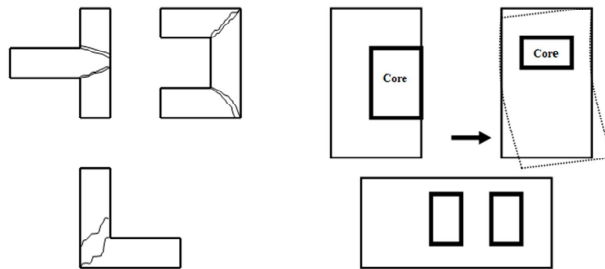


BAB III

LANDASAN TEORI

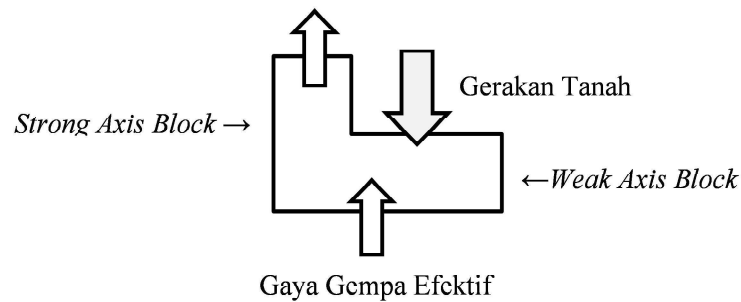
3.1 Struktur *Irregular*

Menurut Widodo (2012) bangunan *irregular* adalah bangunan yang umumnya mempunyai lebih dari 1-massa/gatra/blok dengan denah tidak sederhana walaupun masih simetri baik simetri 2-arah maupun 1-arah. Struktur *irregular* kurang aman dalam merespon gempa pada bangunan karena gempa akan menyerang bagian-bagian dari bangunan yang lemah dari struktur, selain itu ketidakberaturan struktur akan menimbulkan momen-momen puntir horizontal akibat adanya eksentrisitas antara pusat massa dan pusat kekakuan. Contoh bangunan *irregular* dapat dilihat pada Gambar 3.1 berikut.



Gambar 3.1 Bangunan Ireguler (Sumber: Ismanto, 2015)

Bangunan yang berbentuk L termasuk dalam kategori *irregular* karena dalam 1 arah beban gempa terdapat massa bangunan yang berada pada *strong axis* dan massa sebaliknya berada pada posisi *weak axis*. Apabila terjadi gempa maka tanah dasar bergerak sebagaimana hukum keseimbangan dinamik, maka gerakan tanah akan menimbulkan gaya-inersia yang bekerja pada tiap massa bangunan yang arahnya berlawanan dengan arah gerakan tanah sehingga menyebabkan kekakuan pada tiap bagian massa bangun berbeda. Hal tersebut dapat diilustrasikan pada Gambar 3.2 berikut.



Gambar 3.2 Gaya pada Bangunan Ireguler (Sumber: Widodo, 2012)

Menurut SNI 1726:2012, Pasal 7.3.2, Struktur bangunan gedung harus diklasifikasikan sebagai beraturan dan tidak beraturan berdasarkan konfigurasi horizontal dan vertikal dari struktur bangunan gedung. Struktur bangunan dapat dikategorikan memiliki ketidakberaturan horizontal dan vertikal berdasarkan Tabel 3.1 dan Tabel 3.2 berikut.

Tabel 3.1 Ketidakberaturan Horisontal pada Struktur

Tipe	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan horisontall
1a	Ketidakteraturan torsi didefinisikan ada jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tak terduga, di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,2 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragmanya kaku atau setengah kaku.
1b	Ketidakteraturan torsi berlebihan didefinisikan ada jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tak terduga, di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,4 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi berlebihan dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragmanya kaku atau setengah kaku.
2	Ketidakteraturan sudut dalam didefinisikan ada jika kedua proyeksi denah struktur dari sudut dalam lebih besar dari 15 persen dimensi denah struktur dalam arah yang ditentukan.
3	Ketidakteraturan diskontinuitas diafragma didefinisikan ada jika terdapat diafragma dengan diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang mempunyai daerah terpotong atau terbuka lebih besar dari 50 persen daerah diafragma bruto yang melingkupinya, atau perubahan kekakuan diafragma efektif lebih dari 50 persen dari suatu tingkat ke tingkat selanjutnya.
4	Ketidakteraturan pergeseran melintang terhadap bidang didefinisikan ada jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan gaya lateral, seperti pergeseran melintang terhadap bidang elemen vertikal.
5	Ketidakteraturan sistem nonparalel didefinisikan ada jika elemen penahan gaya lateral vertikal tidak paralel atau simetris terhadap sumbu-sumbu ortogonal utama sistem penahan gaya gempa.

(Sumber : SNI 1726: 2012, Tabel 10)

Tabel 3.2 Ketidakberaturan Vertikal pada Struktur

Tipe	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan horizontall
1a	Ketidakteraturan Kekakuan Tingkat Lunak didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat di mana kekakuan lateralnya kurang dari 70 persen kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80 persen kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.
1b	Ketidakteraturan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebihan didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat di mana kekakuan lateralnya kurang dari 60 persen kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 70 persen kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.
2	Ketidakteraturan Berat (Massa) didefinisikan ada jika massa efektif semua tingkat lebih dari 150 persen massa efektif tingkat di dekatnya. Atap yang lebih ringan dari lantai di bawahnya tidak perlu ditinjau.
3	Ketidakteraturan Geometri Vertikal didefinisikan ada jika dimensi horisontal sistem penahan gaya gempa di semua tingkat lebih dari 130 persen dimensi horisontal sistem penahan gaya gempa tingkat di dekatnya.
4	Diskontinuitas Arah Bidang dalam Ketidakteraturan Elemen Penahan Gaya Lateral Vertikal didefinisikan ada jika pegeseran arah bidang elemen penahan gaya lateral lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen penahan di tingkat di bawahnya.
5a	Diskontinuitas dalam Ketidakteraturan Kuat Lateral Tingkat didefinisikan ada jika kuat lateral tingkat kurang dari 80 persen kuat lateral tingkat di atasnya. Kuat lateral tingkat adalah kuat lateral total semua elemen penahan seismik yang berbagi geser tingkat untuk arah yang ditinjau.
5b	Diskontinuitas dalam Ketidakteraturan Kuat Lateral Tingkat yang Berlebihan didefinisikan ada jika kuat lateral tingkat kurang dari 65 persen kuat lateral tingkat di atasnya. Kuat tingkat adalah kuat total semua elemen penahan seismik yang berbagi geser tingkat untuk arah yang ditinjau.

(Sumber : SNI 1726: 2012, Tabel 11)

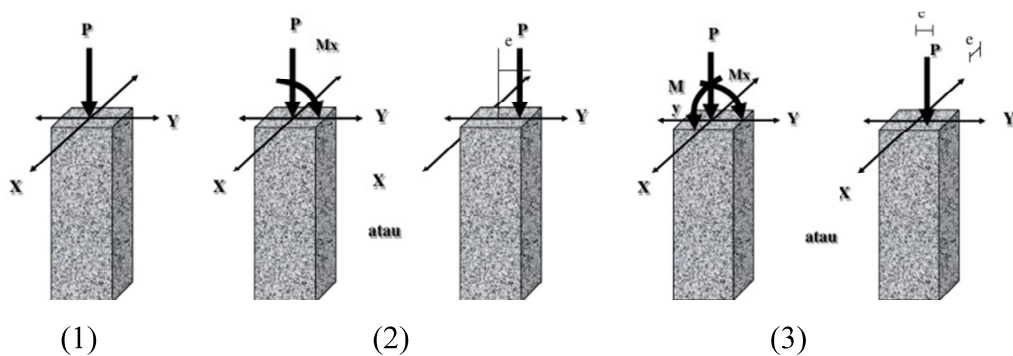
3.2 Penampang Kolom

3.2.1 Kapasitas Kolom

Kolom adalah komponen struktur bangunan yang tugas utamanya menyangga beban aksial tekan vertical. Menurut Nawy (1990) berdasarkan posisi beban pada penampang kolom, kolom dapat diklasifikasikan sebagai berikut.

1. Kolom dengan beban konsentris (*Axial load only*), pada kondisi ini kolom hanya memikul beban aksial tanpa eksentrisitas. sehingga gaya luar akan ditahan oleh penampang kolom.
2. Kolom dengan beban aksial dan *uniaxial bending*, Apabila beban aksial tekan bergeser dari sumbu kolom ke arah salah satu sumbu, sehingga pada kondisi ini kolom memikul kombinasi beban aksial dan memikul momen lentur bersumbu tunggal.

3. Kolom dengan beban aksial dan *biaxial bending*. Pada kondisi ini selain kolom memikul beban aksial, juga memikul momen lentur bersumbu rangkap. Berdasarkan posisi beban pada penampang kolom dapat dilihat pada Gambar 3.3 berikut.



Gambar 3.3 Posisi Beban pada Kolom (Sumber: Nawy, 1990)

- (a) Kolom dengan beban konsentris (b) Kolom dengan beban aksial dan *uniaxial bending* (c) Kolom dengan beban aksial dan *biaxial bending*.

Ertanto (2015) menyatakan pada kondisi nyata, hampir tidak ada kolom yang mengalami pembebanan yang konsentris (tidak ada momen). Hal tersebut bisa saja terjadi akibat:

1. tidak konsentrisnya as kolom dari satu lantai terhadap lantai berikutnya,
2. mengimbangi momen pada balok, dan
3. penulangan yang tidak sentris yang mengakibatkan tidak berhimpitnya titik berat geometrinya dengan titik berat penampang.

Dalam perencanaan kolom perlu memperhatikan efek dari momen luar yang berupa momen lentur dengan mengalikan kuat aksial dengan faktor reduksi. Momen lentur yang bekerja akan menyebabkan tegangan tekan dan tegangan tarik pada penampang sedangkan gaya aksial yang bekerja menyebabkan tegangan tekan saja. Kombinasi antara M_u dan P_u ini akan menyebabkan makin membesarnya tegangan tekan pada tepi penampang terdekat dan makin mengecilnya tegangan tekan pada tepi penampang terjauh dari titik eksentrisitas. Untuk mencari besarnya momen rencana kolom dapat dilihat dari besarnya momen hasil perhitungan mekanika dengan program ETABS 2013 dan dari perhitungan momen aktual balok.

3.2.2 Jenis Keruntuhan Kolom

Keruntuhan pada satu kolom merupakan lokasi kritis yang dapat menyebabkan keruntuhan (*collapse*) lantai yang bersangkutan, dan juga keruntuhan total seluruh strukturnya. Keruntuhan kolom dapat terjadi bila tulangan bajanya leleh karena tarik (terjadi pada kolom *under reinforced*) atau terjadi kehancuran beton yang tertekan (terjadi pada kolom *over reinforced*), selain itu kolom juga dapat pula mengalami keruntuhan apabila terjadi kehilangan stabilitas lateral akibat tekuk (*buckling*) yang disebabkan terjadinya kerusakan terhadap tulangan geser.

Pengalaman dari kerusakan struktur akibat gempa menunjukkan bahwa rusak geser telah berakibat fatal, terutama rusak geser pada kolom. Secara umum rusak geser lebih berbahaya, karena kerusakan akan terjadi secara tiba-tiba tanpa adanya peringatan/tanda secara dini.

Rusak lentur misalnya selalu diikuti dengan adanya lendutan/simpangan secara signifikan sehingga dapat diidentifikasi secara visual. Kerusakan geser pada kolom akan sangat berbahaya, hal ini terjadi karena pada kolom terdapat gaya aksial (di samping momen). Kalau sudah demikian maka kerusakan kolom tidak dapat dihindarkan. Kerusakan tulangan geser pada balok tidak sefatal pada kolom karena gaya aksial balok relatif kecil. Namun demikian, kedua hal tersebut harus dihindari.

Menurut SNI 2847:2013, Pasal 10.3, dikenal ada 3 kondisi penampang yang terjadi pada kolom yaitu sebagai berikut.

1. Kondisi penampang terkendali tekan terjadi jika regangan tarik tulangan ϵ_t sama dengan atau kurang dari batas regangan terkontrol tarik bila beton mencapai batas regangan sebesar 0,003.
2. Kondisi penampang terkendali Tarik terjadi jika regangan Tarik dalam baja Tarik sama dengan atau lebih besar dari 0,005 bila beton tekan mencapai batas regangan sebesar 0,003.
3. Keruntuhan regangna seimbang terjadi ketika tulangan Tarik mencapai regangan regangan yang berhubungan dengan tegangan leleh pada saat bersamaan tercapainya rengan pada beton sebesar 0,003.

3.2.3 Persyaratan Desain

1. Persyaratan Geometri

Estimasi dimensi kolom ditentukan berdasarkan beban aksial yang bekerja diatas kolom tersebut. Menurut SNI 2847:2013, Pasal 21.6.1, Komponen struktur rangka momen khusus yang membentuk bagian sistem penahan gaya gempa dan yang menahan gaya tekan aksial terfaktor P_u akibat sembarang kombinasi beban yang melebihi $A_g f_c / 10$. Komponen struktur rangka ini harus memenuhi :

- a. dimensi penampang terpendek, diukur pada garis lurus yang melalui pusat geometri, tidak boleh kurang dari 300 mm, dan
- b. rasio dimensi penampang terpendek terhadap dimensi tegak lurus tidak boleh lebih kurang dari 0,4

2. Kelangsingan Kolom

Suatu kolom dikatakan ramping atau langsing apabila dimensi–dimensi penampangnya kecil bila dibandingkan dengan panjangnya. Menurut SNI 2847:2013, Pasal 10.10, pengaruh kelangsingan boleh diabaikan jika :

- a. pada komponen struktur yang tidak ditahan terhadap goyangan samping dengan :

$$\frac{k l_u}{r} \leq 22 \quad (3.1)$$

- b. sedangkan pengaruh kelangsingan pada komponen struktur yang ditahan terhadap goyangan samping dapat diabaikan jika :

$$\frac{k l_u}{r} \leq 34 - 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \leq 40 \quad (3.2)$$

Keterangan :

K = faktor panjang efektif komponen struktur tekan

R = radius girasi suatu penampang komponen struktur tekan

l_u = panjang bersih komponen struktur tekan

M_1, M_2 = momen ujung terfaktor kolom yang posisinya berlawanan

3. Kuat Lentur Minimum Kolom

Desain kolom akan berkaitan erat dengan kapasitas balok, hal ini terjadi karena adanya urutan kerusakan pada prinsip “*strong column weak beam*”. Pada prinsip tersebut kekuatan kolom harus lebih besar dari kekuatan balok, sehingga kuat lentur pada kolom harus mampu memiliki kekuatan untuk menahan momen yang terjadi pada balok. Berdasarkan SNI 2847:2013, Pasal 21.6.2.2, kekuatan lentur kolom harus memenuhi persamaan sebagai berikut :

$$\Sigma M_{nc} \geq 1,2 \Sigma M_{nb} \quad (3.3)$$

Keterangan :

ΣM_{nc} = jumlah kekuatan lentur nominal kolom yang merangka pada hubungan balok kolom. Kuat lentur nominal harus dihitung untuk gaya aksial terfaktor, yang sesuai dengan arah gaya-gaya lateral yang ditinjau, yang menghasilkan kuat lentur nominal terkecil.

ΣM_{nb} = jumlah kekuatan lentur nominal balok yang merangka pada hubungan balok kolom.

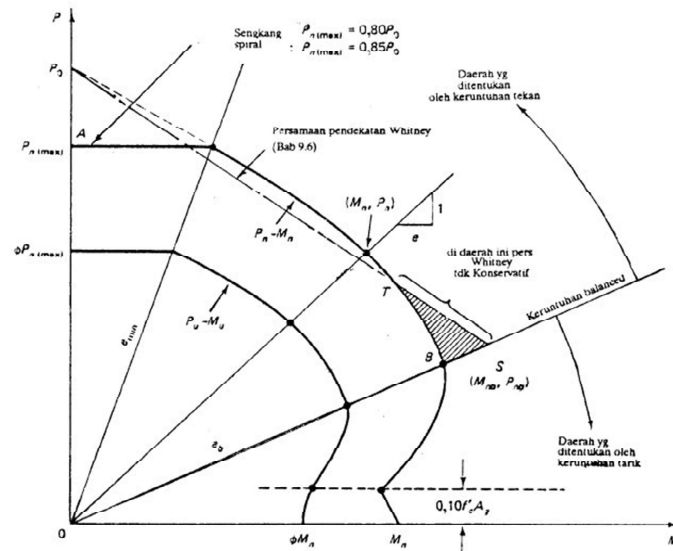
4. Persyaratan Tulangan Memanjang

Berdasarkan SNI 2847:2013, Pasal 21.6.3, Luas tulangan memanjang, A_{st} , tidak boleh kurang dari $0,01A_g$ atau lebih dari $0,06A_g$. Selain itu, Sambungan lewatan hanya boleh dipasang di tengah tinggi kolom dan harus diikat dengan tulangan confinement dengan spasi tulangan yang ditetapkan pada Pasal 21.6.4.3.

3.2.4 Diagram Interaksi

Kapasitas penampang beton bertulang untuk menahan kombinasi gaya aksial dan momen lentur dapat digambarkan dalam suatu bentuk kurva interaksi antara kedua gaya tersebut, disebut diagram interaksi. Setiap titik dalam diagram ini menunjukkan kombinasi kekuatan gaya aksial nominal P_n dan kekuatan momen lentur nominal M_n yang sesuai dengan lokasi sumbu netralnya yang dimulai pada penampang *balance*.

Nawy (1990) menyatakan diagram interaksi ini dapat dibagi menjadi dua daerah, yaitu daerah yang ditentukan oleh keruntuhan tarik dan daerah yang ditentukan oleh keruntuhan tekan, dengan pembatasnya adalah titik seimbang (*balanced*). Diagram interaksi dapat dilihat pada Gambar 3.4 berikut.



Gambar 3.4 Diagram Interaksi (Sumber: ACI 318-11)

Berikut merupakan persamaan yang digunakan dalam diagram interaksi.

1. Kondisi *Balance*

Kondisi *balance* merupakan kondisi saat regangan desak beton mencapai regangan ultimit dan pada saat yang sama tulangan tarik mulai leleh.

$$C_b = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \epsilon_y} \times H \quad (3.4)$$

$$a_b = C_b \times \beta \quad (3.5)$$

$$C_c = 0,85 \times f'_c \times a_b \times B \quad (3.6)$$

$$C_s = A'_s \times (f_y - 0,85 \times f'_c) \quad (3.7)$$

$$T_s = A_s \times f_s \quad (3.8)$$

Dengan memperhatikan keseimbangan gaya-gaya vertical, maka:

$$P_{nb} = C_c + C_s - T_s \quad (3.9)$$

$$M_{nb} = C_c \times \left(\frac{H_t}{2} - \frac{a_b}{2} \right) + C_s \times \left(\frac{H_t}{2} - d' \right) - T_s \times \left(\frac{H_t}{2} - d \right) \quad (3.10)$$

2. Kondisi Patah Desak

Kondisi patah desak merupakan kondisi saat tebal beton desak cukup besar sehingga nilai $C > C_b$.

$$C = 1,1 \times C_b \quad (3.11)$$

$$a = C \times \beta \quad (3.12)$$

$$\epsilon'_s = \frac{C - d}{C} \times \epsilon_c \quad (3.13)$$

$$\epsilon_s = \frac{H - C}{C} \times \epsilon_c \quad (3.14)$$

$$f_s = \epsilon_s \times E_s \quad (3.15)$$

$$C_c = 0,85 \times f'_c \times a \times B \quad (3.16)$$

$$C_s = A'_s \times (f_y - 0,85 \times f'_c) \quad (3.17)$$

$$T_s = A_s \times f_s \quad (3.18)$$

Dengan memperhatikan keseimbangan gaya-gaya vertical, maka:

$$P_n = C_c + C_s - T_s \quad (3.19)$$

$$M_n = C_c \times \left(\frac{H_t}{2} - \frac{a}{2} \right) + C_s \times \left(\frac{H_t}{2} - d' \right) - T_s \times \left(\frac{H_t}{2} - d \right) \quad (3.20)$$

3. Kondisi Patah Tarik

Kondisi patah tarik dicapai apabila tebal beton desak nilai $C < C_b$.

$$C = 0,9 \times C_b \quad (3.21)$$

$$a = C \times \beta \quad (3.22)$$

$$\epsilon'_s = \frac{C - d}{C} \times \epsilon_c \quad (3.23)$$

$$\epsilon_s = \frac{H - C}{C} \times \epsilon_c \quad (3.24)$$

$$f_s = \epsilon_s \times E_s \quad (3.25)$$

$$C_c = 0,85 \times f'_c \times a \times B \quad (3.26)$$

$$C_s = A'_s \times (f_y - 0,85 \times f'_c) \quad (3.26)$$

$$T_s = A_s \times f_s \quad (3.27)$$

Dengan memperhatikan keseimbangan gaya-gaya vertical, maka:

$$P_n = C_c + C_s - T_s \quad (3.28)$$

$$M_n = C_c \times \left(\frac{H_t}{2} - \frac{a}{2} \right) + C_s \times \left(\frac{H_t}{2} - d' \right) - T_s \times \left(\frac{H_t}{2} - d \right) \quad (3.29)$$

4. Kondisi Beban Sentris

Kondisi beban sentris merupakan kondisi saat beban aksial berada pada titik berat sumbu kolom sehingga pada kondisi tersebut tidak terjadi momen.

$$C_c = 0,85 \times f'_c \times H_t \times B \quad (3.30)$$

$$C_{s1} = A_s \times (f_y - 0,85 \times f'_c) \quad (3.31)$$

$$C_{s2} = A'_s \times (f_y - 0,85 \times f'_c) \quad (3.32)$$

$$P_0 = C_c + C_{s1} + C_{s2} \quad (3.33)$$

$$P_{0maks} = 0,8 \times P_0 \quad (3.34)$$

5. Kondisi Lentur Murni

Pada kondisi lentur murni, kolom akan berperilaku sebagaimana lentur murni pada balok, sehingga pada kondisi tersebut tidak terjadi gaya aksial.

$$C_c = 0,85 \times f'_c \times a \times B \quad (3.35)$$

$$T_s = A'_s \times f_s \quad (3.36)$$

$$M_1 = C_c \times \left(H - \frac{a}{2} \right) \quad (3.37)$$

$$M_2 = T_s \times (H - d') \quad (3.38)$$

$$M_n = M_1 + M_2 \quad (3.39)$$

3.3 Pembebanan

3.3.1 Beban Mati

Beban mati merupakan berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, bersifat tetap dan bekerja selama bangunan ada serta besarnya tidak berubah. Terdiri dari beban mati yang berasal dari berat sendiri struktur dan berat mati tambahan, sesuai dengan sistem struktur dan material yang digunakan . Beban mati pada gedung diambil menurut Tabel 1 PPPURG 1987.

3.3.2 Beban Hidup

Berdasarkan SNI 1727:2013 Pasal 4.1, Beban hidup merupakan beban yang diakibatkan oleh pengguna dan penghuni bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk beban konstruksi dan beban lingkungan seperti beban angin, beban hujan, beban gempa, beban banjir, atau beban mati.

Besarnya beban hidup diperhitungkan sesuai dengan fungsi dari struktur. beban tersebut bisa ada atau tidak ada pada struktur untuk suatu waktu yang diberikan. Meskipun dapat berpindah-pindah, beban hidup masih dapat dikatakan bekerja perlahan-lahan pada struktur. Berdasarkan PPPURG 1987 beban hidup terbagi atas beban hidup pada lantai gedung dan pada atap gedung. Beban hidup pada lantai gedung diambil menurut Tabel 2 PPPURG 1987.

3.3.3 Beban Gempa

Beban gempa merupakan beban statik ekuivalen yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang menirukan pengaruh dari gerakan tanah akibat gempa tersebut. Pada saat struktur gedung bergetar, timbul gaya-gaya pada struktur karena adanya kecenderungan massa gedung untuk mempertahankan dirinya dan gerakan. Perhitungan dan analisis beban gempa mengacu pada Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung dan Non Gedung (SNI 1726:2012).

3.4 Analisis Pembebanan Gempa

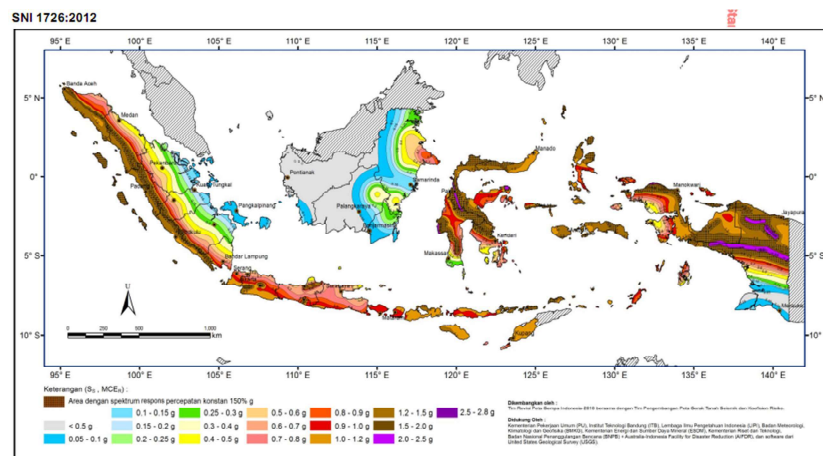
Analisis beban gempa dapat dilakukan dengan 2 cara analisis, yaitu analisis linier dan analisis nonlinier. Analisis linier berupa analisis statik ekuivalen dan analisis respon spektrum. Sedangkan analisis non linier berupa analisis *time history* dan analisis *pushover*. Pada penelitian ini digunakan analisis linier respon spektrum dan analisis non linier *pushover*. Adapun tahapan analisis linier respon spektrum pada sebuah struktur menurut SNI 1726:2012 adalah sebagai berikut.

3.4.1 Gempa Rencana

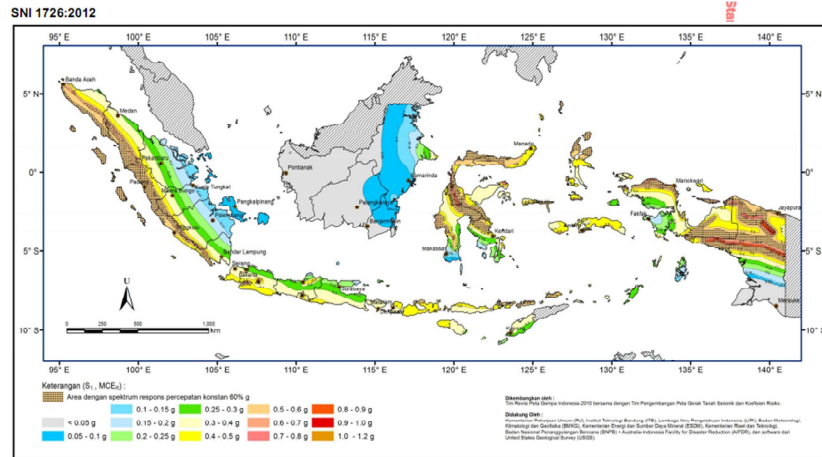
Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 4.1.1, Bangunan Gempa rencana ditetapkan sebagai gempa dengan kemungkinan terlewati besarnya selama umur struktur bangunan 50 tahun adalah sebesar 2 persen. Akibat pengaruh gempa rencana, struktur gedung secara keseluruhan masih dapat berdiri, apabila terjadi gempa dan bangunan sudah diambang keruntuhan.

3.4.2 Menentukan Parameter Percepatan Gempa (S_s dan S_1)

Parameter S_s adalah percepatan batuan dasar pada perioda pendek $T = 0,2$ detik sedangkan parameter S_1 adalah percepatan batuan dasar pada perioda $T = 1$ detik. Parameter S_s dan S_1 tergantung dari letak dan lokasi bangunan. Penentuan nilai S_s dan S_1 dapat ditentukan dengan cara melihat peta seismik pada Gambar 3.5 dan Gambar 3.6 berikut.



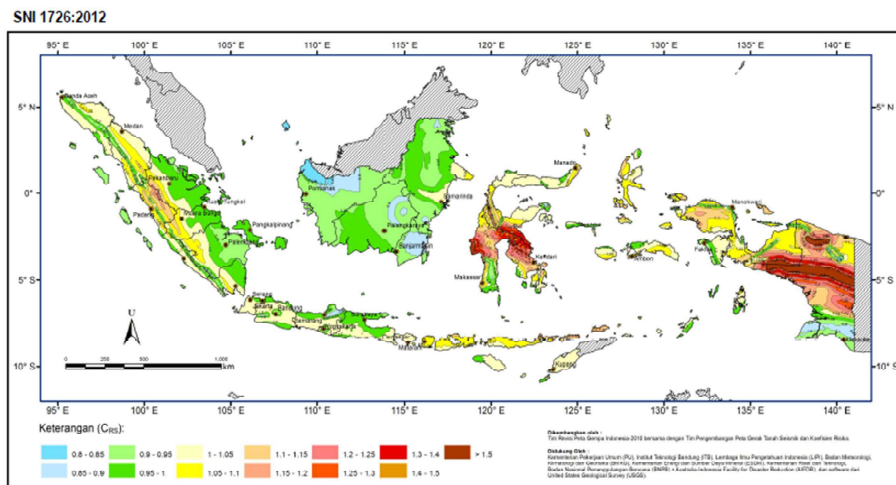
Gambar 3.5 S_s , Gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko tertarget (MCER), kelas situs SB
(Sumber : SNI 1726-2012, Gambar 9)



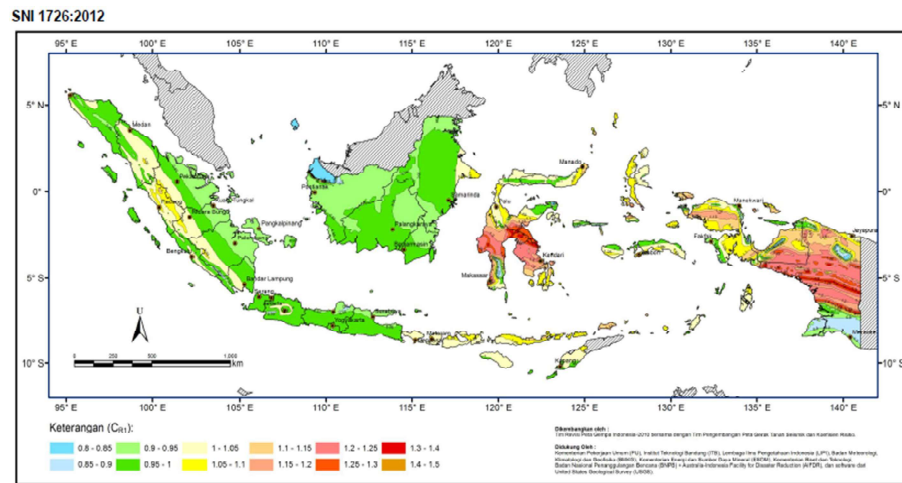
Gambar 3.6 S_1 , Gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko tertarget (MCER), kelas situs SB (Sumber : SNI 1726-2012, Gambar 10)

3.4.3 Menentukan Koefisien Risiko Terpetakan (C_{RS} dan C_{RI})

Parameter C_{RS} adalah koefisien risiko terpetakan pada perioda pendek $T = 0,2$ detik sedangkan parameter C_{RI} adalah koefisien risiko terpetakan pada perioda $T = 1$ detik. Parameter C_{RS} dan C_{RI} tergantung dari letak dan lokasi bangunan. Penentuan nilai C_{RS} dan C_{RI} dapat ditentukan dengan cara melihat peta seismik pada Gambar 3.7 dan Gambar 3.8 berikut.



Gambar 3.7 C_{RS} , Koefisien risiko terpetakan, perioda respon spektral 0,2 detik (SNI 03-1726-2012, Gambar-12)



Gambar 3.8 C_{RI} , Koefisien risiko terpetakan, periode respon spektral 0,2 detik (SNI 03-1726-2012, Gambar-13)

3.4.4 Menentukan Kelas Situs (SA-SF)

Dalam SNI 1726:2012 Pasal 5.3, perumusan kriteria desain seismik suatu bangunan di permukaan tanah atau penentuan amplifikasi besaran percepatan gempa puncak dari batuan dasar ke permukaan tanah untuk suatu situs, situs tersebut harus diklasifikasikan terlebih dahulu. Profil tanah di situs harus diklasifikasikan berdasarkan sifat profil nya yang berada pada lapisan tanah 30 m paling atas.

Berdasarkan sifat-sifat tanah pada situs, maka situs harus diklasifikasikan sebagai kelas situs SA (batuan keras), SB (batuan), SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak), SD (tanah sedang), SE (tanah lunak) dan SF (tanah khusus). Bila sifat-sifat tanah tidak teridentifikasi secara jelas sehingga tidak bias ditentukan kelas situsnya, maka kelas situs SE dapat digunakan kecuali jika pemerintah/dinas yang berwenang memiliki data geoteknik yang dapat menentukan kelas situs SF. Dalam menentukan Koefesien Situs F_a dan F_v sangat bergantung dari jenis tanah pada lokasi bangunan dan percepatan batuan dasar pada perioda pendek (S_s) serta percepatan batuan dasar pada perioda 1 detik (S_1). Klasifikasi situs dapat dilihat pada Tabel 3.3.

Tabel 3.3 Klasifikasi Situs

Kelas situs	Vs (m/detik)	N atau Nch	Su (kPa)
SA (batuan keras)	> 1500	N/A	N/A
SB (batuan)	75 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	> 50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 35	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	< 15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40\%$, 3. Kuat geser niralis $S_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifikasi dan analisis respons spesifik situs yang mengikuti 6.10.1)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut yaitu: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan indeks plastisitas $PI > 75$) Lapisan tanah lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $S_u < 50$ kPa		

Catatan : N/A = tidak dapat dipakai

(Sumber : SNI 1726: 2012, Tabel 3)

3.4.5 Menentukan Faktor Amplifikasi Getaran (F_a dan F_v)

Untuk penentuan respons spektral percepatan gempa di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor koefisien situs. Faktor koefisien situs terbagi menjadi dua bagian yaitu faktor amplifikasi getaran perioda pendek $T = 0,2$ detik (F_a) dan faktor amplifikasi getaran perioda $T = 1$ detik (F_v). Koefisien didapat dengan cara interpolasi linier dari Tabel 4, SNI 1726:2012. Lebih jelasnya dapat dilihat pada Tabel 3.4 dan Tabel 3.5.

Tabel 3.4 Koefisien Situs, F_a

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

(Sumber SNI 1726:2012, Tabel 4)

CATATAN :

- (a) Untuk nilai-nilai antara S_s dapat dilakukan interpolasi linier
 (b) $S_s = S_{\text{Situs}}$ yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik lihat 6.10.1

Tabel 3.5 Koefisien Situs, F_v

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCER) terpetakan pada perioda 1 detik, S_1				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS^b				

(Sumber SNI 1726:2012, Tabel 5)

CATATAN :

- (a) Untuk nilai-nilai antara S_s dan S_1 dapat dilakukan interpolasi linear
 (b) $S_s = S_{\text{Situs}}$ yang memerlukan investigasi geoteknik spesifikasi dan analisis respon situs spesifik.

3.4.6 Menentukan Parameter Spektra Respons Percepatan (S_{MS} dan S_{MI})

Berdasarkan SNI 1726:2012, Pasal 6.2, Parameter spektrum respons percepatan pada perioda pendek (S_{MS}) dan perioda satu detik (S_{MI}) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, ditentukan dengan rumus sebagai berikut.

$$S_{MS} = F_a \cdot S_s \quad (3.40)$$

$$S_{MI} = F_v \cdot S_1 \quad (3.41)$$

Keterangan :

S_s = parameter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan untuk perioda pendek

S_1 = parameter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan untuk perioda satu detik

F_a = faktor amplifikasi perioda pendek

F_1 = faktor amplifikasi perioda satu detik

3.4.7 Hitung Parameter Percepatan Desain (S_{DS} dan S_{D1})

Menurut SNI 1726:2012, Pasal 6.3, Parameter percepatan spektral desain untuk perioda pendek (S_{DS}) dan perioda satu detik (S_{D1}) dapat ditentukan dengan rumus di bawah.

$$S_{DS} = 2/3 \times S_{MS} \times C_{RS} \quad (3.42)$$

$$S_{D1} = 2/3 \times S_{M1} \times C_{R1} \quad (3.43)$$

Keterangan :

S_{DS} = Parameter respons spectral percepatan desain pada perioda pendek

S_{D1} = Parameter respons spectral percepatan desain pada perioda 1 detik

S_{MS} = parameter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan untuk perioda pendek

S_{M1} = parameter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan untuk perioda 1 detik

3.4.8 Menentukan Kategori Resiko Bangunan Gedung dan Faktor Keutamaan

Dalam menentukan kategori risiko bangunan dan faktor keutamaan bangunan bergantung dari jenis pemanfaatan bangunan gedung dan non gedung tersebut. Kategori risiko struktur untuk bangunan gedung dan non gedung diatur sesuai dengan SNI 1726:2012, Tabel 1. Dalam perencanaan gempa rencana harus dikalikan dengan suatu faktor pengali berdasarkan kategori risiko gedung untuk menyesuaikan perioda ulang gempa. Kategori risiko (I_e) dapat dilihat pada Tabel 3.6 dan faktor keutamaan gempa pada Tabel 3.7.

Tabel 3.6 Kategori risiko

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki resiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatas untuk, antara lain :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya 	I
<p>Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk kategori risiko I, III, IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ rumah susun - Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik 	II
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, tapi tidak dibatasi untuk ;</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo <p>Gedung dan non gedung, tidak termasuk dalam kategori IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari- hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi <p>Gedung dan non gedung yang tidak termasuk dalam risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak dimana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran</p>	III

Lanjutan Tabel 3.6 Kategori risiko

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
<p>Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat - Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat - Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat. <p>Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.</p>	IV

(Sumber: SNI 1726:2012, Tabel 1)

Tabel 3.7 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori Risiko	Faktor keutamaan gempa, I _e
I atau II	1,00
III	1,25
IV	1,50

(Sumber: SNI 1726:2012, Tabel 2)

3.4.9 Kategori Desain Seismik (KDS)

Menurut SNI 1726:2012, Pasal 6.5, Struktur harus ditetapkan memiliki suatu kategori desain seismik yang mengikuti pasal ini. Struktur dengan kategori risiko I, II, atau III yang berlokasi di mana parameter respons spektral percepatan terpetakan pada perioda 1 detik, $1 S$, lebih besar dari atau sama dengan 0,75 harus ditetapkan sebagai struktur dengan kategori desain seismik E.

Struktur yang berkategori risiko IV yang berlokasi di mana parameter respons spektral percepatan terpetakan pada perioda 1 detik, $1 S$, lebih besar dari atau sama dengan 0,75, harus ditetapkan sebagai struktur dengan kategori desain seismik F. Semua struktur lainnya harus ditetapkan kategori desain seismik-nya berdasarkan kategori risikonya dan parameter respons spektral percepatan desainnya, baik pada perioda pendek (S_{DS}) maupun pada perioda 1 detik (S_{D1}). Kategori desain seismik dapat dilihat pada Tabel 3.8 dan Tabel 3.9.

Tabel 3.8 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Perioda Pendek

Nilai S_{DS}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 < S_{DS} < 0,33$	B	B
$0,33 < S_{DS} < 0,5$	C	C
$0,5 \leq S_{DS}$	D	D

(Sumber: SNI 1726:2012, Tabel 6)

Tabel 3.9 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Perioda 1 detik

Nilai S_{DS}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$SD1 < 0,167$	A	A
$0,167 < SD1 < 0,133$	B	B
$0,133 < SD1 < 0,20$	C	C
$0,2 \leq SD1$	D	D

(Sumber: SNI 1726:2012, Tabel 7)

3.4.10 Pemilihan Sistem Struktur Penahan Beban Gempa

Sistem penahan gaya gempa yang berbeda diijinkan untuk digunakan, untuk menahan gaya gempa di masing-masing arah kedua sumbu orthogonal struktur. Bila sistem yang berbeda digunakan, masing masing nilai koefisien modifikasi respons, faktor kuat lebih sistem, faktor pembesaran defleksi, dan batasan tinggi sistem struktur harus dikenakan pada setiap sistem sesuai dengan sistem tersebut, termasuk batasan sistem struktur. Untuk lebih jelasnya faktor koefisien modifikasi respons, faktor kuat lebih sistem, faktor pembesaran defleksi, dan batasan tinggi sistem struktur dapat dilihat pada Tabel 3.10.

Tabel 3.10 Faktor Koefisien Modifikasi Respons, Faktor Kuat Lebih Sistem, Faktor Pembesaran Defleksi, dan Batasan Tinggi Sistem Struktur

Sistem Penahan Gaya Seismik	Koefisien Modifikasi Respon, R	Faktor Kuat Lebih Sistem, (Ω)	Faktor Pembesaran Defleksi (Cd)	Batasan Sistem Struktur dan Batasan Tinggi struktur (m)				
				Kategori Desain Seismik				
				B	C	D	E	F
Sistem rangka pemikul momen								
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5 ½	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5½	TB	TB	48	30	TI
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4½	3	4	TB	TB	10	TI	TI
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3½	3	3	TB	TB	TI	TI	TI
5. Rangka beton Bertulang pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
9. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
10. Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen	6	3	5 ½	48	48	30	TI	TI
11. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	3	2 ½	TB	TI	TI	TI	TI
12. Rangka baja canai dingin pemikul momen khusus dengan pembautan	3 ½	3	3 ½	TB	10	10	10	10

(Sumber: SNI 1726:2012, Tabel 9)

3.4.11 Periode Fundamental (T)

Menurut SNI 1726:2012 Pasal 7.8.2, sebagai alternatif pada pelaksanaan analisis untuk menentukan periode fundamental struktur (T) diijinkan secara langsung menggunakan periode bangunan pendekatan (T_a). Nilainya harus ditentukan dari persamaan berikut.

$$T_a = C_t h_n^x \quad (3.44)$$

Dimana h_n adalah tinggi puncak bagian utama struktur (m) dan koefisien C_t dan x ditentukan pada Tabel 3.11.

Tabel 3.11 Nilai parameter periode pendekatan C_t dan x

Tipe Struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen dimana rangka pemikul 100 persen gaya gempa yang diisyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa.		
Rangka baja pemikul momen	0,0724a	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466a	0,9
Rangka baja denan bresing eksentris	0,0731a	0,75
Rangka baja denan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731a	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488a	0,75

(Sumber : SNI 1726:2012, Tabel 15)

Periode Fundamental Pendekatan Maksimum (T maksimum) ditentukan dengan rumus berikut:

$$T_{a \max} = C_u T_a \quad (3.45)$$

C_u merupakan nilai yang ditentukan dari Tabel 3.12.

Tabel 3.12 Koefisien untuk Batas Atas pada Periode yang Dihitung

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, S_{D1}	Koefisien C_u
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

(Sumber : SNI 1726:2012, Tabel 14)

3.4.12 Desain Respon Spektrum

Kurva spektrum respons desain harus dikembangkan dengan mengacu pada Gambar 2 SNI 1726:2012, dengan mengacu pada beberapa ketentuan pada SNI 1726:2012 Pasal 6.4 berikut:

1. Untuk perioda yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respons percepatan desain (S_a) harus diambil dari persamaan berikut.

$$S_a = S_{D_s} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (3.46)$$

Untuk perioda lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , spektrum respons percepatan desain (S_a) sama dengan S_{D_s} .

2. Untuk perioda lebih besar dari T_s , spektrum respons percepatan desain (S_a) diambil berdasarkan persamaan:

$$S_a = \frac{S_{D_s}}{T} \quad (3.47)$$

Keterangan:

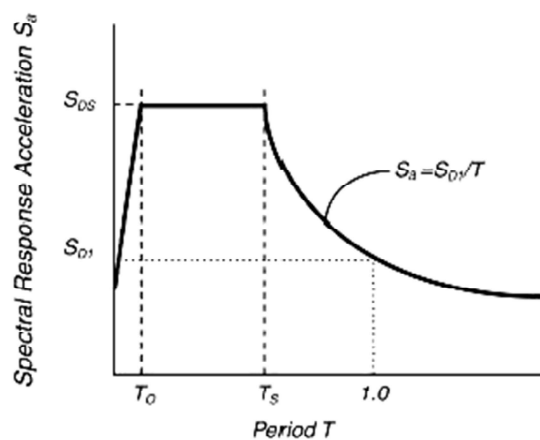
S_{D_s} = parameter respons spektral percepatan desain pada perioda pendek

S_{D_1} = parameter respons spektral percepatan desain pada perioda 1 detik

T = perioda getar fundamental struktur

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D_1}}{S_{D_s}} \quad (3.48)$$

$$T_s = \frac{S_{D_1}}{S_{D_s}} \quad (3.49)$$



Gambar 3.9 Respon Spektrum
(SNI 1726-2012, Gambar-1)

3.4.13 Koefisien Respon Seismik

Koefisien respons seismik (C_s) ditentukan melalui persamaan sesuai dengan SNI 1726:2012 Pasal 7.8.1.1 sebagai berikut.

$$C_s = \frac{S_{D_s}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.50)$$

Keterangan:

S_{D_s} = parameter percepatan spektrum respons pada periode 1,0 detik

R = faktor modifikasi respons

I_e = faktor keutamaan gempa

Nilai C_s yang dihitung sesuai dengan Persamaan 3.50 tidak perlu melebihi C_s berikut.

$$C_s = \frac{S_{D_1}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.51)$$

Dengan syarat C_s :

$C_s \text{ min} = 0,044 S_{D_s} I_e$

$C_s \text{ min} = 0,01$

Sebagai tambahan, untuk struktur yang berlokasi di daerah di mana S_1 sama dengan atau lebih besar dari 0,6g, maka C_s harus tidak kurang dari

$$C_{s \text{ min}} = \frac{0,5 S_{D_s}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.52)$$

Digunakan C_s terkecil

3.4.14 Gaya Geser

Struktur harus dirancang mampu menahan gaya geser dasar akibat gempa yang ditetapkan menurut SNI 1726:2012 Pasal 7.8.1, dapat dihitung menurut persamaan berikut.

$$V = C_s W \quad (3.53)$$

Keterangan:

C_s = koefisien respons spektrum

W = berat seismik efektif

3.4.15 Distribusi Verikal Beban Gempa

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.8.3, Beban-beban lateral (F_x) yang timbul di semua tingkat harus ditentukan dari persamaan berikut :

$$F_X = C_{vx} V \quad (3.54)$$

Dengan nilai C_{vx} adalah

$$C_{vx} = \sum_{i=1}^n \frac{w_x h_x^k}{w_i h_i^k} \quad (3.55)$$

$$k = 0,5T + 0,75 \quad (3.56)$$

Keterangan :

C_{vx} = faktor distribusi vertikal

V = gaya lateral desain total atau geser di dasar struktur (kN)

w_i dan w_x = bagian berat seismik efektif total struktur (W) yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat i atau x

h_i dan h_x = tinggi dari dasar sampai tingkat i atau x (m)

k = eksponen yang terkait dengan perioda struktur.

Untuk struktur perioda 0,5 detik atau kurang, $k=1$; Untuk struktur perioda 2,5 detik atau lebih, $k = 2$;

Untuk struktur perioda antara 0,5 dan 2,5 detik, k harus sebesar 2 atau harus ditentukan dengan interpolasi linier antara 1 dan 2.

3.4.16 Distribusi Horizontal Beban Gempa

Geser dasar nominal disemua tingkat (V) harus dibagikan sepanjang tinggi struktur gedung yang menangkap pada pusat massa lantai tingkat ke- i menurut persamaan sesuai pada SNI 1726:2012 Pasal 7.8.4, sebagai berikut :

$$V_X = \sum_{i=1}^n F_i \quad (3.57)$$

Keterangan:

F_i = bagian dari geser dasar seismik (V) yang timbul di Tingkat i

3.4.17 Kontrol Beban Gempa

Beban gempa dapat dianalisis dengan menggunakan metode statik (statik ekuivalen dan autoload) dan metode dinamis (respon spektrum dan time history). Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4.1, kombinasi respons untuk geser dasar ragam (V_t) lebih kecil 85 persen dari geser dasar yang dihitung (V) menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen, maka gaya harus dikalikan dengan $0,85 \frac{V}{V_t}$. Berdasarkan ketentuan tersebut maka analisis gaya gempa dengan menggunakan metode dinamis bisa digunakan jika gaya geser dasar dengan metode dinamis lebih dari 85% gaya geser dasar dengan metode statik.

3.4.18 Kontrol Ketidakberaturan Struktur

1. Ketidakberaturan Horizontal

a. Ketidakberaturan Torsi

Berdasarkan SNI 1726:2012 torsi terdiri dari torsi bawaan dan torsi tak terduga. Pengaruh torsi bawaan terhadap struktur dapat dilihat pada besarnya eksentrisitas bawaan antara pusat massa dan pusat kekakuan.

$$e_{0x} = X_{CM} - X_{CR} \quad (3.58)$$

$$e_{0y} = Y_{CM} - Y_{CR} \quad (3.59)$$

Keterangan :

e_{0x} = eksentrisitas bawaan sumbu x (mm)

e_{0y} = eksentrisitas bawaan sumbu y (mm)

X_{CM} = pusat massa sumbu x (mm)

Y_{CM} = pusat massa sumbu y (mm)

X_{CR} = pusat kekakuan sumbu x (mm)

Y_{CR} = pusat kekakuan sumbu y (mm)

Jika pada struktur tidak mempunyai eksentrisitas, struktur tetap harus direncanakan mempunyai eksentrisitas tambahan minimal 5% dari lebar bentang arah yang ditinjau, disebut torsi tak terduga.

$$e_{1x} = 0,05 \times L_x \quad (3.60)$$

$$e_{1y} = 0,05 \times L_y \quad (3.61)$$

Keterangan :

eIx = eksentrisitas tak terduga sumbu x (mm)

eIy = eksentrisitas tak terduga sumbu y (mm)

Lx = lebar bentang arah sumbu x (mm)

Ly = lebar bentang arah sumbu y (mm)

Eksentrisitas tak terduga harus dikalikan faktor amplifikasi (A) sesuai dengan persyaratan berikut

a) Jika $\delta_{Max} < 1,2 \delta_{Avg}$, struktur tanpa ketidakberaturan torsi dan digunakan nilai $A = 1$

b) Jika $1,2 \delta_{Avg} < \delta_{Max} < 1,4 \delta_{Avg}$, struktur dengan ketidakberaturan torsi 1a dan digunakan nilai A sesuai dengan persamaan berikut

$$A = \left(\frac{\delta_{Max}}{1,2 \times \delta_{Avg}} \right)^2 \quad (3.62)$$

c) Jika $\delta_{Max} > 1,4 \delta_{Avg}$, struktur dengan ketidakberaturan torsi berlebihan 1b

$$A = \left(\frac{\delta_{Max}}{1,4 \times \delta_{Avg}} \right)^2 \quad (3.62)$$

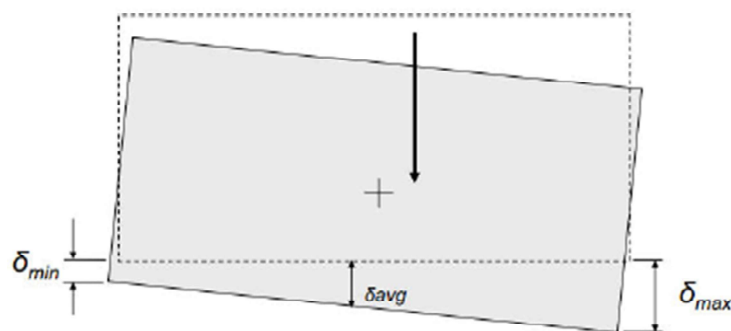
Keterangan :

A = faktor amplifikasi

δ_{Avg} = $(\delta_{Max} + \delta_{Min})/2$

δ_{Max} = perpindahan maksimum (mm)

δ_{Min} = perpindahan minimum (mm)



Gambar 3.10 Penentuan Perpindahan Maksimum, Minimum, dan Perpindahan rata-rata

Untuk perhitungan eksentrisitas disain ditentukan dari persamaan berikut

$$edx = e0x + (e1x \times Ax) \quad (3.64)$$

$$edy = e0y + (e1y \times Ay) \quad (3.65)$$

Keterangan :

edx = eksentrisitas tak terduga sumbu x (mm)

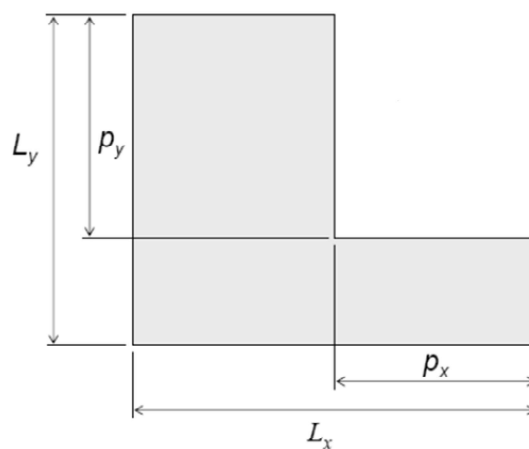
edy = eksentrisitas tak terduga sumbu y (mm)

Ax = lebar bentang arah sumbu x (mm)

Ay = lebar bentang arah sumbu x (mm)

b. Ketidakberaturan Sudut Dalam

Struktur diklasifikasikan memiliki ketidakberaturan sudut dalam jika kedua proyeksi denah struktur dari sudut dalam lebih dari 15% dimensi denah struktur dalam arah ditentukan, hal tersebut dapat diilustrasikan pada Gambar 3.11 berikut.

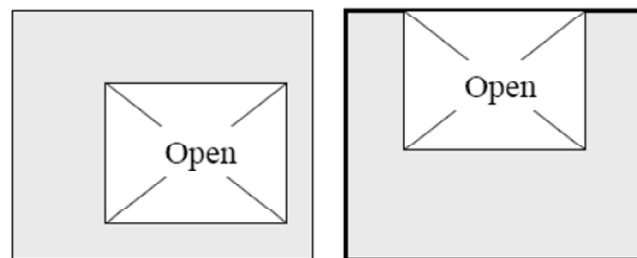


Gambar 3.11 Ketidakberaturan Sudut Dalam
(FEMA 451-B)

Dari Gambar 3.11 diatas, ketidakberaturan sudut dalam ada jika $P_y > 0,15L_y$ dan $P_x > 0,15L_x$.

c. Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma

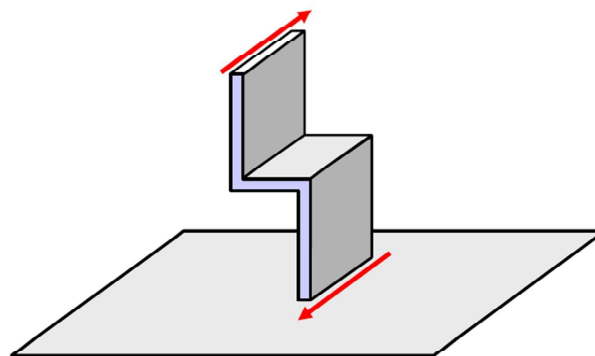
Struktur diklasifikasikan memiliki ketidakberaturan diskontinuitas jika terdapat diafragma yang mempunyai daerah terpotong atau terbuka lebih besar 50% daerah diafragma bruto yang melingkupinya, atau bila kekakuan diafragma efektif antara satu lantai dengan lantai berikutnya bervariasi melebihi 50%, hal tersebut dapat diilustrasikan pada Gambar 3.12 berikut.



Gambar 3.12 Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma
(FEMA 451-B)

d. Ketidakberaturan Pergeseran Melintang Terhadap Bidang

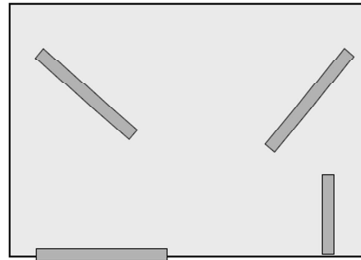
Struktur diklasifikasikan memiliki ketidakberaturan tersebut jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan gaya lateral, seperti pergeseran melintang terhadap bidang elemen vertikal, hal tersebut dapat diilustrasikan pada Gambar 3.13 berikut.



Gambar 3.13 Ketidakberaturan Pergeseran Melintang Terhadap Bidang
(FEMA 451-B)

e. Ketidakberaturan Sistem Nonparalel

Struktur diklasifikasikan memiliki ketidakberaturan system nonpararel jika elemen penahan gaya lateral vertikal tidak paralel atau simetris terhadap sumbu-sumbu ortogonal utama sistem penahan gaya gempa.



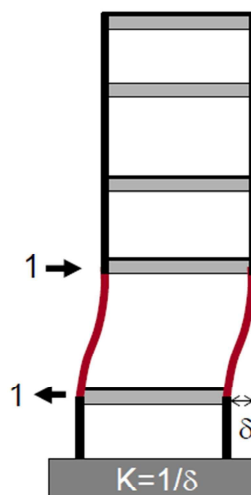
Gambar 3.14 Ketidakberaturan Sistem Nonparalel
(FEMA 451-B)

2. Ketidakberaturan Vertikal

a. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak

Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak ada jika terdapat suatu tingkat dimana kekakuan lateralnya kurang dari 70% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang 80% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.

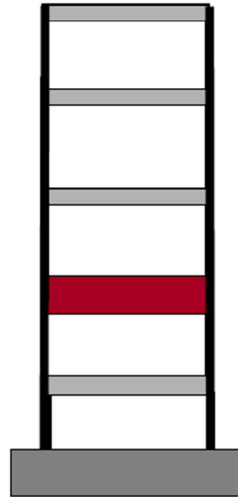
Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebihan ada jika terdapat suatu tingkat dimana kekakuan lateralnya kurang dari 60% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang 70% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.



Gambar 3.15 Ketidakberaturan Tingkat Lunak
(FEMA 451-B)

b. Ketidakberaturan Berat dan Massa

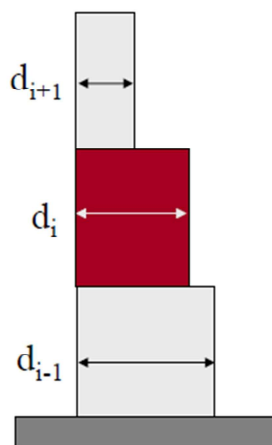
Ketidakberaturan ini pada struktur jika massa efektif semua tingkat lebih dari 150% massa efektif tingkat didekatnya. Atap yang lebih ringan dari lantai di bawahnya tidak perlu ditinjau, hal tersebut dapat diilustrasikan pada Gambar 3.16 berikut.



Gambar 3.16 Ketidakberaturan Berat dan Massa
(FEMA 451-B)

c. Ketidakberaturan Geometri Vertikal

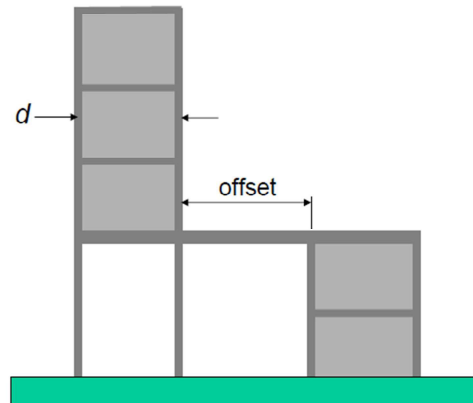
Ketidakberaturan ini terdapat pada struktur jika dimensi horizontal sistem penahan gaya gempa disemua tingkat lebih dari 130% dimensi horizontal sistem penahan gaya gempa tingkat di dekatnya.



Gambar 3.17 Ketidakberaturan Geometri Vertikal
(FEMA 451-B)

d. Diskontinuitas Arah Bidang Dalam Ketidakberaturan Elemen Penahan Gaya Lateral Vertikal

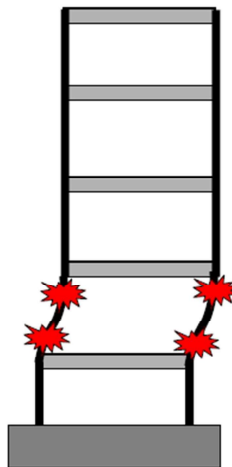
Ketidakberaturan ini didefinisikan ada jika terdapat pergeseran (*offset*) elemen penahan yang lebih besar dari lebar (d) elemen tersebut atau terdapat reduksi kekakuan elemen penahan pada tingkat dibawahnya, .



Gambar 3.18 Diskontinuitas Arah Bidang Dalam Ketidakberaturan Elemen Penahan Gaya Lateral Vertikal (FEMA 451-B)

e. Diskontinuitas Dalam Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat

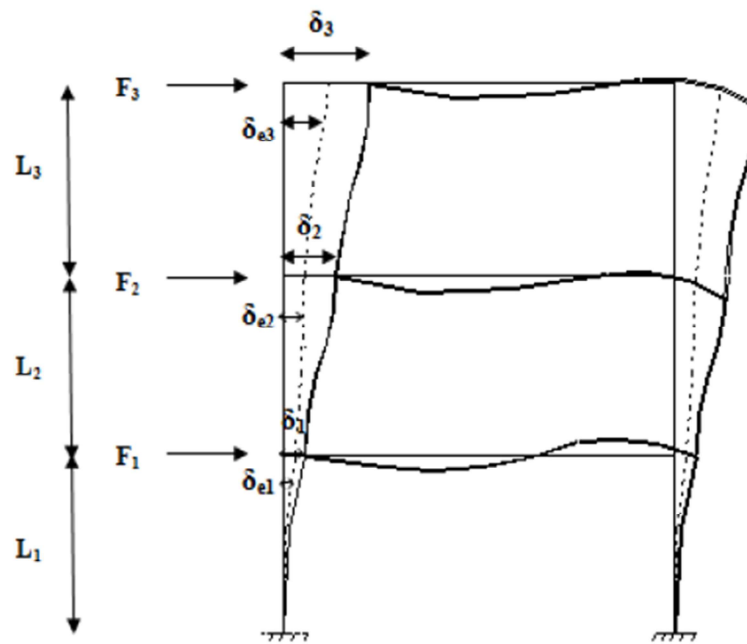
Diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat ada bila kuat lateral sembarang tingkat kurang dari 80% kuat tingkat di atasnya. Sedangkan diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat berlebihan ada bila kuat lateral sembarang tingkat kurang dari 65% kuat tingkat di atasnya.



Gambar 3.19 Diskontinuitas Dalam Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat (FEMA 451-B)

3.4.19 Kontrol Simpangan antar Lantai

Simpangan antar lantai merupakan selisih terbesar dari perpindahan titik-titik di atas dan di bawah tingkat yang ditinjau. Simpangan antar lantai ditentukan berdasarkan pasal 7.8.6 SNI 1726:2012 dapat diilustrasikan pada Gambar 3.20 berikut.



Gambar 3.20 Penentuan simpangan antar lantai
(SNI 1726-2012, Gambar-5)

$$\delta_x = \frac{C_d \times \delta_{xe}}{I_e} \quad (3.66)$$

$$\Delta_x = \delta_x - \delta_{x-1} \quad (3.67)$$

Keterangan :

- | | | |
|---------------|---|---|
| Δ_x | = | Simpangan antar lantai ke-x (mm) |
| δ_x | = | perpindahan pada lantai diperbesar (mm) |
| δ_{xe} | = | perpindahan pada lantai (mm) |
| C_d | = | Faktor pembesaran defleksi |
| I_e | = | factor keutamaan gempa |

Simpangan antar lantai (Δ) disyaratkan tidak boleh melebihi simpangan antar lantai ijin (Δ_a) sesuai dengan Pasal 7.2.1 SNI 1726:2012 (3.35) dan dapat dilihat pada Tabel 3.13 berikut.

Tabel 3.13 Simpangan antar Lantai Ijin

Struktur	Kategori risiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan system dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar lantai tingkat.	$0,025h_{sx}^c$	$0,020h_{sx}$	$0,015h_{sx}$
Struktur dinding geser kantilever batu bata	$0,010h_{sx}$	$0,010h_{sx}$	$0,010h_{sx}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	$0,007h_{sx}$	$0,007h_{sx}$	$0,007h_{sx}$
Semua struktur lainnya	$0,020h_{sx}$	$0,015h_{sx}$	$0,010h_{sx}$

(Sumber : SNI 1726:2012, Tabel 16)

Dimana h_{sx} adalah tinggi antar lantai, untuk sstruktur yang dirancang untuk kategori desain seismik D, E, atau F, simpangan antar lantai (Δ) tidak boleh melebihi Δ_a/ρ untuk semua tingkat. Nilai ρ adalah faktor redundansi sesuai dengan Pasal 7.3.4.2 SNI 1726:2012 dimana untuk struktur kategori desain seismic D, E, atau F, nilai ρ harus sama dengan 1,3.

3.5 Perencanaan Balok

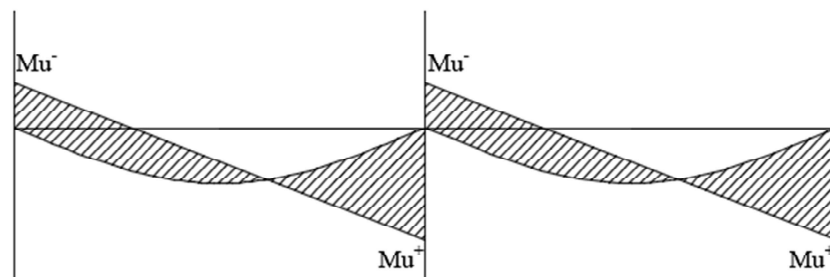
3.5.1 Redistribusi Momen

Hasil analisis struktur dari ETABS 2013 terkadang menghasilkan momen positif yang nilainya lebih kecil dari setengah momen negative pada daerah yang ditinjau, menurut Widodo (2012) apabila desain elemen didasarkan pada hasil tersebut maka ukuran balok akan cukup besar untuk mengakomodasi momen negative sementara hanya diperlukan balok yang lebih kecil untuk memenuhi kebutuhan kekuatan pada momen positif. Agar penghematan dapat diperoleh maka dimungkinkan adanya redistribusi momen, dengan mengurangi momen negative dan menaikkan momen positif.

Pada dasarnya ada dua kemungkinan dominasi beban pada elemen balok yang akan membedakan proses redistribusi momen, dominasi beban tersebut adalah dominasi beban gempa dan dominasi beban gravitasi.

a) Dominasi Beban Gempa

Akibat dominasi beban gempa pada elemen balok, akan diperoleh diagram nilai momen yang dapat diilustrasikan pada Gambar 3.21 berikut.



Gambar 3.21 Momen Dominasi Beban Gempa

Terlebih dahulu dicek apakah $M_u^+ < \frac{1}{2} M_u^-$, jika iya maka perlu dilakukan redistribusi melalui persamaan berikut.

$$\Sigma M = M_u^- + M_u^+ + M_u^- + M_u^+ \quad (3.68)$$

$$Red M_u^- = \% \times M_u^- \quad (3.69)$$

dimana meredistribusi dengan persen redistribusi (%) lewat *trial-error* dengan nilai maksimum 15%.

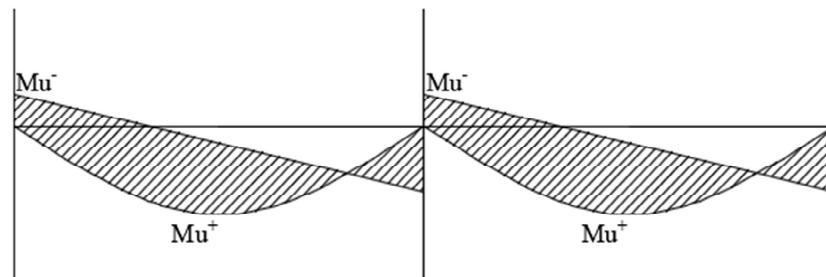
$$M_u^-_{redist} = M_u^- - Red M_u^- \quad (3.70)$$

$$M_u^+_{redist} = \frac{\Sigma M - (n \times M_u^-_{redist})}{n} \quad (3.71)$$

Trial-error dilakukan dengan persen redistribus sehingga diperoleh nilai $M_u^+_{redist} > \frac{1}{2} M_u^-_{redist}$.

b) Dominasi Beban Gravitasi

Akibat dominasi beban gravitasi pada elemen balok, akan diperoleh diagram dengan nilai momen yang dapat diilustrasikan pada Gambar 3.22 berikut.



Gambar 3.22 Momen Dominasi Beban Gempa

Terlebih dahulu dicek apakah $M_u^+ < \frac{1}{2} M_u^-$, jika iya maka perlu dilakukan redistribusi melalui persamaan berikut.

$$\Sigma M = M_u^- + M_u^+ \quad (3.72)$$

$$Red M_u^- = \% \times M_u^- \quad (3.73)$$

dimana meredistribusi dengan persen redistribusi (%) lewat *trial-error* dengan nilai maksimum 15%.

$$M_u^-_{redist} = M_u^- - Red M_u^- \quad (3.74)$$

$$M_u^+_{redist} = M_u^+ + Red M_u^- \quad (3.75)$$

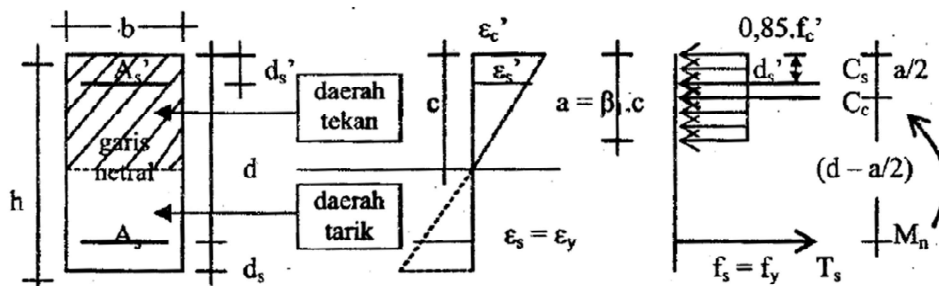
Trial-error dilakukan dengan persen redistribus sehingga diperoleh nilai

$$M_u^+_{redist} > \frac{1}{2} M_u^-_{redist}.$$

3.5.2 Perhitungan Disain Tulangan Rangkap Balok

Desain tulangan rangkap balok yang dimaksud adalah menentukan jumlah dan penempatan tulangan sedemikian rupa sehingga mampu menyediakan kekuatan yang lebih besar atau sama dengan kebutuhan kekuatan, mengingat akibat beban gempa ujung balok akan mengalami momen negatif dan momen positif secara bergantian maka balok harus didisain dengan tulangan rangkap sehingga mampu menahan menahan momen tersebut.

Desain tulangan rangkap terdiri dari komponen tulangan sebelah dan komponen tulangan kembar. Akibat pembebanan yang diterapkan, balok mengalami regangan dan tegangan. Distribusi regangan dan tegangan balok dapat dilihat pada Gambar 3.23 berikut.



(a) Penampang Balok (b) Distribusi regangan (c) Distribusi tegangan

Gambar 3.23 Distribusi Regangan dan Tegangan Balok Tulangan Rangkap (Asroni,2010)

Berdasarkan Gambar 3.23 diperoleh parameter rasio tulangan sebaagai berikut.

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} \quad (3.76)$$

$$\rho_b = \frac{(0,85 \times f'_c)}{f_y} \times \beta \times \left(\frac{600}{(600 + f_y)} \right) \quad (3.77)$$

$$\rho_m = \frac{0,85 \times f'_c \times \beta}{\left(\frac{0,005}{0,008} + 1 \right) \times 400} \quad (3.78)$$

$$R_b = \rho_b \times f_y \times (1 - (0,5 \times \rho_b \times m)) \quad (3.79)$$

$$R_m = \rho_m \times f_y \times (1 - (0,5 \times \rho_m \times m)) \quad (3.80)$$

Berdasarkan Gambar 3.23 diperoleh parameter untuk mendisain luas tulangan sebelah sehingga diperoleh persamaan berikut.

$$M_1 = 0,85 \times f'c \times a \times B \times (H - a/2) \quad (3.81)$$

Dari persamaan kuadrat diperoleh nilai a dengan substitusi nilai M_1

$$M_1 = R_1 \times B \times H^2 \quad (3.82)$$

$$R_1 = 0,25 \times R_b \quad (3.83)$$

Berdasarkan kesetimbangan gaya gaya horizontal, dapat diperoleh luas tulangan sebelah yang diperlukan lewat persamaan berikut.

$$T_s = C_c \quad (3.84)$$

$$A_{s1} \times f_y = 0,85 \times f'c \times a \times B \quad (3.85)$$

$$A_{s1} = \frac{0,85 \times f'c \times a \times B}{f_y} \quad (3.86)$$

Luas tulangan sebelah yang diperlukan harus disesuaikan dengan diameter tulangan yang digunakan sehingga diperoleh jumlah tulangan dan luas tulangan pakai lewat persamaan berikut.

$$n_1 = \frac{A_{s1}}{A_{dp}} \quad (3.87)$$

$$A_{s1} = n_1 \times A_{dp} \quad (3.88)$$

Luas tulangan sebelah yang dipakai perlu dikontrol regangannya sebagai tulangan desak lewat persamaan berikut.

$$a = \frac{A_{s1} \times f_y}{0,85 \times f'c \times B} \quad (3.89)$$

$$c = \frac{a}{\beta} \quad (3.90)$$

$$\epsilon_s = \frac{d' - c}{c} \times \epsilon_c \quad (3.91)$$

Selanjutnya diperoleh nilai momen yang dikerahkan oleh tulangan sebelah dengan persamaan berikut.

$$M_1 = C_c \times (h - a/2) \quad (3.92)$$

$$M_1 = 0,85 \times f'c \times a \times B \times (h - a/2) \quad (3.93)$$

Dalam menentukan luas tulangan kembar, perlu diketahui nilai momen yang akan diterima oleh tulangan sebelah lewat persamaan berikut.

$$M_2 = M_n - M_1 \quad (3.94)$$

Dimana

$$M_n = \frac{M_u^-}{\phi} \quad (3.95)$$

Berdasarkan nilai momen dan kesetimbangan gaya horizontal, dapat diperoleh luas tulangan kembar yang diperlukan lewat persamaan berikut.

$$T_{s2} = C_s \quad (3.96)$$

$$T_{s2} = \frac{M_2}{h - d'} \quad (3.97)$$

Dimana

$$T_{s2} = A_{s2} \times f_y \quad (3.98)$$

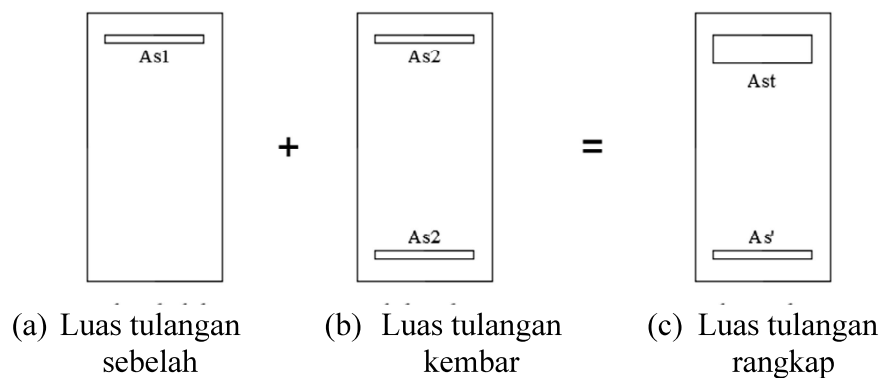
$$A_{s2} = \frac{T_{s2}}{f_y} \quad (3.99)$$

Luas tulangan kembar yang diperlukan harus disesuaikan dengan diameter tulangan yang digunakan sehingga diperoleh jumlah tulangan dan luas tulangan pakai lewat persamaan berikut.

$$n_2 = \frac{A_{s2}}{A_{dp}} \quad (3.100)$$

$$A_{s2} = n_2 \times A_{dp} \quad (3.101)$$

Dengan menggunakan persamaan-persamaan diatas dapat diperoleh penampang balok dengan tulangan rangkap yang dapat dilihat pada Gambar 3.24.



Gambar 3.24 Penampang Balok Tulangan Rangkap

3.5.3 Kontrol Momen Nominal

Momen nominal yang dapat dikerahkan oleh penampang balok tulangan rangkap perlu dikontrol besarnya sehingga mampu memenuhi kebutuhan momen ultimit, momen nominal dapat dihitung dengan persamaan berikut.

$$M_1 = C_c \times (H - \frac{a}{2}) \quad (3.102)$$

$$M_1 = (0,85 \times f'_c \times a \times B) \times (H - \frac{a}{2}) \quad (3.103)$$

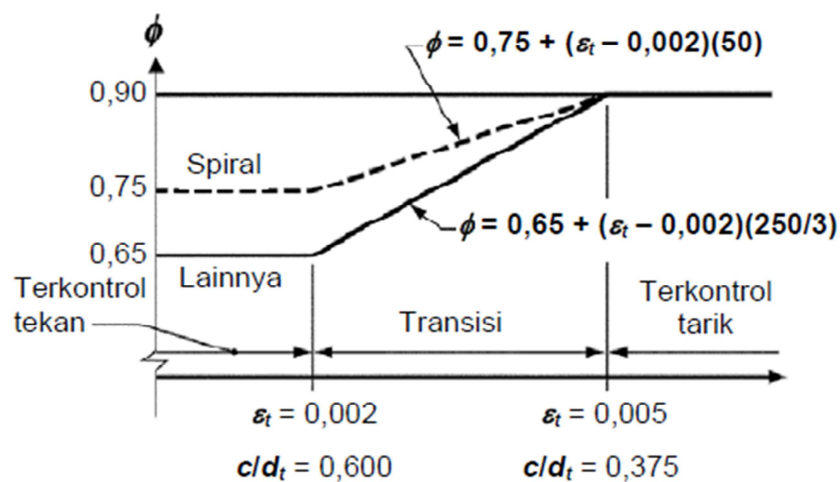
$$M_2 = T_s \times (H - d') \quad (3.104)$$

$$M_2 = (A'_s \times f_s) \times (H - d') \quad (3.105)$$

$$M_n^- = M_1 + M_2 \quad (3.106)$$

$$M_t^- = \frac{M_n^-}{\Phi} \quad (3.107)$$

Dimana nilai Φ ditentukan berdasarkan Pasal 9.3 SNI 2847:2013 yang dapat dilihat pada Gambar 3.25 berikut.



Gambar 3.25 Variasi Φ dengan regangan Tarik neto dalam baja Tarik terluar, ϵ_t , dan c/d_z untuk tulangan mutu 420 MPa dan untuk baja prategang. (SNI 2847-2012, Gambar-3)

Dimana nilai regangan Tarik neto dalam baja Tarik terjauh pada kekuatan nominal dapat ditentukan dengan persamaan beriku.

$$\epsilon_t = \frac{H' - c}{c} \times \epsilon_c \quad (3.108)$$

3.5.4 Kontrol Momen Kapasitas

Momen kapasitas merupakan momen lentur yang dapat dikerahkan saat tegangan tulangan baja mencapai tegangan maksimum akibat faktor penambahan kekuatan (*overstrength factor*) karena kekuatan baja masih dapat meningkat setelah leleh, Momen kapasitas dapat dihitung dengan persamaan berikut.

$$T_s = C_c + C_s \quad (3.109)$$

$$A_{St} \times f_y \times \phi_0 = (0,85 \times f'_c \times a \times B) + (A'_s \times f_s) \quad (3.110)$$

Dimana faktor penambahan kekuatan (ϕ_0) diambil sebesar 1,25 untuk tulangan dengan $f_y \leq 400$ MPa.

$$M_1 = C_c \times (H - \frac{a}{2}) \quad (3.111)$$

$$M_1 = (0,85 \times f'_c \times a \times B) \times (H - \frac{a}{2}) \quad (3.112)$$

$$M_2 = T_s \times (H - d') \quad (3.113)$$

$$M_2 = (A'_s \times f_s) \times (H - d') \quad (3.114)$$

$$M_{kap}^- = M_1 + M_2 \quad (3.115)$$

3.6 ANALISIS PUSHOVER

Analisis *Pushover* adalah suatu metode analisis statik nonlinear terhadap pengaruh beban gempa di mana pada prinsipnya adalah menggantikan gaya-gaya horizontal yang bekerja pada struktur akibat pergerakan tanah dengan pola beban statik tertentu dalam arah lateral yang menangkap pada pusat massa masing-masing lantai, yang nilainya ditingkatkan secara berangsur-angsur sampai melampaui pembebanan yang menyebabkan terjadinya pelelehan (sendi plastis) pertama di dalam struktur bangunan gedung, kemudian dengan peningkatan beban lebih lanjut mencapai target perpindahan tertentu atau mencapai pola kerentuhan tertentu. Dengan kata lain, struktur yang direncanakan harus memiliki kapasitas yang cukup untuk mengatasi *demand* supaya performanya sesuai dengan yang diharapkan.

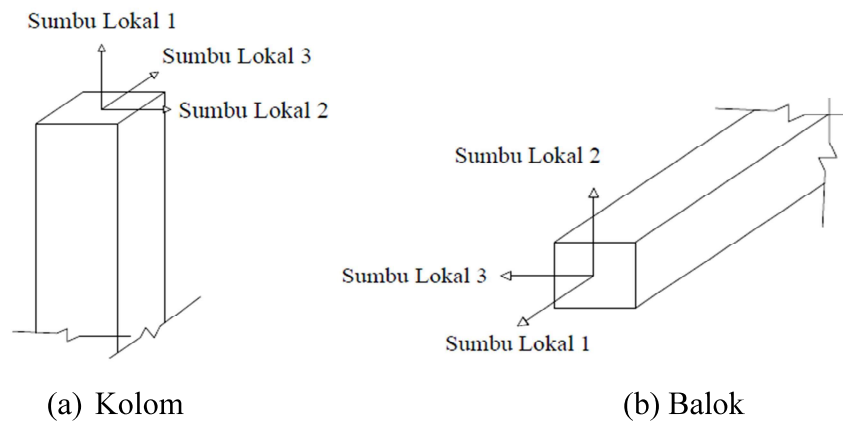
Penggunaan analisis ini bertujuan untuk mengevaluasi perilaku seismik struktur terhadap beban gempa rencana, yaitu memperlihatkan skema kelelahan (distribusi sendi plastis) yang terjadi, memperoleh nilai faktor daktilitas aktual dan faktor reduksi gempa aktual struktur, dan memperlihatkan kurva kapasitas (*capacity curve*) yang menggambarkan hubungan gaya geser dasar (V) dengan simpangan titik acuan pada atap struktur (Δ) (Pranata, 2006).

3.6.1 Sendi Plastis

Sendi plastis merupakan bentuk ketidak mampuan elemen struktur berupa balok dan kolom dalam menahan gaya dalam. Perlu dimasukkan *property* sendi plastis pada elemen struktur untuk memodelkan perilaku non linier pada elemen-elemen struktur.

Input pemodelan sendi plastis yang digunakan dalam analisis *pushover* pada penelitian ini mengacu pada ketentuan FEMA 356 yang dilakukan secara *automatic* menggunakan bantuan *software* ETABS 2013. Input *property* sendi plastis yang digunakan telah *built-in* dengan *software* ETABS 2013.

1. Data *hinge properties* dimasukkan pada penampang daerah tumpuan balok yaitu dimana lokasi sendi plastis diharapkan terjadi. Masing-masing penampang balok dimodelkan dengan pilihan *default-M3*, yang berarti sendi plastis hanya terjadi karena momen searah sumbu lokal 3.
2. Data *hinge properties* dimasukkan pada penampang kolom dengan pilihan *default-PMM*, yang berarti sendi plastis terjadi karena interaksi gaya aksial (P) dengan momen (M) sumbu lokal 2 dan sumbu lokal 3. Posisi sumbu lokal kolom dan balok dapat dilihat pada Gambar 3.26 berikut.

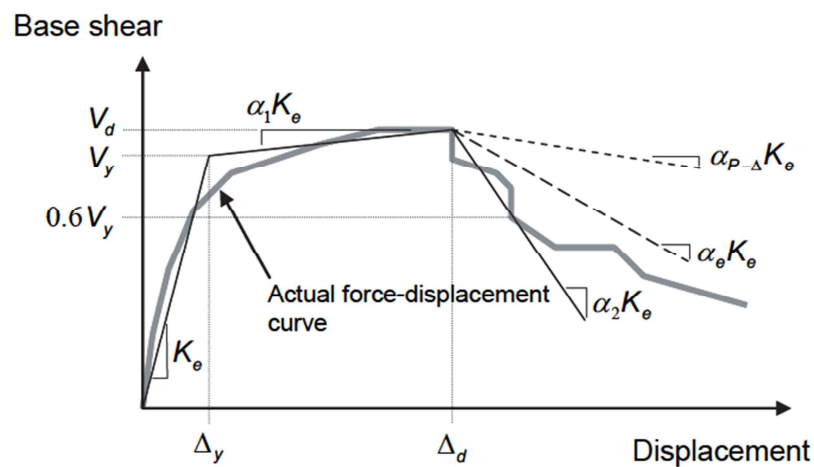


Gambar 3.26 Posisi Sumbu Lokal
(Dewobroto, 2007)

Sendi-sendi plastis hanya boleh terjadi pada ujung-ujung balok dan pada ujung bawah kolom lantai dasar, bukan pada kolom. Untuk mencapai hal tersebut maka kolom harus didesain lebih kuat daripada balok-balok yang merangkainya (Supriyanto, 2013).

3.6.2 Kurva Kapasitas Hasil Analisis *Pushover*

Menurut FEMA 440 (2005) hasil dari kurva kapasitas yang menggambarkan hubungan gaya geser dasar dan perpindahan harus dimodifikasi menjadi kurva bilinear untuk mengetahui kekakuan efektif (K_e) dan gaya geser saat kondisi leleh (V_y) seperti terlihat pada Gambar 3.27.



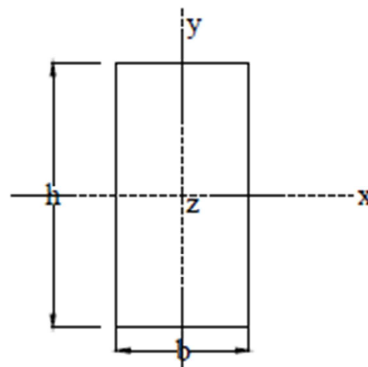
Gambar 3.27 Modifikasi Kurva Kapasitas
(FEMA 440, 2005)

Selanjutnya dapat diperoleh nilai simpangan saat leleh pertama (Δy) dan simpangan saat kondisi ultimit (Δu) untuk menentukan faktor daktilitas simpangan. Modifikasi dapat dilakukan dengan metode *displacement modification* (FEMA 440) yang sudah *built-in* pada program ETABS 2013.

3.7 Inersia

Inersia adalah kecenderungan benda untuk mempertahankan keadaanya (tetap diam atau bergerak). Benda yang sukar bergerak atau kaku dikatakan memiliki inersia yang besar. Menurut Yuniarti (2010) momen inersia dapat digunakan untuk memprediksi kemampuan balok menahan lentur dan defleksi, defleksi bergantung pada geometri dari penampang balok.

Menurut Amin (2012) momen inersia (I_x dan I_y) diperoleh dari perkalian luas penampang (A) dengan jarak pangkat dua, jarak yang diambil adalah jarak titik berat penampang pada sumbu yang dipilih (x dan y). Dalam perhitungan momen inersia dikenal bentuk penampang dasar yaitu bentuk persegi panjang yang dapat dilihat pada Gambar 3.28 berikut.



Gambar 3.28 Persegi Panjang sebagai Penampang Dasar

Dari bentuk dasar persegi panjang pada Gambar 5.40 dapat diperoleh persamaan momen inersia sebagai berikut.

$$I_x = \frac{1}{12} \times h \times b^3 \quad (3.116)$$

$$I_y = \frac{1}{12} \times b \times h^3 \quad (3.117)$$

3.8 Kekakuan

Kekakuan merupakan kemampuan struktur untuk menerima tegangan atau beban tanpa mengalami deformasi atau defleksi, kekakuan struktur merupakan unsur penting dalam disain bangunan tahan gempa sebab akan sangat berpengaruh terhadap respon struktur. Struktur yang memiliki nilai kekakuan kecil lebih mudah mengalami deformasi dan defleksi dibanding dengan struktur yang mempunyai nilai kekakuan besar (Firmansyah, 2012).

Menurut Kurnianingsih (2017), salah satu syarat yang perlu diperhatikan dalam merencanakan bangunan bertingkat yaitu kekakuan struktur yang cukup sehingga pergerakan bangunan dapat dibatasi agar nyaman dipakai. Besaran kekakuan dapat diperoleh dengan membagi tegangan satuan atau beban yang diterima struktur (P) dengan perubahan satuan bentuk berupa simpangan (Δ).

$$K = \frac{P}{\Delta} \quad (3.118)$$

Jika kekakuan adalah besarnya gaya per-unit simpangan, maka kekakuan berbanding terbalik dengan ukuran kemampuan struktur untuk mengalami simpangan. Hal ini berarti semakin besar nilai kekakuan maka struktur tersebut kurang mampu untuk menahan simpangan atau kurang daktil, sebaliknya semakin kecil nilai kekakuan maka struktur semakin mampu dalam menahan simpangan yang besar atau lebih daktil.

Menurut Kenneth-Belanger (1981), kekakuan merupakan fungsi dari modulus elastisitas (E) dan momen inersia(I) per-satuan panjang bentang (L) .

$$K = \frac{E \times I}{L} \quad (3.119)$$

Dari persamaan tersebut maka nilai kekakuan berbanding lurus dengan modulus elastisitas dan momen inersia tetapi berbanding terbalik dengan ukuran bentangnya, hal ini berarti semakin kecil nilai inersia maka struktur akan kurang kaku. Sebaliknya, semakin besar nilai inersia maka kekakuan struktur semakin besar sehingga akan dapat menahan simpangan namun struktur yang terlalu kaku bisa menjadi getas dan patah seketika.

3.9 Daktilitas Simpangan

Daktilitas diperlukan pada elemen beton bertulang untuk menciptakan struktur yang relatif kuat menahan beban gempa tetapi ekonomis, Daktilitas adalah kemampuan struktur gedung untuk mengalami simpangan pasca-elastik yang besar secara berulang kali dan bolak-balik akibat beban gempa di atas beban gempa yang menyebabkan terjadinya pelepasan pertama, sambil mempertahankan kekuatan dan kekakuan yang cukup, sehingga struktur gedung tersebut tetap berdiri, walaupun sudah berada dalam kondisi di ambang keruntuhan. Daktilitas menunjukkan kemampuan struktur dalam menahan pengaruh deformasi akibat kondisi pembebanan yang berlebihan.

Daktilitas simpangan (μ) adalah rasio antara simpangan maksimum struktur gedung akibat pengaruh gempa rencana pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan (Δ_u) dan simpangan struktur gedung pada saat terjadinya pelepasan pertama (Δ_y) di dalam struktur gedung (Widodo, 2012).

$$\mu\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (3.120)$$

Keterangan :

$\mu\Delta$ = Daktilitas simpangan

Δ_u = Simpangan saat kondisi ultimit

Δ_y = Simpangan saat leleh pertama

3.9.1 Tingkat Daktilitas

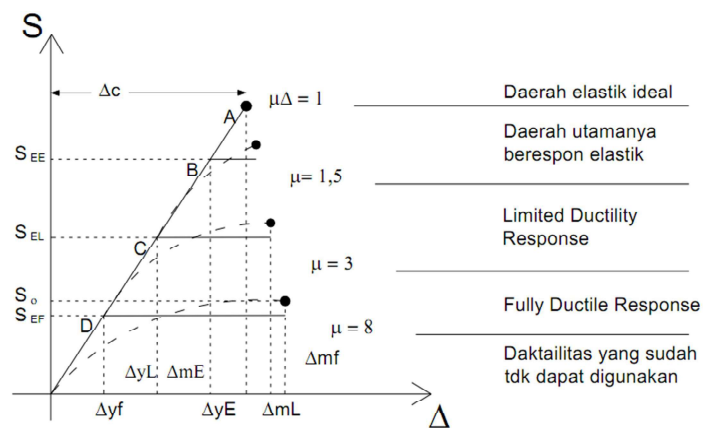
Suatu tingkat daktilitas struktur gedung dapat diklasifikasikan sebagai daktail penuh, daktail sebagian, dan elastik penuh (Widodo, 2012). Daktail penuh adalah suatu tingkat daktilitas struktur gedung, dimana strukturnya mampu mengalami simpangan pasca-elastik pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan yang paling besar. Untuk mencapai hal tersebut, struktur harus mempunyai kekuatan dan kekakuan yang relatif seragam serta stabil.

Daktail terbatas adalah struktur frame/ walls yang karena keterbatasannya diperkirakan sulit untuk berdeformasi inelastik secara baik sehingga perlu didisain dengan kekuatan yang lebih besar daripada struktur daktail penuh. Elastik penuh

berarti suatu struktur yang masih berperilaku elastik dan dapat bertahan dalam waktu yang lama.

3.9.2 Hubungan Gaya-Simpangan Terhadap Tingkat Daktilitas

Menurut Widodo (2012) hubungan antara gaya-simpangan secara umum pada struktur bangunan pada level-level daktilitas seperti tampak pada Gambar 3.29.



Gambar 3.29 Hubungan gaya dan simpangan
(Sumber: Park dan Paulay , 1975 dalam Widodo, 2012)