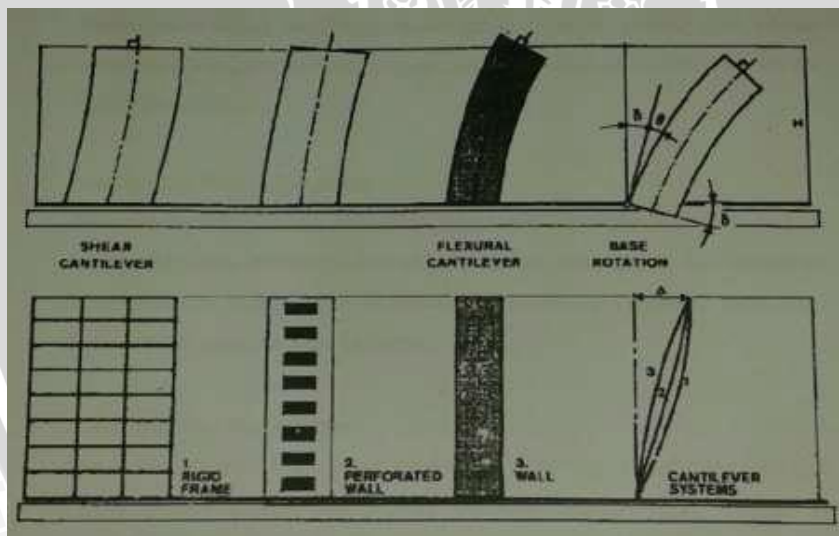


BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Bangunan Tinggi dan Bangunan Tahan Gempa

Suatu gedung dikatakan tinggi jika pada analisis struktur dan desainnya dipengaruhi oleh beban lateral yang akan menyebabkan goyangan pada bangunan. Goyangan adalah besarnya perpindahan lateral pada bagian atas bangunan terhadap dasarnya. Pada desain bangunan tinggi, sistem struktural harus mempertimbangkan persyaratan kekuatan, kekakuan, dan stabilitas. Persyaratan kekuatan adalah faktor dominan dalam desain. (Taranath, 1998)

Tinggi atau rendahnya bangunan berkaitan erat dengan masalah sistem pembebanan lateral. Semakin tinggi suatu bangunan, maka sistem pembebanan lateral yang berupa beban angin dan beban gempa akan semakin besar pula. Pada perencanaan struktur bangunan tinggi, masalah yang timbul adalah kemampuan dari struktur tersebut sebagai suatu kesatuan sistem (*building sistem*) untuk menahan gempa. (Taranath, 1998)



Gambar 2. 1 Efek tipe struktur pada respon kantilever

Bangunan tinggi seperti pada di atas merespon beban lateral sebagai *flexural cantilever* yang mana struktur terdiri dari portal dengan dinding geser atau pengaku. Umumnya sistem ini dikontrol melalui rotasi karena telah mempunyai kekakuan terhadap geser yang tinggi yang disediakan oleh dinding masif atau gaya aksial batang diagonal sehingga perpindahan akibat geser dapat diabaikan. Di lain pihak, bangunan tinggi dapat bertindak sebagai *shear cantilever* ketika strukturnya merupakan portal kaku dengan gaya geser ditahan oleh girder dan kolom. Dalam hal ini, efek rotasi misalnya perpendekan aksial dan perpanjangan kolom dapat diabaikan pada perencanaan awal. Kombinasi kedua sistem

tersebut, yaitu portal kaku dengan batang diagonal dapat menghasilkan defleksi berbentuk kurva S dengan tipe struktur portal kaku (*shear cantilever*) beeada di atas struktur *flexural cantilever*. Sistem tersebut berlaku pada bangunan tinggi yang mana dinding geser atau pengaku cukup langsing. (Schueller, 1991)

Pada dasarnya terdapat tiga filosofi bangunan tahan gempa. Pertama, apabila terjadi gempa ringan, bangunan tidak boleh mengalami kerusakan baik pada komponen non-struktural maupun strukturnya. Kedua, apabila terjadi gempa sedang, bangunan boleh mengalami kerusakan pada komponen non-strukturalnya, akan tetapi komponen struktur tidak boleh rusak. Ketiga, apabila terjadi gempa besar, bangunan boleh mengalami kerusakan baik pada komponen non-struktural maupun strukturalnya, akan tetapi jiwa penghuni bangunan tetap selamat. Artinya sebelum bangunan runtuh masih ada waktu bagi penghuni bangunan untuk mengungsi ke tempat aman. (Tular, 1984)

Bangunan yang dikatakan tahan gempa adalah bangunan yang merespon gempa dengan sifat daktilitas yang mampu bertahan dari keruntuhan, fleksibilitas dalam meredam getaran gempa. Prinsip- prinsip perencanaan bangunan tahan gempa: (Tular, 1984)

1. Daktilitas

Perencanaan secara daktail atas desain struktur rumah, gedung serta semua unsur penahan gempa sesuai dengan pedoman sehingga berperilaku secara daktail atau ulet.

2. Konfigurasi bentuk bangunan

Konfigurasi secara mendatar (horizontal) maupun keatas (vertikal) harus diletakkan sesimetris mungkin terhadap pusat massa dari bangunan tersebut untuk menghindari terjadinya pemusatan gaya gempa pada titiktitik tertentu pada struktur bangunan.

3. Diafragma dan ikatan lantai

Perencanaan yang tepat demi membagi beban-beban tingkat akibat gempa kepada unsur-unsur penahan gempa dalam tingkat itu sebanding dengan kekakuan lateral masing-masing.

4. Hubungan dinding antar lantai dan atap

Dinding beton dan dinding pasangan harus dijangkarkan kepada semua lantai dan atap yang diperlukan untuk menghasilkan dukungan atau stabilitas horizontal.

5. Hubungan antar pondasi

Pondasi-pondasi harus saling berhubungan dalam dua arah yang pada umumnya saling tegak lurus oleh unsur-unsur penghubung yang direncanakan terhadap gaya aksial tarik dan tekan sebesar 10 persen dari beban vertikal maksimum pada pembebanan dengan gempa pada salah satu pondasi yang dihubungkan.

6. Bobot yang ringan

Dalam perencanaan bangunan tahan gempa dikenal istilah bahwa semakin ringna bobot bangunan, maka gaya gempa yang diterima bangunan akan jauh berkurang. Hal ini terjadi karena besarnya gaya gempa yang diterima suatu bangunan tergantung dari besarnya percepatan gempa dan berat total bangunan itu sendiri. Semakin berat suatu bangunan maka semakin besar pula gaya gempa yang akan terjadi pada bangunan tersebut.

7. Ketahanan terhadap kebakaran

Gempa bumi sering kali diikuti oleh terjadinya bahaya kebakaran yang terjadi karena besarnya kemungkinan terjatuhnya kompor, lilin atau lampu penerangan, sambungan arus pendek pada instalasi listrik dan lain sebagainya. Oleh karena itu, struktur bangunan harus tahan terhadap kebakaran, supaya tidak terjadi bahaya yang lebih besar

2.2 Struktur Komposit

2.2.1 Umum

Struktur komposit adalah struktur yang tergabung dari beberapa bahan dasar yang bekerja sama membentuk sebuah kesatuan struktur. Sebagai gabungan dari beberapa bahan dasar maka struktur ini mengadopsi sifat bahan dasar dan juga interaksi antar bahan dasar, baik dalam segi fisik, kimia dan mekanika. Contoh struktur komposit sederhana: (Dewi,2008)

- a. Beton bertulang yang terdiri dari bahan beton dan baja
- b. Kayu dan beton
- c. Beton biasa dengan beton prategang

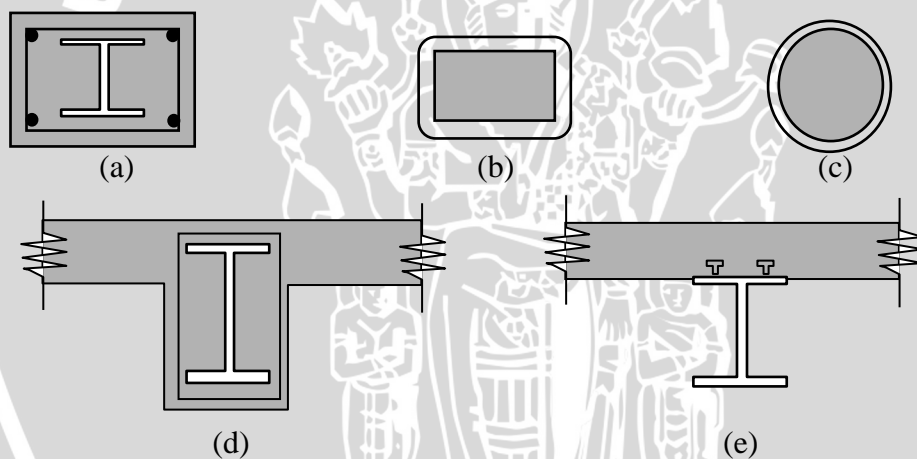
Struktur komposit dibentuk oleh elemen baja dan beton dengan memanfaatkan perilaku interaksi yang terjadi antara baja dan beton. Serta memobilisasikan kemampuan optimal dari masing-masing bahan dalam memikul beban. (Setiawan, 2008).

Balok komposit merupakan campuran beton dengan baja profil dimana pada beton bertulang gaya-gaya tarik yang dialami suatu elemen struktur dipikul oleh besi tulangan tetapi pada struktur komposit gaya-gaya tarik yang terjadi pada suatu elemen struktur

dipikul oleh profil baja. Komposit balok baja dan pelat beton adalah suatu usaha dalam mendapatkan suatu konstruksi yang baik dan efisien. Keistimewaan yang nyata dalam sistem komposit adalah (Salmon,1991)

- Penghematan berat baja
- Penampang balok baja yang digunakan lebih kecil
- Kekakuan lantai meningkat
- Kapasitas menahan beban lebih besar
- Panjang bentang untuk batang tertentu dapat lebih besar

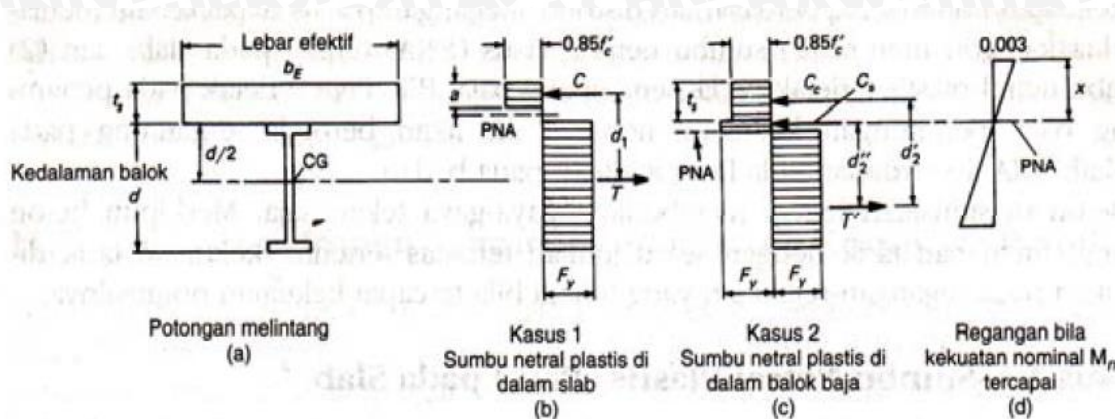
Kolom komposit didefinisikan sebagai “Kolom baja yang dibuat dari potongan baja giling (*rolled*) atau built-up dan dicor di dalam beton struktural atau terbuat dari tabung atau pipa baja dan diisi dengan beton struktural”. Contoh untuk bentuk penampang baja profil W dicor di dalam beton, beton harus mempunyai tulangan longitudinal dan tulangan ini diikat oleh sengkang lateral seperti halnya pada kolom beton bertulang. (Salmon,1996)



Gambar 2.2 macam struktur komposit

2.2.2 Aksi Komposit

Perilaku komposit hanya terjadi jika potensi terjadinya selip antara kedua material ini dapat dicegah. Hal ini dapat teratasi jika gaya geser horisontal pada kedua permukaan baja dan beton dapat ditahan dengan menggunakan penghubung geser. Penghubung geser ini selanjutnya dihubungkan pada bagian flens atas balok dengan jarak tertentu dan akan memberikan sambungan secara mekanik melalui mekanisme pengakuran dalam beton yang telah mengeras. Penghubung geser tipe stud paling banyak digunakan, dan lebih dari satu buah stud dapat dipasangkan pada tiap lokasi, jika lebar flens memungkinkan. Di samping itu, pemasangan stud juga relatif lebih mudah dan hanya membutuhkan tenaga kerja dalam jumlah yang sedikit. (Viest,1958)



Gambar 2. 3 Distribusi tegangan plastis

Tingkatan sambungan yang diberikan pada permukaan (*interface*) pelat beton dengan balok baja menghasilkan serangkaian peningkatan perilaku.

1. Pada suatu kondisi ekstrim dapat diasumsikan bahwa tidak ada sambungan sama sekali. Respon pelat beton dan balok baja terhadap pembebanan secara independen dan kekuatan yang dapat diandalkan diberikan oleh kapasitas plastis dari balok itu sendiri. Hal tersebut terjadi pada struktur baja yang tidak mendapat sambungan mekanis antar balok dan pelatnya. (Viest, 1958)
2. Pada kondisi ekstrim yang lain kita dapat mengasumsikan terjadi aksi komposit penuh. Balok baja dan pelat beton merespon sebagai kesatuan. Karena tidak adanya pemutusan tegangan pada permukaan (*interface*). Aksi komposit penuh memerlukan sambungan yang mempunyai gaya geser, lentur, dan kekakuan axial yang tak terbatas. Karena tidak ada sambungan geser mekanis yang mampu memberikan tingkat kekakuan sambungan sempurna, maka ini menjadi tidak praktis. (Viest, 1958)
3. Pada gambar dibawah ini, kondisi antara tanpa aksi komposit dengan aksi komposit penuh terdapat aksi komposit parsial. Pada kasus ini jumlah sambungan yang diberikan lebih kecil dari $A_s f_y$ dan $0,85 A_c f_c$. Kekuatan yang diberikan oleh interaksi parsial dapat diambil sebagai interpolasi linier antara tanpa aksi komposit dengan aksi komposit penuh. Pada kondisi ini, jumlah pada sambungan geser dapat disesuaikan dengan batas keperluan minimum yang diperlukan. (Viest, 1958).

Reduksi berat sekitar 20%-30% dapat diperoleh dengan memanfaatkan perilaku sistem komposit penuh. Dengan adanya reduksi berat ini maka secara langsung juga dapat mengurangi tinggi profil baja yang dipakai. Berkurangnya tinggi profil baja yang dipakai akan mengakibatkan berkurangnya tinggi bangunan secara keseluruhan, dan membawa

dampak pula berupa penghematan material bangunan, terutama untuk dinding luar dan tangga. (Setiawan, 2008)

2.3 Kriteria Perencanaan

2.3.1 Kombinasi beban berfaktor

Beban mati dan beban hidup pada pelat akan ditransfer pada balok sebagai beban segitiga dan trapesium kemudian harus diekivalenkan sebagai beban merata. Perhitungan beban merata ekuivalen adalah sebagai berikut:

- a. Beban segitiga

$$q_{ek} = 1/3. q \cdot l_x \quad (2.1.a)$$

- b. Beban trapesium

$$q_{ek} = 1/2. q \cdot (l_x / l_y^2) \cdot (l_y^2 - 1/3. l_x^2) \quad (2.1.b)$$

Kombinasi beban nominal yang digunakan dalam metode desain kekuatan (DFBK) menurut SNI 1727-2013 pasal 2.3.2 sebagai berikut:

- | | | | |
|----|--------------------------------------|---------------------------|---------|
| 1. | | 1,4 D | (2.2.a) |
| 2. | 0,5 (L _r atau S atau R) | 1,2 D + 1,6L + | (2.2.b) |
| 3. | atau S atau R) + (L atau 0,5W) | 1,2D + 1,6(L _r | (2.2.c) |
| 4. | + 0,5 (L _r atau S atau R) | 1,2D + 1,0W + L | (2.2.d) |
| 5. | + 0,2S | 1,2D + 1,0E + L | (2.2.e) |
| 6. | | 0,9D + 1,0W | (2.2.f) |
| 7. | | 0,9D + 1,0E | (2.2.g) |

Keterangan :

D= beban mati yang diakibatkan oleh berat konstruksi permanen

L= beban hidup yang ditimbulkan oleh penggunaan gedung

L_r= beban hidup yang diakibatkan oleh pembebanan atap

R= beban hujan

W= beban angin

E= beban gempa

S= beban salju

2.3.2 Sistem struktur

Sistem rangka pemikul adalah sistem rangka ruang dalam mana komponen-komponen struktur dan join-joinnya menahan gaya-gaya yang bekerja melalui aksi lentur, geser, dan aksial. Fungsi utama dari sistem struktur adalah untuk memikul secara aman dan efektif beban yang bekerja pada bangunan, serta menyalurkannya ke tanah melalui pondasi. Sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap, sedangkan beban lateral yang diakibatkan oleh gempa dipikul oleh rangka pemikul momen melalui mekanisme lentur, sistem ini terbagi menjadi 3 yaitu SRPMB (sistem rangka pemikul momen biasa), SRPMM (sistem rangka pemikul momen menengah), SRPMK (sistem rangka pemikul momen khusus).

a) Sistem rangka pemikul momen biasa (SRPMB)

Sistem ini diharapkan struktur bangunana dapat mengalami deformasi inelastis secara terbatas pada komponen struktur sambungannya akibat gaya gempa rencana. tingkat daktilitas yang paling kecil tetapi memiliki kekuatan yang besar. Sistem ini digunakan untuk perhitungan struktur gedung yang masuk pada zona 1 dan 2 yaitu wilayah dengan tingkat kegempaan rendah.

b) Sistem rangka pemikul momen menengah (SRPMM)

Sistem ini menitikberatkan kewaspadaannya terhadap kegagalan struktur akibat keruntuhan geser. Sistem ini diharapkan dapat menahan resiko kegempaan sedang yaitu wilayah gempa 3 dan 4.

c) Sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK)

SRPMK pada struktur bangunana diharapkan dapat mengalami deformasi besar apabila dibebani oleh gaya-gaya yang berasal dari beban gempa rencana. Sistem ini diterapkan pada wilayah kegempaan tinggi yaitu zona 5 dan 6.

Pada skripsi ini menggunakan sistem rangka pemikul momen menengah karena wilayah bangunan PTIIK berada pada wilayah gempa taau zona 4.

2.3.3 Analisis beban gempa SNI 1726-2012

2.3.3.1 Wilayah gempa

Percepatan gempa ditentukan oleh 2 parameter yaitu parameter percepatan terpetakan dan kelas situs.

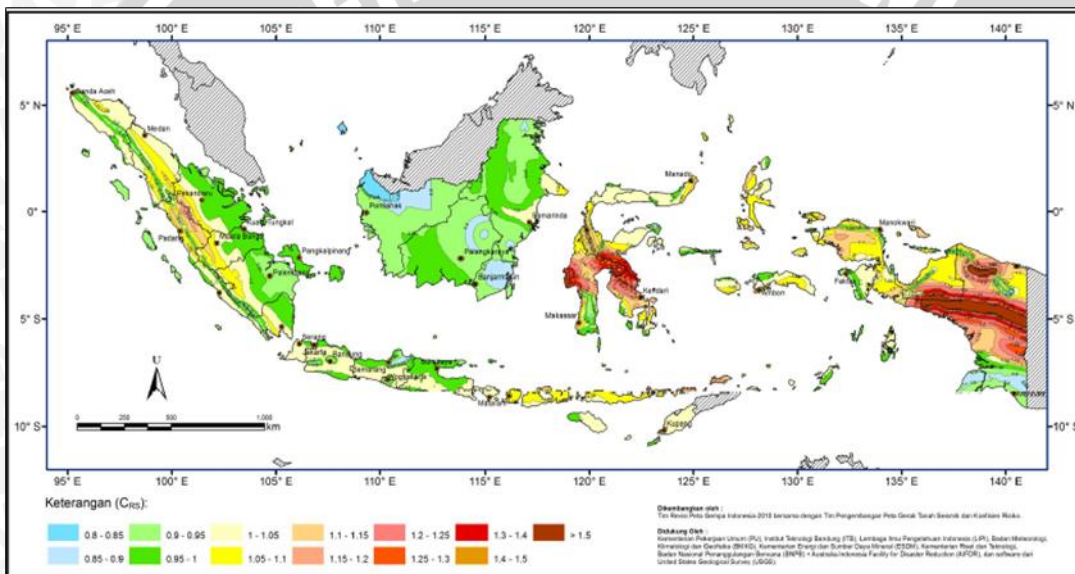
a. Parameter percepatan terpetakan

Parameter S_s (percepatan batuan dasar pada periode pendek) dan S_1 (percepatan batuan dasar pada perioda 1 detik) harus ditetapkan masing-masing dari respons spektral percepatan 0,2 detik dan 1 detik dalam peta gerak tanah seismik pada pasal 14

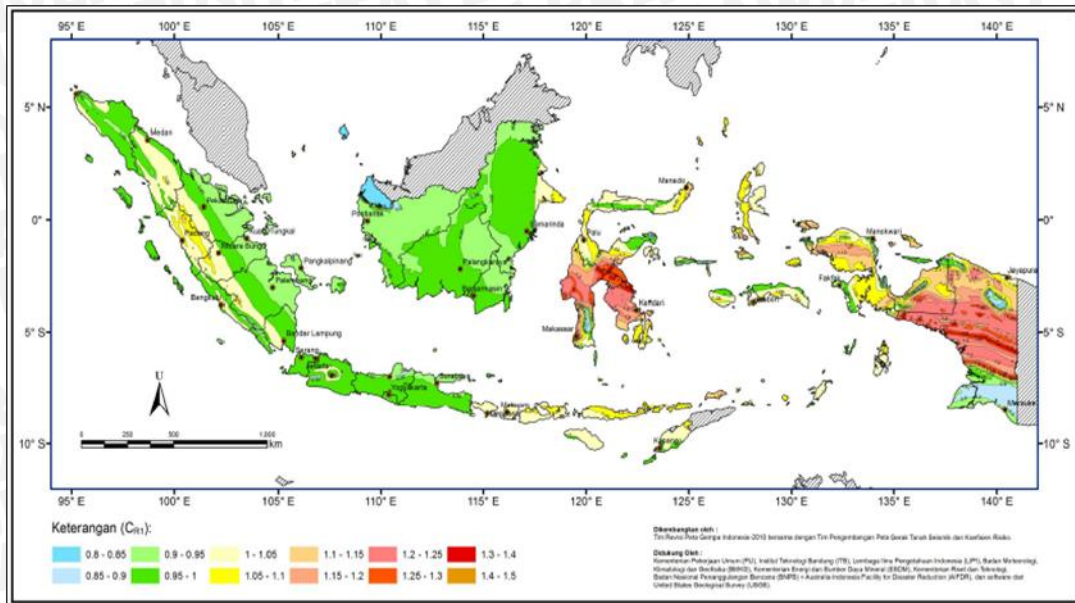
dengan kemungkinan 2 persen terlampaui dalam 50 tahun (MCER, 2 persen dalam 50 tahun), dan dinyatakan dalam bilangan desimal terhadap percepatan gravitasi. Bila $S1 \leq 0,04$ g dan $Ss \leq 0,15$ g, maka struktur bangunan boleh dimasukkan ke dalam kategori desain seismik A. (SNI 1726-2012 Pasal 6.1.1)

b. Kelas situs

Parameter ini berdasarkan sifat-sifat tanah pada situs, maka situs harus diklasifikasi sebagai kelas situs SA, SB, SC, SD,SE, atau SF. Bila sifat-sifat tanah tidak teridentifikasi secara jelas sehingga tidak bisa ditentukan kelas situsnya, maka kelas situs SE dapat digunakan kecuali jika pemerintah/dinas yang berwenang memiliki data geoteknik yang dapat menentukan kelas situs SF. (SNI-1762-2012 Pasal 6.1.2)



Gambar 2.4 C_{RS} , koefisien resiko terpetakan, periode respons spektrum 0,2 detik



Gam

bar 2.5 C_{R1} , koefisien resiko terpetakan, periode respons spektrum 1 detik

2.3.3.2 Kategori gedung

Pada SNI 1726-2012 Pasal 4.1.2, berdasarkan fungsinya gedung akan di klasifikasikan sebagai berikut:

Tabel 2. 1 Kategori risiko bangunan gedung dan non gedung untuk beban gempa

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk tapi tidak dibatasi untuk, anra lain: <ul style="list-style-type: none"> - Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya 	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk , tapi tidak dibatasi untuk: <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, termasuk 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 risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan masasal 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 kategori 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 di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang diisyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran</p>	III
<p>Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai faslitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bangunan-bangunan monumenal - Gedung sekolah dan fasilitas sekolah - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat opeasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat - Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat 	IV

<ul style="list-style-type: none"> - Struktu 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 diisyaratkan 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>	
---	--

Tabel 2. 2 Faktor keutamaan gempa

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,5

2.3.3.3 Respons spectrum percepatan gempa maksimum

Penentuan respons spektrum percepatan gempa MCER di permukaan tanah, diperlukan faktor amplifikasi seismic periode 0,2 detik dan periode 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek (F_a) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran period detik (F_x), parameter spektrum respons percepatan pada periode pendek (S_{MS}) dan periode 1 detik (S_{M1}) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan perumusan berikut:

$$S_{MS} = F_a \cdot S_s \quad (2.3.a)$$

$$S_{M1} = F_v \cdot S_1 \quad (2.3.b)$$

Keterangan

S_a : parameter respons spektrum percepatan gempa MCE_R terpetakan periode pendek

S_1 : parameter respons spektrum percepatan gempa MCE_R terpetakan periode 1,0 detik

Tabel 2.3 Klasifikasi Situs (SNI 1726-2012 Pasal 5.3)

Kelas situs	\bar{v}_s (m/detik)	\bar{N} atau \bar{N}_{ch}	\bar{s}_u (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	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 niralir $\bar{s}_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 6.10.1)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban 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 lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $\bar{s}_u < 50$ kPa		

CATATAN: N/A = tidak dapat dipakai

Tabel 2.4 Koefesien situs, F_a

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, $T=0,2$ detik, S_s				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
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				

CATATAN:

- (a) Untuk nilai-nilai antara S_s dapat dilakukan interpolasi linier
 (b) SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat 6.10.1

Tabel 2.5 Kofesien situs, F_v

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan pada perioda pendek, $T=1,0$ 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	1	1	1	1
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				

CATATAN :

- (a) Untuk nilai-nilai antara S_1 dapat dilakukan interpolasi linier
 (b) SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat 6.10.1

2.3.3.4 Parameter percepatan spectrum desain

Parameter percepatan spektrum desain untuk periode pendek, SDS dan pada periode 1 detik, SD1, harus ditentukan melalui perumusan sebagai berikut:

$$SDS = 2/3 SMS \quad (2.4.a)$$

$$SD1 = 2/3 SM1 \quad (2.4.b)$$

(SNI 1726-2012 Pasal 6.3)

2.3.3.5 Parameter periode fundamental pendekatan

Perioda fundamental pendekatan (T_a), dalam detik harus ditentukan dari persamaan berikut:

$$T_a = C_1 \cdot h_n^x \quad (2.5)$$

Keterangan:

h_n adalah ketinggian struktur, dalam(m), di atas dasar sampai tingkat tertinggi struktur, dan koefisien C_1 dan x ditentukan dari tabel berikut:

Tabel 2.6 Nilai parameter perioda pendekatan C_1 dan x

Tipe Struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen dimana rangka memikul 100persen 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	0,0724	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466	0,9
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0731	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488	0,75

2.3.3.6 Spektrum respons desain

Kurva spektrum respons desain digambarkan dan mengikuti ketentuan di bawah ini:

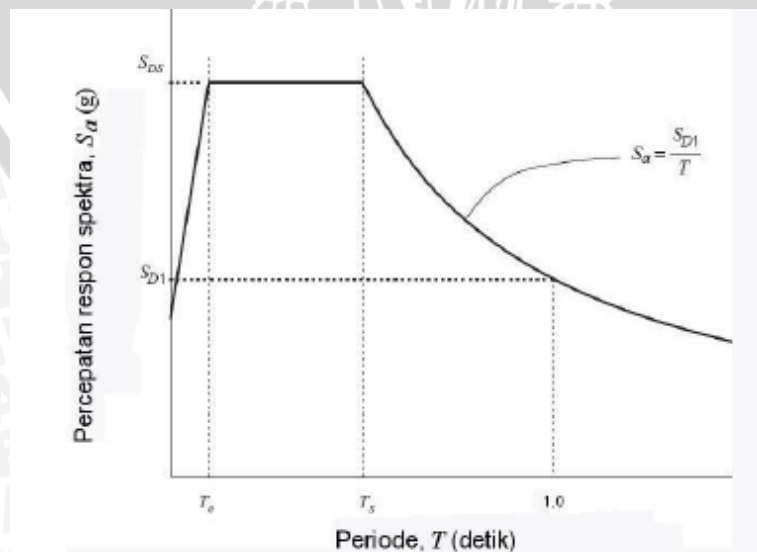
- a) Untuk periode yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respons percepatan desain, S_a harus diambil dari persamaan:

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (2.6.a)$$

- b) Untuk periode lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_S , spektrum respons percepatan desain, S_a sama dengan S_{DS}

- c) Untuk periode lebih besar dari T_S , spektrum respons percepatan desain, S_a diambil berdasarkan persamaan:

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (2.6.b)$$



Gambar 2.6 Spektrum respon desain

Keterangan:

S_{DS} = parameter respons spektral percepatan desain pada periode pendek

S_{D1} = parameter respons spektral percepatan desain pada periode 1 detik

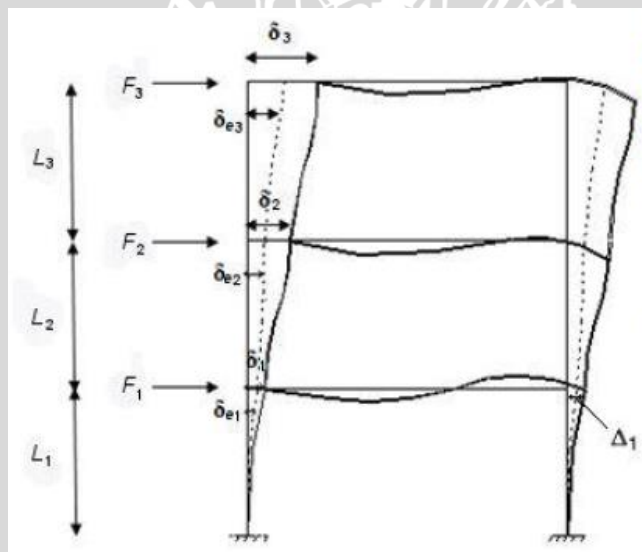
T = periode getar fundamental struktur

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2.6.c)$$

$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2.6.d)$$

2.3.3.7 Parameter respons terkombinasi

Nilai untuk masing-masing parameter yang ditinjau, yang dihitung untuk berbagai ragam harus dikombinasikan menggunakan metode akar jumlah kuadrat (SRSS). (SNI 1726 Pasal 7.9.2)

**Gambar 2.7** Penentuan simpangan antar lantai

Penentuan simpangan simpangan antar lantai:

a) Tingkat 1

$$\delta_1 = C_d \cdot \delta_{e1} / I_E \quad (2.7a)$$

$$\Delta_1 = \delta_1 \leq \Delta_a \quad (2.7b)$$

Keterangan

F_1 = gaya gempa desain tingkat kekuatan

C_d = faktor pembesaran defleksi

I_E = faktor keutamaan gempa

δ_{e1} = perpindahan elastis yang dihitung akibat gaya gempa desain tingkat kekuatan

δ_1 = perpindahan elastis yang dihitung akibat gaya gempa desain tingkat kekuatan

Δ_1 = simpangan antar lantai

Δ_1/L_i = rasio simpangan antar lantai

Δ_a = ditentukan oleh tabel di bawah ini:

Tabel 2.7 Simpangan antar lantai ijin Δ_a

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

Tabel 2.8 Faktor C_d untuk sistem penahan gaya gempa

Sistem penahan-gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R^d	Faktor kuat-lebih sistem, Ω_0^e	Faktor pembesaran defleksi, C_d^b	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_x (m) ^c				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D ^d	E ^d	F ^e
24. Dinding rangka ringan dengan panel geser dari semua material lainnya	2%	2%	2%	TB	TB	10	TB	TB
25. Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	8	2%	5	TB	TB	48	48	30
26. Dinding geser pelat baja khusus	7	2	6	TB	TB	48	48	30
C. Sistem rangka pemikul momen								
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5%	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5%	TB	TB	48	30	TI
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4%	3	4	TB	TB	10 ^d	TI ^a	TI ^f
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3%	3	3	TB	TB	TI ^b	TI ^a	TI ^f
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5%	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4%	TB	TB	TI	TI	TI
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2%	TB	TI	TI	TI	TI
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5%	TB	TB	TB	TB	TB
9. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	5	3	4%	TB	TB	TI	TI	TI
10. Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen	6	3	5%	48	48	30	TI	TI
11. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	3	2%	TB	TI	TI	TI	TI
12. Rangka baja canal dingin pemikul momen khusus dengan pembautan	3%	3 ^g	3%	10	10	10	10	10
D. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa yang ditetapkan								
1. Rangka baja dengan bresing eksentris	8	2%	4	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	7	2%	5%	TB	TB	TB	TB	TB
3. Dinding geser beton bertulang khusus	7	2%	5%	TB	TB	TB	TB	TB
4. Dinding geser beton bertulang biasa	6	2%	5	TB	TB	TI	TI	TI
5. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris	8	2%	4	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing konsentris khusus	6	2%	5	TB	TB	TB	TB	TB
7. Dinding geser pelat baja dan beton komposit	7%	2%	6	TB	TB	TB	TB	TB
8. Dinding geser baja dan beton komposit khusus	7	2%	6	TB	TB	TB	TB	TB
9. Dinding geser baja dan beton komposit biasa	6	2%	5	TB	TB	TI	TI	TI

b) Tingkat 2 dan seterusnya

$$\delta_2 = C_d \cdot \delta_{e1} / I_E = \text{perpindahan yang diperbesar} \quad (2.8.a)$$

$$\Delta_2 = (\delta_{e2} - \delta_{e1}) \cdot C_d / I_E \leq \Delta_a \quad (2.8.b)$$

δ_{e2} = perpindahan elastis yang dihitung akibat gaya gempadesain tingkat kekuatan

F_2 = gaya gempa desain tingkat kekuatan

2.3.3.8 Geser dasar seismik

Geser dasar seismik (V) dalam arah yang ditetapkan harus sesuai dengan

persamaan berikut : (SNI 1726-2012 Pasal 7.8.1)

$$V = C_s \cdot W_{tot} \quad (2.9.a)$$

Keterangan:

C_s = koefisien respon seismik

W_{tot} = berat seismik efektif gedung

Phitungan koefisien respons seismik, C_s harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut : (SNI 1726-2012 Pasal 7.8.1.1)

$$C_s = \frac{S_{DS}}{T \left(\frac{R}{I_E} \right)} \quad (2.9.b)$$

Keterangan:

S_{DS} = parameter percepatan spektrum respons desain dalam rentang periode pendek

R = faktor modifikasi respons

I_e = faktor keutamaan gempa

Ketentuan :

a. Nilai C_s yang dihitung tidak perlu melebihi hasil persamaan berikut:

$$C_s (\text{maks}) = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_E} \right)} \quad (2.9.c)$$

Bila nilai T melebihi $C_u \cdot T_a$ maka $C_u \cdot T_a$ harus digunakan pengganti dari nilai T.

Tabel 2. 9 Koefesien

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

Cu

2.4 Konsep Perencanaan

Konsep perencanaan didasarkan pada dua metode perencanaan struktur beton yaitu metode beban kerja (*working stress method*) dan metode beban batas (*limit states method*). Metode beban kerja dilakukan dengan menghitung tegangan yang terjadi dan membandingkan dengan tegangan ijin yang bersangkutan. Apabila tegangan yang terjadi lebih kecil dari tegangan yang diijinkan maka dinyatakan aman. Metode beban batas didasarkan pada batas-batas tertentu yang bisa dilampaui oleh suatu sistem struktur. Batas-batas tersebut yang bisa dilampaui oleh suatu sistem struktur. Batas-batas tersebut, terutama adalah kekuatan, kemampuan layan, keawetan, ketahanan terhadap api, ketahanan terhadap beban kelelahan dan persyaratan khusus yang berhubungan dengan penggunaan sistem struktur tersebut. Setiap batas dinyatakan aman apabila aksi rencana lebih kecil dari kapasitas komponen struktur. Aksi rancangan dihitung dengan menggunakan faktor beban, sedangkan kapasitas bahan dikalikan dengan faktor reduksi kekuatan.

Konsep perencanaan pada baja dan komposit di dasarkan pada SNI 1729-2015 dengan dua metode perencanaan yaitu metode desain kekuatan (DFBK) dan desain kekuatan tegangan izin (DKI). LRFD (*load and resistance factor design*) atau DFBK merupakan metode yang mempromosikan komponen struktur sedemikian sehingga kekuatan desain sama atau melebihi kekuatan perlu komponen akibat aksi kombinasi beban DFBK.

$$R_u \leq \Phi R_n \quad (2.10)$$

Keterangan :

R_u = kekuatan perlu menggunakan komninas beban DFBK

R_n = kekuatan nominal, disyaratkan dalam Bab B sampai K

Φ = faktor ketahanan, disyaratkan dalam Bab B sampai K

ΦR_n = kekuatan desain

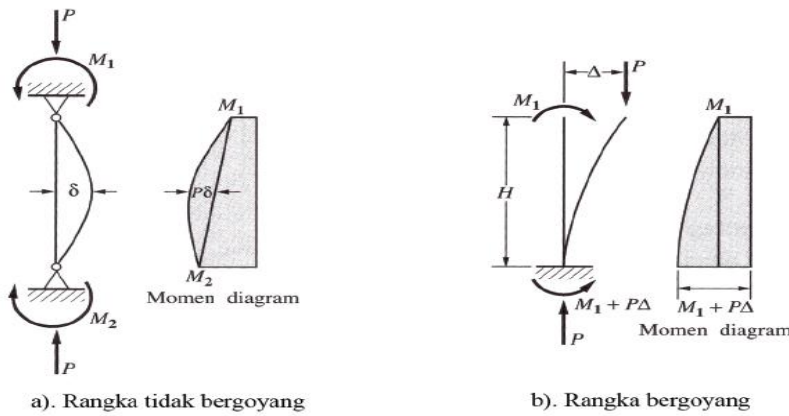
2.5 Motode Analisis dan Desain

2.5.1 Analisis struktur

Dalam desain stabilitas harus disediakan untuk struktur secara keseluruhan dan untuk setiap elemennya. Desain yang digunakan dalam ketentuan ini adalah kombinasi dari analisis untuk menentukan kekuatan perlu dari komponen dan memproporsikan komponen agar kekuatan cukup. Istilah *Direct Analisis Method* (DAM) mulai muncul di Chapter C-*Design for Stability* (AISC 2010), yang mensyaratkan bahwa stabilitas adalah hal penting pada perencanaan struktur baja, dan harus ditinjau secara keseluruhan, baik sebagai struktur (global) atau sebagai elemen-elemen penyusunnya (lokal). Dalam memperhitungkan stabilitas, perlu dimasukkan juga faktor-faktor yang mempengaruhi yaitu:

1. Deformasi elemen akibat momen lentur, gaya aksial atau gaya geser, juga bentuk deformasi lain yang dapat mempengaruhi perilaku struktur
2. Pengaruh orde-kedua baik efek $P-\Delta$ (global-struktur) atau $P-\delta$ (lokal-elemen)
3. Ketidakterakutan geometri
4. Reduksi kekakuan akibat inelastisitas
5. Ketidakpastian dalam kekakuan dan kekuatan. Semua efek yang bergantung beban harus dihitung di level pembebanan sesuai dengan kombinasi DFBK

Analisa struktur dengan metode matrik kekakuan menunjukkan bahwa perilaku struktur yang dievaluasi terbatas pada kondisi elastik-linier. Agar valid, salah satu persyaratan yang harus dipenuhi adalah deformasi struktur relatif kecil sedemikian sehingga geometri sebelum dan sesudah pembebanan dianggap tidak berubah. Itulah mengapa salah satu syaratnya adalah evaluasi terhadap deformasi maksimum yang terjadi. Jika deformasinya relatif besar sedemikian sehingga konfigurasi geometri berubah, maka hasil analisis menjadi tidak valid. Kasusnya menjadi **non-linier geometri**, jika demikian cara analisis elastis-linier yang biasa dipakai akan memberikan hasil yang tidak tepat. Untuk mengatasi, penyelesaiannya **harus memasukkan pengaruh deformasi struktur**. Analisisnya lebih kompleks dibanding analisis elastiklinier, untuk itu umumnya perlu iterasi dan tahapan beban. Oleh sebab itu analisa strukturnya disebut sebagai **analisis struktur order ke-2**. Istilah lain yang sepadan adalah **analisis non-linier geometri**. (Wiryanto,2014)



Gambar 2.8 Momen dipengaruhi efel P-delta

Dalam SNI 1729 2015 pasal bagian C2 bahwa harus menggunakan analisis orde-kedua memperhitungkan efek $P-\Delta$ dan $P-\delta$, kecuali boleh mengabaikan $P-\delta$ pada respon struktur apabila kondisi pada pasal bagian C2.1.2 terpenuhi. Selain itu analisis harus mempertimbangkan semua beban gravitasi dan beban-beban lainnya yang dapat mempengaruhi stabilitas struktur termasuk beban pada kolom-kolom miring dan elemen-elemen lainnya yang bukan merupakan bagiandari sistem penahan gaya lateral.

Ketidaktepatan geometri disebutkan dalam SNI 1729 2015 pasal bagian C2.2 bahwa ketidaktepatan pada lokasi titik perpotongan dari komponen struktur atau pengaruh cacat bawaan. Pada struktur bangunan gedung tipikal, ketidaktepatan dari tipe ini adalah kemiringan kolom dan ketidaktepatan pemodelan langsung. Ketidaktepatan geometri diwakili dengan penggunaan beban nasional. Beban nasional harus digunakan sebagai beban lateral pada semua level. Beban nasional harus ditambahkan ke beban lateral lainnya dan harus digunakan pada semua kombinasi beban. Besar beban nasional tersebut adalah:

$$N_i = 0,002 \cdot \alpha \cdot Y_i \quad (2.11)$$

Keterangan:

$$\alpha = 1,0 \text{ (DFBK)}$$

N_i = beban nasional yang digunakan pada level i dari kombinasi beban DFBK dengan satuan Newton

Beban *notional* merupakan beban lateral yang diberikan pada titik nodal di semua level, berdasarkan prosentasi beban vertikal yang bekerja di level tersebut, dan diberikan pada sistem struktur penahan beban gravitasi melalui rangka atau kolom vertikal, atau dinding, sebagai simulasi pengaruh adanya cacat bawaan (*initial imperfection*). (Wiryanto,2014)

Dengan catatan, untuk struktur dimana rasio dari simpangan orde-kedua maksimum terhadap simpangan orde-pertama maksimum pada semua tingkat adalah sama dengan atau kurang dari 1,7 maka diizinkan menggunakan beban national N hanya dalam kombinasi beban gravitasi saja dan bukan dalam kombinalsi yang dimasukkan beban-beban lateral lainnya.

Adanya leleh setempat (*partial yielding*) akibat tegangan sisa pada profil baja (*hot rolled* atau *welded*) akan menyebabkan pelemahan kekuatan saat mendekati kondisi batasnya. Kondisi tersebut pada akhirnya menghasilkan efek *destabilizing* seperti yang terjadi akibat adanya *geometry imperfection*. Kondisi tersebut pada *Direct Analysis Method* (DAM) akan diatasi dengan penyesuaian kekakuan struktur, yaitu memberikan faktor reduksi kekakuan. Nilainya diperoleh dengan cara kalibrasi dengan membandingkannya dengan analisa distribusi plastisitas maupun hasil uji test empiris (Galambos 1998). Faktor reduksi kekakuan, $EI^*=0.8\tau_bEI$ dan $EA^*=0.8E$.

Untuk kondisi, $Pr \leq 0,5 Py$, maka

$$\tau_b = 1,0 \quad (2.12.a)$$

Jika gaya tekannya besar, yaitu $Pr > 0,5 Py$, maka

$$\tau_b = 4 \frac{Pr}{Py} \left(1 - \frac{Pr}{Py}\right) \quad (2.12.b)$$

Pemakaian reduksi kekakuan hanya berlaku untuk memperhitungkan kondisi batas kekuatan dan stabilitas struktur baja, dan tidak digunakan pada perhitungan *drift* (pergeseran), lendutan, vibrasi dan penentuan periode getar. Untuk kemudahan pada kasus $\tau_b = 1,0$, reduksi EI^* dan EA^* dapat diberikan dengan cara memodifikasi nilai E dalam analisis. Tetapi jika komputer program bekerja semi otomatis, perlu diperhatikan bahwa reduksi E hanya diterapkan pada *2nd order analysis*. Adapun nilai modulus elastis untuk perhitungan kuatnominal penampang tidak boleh dikurangi, seperti misal saat perhitungan tekuk torsi lateral pada balok tanpa tumpuan lateral. (Wiryanto,2014)

2.5.2 Analisis portal tiga dimensi

Struktur statis tak tentu mempunyai beberapa kelebihan dibanding struktur statis tertentu. Kelebihan tersebut diantaranya : momen lentur lebih kecil sehingga defleksinya berkurang dan penampang juga menjadi lebih kecil. Perbedaan yang signifikan ada struktur statis tertentu dan statis tak tentu adalah adanya aksi tahanan yang berkembang pada struktur statis tak tentu akibat adanya perubahan bentuk yang ada padanya. Reaksi yang

dihasilkan oleh tumpuan akibat aksi prategang disebut reaksi sekunder. Reaksi sekunder ini menghasilkan momen dan geser sekunder.

Struktur terbentuk dari elemen-elemen batang lurus (lazimnya prismatic) yang dirangkai dalam ruang tiga dimensi, dengan sambungan antar ujung-ujung batang diasumsikan kaku sempurna. Namun, dapat dipindah tempat dan berputar dalam ruang tiga dimensi. Beban luar yang bekerja boleh berada pada titik-titik buhul maupun pada titik-titik di sepanjang batang dengan arah sembarang. Posisi tumpuan yang berupa jepit atau sendi, harus berada pada titik-titik buhul. Mengingat sambungan antar ujung-ujung batang adalah kaku sempurna yang dapat menjamin stabilitas elemen, maka sistem portal tiga dimensi ini meskipun lazim mendekati bentuk-bentuk segiempat, namun, pada prinsipnya diperbolehkan berbentuk sembarang. Elemen-elemen pembentuk portal tiga dimensi (*space frame sistem*) tersebut akan dapat mengalami gaya-gaya dalam (*internal forces*) berupa: momen lentur (*bending moment*) dalam dua sumbu putar, momen torsi (*torsional moment*), gaya geser dalam dua arah, dan gaya aksial. Berbagai contoh struktur di lapangan yang dapat diidealisasikan menjadi sistem portal tiga dimensi antara lain adalah struktur portal gedung bertingkat banyak, struktur bangunan industri/pabrik, struktur jembatan berbentang panjang, struktur dermaga, dan sejenisnya, yang ditinjau secara tiga dimensi. (Nasution, 2000)

Portal ruang mempunyai enam komponen reaksi disetiap tumpuan. Tiga komponen x , y , z serta tiga kopel M_x , M_y , dan M_z . Pada titik kumpul kaku mempunyai tiga persamaan gaya dan tiga persamaan momen, resultan tegangan disetiap batang bisa enam dari 12 gaya diketahui sehingga setiap batang memberi enam gaya yang tak diketahui. (Nasution, 2000)

2.6 Analisis Penampang Komponen Komposit (SNI 1729-2015)

2.6.1 Lebar efektif balok komposit

Lebar lantai beton yang diperhitungkan dalam perencanaan balok komposit adalah lebar lantai beton yang dapat bekerjasama dengan baja atau disebut juga dengan lebar efektif. Dalam struktur komposit, konsep lebar efektif slab dapat diterapkan sehingga akan memudahkan perencanaan. (Setiawan, 2008)

Lebar efektif pelat beton harus diambil dari jumlah lebar efektif untuk setiap sisi sumbu balok, masing-masing yang tidak melebihi:

Untuk gelagar dalam (eksterior)

$$a. \quad b_E = L/4 \quad (2.13.a)$$

$$b. \quad b_E = b_o \quad (2.13.b)$$

Untuk gelagar luar (eksterior)

$$a. \quad b_E = L/8 + (\text{jarak pusat balok ke tepi pelat}) \quad (2.13.c)$$

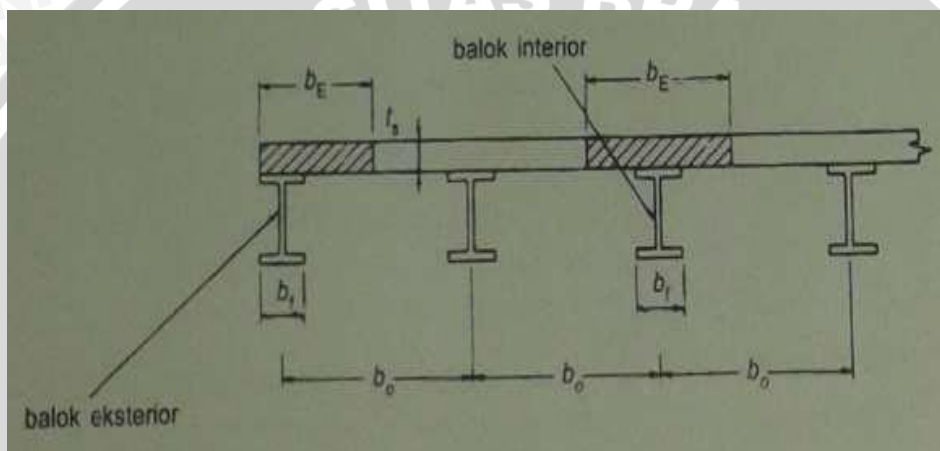
$$b. \quad b_E = 0,5 b_o + (\text{jarak pusat balok ke tepi pelat}) \quad (2.13.d)$$

Keterangan:

Lebar efektif yang dipakai dipilih yang kecil

L = bentang balok, pusat ke pusat tumpuan

b_o = jarak antar as balok baja



Gambar 2.9 Lebar efektif balok komposit

2.6.2 Kuat lentur nominal balok komposit

Kuat lentur dari balok komposit di daerah momen positif dikontrol dari kekuatan plastis penampang atau kekuatan pelat beton ataupun dari kekuatan penghubung geser. Bila badan dari penampang baja sangat langsing dan badan menerima tekan dengan porsi besar sehingga terjadi tekuk pada badan menyebabkan ada batasan terhadap kekuatan nominal balok. (Setiawan, 2008)

Kuat lentur positif

Kuat lentur nominal komposit pada kondisi momen positif, kondisi penampang beton adalah tekan. Kuat lentur momen nominal positif desain ($\Phi.Mn$) dari suatu komponen struktur komposit menurut SNI 1729-2015 pasal bagian I3.2a sebagai berikut:

$$a. \quad \text{Untuk } h/t_w \leq 3,76 \sqrt{E/F_y} \quad (2.14.a)$$

Mn ditentukan dari distribusi tegangan plastis pada penampang komposit untuk keadaan batas leleh (momen plastis)

$$\Phi = 0,9$$

b.

$$3,76 \sqrt{E I F_y}$$

Untuk $h/t_w >$

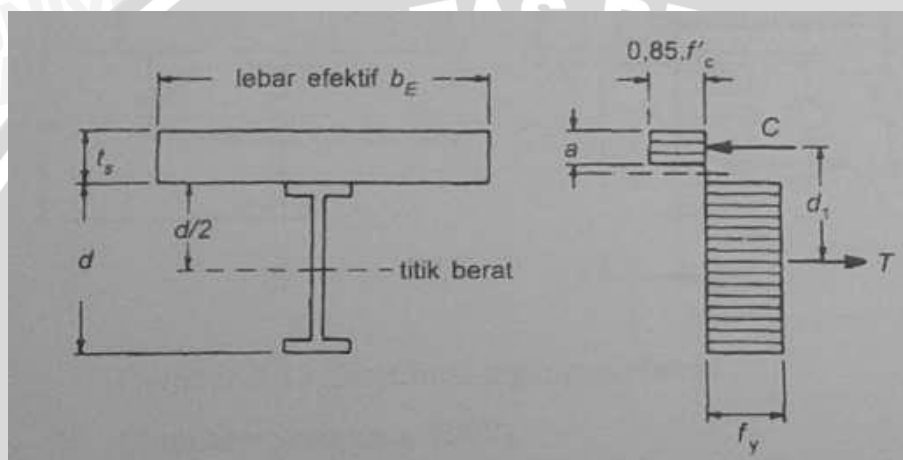
$$(2.14.b)$$

M_n ditentukan dari superposisi tegangan elastis, dengan memperhitungkan efek penopangan, untuk keadaan batas leleh (Momen leleh)

$$\Phi = 0,9$$

Kuat lentur nominal yang dihitung berdasarkan distribusi tegangan plastis, dapat dikategorikan menjadi dua kasus sebagai berikut: (Setiawan, 2008)

Sumbu netral plastis (PNA) jatuh pada pelat beton



Gambar 2.10 Distribusi tegangan plastis
(Sumber: Setiawan 2008)

Dengan mengacu pada Gambar 2.8, maka besar gaya tekan C adalah:

$$C = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b_E \quad (2.15.a)$$

Gaya tarik T pada profil baja adalah sebesar:

$$T = A_s \cdot f_y \quad (2.14.b)$$

Untuk menentukan kapasitas momen nominal, harus dicapai keseimbangan gaya, yaitu bila kondisi distribusi tegangan plastis memenuhi $C = T$, maka diperoleh:

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b_E} \quad (2.14.c)$$

Kuat lentur nominal dapat dihitung dari gambar 2.10

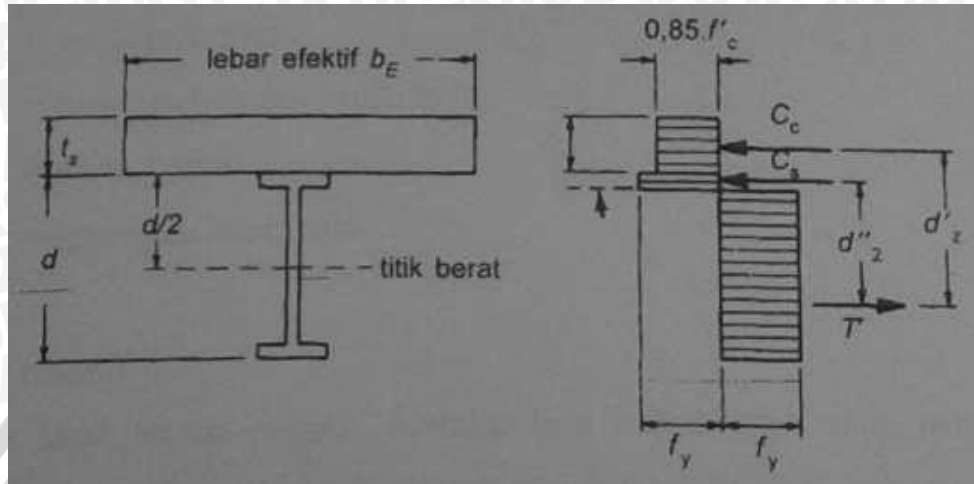
$$M_n = C \cdot d_1 \quad (2.14.d)$$

Atau

$$M_n = T \cdot d_1 = A_s \cdot f_y \cdot (d/2 + t_s - a/2) \quad (2.14.e)$$

Jika dari hasil perhitungan ternyata $a > t_s$ maka asumsi harus diubah. Hasil ini menyatakan bahwa pelat beton tidak cukup kuat untuk mengimbangi gaya tarik yang timbul pada profil baja.

1. Sumbu netral plastis (PNA) jatuh pada profil baja



Gambar 2.11 Distribusi tegangan plasis
(Sumber: Setiawan 2008)

Apabila dalam blok tegangan beton, a ternyata melebihi tebal pelat beton, maka distribusi tegangan dapat ditunjukkan seperti pada Gambar 10 gaya tekan C_c yang bekerja pada beton adalah sebesar: (Setiawan, 2008)

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b_E \quad (2.15.a)$$

Dari keseimbangan gaya, diperoleh hubungan

$$T' = C_c + C_s \quad (2.15.b)$$

Besarnya T' sekarang lebih kecil daripada $A_s \cdot f_y$, yaitu:

$$T' = A_s \cdot f_y - C_s \quad (2.15.c)$$

Dari 2 persamaan di atas, maka diperoleh:

$$C_s = \frac{A_s \cdot f_y - C_c}{2} \quad (2.15.d)$$

Atau dengan mensubsitusikan persamaan pertama, diperoleh bentuk:

$$C_s = \frac{A_s \cdot f_y - 0,85 \cdot f'_c \cdot b_E \cdot t_s}{2} \quad (2.15.e)$$

Kuat lentur nominal diperoleh dengan memperhatikan gambar 11

$$M_n = C_c \cdot d_2' + C_s \cdot d_2'' \quad (2.15.f)$$

Keterangan :

C = gaya tekan total

T = gaya Tarik total

A_s = luas penampang profil baja

f_c' = mutu beton

f_y = tegangan leleh baja

a) Kuat lentur negatif

Desain kuat lentur negative berlaku bila baja atau penampang komposit yang digunakan sederhana. Untuk penampang komposit, beton dengan gaya Tarik diabaikan, tetapi memperhitungkan gaya Tarik dari baja tulangan pada pelat beton. (Setiawan, 2008) Persamaan keseimbangan berlaku dengan ketentuan sebagai berikut:

1. Balok baja berupa penampang kompak dan dibresing secara cukup
2. Angkur kanal baja atau *steel headed stud* yang menyambungkan pelat ke balok baja pada daerah momen negatif
3. Tulangan pelat yang paralel pada balok baja, dilebar efektif pelat diperhitungkan dengan tepat

Dengan menggunakan prinsip kesetimbangan:

$$T_{sr} (\text{Tarik-tulangan}) + T_s (\text{Tarik-profil baja}) = C_s (\text{tekan-profil baja})$$

Nilai T_{sr} diambil sebagai nilai terkecil dari:

$$a) \quad A_r \cdot f_{yr} \quad (2.16.a)$$

$$b) \quad \sum Q_n \quad (2.16.b)$$

Gaya tekan nominal maksimum dalam penampang balok baja

$$C_{max} = A_s \cdot f_y \quad (2.16.c)$$

Dari persamaan kesetimbangan

$$C_s = T_{sr} + T_s \quad (2.16.d)$$

$$C_s = C_{max} - T_s \quad (2.16.e)$$

Maka diperoleh :

$$T_s = \frac{C_{max} - T_{sr}}{2} \quad (2.16.f)$$

$$\text{Yang mana } T_{sr} = A_{sr} \cdot f_y \quad (2.16.g)$$

Letak garis netral penampang (PNA) ditentukan dengan asumsi bila nilai C_{max} lebih besar dari T_{sr} , maka PNA terletak di dalam baja. Diasumsikan PNA berada di flens atas penampang baja, maka dapat ditentukan: (Setiawan, 2008)

Jarak serat atas pelat sayap ke PNA

$$y_a = \frac{T_s}{A_s \cdot f_y} \quad (2.16.h)$$

$$y_a = \frac{A_s \left(\frac{d}{2}\right) - b f_s y_3 \left(\frac{d y_3}{2}\right)}{A_s - (b f_s y_3)} \quad (2.16.i)$$

Kuat lentur nominal negatif ditentukan dengan rumus sebagai berikut:

$$\Phi b M_n = M_{n1} + M_{n2} \quad (2.16.j)$$

Yang mana

$$M_{n1} = T_{sr} \cdot d_3' = A_{sr} \cdot f_{yr} (d - y + T_s - (T_s/2)) \quad (2.16.j)$$

$$M_{n2} = T_{sr} \cdot d_3' = y_3 = \frac{A_s f_y A_{sr} f_{yr}}{A_s f_y} \left(d - y - \left(\frac{y_3}{2} \right) \right) \quad (2.16.k)$$

2.6.3 Kuat geser nominal balok komposit

Kuat geser rencana balok komposit, ditentukan berdasarkan kuat geser pelat badan penampang baja. Gaya geser yang terjadi pada balok komposit harus memenuhi persamaan dibawah ini: (SNI 1729 pasal bagian G2.1 dan pasal I4.1)

$$\Phi V_n \geq V_u \quad (2.17.a)$$

$$0,9 \cdot V_n \geq V_u \quad (2.17.b)$$

$$0,9 \cdot 0,6 \cdot f_y \cdot A_w \cdot C_v > V_u \quad (2.17.c)$$

Untuk badan komponen struktur profil-I canai panas dengan $h/t_w \leq 2,24 \sqrt{E/F_y}$,

maka $C_v = 1$

2.6.4 Kuat rencana kolom komposit

AISC 360-10 membagi kolom komposit menjadi 2 macam, yaitu kolom baja profil yang dibungkus dengan beton (disebut dengan *Strength Reinforced Concrete Columns* atau *SRC Columns*) dan kolom baja profil berongga yang di dalamnya diisi dengan beton (disebut dengan *Concrete Filled Tube* atau *CFT Columns*). Dalam penulisan tugas akhir ini pembahasan difokuskan pada kolom komposit tipe *SRC*. Kekuatan dasar kolom komposit tipe *SRC* merupakan gabungan dari kekuatan tekan aksial komponen-komponen material penyusunnya, yaitu baja profil, baja tulangan, dan beton.

Untuk komponen struktur komposit terbungkus beton, pembatasan yang berikut harus dipenuhi berdasar SNI 1729-2015 pasal bagian I2 sebagai berikut:

1. Luas penampang melintang inti baja harus terdiri dari sedikitnya 1% dari penampang melintang komposit total
2. Selongsong beton dan inti baja harus ditulangi dengan batang tulangan longitudinal menerus dan sengkang pengikat lateral atau spiral.

Bila digunakan pengikat lateral, batang tulangan No.3 (10 mm) berspasi maksimum 12 in (305 mm) pusat ke pusat, atau batang tulangan No.4 (13mm) atau lebih besar harus digunakan pasi maksimum 16 in (406 mm) pusat ke pusat. Boleh digunakan tulangan kawat ulir atau kawat dilas dengan luas ekuivalen.

3. Spasi maksimum dari pengikat lateral idak boleh melebihi 0,5 kali dimensi kolom terkecil
4. Rasio tulangan minimum ρ_{sr} sebesar 0,004 digunakan untuk tulangan longitudinal menerus, dimana ρ_{sr} adalah

$$\rho_{sr} = \frac{A_{sr}}{A_g} \quad (2.19)$$

Keterangan:

A_g = luas bruto komponen struktur komposit (mm^2)

A_{sr} = luas batang tulangan menerus (mm^2)

5. Spasi bersih anantara inti baaj dan tulangan longitudinal harus diambil minimum sebesar 1,5 diameter batang tulangan, tetapi tidak lebih kecil dari 1,5in (38 mm)

Jika penampang melintang komposit tersusun dari dua atau lebih profil baja terbungkus beton, profil ersebut harus saling berhubungan denga pelat pengikat diagonal, pelat pengikat, pelat kopel atau komponen semacamnya untuk mencegah tekuk seyiap profil akibat beban-beban yang diterapkan sebelum pengerasan beton

2.6.5 Kekuatan tekan kolom komposit

Kekuatan tekan desain ($\Phi_c \cdot P_n$) dengan $\Phi_c = 0,75$. Komponen ini dibebani secara aksial simetris ganda harus ditentukan untuk keadaan batas dari tekuk lentur berdasarkan kelangsingan komponen struktur sebagai berikut:

a. Untuk, $\frac{P_{no}}{P_e} \leq$

$$2,25, \text{ maka } P_n = P_{no} (0,658 \frac{P_{no}}{P_e}) \quad (2.20.a)$$

b. Untuk, $\frac{P_{no}}{P_e} >$

$$2,25, \text{ maka } P_n = 0,877 P_e \quad (2.20.b)$$

Keterangan:

$$P_{no} = F_y \cdot A_s + F_{ysr} \cdot A_{sr} + 0,85 \cdot f'_c \cdot A_c \quad (2.20.c)$$

P_e = beban tekuk kritis elastis = $\Pi^2 \cdot (EI_{eff}) / (KL)^2$ dalam satuan newton

A_c = luas beton (mm^2)

A_s = luas penampang baja (mm^2)

E_c = modulus elastisitas beton = $w_c^{1.5} \sqrt{f'_c}$ ksi atau $0,043w_c^{1.5} \sqrt{f'_c}$ Mpa

EI_{eff} = kekauan efektif penampang komposit (N-mm²)
 $= E_s \cdot I_s + 0,5 \cdot E_s \cdot I_{sr} + C_1 \cdot E_c \cdot I_c$ (2.20.d)

C_1 = koefesien untuk perhitungan kekauan dari suatu komponen struktur tekan komposit terbungkus beton = $0,1 + 2 \left(\frac{A_s}{A_c + A_s} \right) \leq 0,3$ (2.20.e)

E_s = modulus elastisitas baja = 29000 ksi atau 200000 Mpa

F_y = tegangan leleh minimum yang disyaratkan dari penampang baja (Mpa)

F_{ysr} = tegangan leleh minimum yang disyaratkan dari batang tulangan (Mpa)

I_c = momen inersia penampang beton di sumbu netral elastis dari penampang komposit (mm⁴)

I_s = momen inersia profil baja disumbu netral elastis dari penampang komposit (mm⁴)

I_{sr} = momen inersia batang tulangan disumbu netral elastis dari penampang komposit (mm⁴)

K = faktor panjang efektif

L = panjang tanpa breising secara lateral dari komponen struktur (mm)

F'_c = kekuatan tekan beton yang disyaratkan (Mpa)

W_c = berat beton per unit volume ($90 \leq w_c \leq 155$ lbs/ft³) atau ($1500 \leq w_c \leq 2500$ kg/m³)

2.6.6 Kekuatan tarik kolom komposit

Kekuatan tarik yang tersedia dari komponen struktur ini yang dibebani secara aksial harus ditentukan untuk keadaan batas leleh berdasar SNI 1729-2015 pasal 1c sebagai berikut:

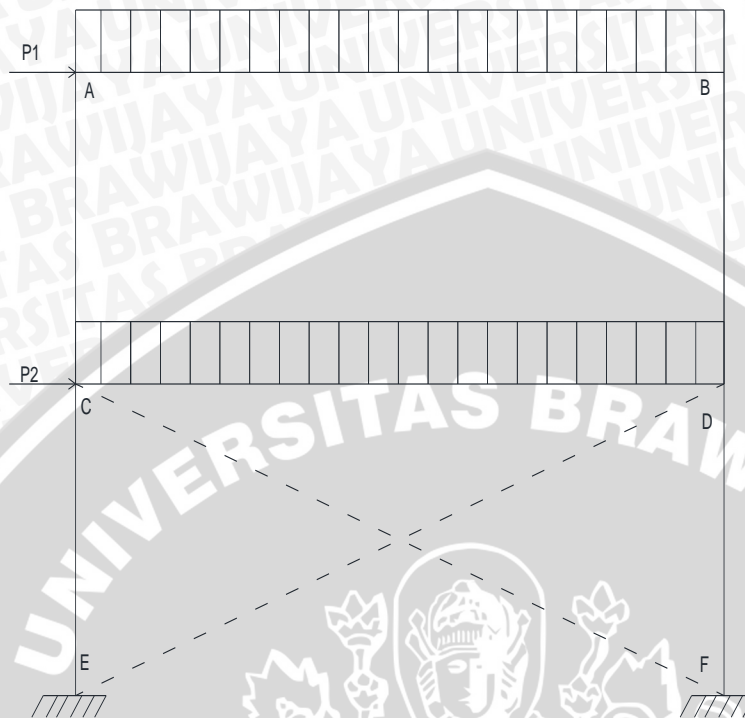
$$P_n = F_y \cdot A_s + F_{ysr} \cdot A_{sr} \quad (2.21)$$

dengan $\Phi_t = 0,9$

2.6.7 Balok-kolom baja

Suatu komponen struktur harus mampu memikul beban aksial (tarik/tekan) serta momen lentur. Apabila besarnya gaya aksial yang bekerja cukup kecil dibandingkan momen lentur yang bekerja, maka efek dari gaya aksial tersebut dapat diabaikan dan komponen struktur tersebut dapat didesain sebagai komponen balok lentur. Namun apabila komponen struktur memikul gaya aksial dan momen lentur yang tidak dapat diabaikan salah satunya, maka komponen struktur tersebut dinamakan balok-kolom (*beam-column*) (Setiawan, 2008).

Elemen balok-kolom umumnya dijumpai pada struktur-struktur statis tak tertentu. Misalkan pada struktur portal statis tak tertentu pada agambar di bawah ini



Gambar 2.12 Strukturportal statis tak tentu

Akibat kondisi pembebanan yang bekerja, maka batang AB tidak hanya memikul beban merata saja namun juga memikul beban lateral P_1 . Dalam hal ini efek lentur dan gaya tekan P_1 yang bekerja pada batang AB harus dipertimbangkan dalam proses desain penampang batang AB, maka batang AB harus didesain sebagai suatu elemen balok-kolom. Selain, batang AB yang didesain sebagai elemen balok-kolom, batang AC, BD, CE, DF, juga didesain sebagai elemen balok kolom. Karena selain memikul gaya aksial akibat reaksi dari balok-balok AB dan CD, efek lentur dan efek gaya aksial yang bekerja tidak bisa diabaikan salah satunya. Berbeda dengan batang CD yang hanya didominasi oleh efek lentur, gaya lateral P_2 telah dipikul oleh pengaku-pengaku (*bracing*) bentuk X. Sehingga batang CD dapat didesain sebagai suatu elemen balok tanpa pengaruh gaya aksial. (Setiawan, 2008)

- a. Komponen struktur simetris menahan lentur dan tekan aksial

Dalam perencanaan komponen struktur balok-kolom, diatur dalam SNI 1729-2015 pasal bagian H1.1 yang menyatakan bahwa interaksi lentur dan gaya tekan komponen struktur simetris dimana $0,1 \leq (I_{yc}/I_y) \leq 0,9$, dipaksa melentur terhadap sumbu geometris (x dan/atau y) harus dibatasi oleh persamaan :

$$\text{Untuk } \frac{P_r}{P_c} \geq 0,2, \text{ maka } \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0 \quad (2.22.a)$$

$$\text{Untuk } \frac{P_r}{P_c} < 0,2, \text{ maka } \frac{P_r}{2P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0 \quad (2.22.b)$$

Keterangan :

P_r = kekuatan aksial perlu menggunakan kombinasi beban DFBK (N)

$P_c = \Phi_c P_n$ = kekuatan aksial desain (N)

M_r = kekuatan lentur perlu menggunakan kombinasi beban DFBK (N)-pembesaran momen pake struktur tk bergoyang + bergoyang

$M_c = \Phi_b M_n$ = kekuatan lentur desain (N)

Φ_c = faktor ketahanan untuk tekan = 0,9

Φ_b = faktor ketahanan untuk lentur = 0,9

b. Tekuk Lokal Web Pada Komponen Struktur Balok-Kolom

Untuk menentukan tahanan lentur rencana dari suatu profil, maka terlebih dahulu harus diperiksa kekompakan dari penampang tersebut. Syarat kelangsingan atau kekompakan badan sebagai berikut (SNI 1729 pasal B4.1)

Kelangsingan dari web dapat dikategorikan menjadi tiga bagian :

- 1) Jika $\lambda \leq \lambda_r$, maka penampang nonlangsing (kondisi tekan)
- 2) Jika $\lambda > \lambda_r$, maka penampang langsing (kondisi tekan)
- 3) Jika $\lambda \leq \lambda_p$, maka penampang kompak (kondisi lentur)
- 4) Jika $\lambda > \lambda_p$, maka penampang tak kompak (kondisi lentur)

Tabel B4.1 SNI 1729 2015 memberikan batasan nilai untuk λ_p dan λ_r sebagai berikut:

a. Untuk struktur yang menahan tekan aksial maka:

$$\lambda = b/t \quad \text{dan} \quad \lambda_r = 0,56 \sqrt{E \cdot I \cdot F_y} \quad (2.23.a)$$

b. Untuk struktur yang menahan lentur maka:

$$\text{Web} \quad \lambda = h/t_w \quad (2.23.b)$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (2.23.c)$$

$$\lambda_r = 5,7 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (2.23.d)$$

Keterangan :

λ = rasio tebal terhadap lebar

Flens

$$\lambda = \frac{0,5b}{t} \quad (2.23.e)$$

$$\lambda_p = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (2.23.f)$$

$$\lambda_r = 1,0 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (2.23.g)$$

2.6.8 Sambungan

a. Sambungan baut

Tahanan nominal baut geser dan tarik (SNI 1729 2015-J3.6)

$$R_n = F_n \cdot A_b \quad (2.24.a)$$

Dengan $\Phi = 0,75$

Keterangan:

A_b = luas tubuh baut tidak berulir nominal atau bagian berulir (mm^2)

F_{nv} = tegangan geser dari tabel dibawah ini:

F_{nt} = tegangan tarik nominal tabel dibawah ini :

Tabel 2.10 Kekuatan nominal pengencang dan bagian yang berulir (Mps)

Deskripsi Pengencang	Kekuatan Tarik Nominal, F_{nt} , ksi (MPa) ^[a]	Kekuatan Geser Nominal dalam Sambungan Tipe-Tumpu, F_{nv} , ksi (MPa) ^[b]
Baut A307	45 (310)	27 (188) ^[c]
Baut group A (misal, A325), bila ulir tidak dikecualikan dari bidang geser	90 (620)	54 (372)
Baut group A (misal, A325), bila ulir tidak termasuk dari bidang geser	90 (620)	68 (457)
Baut A490 atau A490M, bila ulir tidak dikecualikan dari bidang geser	113 (780)	68 (457)
Baut A490 atau A490M, bila ulir tidak termasuk dari bidang geser	113 (780)	84 (579)
Bagian berulir yang memenuhi persyaratan Pasal A3.4, bila ulir tidak dikecualikan dari bidang geser	$0,75 F_u$	$0,450 F_u$
Bagian berulir yang memenuhi persyaratan Pasal A3.4, bila ulir tidak termasuk dari bidang geser	$0,75 F_u$	$0,563 F_u$

^[a] Untuk baut kekuatan tinggi yang menahan beban fatik tarik, lihat Lampiran 3
^[b] Untuk ujian sambungan yang dibebani dengan panjang pola pengencang lebih besar dari 38 in. (965 mm), F_{nv} harus direduksi sampai 83,3 % dari nilai tabulasi. Panjang pola pengencang merupakan jarak maksimum sejajar dengan garis gaya antara sumbu baut-baut yang menyambungkan dua bagian dengan satu permukaan lekatan.
^[c] Untuk baut A307 nilai yang ditabulasikan harus direduksi sebesar 1 persen untuk setiap 1/16 in. (2 mm) di atas diameter 5 dari panjang pada pegangan/grip tersebut.
^[d] Ulir diizinkan pada bidang geser.

Kekuatan tumpuan yang tersedia harus ditentukan untuk keadaan batas dari tumpuan sebagai berikut (SNI 1729 2015-J3.10):

1. Untuk baut dalam sambungan standar, dengan ukutran berlebih dan lubang slot pendek tidak tergantung arah dari beban atau suatu lubang slot panjang dengan slot tersebut paralel terhadap arah gaya tumpuan

$$R_n = 1,2.l_c.t.F_u \leq 2,4.d.t.F_u \quad (2.25.a)$$

Bila deformasi dilubang baut diperhitungkan

$$R_n = 1,5.l_c.t.F_u \leq 3,0.d.t.F_u \quad (2.25.b)$$

Bila deformasi dilubang baut tidak diperhitungkan

2. Untuk baut dalam suatu sambungan dengan lubang-lubang slot panjang dengan slot tersebut tegak lurus terhadap arah dari gaya:

$$R_n = 1,0.l_c.t.F_u \leq 2,0.d.t.F_u \quad (2.26.a)$$

Tahanan nominal yang diambil adalah yang terkecil

$$\text{Jumlah baut, } n = V_u / \Phi R_n \quad (2.26.b)$$

Keterangan :

F_u = kekuatan tarik minimum yang disyaratkan dari material yang disambung (Mpa)

d = diameter baut nominal (mm)

l_c = jarak bersih dalam arah dari gaya antara tepi lubang dan tepi lubang yang berdekatan atau tepi dari material (mm)

t = ketebalan dari material yang disambung (mm)

Kontrol jarakbaut:

Jarak tepi minimum : Sesuai tabel (dibawah ini) $+C_2$

Jarak tepi minimum dari pusat lubang standar ke tepi dari bagian yang disambung

Jarak tepi maksimum: 12tp atau 150 mm

Jarak minimum antar baut: 3d

Jarak maksimum antar baut : 24tp atau 12in atau 305 mm (untuk struktur tidak menahan korosi

14tp atau 7in atau 180mm (untuk struktur menahan korosi)

Tabel 2.11 Jarak baut

Diameter Baut (mm)	Jarak Tepi Minimum
16	22
20	26
22	28
24	30
27	34
30	38
36	46
Di atas 36	1,25d

^{a)} Jika diperlukan, jarak tepi terkecil diizinkan asalkan ketentuan yang sesuai Pasal J3.10 dan J4 dipenuhi, tetapi jarak tepi yang kurang dari satu diameter baut tidak diizinkan tanpa persetujuan dari Insinyur yang memiliki izin bekerja sebagai perencana.
^{b)} Untuk ukuran-berlebih atau lubang-lubang slot, lihat Tabel J3.5M.

b. Sambungan las

Kuat rencana logam las (per-mm panjang)

$$\Phi R_n = 0,75 \cdot F_{nw} \cdot A_{we} \quad (2.27.a)$$

$$= 0,75 \times 0,6 f_{uw} \times A_{we}$$

Kuat rencana logam dasar (per-mm panjang)

$$\Phi R_n = 0,75 \cdot F_{nBM} \cdot A_{BM} \quad (2.27.b)$$

$$= 0,75 \times 0,6 f_u \times A_{BM}$$

Keterangan:

F_{nw} = tegangan nominal dari logam dasar (Mpa)

F_{nBM} = tegangan nominal dari logam dasar (Mpa)

A_{BM} = luas penampang logam dasar (mm²)

A_{we} = luas efektif las (mm²)

Θ = sudut pembebanan yang diukur dari sumbu longitudinal las (derajat)

Panjang minimum dari las sudut:

$$L_w \geq 4.a \text{ atau } a \leq 0,25 L_w$$

Tabel 2.12 Ukuran minimum las sudut (SNII 1729-2015 pasal J2.2)

Ketebalan material bagian paling tipis, t (mm)	Tebal minimum las sudut, a (mm)
$tw \leq 6$	3
$6 \geq tw \leq 13$	5
$13 \geq tw \leq 19$	6
$tw \geq 19$	8

Ukuran maksimum dari las sudut dari bagian-bagian yang tersambung harus :

a. Untuk ketebalan sepanjang tepi material $tw \leq 6$ mm, diambil $a \leq tw$

b. Untuk ketebalan sepanjang tepi material $tw > 6$ mm, diambil $a \leq tw-2$ (mm)

2.6.9 Penghubung geser balok

Supaya sebuah gelagar baja dan lempeng beton dapat bertingkah laku sebagai satu kesatuan, kedua material harus disambung sedenikian antara yang satu dengan yang lainnya sehingga geseran longitudinal bisa disalurkan di antara keduanya. Apabila gelagar baja dibungkus sepenuhnya dengan lempengan beton, maka tidak perlu dipakai alat penyambung mekanis, karena geseran longitudinal bisa disalurkan sepenuhnya oleh ikatan antara baja dan beton. Apabila gelagar baja tidak dibungkus sepenuhnya maka perlu dipakai *shear connector* mekanis.

Penghubung geser yang umum dipakai berupa potongan baja kanal atau stud berkepala yang dilas pada sayap atas dari balok baja. Panjang stud terpasang minimal empat kali diameter batang stud. Tebal beton diatas puncak penghubung geser minimal 25 mm, kecuali jika penghubung geser dipasang di atas dek baja berprofil. (Setiawan, 2008)

Untuk komposit yang bekerja menahan momen lentur positif, gaya geser horisontal total antara titik momen nol harus diambil nilai terkecil dari: (Setiawan, 2008)

1. $0,85 \cdot f'_c \cdot A_c$ (2.28.a)
2. $A_s \cdot f_y$ (2.28.b)
3. ΣQ_n (2.28.c)

a. Kuat geser stud (SNI 1729-2015 pasal bagian I8.2a)

Kuat geser nominal (Q_n) untuk satu stud baja yang tertanam dalam pelat beton adalah:

$$Q_n = 0,5 \cdot A_{sc} \cdot \sqrt{f'_c E_c} \leq R_g \cdot R_p \cdot A_{sa} \cdot f_u \quad (2.29)$$

Keterangan:

A_{sa} = luas penampang dari stud (mm^2)

E_c = modulus elastisitas beton = $0,043 \cdot w_c^{1,5} \cdot \sqrt{f'_c}$ (Mpa)

f_u = kekuatan tarik minimum stud (Mpa)

$R_g = 0,7$

$R_p = 0,6$

Diameter stud maksimal adalah 2,5 kali ketebalan logam dasar untuk yang dilas kecuali dilas untuk sayap secara langsung melalui badan.

Jumlah penghubung geser yang diperlukan pada daerah yang dibatasi oleh titik momen lentur maksimum, positif atau negatif dan momen nol yang berdekatan adalah

sama dengan gaya geser horizontal total V_h yang bekerja dibagi dengan kuat nominal satu sambungan geser Q_n

$$N = \frac{V_h}{Q_n} \quad (2.30)$$

(Setiawan, 2008)

2.6.10 Penghubung geser kolom komposit

Kekuatan desain ΦR_n dari mekanisme transfer gaya harus sama atau melebihi gaya geser longitudinal yang diperlukan V_r (SNI 1729 2016 pasal I6.1):

$$\Phi R_n \geq V_r \quad (2.31)$$

Alokasi gaya

a. Kondisi a (gaya eksternal dikerjakan penampang baja – SNI 1729 2016 pasal I6.2a)

$$V_r = P_r \left(1 - f_y \cdot \frac{A_s}{P_{no}} \right) \quad (2.33)$$

b. Kondisi b (gaya eksternal dikerjakan penampang beton)

$$V_r = P_r \left(\frac{f_y A_s}{P_{no}} \right) \quad (2.34)$$

c. Kondisi c (gaya eksternal dikerjakan penampang baja & beton)

$$P_{rs} = \left[\frac{E_s A_s}{E_s A_s + E_c A_c + E_{sr} A_{sr}} \right] \cdot P_r \quad (2.35a)$$

$$V_r = \left| P_{rs} - P_r \left(\frac{f_y A_s}{P_{no}} \right) \right| \quad (2.35b)$$

Keterangan :

P_{no} = kekuatan aksial nominal tanpa memperhitungkan efek panjang (N)

P_r = gaya eksternal perlu yang diterapkan pada komponen struktur komposit (N)

V_r = gaya geser longitudinal yang disalurkan (N)

Transfer gaya melalui *steel headed stud anchor*:

$$Q_{nv} = F_u \cdot A_{sa} \quad (2.36a)$$

Keterangan:

A_{sa} = luas penampang dari stud (mm^2)

f_u = kekuatan tarik minimum stud (Mpa)

$$n_{anchors} = \frac{V_r}{\Phi \cdot Q_{nv}} \quad (2.36b)$$

2.7 Hipotesis Penelitian

Bangunan beton bertulang sering digunakan dalam perencanaan gedung bertingkat karena mudah dilaksanakan dan tidak memerlukan keahlian khusus. Tetapi terdapat kelemahan dari beton bertulang yaitu berat bangunan yang besar sehingga dimensi penampang semakin besar. Dalam perencanaan ini dicoba menggunakan struktur komponen komposit dengan harapan dapat memberi keuntungan berupa:

1. Berat struktur dapat lebih kecil sehingga beban lateral berupa gempa yang diterima bangunan semakin kecil sehingga didapatkan dimensi penampang yang lebih kecil.
2. Dengan sistem komposit maka kekuatan perlu dapat ditahan oleh kekuatan 2 material yang saling bekerja sama misalnya balok baja dengan pelat beton sehingga penampang balok didapat semakin kecil oleh karena itu berat baja dapat dihemat.
3. Dimensi penampang yang lebih kecil sangat menguntungkan untuk efisiensi penggunaan ruangan.

