seperti di bawah ini:

a. Analisis Dinamik

Analisis dinamik adalah analisis struktur di mana pembagian gaya geser gempa di seluruh tingkat diperoleh dengan memperhitungkan pengaruh dinamis gerakan tanah terhadap struktur. Analisis dinamik terbagi menjadi 2 (Anggen, 2014), yaitu:

1. Analisis ragam respons spektrum di mana total respons didapat melalui superposisi dari respons masing-masing ragam getar.
2. Analisis riwayat waktu adalah analisis dinamis di mana pada model struktur diterapkan percepatan gempa dari masukan berupa akselogram dan respons struktur dihitung langkah demi langkah pada interval tertentu.

b. Analisis Riwayat Waktu

Menurut Chopra pada tahun 2011, analisa riwayat waktu digunakan untuk menganalisis respons dinamik struktur yang menerima beban berubah-ubah terhadap waktu. Persamaan dinamik dari struktur seperti ini dapat dilihat pada persamaan dibawah ini :

$$[M] \ddot{u}(t) + [C] \dot{u}(t) + [K] u(t) = \{p(t)\} \quad (2.9)$$

Di mana $[M]$ adalah matriks massa struktur; $[C]$ adalah matriks redaman struktur; $[K]$ adalah matriks kekakuan struktur; $u(t)$ adalah simpangan yang berubah terhadap waktu; $\dot{u}(t)$ adalah kecepatan yang berubah terhadap waktu; $\ddot{u}(t)$ adalah percepatan dari struktur yang berubah terhadap waktu; dan $p(t)$ adalah vektor gaya yang bekerja pada struktur yang berubah

terhadap waktu. Analisis riwayat waktu dibagi atas dua yaitu analisis riwayat waktu linier dan analisis riwayat waktu nonlinier. Siregar pada tahun 2010 mengemukakan bahwa, struktur linear adalah struktur yang tidak mengalami perubahan Massa (M), Redaman (C), dan Kekakuan (K) dalam kondisi apapun. Analisa dalam kondisi ini biasanya digunakan dengan asumsi bahwa struktur direncanakan selalu berada dalam kondisi elastis, atau sifat struktur dapat kembali ke posisi awal setelah diberikan beban tertentu. Struktur yang diberi analisis nonlinear adalah struktur yang mengalami perubahan Redaman (C), dan Kekakuan (K) pada kondisi tertentu. Analisa seperti ini membantu untuk memahami bagaimana sifat suatu struktur tersebut dapat bertahan. Nilai perbandingan titik hancur pertama kali leleh struktur disebut daktilitas (μ).

c. Percepatan Gempa Masukan (Akselerogram)

Sebelum menerapkan rangkaian akselerogram dalam analisis struktural, data harus diskalakan untuk mengurangi ketidakcocokan antara karakteristik dan parameter desain di suatu wilayah berdasarkan standar atau dari situs *hazard* tertentu. Hal yang perlu diingat bahwa akselerogram digunakan mewakili gerakan gempa.

Periode alami (*natural period*) dari getaran struktur selalu ditentukan dengan tingkat ketidakpastian (*degree of uncertainty*). Penggunaan hanya satu akselerogram dalam analisis struktural dapat dengan mudah diremehkan (*underestimation*). Untuk alasan ini, jumlah minimum variasi karakteristik dari suatu akselerogram lain yang mungkin dianggap akan mengurangi pengaruh fluktuasi periode ke periode dalam *spectra*. Maka dari itu analisis riwayat waktu harus dilakukan dengan tidak kurang dari tiga set data (masing-masing berisi dua komponen horizontal atau, jika gerakan vertikal dipertimbangkan, dua komponen horizontal dan satu komponen vertikal) dari gerakan tanah (*ground motion*) yang harus dipilih dan skala tidak kurang dari tiga catatan gempa (FEMA 356,2000).

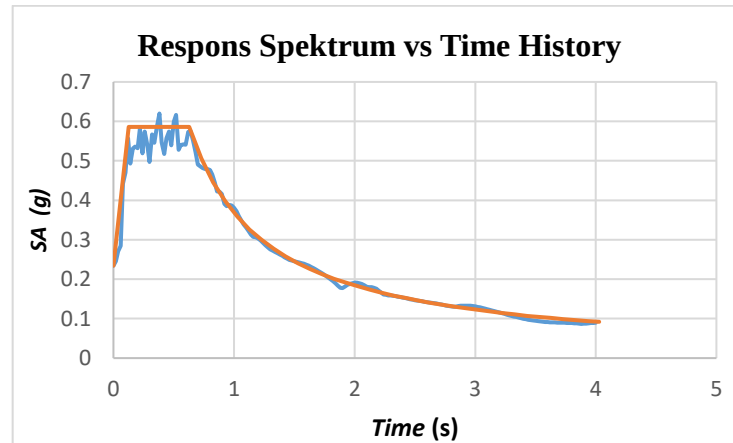
Akselerogram yang dipilih dalam analisis *time history* pada level gempa rencana harus memenuhi persyaratan seperti yang ditetapkan dalam Pasal 12.3.3, SNI-1726-2019 yaitu respons spektrum dari gempa aktual (redaman

5%) yang dipilih sebagai gerak tanah masukan, rata-rata nilai percepatannya harus berdekatan dengan respons spektrum dari gempa rencana (redaman 5%) pada periode $0,2T - 1,5T$.

d. Proses *Matching* dan *Levelling*

Menurut Ahmad Yudi, dkk, (2014) proses *matching* dan *leveling* time history dapat dilakukan dengan pencocokan rekaman gempa dengan terlebih dahulu dikalikan dengan suatu bilangan sehingga respons spektrum dari akselogram mendekati respons spektrum berdasarkan SNI 1726-2012 untuk daerah Lampung dengan kondisi tanah yang ada.

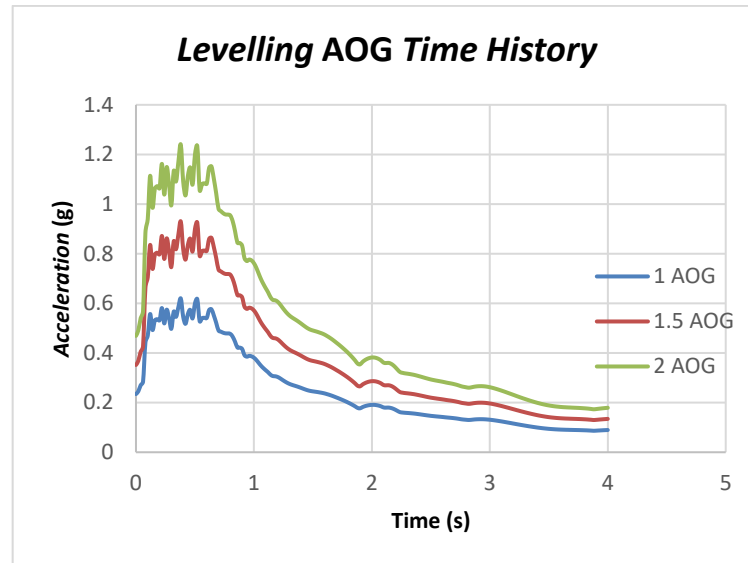
Data hasil perkalian yang merupakan data percepatan dan waktu akan dilakukan penggambaran menggunakan bantuan software *Seismosignal* dari *Seismosoft* sehingga didapatkan hasil plot rekaman gempa. Data keluaran dari *seismosignal* tersebut merupakan data percepatan terhadap waktu yang sudah disesuaikan dengan respons spektrum lokasi gedung berada. Perbandingan antara kurva respons spektrum berdasarkan SNI dan *time history* akan dicocokkan (*Matching*) seperti pada Gambar 2.6.



Gambar 2. 4. *Matching Time History* Dengan Respon Spektre

Sumber: Ahmad Yudi ,dkk, (2019),

Pada analisis menggunakan Software struktur SAP2000 rekaman gempa yang sudah dicocokkan (*Matching*) dengan respons spektrum akan dilakukan peningkatan Aog (percepatan awal gempa) beberapa kali dan contohnya dapat dilihat pada Gambar 2.7. Peningkatan percepatan awal gempa bertujuan untuk melihat performa (perilaku struktur) beton pracetak di setiap peningkatan Aog.



Gambar 2.5. Tahapan *Levelling Aog Time History*
 Sumber: Ahmad Yudi ,dkk, (2019)

2.5.3. Sistem Struktur Penahan Beban Gempa

Sistem struktur penahan gempa didesain sedemikian yang akan diaplikasikan untuk menamah kekuatan struktur. Menurut SNI 1726-2019, Tahapan desain sistem struktur penahan beban gempa adalah sebagai berikut:

1. Mementukan Kategori Desain Seismik

Penentuan kategori desain seismik harus didasarkan nilai parameter percepatan desain spektrum dan kategori resiko bangunan. Apabila menemukan kategori desain seismik yang berbeda maka, kategori yang paling berbahaya yang akan diaplikasikan.

Tata cara desain kategori desain seismik berdasarkan SNI 1726-2019 Tabel 8 dan Tabel 9.

2. Mementukan Sistem Penahan Beban Gempa

Penentuan sistem struktur penahan beban gempa harus berdasarakan kategori desain seismik dan tinggi bangunan. Berdasarkan SNI 1726-2019, sistem penahan-gaya gempa yang berbeda diizinkan untuk digunakan, untuk menahan beban gempa di masing-masing arah kedua sumbu ortogonal struktur. Bila sistem yang berbeda digunakan, masing-masing nilai R , C_d , dan Ω_0 harus dikenakan pada setiap sistem, termasuk batasan sistem struktur yang termuat dalam Tabel 12 pada SNI 1726-2019

2.6. Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

SRPMK (Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus) adalah desain struktur beton bertulang dengan pendetailan yang menghasilkan struktur yang fleksibel (memiliki daktilitas yang tinggi)

2.6.1. Prinsip SRPMK

Struktur SRPMK diharapkan memiliki tingkat daktilitas yang tinggi, yaitu mampu menerima mengalami siklus respon inelastis pada saat menerima beban gempa rencana. Pendetailan dalam ketentuan SRPMK adalah untuk memastikan bahwa respon inelastis dari struktur bersifat daktail (Laily, 2019). Prinsip ini terdiri dari tiga:

1. *Strong-Column/weak-beam* yang bekerja menyebar di sebagian besar lantai.
2. Tidak terjadi kegagalan geser pada balok, kolom dan *joint*.
3. Menyediakan detail yang memungkinkan perilaku daktail.

2.6.2. Persyaratan Balok Pada SRPMK

1. Persyaratan perencanaan komponen struktur lentur dengan SRPMK sesuai SNI Beton 2847- 2019 pasal 18.6.1 dan pasal 18.6.2 yaitu:
 - a. Gaya tekan aksial terfaktor pada komponen struktur, P_u , tidak boleh melebihi dari $A_g f_c' / 10$.
 - b. Panjang bentang bersih untuk komponen struktur, l_n , tidak boleh kurang dari empat kali tinggi efektifnya.
 - c. Lebar komponen, b_w tidak boleh kurang dari yang lebih kecil dari $0.3h$ dan 250 mm.
 - d. Proyeksi lebar balok yang melampaui lebar kolom pemumpu tidak boleh melebihi nilai terkecil dari c_2 dan $0,75 c_1$ pada masing-masing sisi kolom.
2. Persyaratan Tulangan Lentur SRPMK
Persyaratan penulangan lentur SRPMK mengikuti peraturan dalam SNI 2847-2019 pasal 9.6.1 yaitu:
 - a. Luas minimum tulangan lentur Asmin, harus disediakan pada tiap penampang dimana tulangan tarik dibutuhkan analisis.
 - b. As-min harus lebih besar dari:

$$\frac{0,25 \sqrt{f'_c}}{f_y} b_w \cdot d \quad (2.10)$$

$$\frac{1.4}{f_y} b_w \cdot d \quad (2.11)$$

Dan untuk balok statis tertentu dengan sayap dalam keadaan tarik, nilai b_w harus lebih kecil dari b_f dan $2 b_w$.

- c. Jika As disediakan pada setiap penampang sekurang-kurangnya sepertiga lebih besar dari As analisis, pernyataan nomor 1 dan 2 tidak perlu dipenuhi.

3. Persyaratan Penulangan Transversal Balok SRPMK

Persyaratan penulangan transversal balok SRPMK mengikuti peraturan dalam SNI 2847- 2019 Pasal 18.4.2 sebagai berikut:

- a. Sengkang tertutup harus disediakan pada daerah hingga dua kali tinggi balok diukur dari tumpuan pada kedua ujung komponen struktur lentur. Selain itu, sengkang tertutup juga harus dipasang disepanjang daerah dua kali tinggi balok pada kedua sisi dari suatu penampang, pada tempat yang diharapkan dapat terjadi leleh lentur.
- b. Sengkang tertutup pertama harus ditempatkan tidak lebih dari 50 mm dari muka komponen struktur penumpu. Jarak antar sengkang tertutup tidak boleh melebihi yang terkecil dari (a), (b) dan (c):

1. $\frac{d}{4}$

2. Delapan kali diameter tulangan longitudinal terkecil

3. 24 kali diameter sengkang

4. 300 mm

5. Sengkang harus dispasikan tidak lebih dari $d/2$ sepanjang bentang balok.

4. Persyaratan Kekuatan Geser Balok SRPMK

Sesuai dengan SNI 2847:2019 Pasal 18.6.5.1, Gaya geser desain, V_e , harus dihitung dari peninjauan gaya-gaya pada bagian balok di antara kedua muka joint. Momen-momen dengan tanda berlawanan yang terkait dengan kekuatan momen lentur yang mungkin, M_{pr} , harus diasumsikan bekerja pada muka-muka *joint* dan balok dibebani dengan gravitasi tributari terfaktor di sepanjang bentangnya.

2.6.3. Persyaratan Kolom Pada SRPMK

1. Persyaratan perencanaan komponen dimensi dan struktur lentur dengan SRPMK sesuai SNI Beton 2847- 2019 pasal 18.7.2.1 dan pasal 18.7.3.2 yaitu:
 - a. Dimensi penampang terkecil, diukur pada garis lurus yang melalui pusat geometri, tidak kurang dari 300 mm.
 - b. Rasio dimensi penampang terkecil terhadap dimensi tegak lurus nya tidak kurang dari 0,4.
 - c. Kekuatan lentur kolom harus memenuhi:

$$\sum M_{nc} \geq (1,2) \sum M_{nb} \quad (2.12)$$

Dimana:

$\sum M_{nc}$ = jumlah kekuatan lentur nominal kolom- kolom yang merangka ke dalam *joint*, yang dievaluasi di muka-muka *joint*.

$\sum M_{nb}$ = jumlah kekuatan nominal balok yang merangka kedalam *joint*, yang dievaluasi di muka-muka *joint*.

2. Persyaratan Tulangan Lentur SRPMK

Persyaratan penulangan lentur SRPMK mengikuti peraturan dalam SNI 2847- 2019 pasal 18.7.4 yaitu:

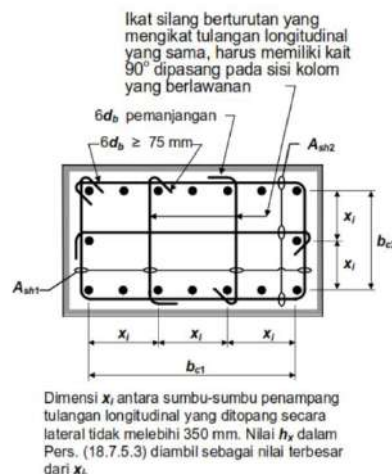
- a. Luas tulangan longitudinal A_{st} tidak boleh kurang dari $0,01A_g$ dan tidak lebih dari $0,06A_g$.
- b. Pada kolom-kolom dengan sengkang bundar, jumlah batang tulangan *longitudinal* minimum harus 6.
- c. Sambungan mekanis harus memenuhi 18.2.7 dan sambungan las 18.2.8. Sambungan lewatan diizinkan hanya dalam daerah tengah tinggi kolom dan harus didesain sebagai sambungan lewatan tarik dan harus dilingkupi tulangan transversal.

3. Tulangan Transversal Kolom SRPMK

Persyaratan penulangan transversal kolom SRPMK mengikuti peraturan dalam SNI 2847- 2019 Pasal 18.7.5 sebagai berikut:

- a. Pada daerah sendi plastis kolom (daerah sepanjang l_o dari muka hubungan balok-kolom, di kedua ujungnya) harus disediakan tulangan transversal yang mencukupi. Panjang l_o daerah sendi plastis kolom, diambil tidak kurang dari:

1. Tinggi kolom pada muka joint atau pada penampang dimana pelelehan lentur dimungkinkan terjadi
 2. Seperenam tinggi bersih kolom
 3. 450 mm
- b. Tulangan Transversal harus sesuai dengan:
1. Tulangan transversal harus terdiri dari spiral tunggal atau spiral saling tumpang (*overlap*), sengkang pengekan bundar, atau sengkang pengekan persegi, dengan atau tanpa ikat silang.
 2. Setiap tekukan ujung sengkang pengekan persegi dan ikat silang harus mengait batang tulangan longitudinal terluar.
 3. Ikat silang yang berurutan harus di selang seling ujungnya sepanjang tulangan longitudinal dan sekeliling parimeter penampang.



Gambar 2.6. Contoh Penulangan Transversal Pada Kolom

- c. Tulangan harus diatur sedemikian sehingga spasi h_x antara tulangan longitudinal di sepanjang perimeter penampang kolom yang tertumpu secara lateral oleh sudut ikat silang atau kaki-kaki Sengkang pengekan tidak boleh melebihi 350 mm.
- d. Jarak tulangan transversal pada daerah sepanjang l_o , harus diambil tidak melebihi nilai terkecil dari:
1. 1/4 dimensi terkecil penampang kolom
 2. 6 kali diameter tulangan longitudinal terkecil
 3. S_o , yang dihitung dengan

$$100 \text{ mm} \leq S_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) \leq 150 \text{ mm} \quad (2.13)$$

- e. Faktor kekuatan beton K_f dan faktor keefektifan pengekang k_n dihitung berdasarkan persamaan dan jumlah tulangan transversal harus sesuai Tabel SNI 2847:2019 18.7.5.4.

$$k_f = \frac{f'_c}{175} + 0,6 \geq 1,0 \quad (2.14)$$

$$k_n = \frac{n_l}{n_l - 2} \quad (2.15)$$

- f. Di luar panjang l_o , kolom harus diberi tulangan spiral atau sengkang dengan spasi s tidak melebihi nilai terkecil dari $6d_b$ dan 150 mm, kecuali bila jumlah tulangan transversal yang lebih besar disyaratkan oleh 18.7.4.3 atau 18.7.6

4. Persyaratan Kekuatan Geser kolom SRPMK

Persyaratan kekuatan geser kolom SRPMK mengikuti peraturan dalam SNI 2847- 2019 Pasal 18.7.6 sebagai berikut:

- a. Tulangan transversal harus didesain untuk memikul gaya geser rencana, V_g , yang ditentukan menggunakan kuat momen maksimum, M_{pr} , dari komponen struktur yang terkait dengan rentang beban-beban aksial terfaktor yang bekerja, P_u .

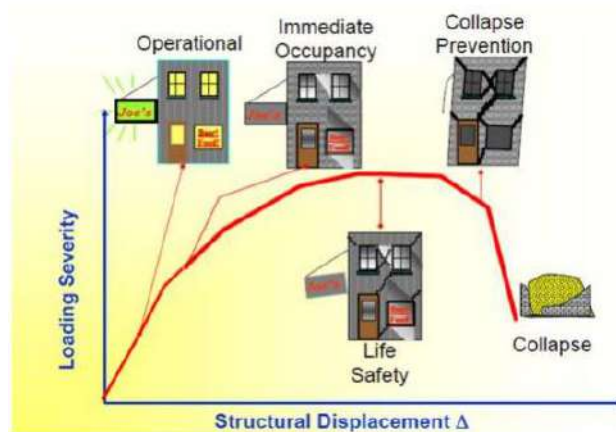
$$V_e = \frac{M_{prca} + M_{prcb}}{l_c} \quad (2.16)$$

Indeks a dan b menyatakan sisi atas dan bawah dari kolom yang ditinjau, sedangkan l_c adalah Panjang dari kolom tersebut. Gaya geser rencana tersebut tidak perlu lebih besar daripada gaya geser rencana maksimum, M_{pr} , dari komponen struktur balok yang merangka pada hubungan balok-kolom tersebut. Gaya geser rencana, V_e , tidak boleh lebih kecil daripada geser terfaktor yang di hasilkan melalui perhitungan analisis struktur.

- b. Tulangan transversal sepanjang l_o berdasarkan 18.7.5.1, harus didesain untuk menahan geser dengan mengasumsikan $V_c = 0$ bila a) dan b) terjadi:
1. Gaya geser akibat gempa berdasarkan 18.7.6.1 setidaknya setengah kekuatan geser perlu maksimum di sepanjang l_o
 2. Gaya tekan aksial terfaktor P_u termasuk pengaruh gempa kurang dari $A_g \times f'_c / 20$

2.7. Analisis Kinerja Struktur

Perencanaan tahan gempa berbasis kinerja (*performance-based seismic design*) merupakan metode yang digunakan untuk perencanaan baru maupun perkuatan (*upgrade*) bangunan yang sudah ada, dengan pemahaman yang realistis terhadap risiko keselamatan jiwa (*life safety*), kesiapan untuk dihuni setelah gempa (*occupancy*) dan kerugian harta benda (*economic loss*) yang mungkin terjadi akibat gempa. Proses perencanaan tahan gempa berbasis kinerja dimulai dengan membuat model rencana bangunan kemudian melakukan simulasi kinerjanya terhadap berbagai kejadian gempa. Setiap simulasi memberikan informasi tingkat kerusakan (*level of damage*), ketahanan struktur, sehingga dapat memperkirakan berapa besar risikonya terhadap keselamatan jiwa, kesiapan dihuni dan kerugian harta benda. Level kinerja struktur dapat dilihat pada gambar berikut.



Gambar 2.7. Analisis Kinerja Struktur

Sumber: FEMA 2000

Berdasarkan FEMA 356 analisa level kinerja struktur dapat dilihat dari pengecekan besar *rotation*, *mass participation*, *plastic joint desain*, *moment*, *displacement* dan parameter lainnya. Pengecekan lebih dari beberapa parameter dapat mewakili hasil perilaku struktur sesuai dengan FEMA 356. Berikut akan dijelaskan beberapa tinjauan pustaka tentang analisa parameter perilaku struktur seperti desain plastis, rotasi dan simpangan pada struktur.

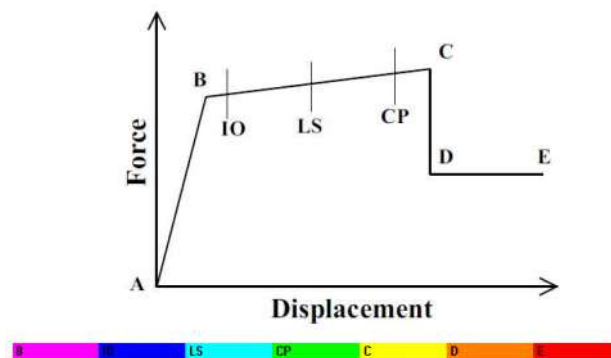
2.7.1. Sendi Plastis

Mekanisme sendi plastis terbentuk pada dasar dan ujung kolom memberikan perilaku histeresis yang stabil, perilaku lentur harus dominan dalam proses pembentukan sendi plastis. pada suatu portal berderajat kebebasan banyak (MDOF)

Sendi plastis dapat terjadi. Ketika gempa yang cukup besar melanda suatu Gedung akan muncul momen-momen pada kolom atau baloknya, apabila momen tersebut lebih besar dari kapasitas momen balok atau kolom portal maka akan terjadi sendi plastis pada kolom atau balok yang ditandai dengan melelehnya tulangan baja pada beton bertulang. Sendi plastis terjadi secara bertahap hingga gedung tersebut runtuh (Ulfah, 2011).

Struktur didesain akan mengalami kerusakan atau berperilaku inelastik melalui pembentukan sendi-sendi plastis pada elemen-elemen strukturnya, pada saat menahan beban gempa rencana. Perilaku inelastik tersebut pada dasarnya memberikan mekanisme disipasi energi pada struktur sehingga dapat membatasi gaya gempa yang masuk ke struktur bangunan. Walaupun struktur bangunan berperilaku inelastik, struktur bangunan tidak boleh mengalami keruntuhan pada saat menerima beban gempa rencana atau bahkan beban gempa yang lebih besar (Imran dan Hendrik, 2010).

Menurut FEMA 356 hubungan perpindahan dan gaya dapat dibedakan ke dalam beberapa indikator yang menunjukkan perilaku sendi plastis. Hubungan gaya dan perpindahan dalam bentuk grafik adalah seperti pada grafik di bawah:



Gambar 2.8. Tahapan Performa Level Kinerja Struktur

Sumber: CSI 2014

Structural performance level dikategorikan menjadi beberapa rentang yaitu:

B : Batas elastis, sendi plastis pertama terbentuk dalam warna ungu.

IO : *Immediate occupancy*, sendi plastis terbentuk dalam warna biru tua.

LS : *Life safety*, sendi plastis terbentuk dalam warna biru muda.

CP : *Collapse prevention*, sendi plastis terbentuk dalam warna hijau.

C : *Collapse*, sendi plastis terbentuk dalam warna kuning.

D : *Residual point*, sendi plastis terbentuk dalam warna orange.

E : Runtuh total, sendi plastis terbentuk dalam warna merah

Immediate Occupancy menyatakan ketika kerusakan tidak ada yang berarti pada struktur di mana kekakuan dan kekuatan memiliki nilai yang hampir serupa dengan kondisi sebelum terjadi gempa. *Life Safety* menyatakan kondisi komponen struktur mengalami kerusakan, kekakuan berkurang, tetapi masih batas ambang yang cukup terhadap keruntuhan, masih terdapat komponen nonstruktur tetapi tidak berfungsi dan dapat digunakan Kembali setelah dilakukan perbaikan. *Collapse Prevention*, menyatakan pada komponen struktur dan non-struktur, telah terjadi kerusakan yang berarti kekuatan struktur telah banyak berkurang dan hampir mengalami keruntuhan.

2.7.2. Simpangan Maksimum

Berdasarkan FEMA 356 rasio batasan simpangan untuk ketiga kategori *Immediate Occupancy*, *Life Safety*, dan *Collapse Prevention* seperti yang terdapat pada tabel berikut:

Tabel 2. 3. Kriteria Simpangan (*Displacement*)

Sistem Struktur	IO	LS	CP
Beton	1 %	2 %	4 %

Sumber: FEMA 356 (2000)

2.7.3. Rotasi

Berdasarkan FEMA 356 batasan rotasi pada struktur beton yang diizinkan untuk kondisi *Immediate Occupancy*, *Life Safety*, dan *Collapse Prevention* adalah seperti yang terdapat pada Tabel di bawah:

Tabel 2. 4. Rotasi Diizinkan pada Struktur Beton (Dalam Radian)

Bagian Struktur	IO		LS		CP	
	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)
Kolom	0,01	-0,01	0,025	-0.025	0,030	-0.030

Sumber: FEMA 356 (2000)

2.7.4. Drift

Berdasarkan Fema 356 batasan *drift* pada struktur beton yang diizinkan untuk *Immediate Occupancy*, *Life Safety*, dan *Collapse Prevention* adalah seperti yang terdapat pada Tabel di bawah:

Tabel 2.5. Level Kinerja Menurut FEMA 356

Level Desain Gempa		Target Level Kinerja Bangunan Beton			
		OPERATIONAL	IO	LS	CP
		level (1-A)	Level (1-B)	Level (3-C)	Level (5-E)
Kala Ulang	72 tahun 50% DBE		X	X	X
	225 tahun 70%DEB			X	X
	474 tahun DBE				X
	2475 tahun MCE				
Drift %		0-0.5%	0.5-1%	1%-2%	2%-4%

Sumber: FEMA 356 (2000)