

## **BAB II**

### **DASAR TEORI**

#### **2.1 Uraian Umum**

Konstruksi gedung merupakan salah satu konsentrasi favorit di bidang teknik sipil. Gedung yang sering kita lihat antara lain perumahan, perkantoran, hotel, rumah sakit, dan sebagainya. Material beton bertulang menjadi primadona konstruksi karena kelebihan-kelebihan yang dimilikinya. Tak hanya mudah dan praktis, biaya pemeliharaan dari konstruksi beton bertulang relatif rendah. Sifatnya yang tahan api membuat beton bertulang mempunyai durabilitas yang cukup tinggi. Beton yang mempunyai kekuatan menahan tekan ditambah tulangan baja yang mempunyai kekuatan untuk menahan tarik menjadikan kombinasi kedua bahan ini sangat kuat untuk menjadi bahan struktur.

Seiring berjalannya waktu, kini terdapat teknologi bahan lain yang disebut struktur komposit. Komponen komposit didefinisikan sebagai suatu elemen yang terdiri dari dua jenis bahan atau lebih membentuk suatu elemen tunggal untuk memikul beban yang bekerja. Pada umumnya, kekuatan dan kekakuan susunan unsur-unsur struktur akan meningkat sekali apabila unsur-unsur tersebut berlaku sama-sama sebagai suatu kesatuan. Dalam aksi gabungan ini, kelemahan satu unsur diimbangi oleh kekuatan unsur lainnya (Schuller, 2001)

## 2.2 Pembebanan

Berikut pedoman-pedoman yang dipergunakan sebagai acuan dalam perhitungan pembebanan pada gedung:

1. Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung (SNI 1727-2012).
2. Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung (SKBI – 1.3.53.1987).
3. Spesifikasi untuk Gedung Baja Struktural (SNI 1729-2015).
4. Persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung (SNI 03-2847-2013)
5. Tata cara ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung (SNI 03-1726-2012)

### 2.2.1. Beban Mati (*Dead Load*)

Beban mati adalah berat seluruh beban konstruksi bangunan gedung terpasang termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap, *finishing*, klading gedung dan komponen arsitektural dan struktural lainnya serta peralatan layan terpasang lain termasuk berat keran. SNI 1727 2013 menyebutkan terdapat dua jenis beban mati yaitu berat bahan konstruksi dan berat pelayanan tetap.

**Tabel 2. 1** Berat sendiri bahan bangunan berdasarkan SKBI 1.3.53.1987

<b>Bahan Bangunan</b>	<b>Berat (kg/m<sup>3</sup>)</b>
Baja	7850
Batu alam	2600
Batu belah, batu bulat, batu gunung (berat teumpuk)	1500
Batu karang (berat teumpuk)	700
Batu pecah	1450
Besi tuang	7250
Beton	2200
Beton bertulang	2400
Kayu (kelas I)	1000
Kerikil, koral (kering udara sampai lembab, tanpa diayak)	1650
Pasangan bata merah	1700
Pasangan batu belah, batu bulat, batu Gunung	2200
Pasangan batu cetak	2200
Pasangan batu karang	1450
Pasir (kering udara sampai lembab)	1600
Pasir (jenuh air)	1800
Pasir kerikil, koral (kering udara sampai lembab)	1850
Tanah lempung dan lanau (kering udara sampai lembab)	1700
Tanah lempung dan lanau (basah)	2000
Timah hitam	11400

**Tabel 2. 2** Berat sendiri gedung berdasarkan SKBI 1.3.53.1987

<b>Komponen Gedung</b>	<b>Berat (kg/m<sup>2</sup>)</b>
Adukan, per cm tebal:	
- dari semen	21
- dari kapur, semen merah, atau tras	17
Aspal, termasuk bahan-bahan mineral penambah, per cm tebal	14
Dinding pasangan bata merah	
- satu bata	450
- setengah bata	250
Dinding pasangan batako berlubang	
- tebal dinding 20 cm (HB 20)	200
- tebal dinding 10cm (HB 10)	120
Tanpa lubang:	
- tebal dinding 15 cm	300
- tebal dinding 10 cm	200
Langit-langit dan dinding terdiri dari:	
- semen asbes, dengan tebal maksimum 4mm	11
- kaca, dengan tebal 3 – 5 mm	10
Lantai kayu sederhana dengan balok kayu, tanpa langit-langit	
dengan bentang maksimum 5 m dan untuk beban hidup maksimum	40
200 kg/m <sup>2</sup>	
Penggantung langit-langit dari kayu, dengan bentang maksimum 5	7

m dan jarak s.k.s. minimum 0,80 m	
Penutup atap genting dengan reng dan usuk/kaso per m <sup>2</sup> bidang atap.	50
Penutup atap sirap dengan reng dan usuk/kaso per m <sup>2</sup> bidang atap.	40
Penutup atap seng gelombang (BJLS-25) tanpa gordeng.	10
Penutup lantai dari ubin semen portland, teraso dan beton, tanpa adukan, per cm tebal	24
Semen asbe gelombang (tebal 5 mm)	11

### 2.2.2. Beban Hidup (*Live Load*)

Beban hidup adalah 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. Beban hidup yang digunakan dalam perencanaan gedung dan struktur lain harus beban maksimum yang diharapkan terjadi akibat penghunian dan penggunaan bangunan gedung, akan tetapi tidak boleh kurang dari beban merata minimum yang ditetapkan dalam SNI 1727 2013.

Beban hidup yang digunakan dalam sub bab perencanaan selanjutnya mengikuti tabel berikut.

**Tabel 2. 3** Beban hidup minimum berdasarkan SNI 1727 2013

Hunian atau Penggunaan	Merata (kN/m <sup>2</sup> )	Terpusat (kN)
Susunan tangga, rel pengaman, dan batang pegangan	Lihat pasal 4.5	
Helipad	2,87	

Rumah sakit		
Ruang operasi, laboratorium	2,87	4,45
Ruang pasien	1,92	4,45
Koridor di atas lantai pertama	3,83	4,45
Hotel (lihat rumah tinggal)		
Perpustakaan		
Ruang baca	2,87	4,45
Ruang penyimpanan	7,18	4,45
Koridor di atas lantai pertama	3,83	4,45
Pabrik		
Ringan	6,00	8,90
Berat	11,97	13,40
Gedung perkantoran		
Ruang arsip dan komputer harus dirancang untuk beban yang lebih berat berdasarkan pada perkiraan hunian		
Lobi dan koridor lantai pertama	4,79	8,90
Kantor	2,40	8,90
Koridor di atas lantai pertama	3,83	8,90
Lembaga hukum		
Blok sel	1,92	
Koridor	4,79	
Tempat rekreasi		

Tempat bowling, kolam renang, dan penggunaan yang sama	3,59	
Bangsral dansa dan ruang dansa	4,79	
Gimnasium	4,79	
Tempat menonton terbuka atau tertutup	4,79	
Stadium dengan tribun/arena tempat duduk terikat pada lantai	2,87	
Rumah tinggal		
Hunian (satu keluarga dan dua keluarga)		
Loteng yang tidak dapat didiami tanpa gudang	0,48	
Loteng yang tidak dapat didiami dengan gudang	0,96	
Loteng yang dapat didiami dan ruang tidur	1,44	
Semua hunian rumah lainnya	1,92	
Ruang pribadi dan koridor yang melayani mereka	1,92	
Ruang publik dan koridor yang melayani mereka	4,79	

### 2.2.3. Beban Angin (*Wind Load*)

Beban angin ditentukan dengan menganggap adanya tekanan positif dan tekanan negatif (isapan), yang bekerja tegak lurus pada bidang-bidang yang ditinjau. Besarnya tekanan positif dan tekanan negatif ini dinyatakan dalam  $kg/m^2$ , ditentukan dengan mengalikan tekanan tiup dengan koefisien-koefisien angin.

Untuk memperhitungkan pengaruh angin pada struktur, pedoman yang berlaku di Indonesia mensyaratkan beberapa hal berikut.

1. Tekanan tiup harus diambil minimum  $25 kg/m^2$
2. Tekanan tiup di laut dan di tepi laut sampai sejauh 5 km dari pantai harus diambil minimum  $40 kg/m^2$
3. Untuk tempat-tempat dimana terdapat kecepatan angin yang mungkin menyebabkan tekanan tiup lebih besar, tekanan tiup angin ( $p$ ) dapat ditentukan berdasarkan rumus  $p = \frac{v^2}{16}$  ( $kg/m^2$ ).

Dimana  $v$  adalah kecepatan angin (m/detik) yang harus ditentukan oleh instansi yang berwenang.

4. Pada cerobong tekanan tiup dalam  $kg/m^2$  harus ditentukan dengan rumus  $(42,5 + 0,6 h)$  dimana  $h$  adalah tinggi cerobong seluruhnya dalam meter, diukur dari lapangan yang berbatasan.
5. Apabila dapat dijamin suatu gedung terlindung efektif terhadap angin dari suatu jurusan tertentu oleh gedung-gedung lain atau penghalang-penghalang lain, maka tekanan tiup dari jurusan itu menurut poin (1) sampai (4) dapat dikalikan dengan koefisien reduksi sebesar 0,5.

Tabel 2. 4 Koefisien angin untuk bidang atap pelana biasa tanpa dinding

Kemiringan atap	Bidang atap di pihak angin	Bidang atap lain
I. $0^{\circ} < \alpha < 20^{\circ}$	- 1,2	- 0,4
$\alpha > 30^{\circ}$	- 0,8	- 0,8
II. $\alpha = 0^{\circ}$	+ 1,2	+ 4,0
$10^{\circ} < \alpha < 20^{\circ}$	+ 0,8	0,0
$\alpha = 30^{\circ}$	+ 0,8	- 0,4
$\alpha > 30^{\circ}$	+ 0,5	$(-0,4 - \frac{\alpha}{300})$

Tabel 2. 5 Koefisien angin untuk bidang atap miring sepihak tanpa dinding

Kemiringan	Bidang atap di pihak angin	Bidang atap lainnya
$0^{\circ} < \alpha < 10^{\circ}$	+ atau - 1,2	+ atau - 0,4
$\alpha = 40^{\circ}$	+ atau - 1,8	+ atau - 1,0

Tabel 2. 6 Koefisien angin menurut PPUG 1983 Pasal 4.3.

AYAT	JENIS GEDUNG	BAGAN BEBAN ANGIN ANGKA - ANGKA / RUMUS - RUMUS MENUNJUKKAN KOEFISIEN ANGIN
(1)	GEDUNG TERTUTUP	<p>Diagrams for closed buildings (GEDUNG TERTUTUP) showing wind load coefficients for different roof pitches and wind directions. The diagrams are arranged in four rows:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Row 1: Roof pitch <math>\alpha \leq 65^\circ</math> and <math>65^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ</math>. Wind from the side (left). Coefficients: Windward wall <math>-0.4</math>, Leeward wall <math>-0.4</math>, Windward roof <math>+0.2</math>, Leeward roof <math>-0.4</math>.</li> <li>Row 2: Roof pitch <math>\beta \leq 22^\circ</math> and <math>\beta &gt; 22^\circ</math>. Wind from the side (left). Coefficients: Windward wall <math>-0.4</math>, Leeward wall <math>-0.4</math>, Windward roof <math>-0.6</math>, Leeward roof <math>-0.2</math>.</li> <li>Row 3: Wind from the front (top). Coefficients: Windward wall <math>-0.4</math>, Leeward wall <math>-0.4</math>, Windward roof <math>-0.4</math>, Leeward roof <math>-0.4</math>.</li> <li>Row 4: Wind from the back (bottom). Coefficients: Windward wall <math>-0.4</math>, Leeward wall <math>-0.4</math>, Windward roof <math>-0.4</math>, Leeward roof <math>-0.4</math>.</li> </ul>
(2)	GEDUNG TERBUKA SEBELAH	<p>Diagrams for semi-open buildings (GEDUNG TERBUKA SEBELAH) showing wind load coefficients for different roof pitches and wind directions. The diagrams are arranged in two rows:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Row 1: Roof pitch <math>\alpha \leq 65^\circ</math> and <math>65^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ</math>. Wind from the side (left). Coefficients: Windward wall <math>-0.4</math>, Leeward wall <math>-0.4</math>, Windward roof <math>+0.2</math>, Leeward roof <math>-0.4</math>. Windward wall is labeled "TERBUKA".</li> <li>Row 2: Roof pitch <math>\alpha \leq 65^\circ</math> and <math>65^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ</math>. Wind from the front (top). Coefficients: Windward wall <math>-0.4</math>, Leeward wall <math>-0.4</math>, Windward roof <math>-0.4</math>, Leeward roof <math>-0.4</math>. Windward wall is labeled "TERBUKA".</li> </ul>

<p>(3) ATAP PELANA BIASA TANPA DINDING (a)</p>		<p>II</p>
<p>UNTUK <math>\alpha</math> YANG TERDAPAT DI ANTARANYA, DIADAKAN INTERPOLASI LINIER</p>		
<p>ATAP PELANA TERBALIK TANPA DINDING (a)</p>	<p>I</p>	<p>II</p>
<p>UNTUK <math>\alpha</math> YANG TERDAPAT DI ANTARANYA, DIADAKAN INTERPOLASI LINIER</p>		
<p>ATAP MIRING SEPIHAK TANPA DINDING (b)</p>		
<p>UNTUK <math>\alpha</math> YANG TERDAPAT DI ANTARANYA, DIADAKAN INTERPOLASI LINIER</p>		
<p>(4) DINDING YANG BERDIRI BEBAS</p>		
<p>(5) CEROBONG DENGAN PENAMPANG LINGKARAN</p>		
<p>(6) STRUKTUR RANGKA</p>		

### 2.2.3. Beban Gempa (Earthquake)

Gempa adalah getaran yang terjadi di permukaan bumi akibat pelepasan energi dari dalam secara tiba-tiba yang menciptakan gelombang seismik. Selama terjadi gempa, bangunan mengalami perpindahan vertikal dan horizontal. Gaya gempa pada arah vertikal hanya sedikit mengubah gaya gravitasi yang bekerja

pada struktur dengan penggunaan faktor keamanan yang tinggi pada perencanaan beban vertikal. Oleh sebab itu, struktur jarang runtuh akibat beban vertikal. Sebaliknya gaya gempa horizontal bekerja pada titik-titik lemah struktur dan berpotensi menyebabkan keruntuhan.

Gerakan permukaan bumi menimbulkan gaya inersia pada struktur bangunan karena adanya kecenderungan massa bangunan (struktur) untuk mempertahankan dirinya. Semakin tinggi bangunan maka semakin besar pula gaya gempa yang diterima oleh bangunan tersebut karena selain harus memikul berat sendiri, bangunan tersebut juga harus dapat menerima gaya lateral ketika gempa terjadi (Wardhono, 2010).. Besar gaya-gaya tersebut bergantung pada banyak faktor. Massa bangunan merupakan faktor yang paling utama karena gaya tersebut melibatkan inersia. Faktor lain adalah bagaimana massa tersebut terdistribusi, kekakuan struktur, kekakuan tanah, jenis fondasi, adanya mekanisme redaman pada bangunan, dan tentu saja perilaku dan besar getaran itu sendiri. Yang terakhir ini sulit ditentukan secara tepat karena sifatnya yang acak (*random*) sekalipun kadangkala dapat juga tertentu. Gerakan yang diakibatkan tersebut berperilaku tiga dimensi. Gerakan tanah horizontal biasanya merupakan bentuk terpenting dalam tinjauan desain struktural.

Setiap wilayah di Indonesia berdasarkan SNI 1726-2012 memiliki grafik spektrum respons masing-masing, tidak hanya terbatas pada 6 Wilayah Gempa seperti sebelumnya. Berikut ini adalah peta zona gempa di seluruh wilayah Indonesia.



<ul style="list-style-type: none"> <li>- Pasar</li> <li>- Gedung perkantoran</li> <li>- Gedung apartemen/ rumah susun</li> <li>- Pusat perbelanjaan/ mall</li> <li>- Bangunan industri</li> <li>- Fasilitas manufaktur</li> <li>- Pabrik</li> </ul>	
<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"> <li>- Bioskop</li> <li>- Gedung pertemuan</li> <li>- Stadion</li> <li>- Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat</li> <li>- Fasilitas penitipan anak</li> <li>- Penjara</li> <li>- Bangunan untuk orang jompo</li> </ul> <p>Gedung dan Non Gedung, tidak termasuk kategori IV, yang berpotensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/ gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Pusat pembangkit listrik biasa</li> <li>- Fasilitas penanganan air</li> <li>- Fasilitas penanganan Limbah</li> <li>- Pusat telekomunikasi</li> </ul>	III
<p>Gedung dan Non Gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Bangunan-bangunan monumental</li> <li>- Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan</li> <li>- Rumah sakit dan Fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki unit bedah dan unit gawat darurat</li> <li>- Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat</li> <li>- Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin, badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya</li> <li>- Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat darurat.</li> </ul>	V

Berdasarkan tabel 2.7. mengenai kategori risiko gedung, berikut nilai faktor keutamaam gempa.

**Tabel 2. 8** Faktor keutamaan gempa

Kategori Risiko	Faktor Keutamaan Gempa, $I_e$
I	1,0
II	1,0
III	1,25
IV	1,50

Selanjunya pada Pasal 5 penentuan lapisan tanah di lokasi proyek berdasarkan beberapa kelas situs. Klasifikasi kelas situs dilakukan pada hasil tahanan rata-rata penetrasi standar lapangan rata-rata.

**Tabel 2. 9** Klasifikasi Situs

Kelas situs	$\bar{v}_z$ (m/detik)	$\bar{N}$ atau $\bar{N}_{60}$	$\bar{s}_u$ (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	$\geq 100$
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15sampai 50	50 sampai100
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

### 2.2.4.1. Klasifikasi Jenis Tanah

Penentuan jenis tanah berdasarkan pada hasil pengujian sondir atau CPT (*cone penetration test*). Berikut ini merupakan penentuan jenis tanah berdasarkan data tanah hasil uji sondir.

**Tabel 2. 10** Hubungan Nilai Tahanan Konus terhadap Konsistensi Tanah

Tekan Konus (qc) (kg/cm <sup>2</sup> )	Konsistensi
< 5	Sangat lunak
5 – 10	Lunak
10 – 20	Teguh
20 – 40	Kenyal
40 – 80	Sangat Kenyal
80 – 150	Keras
> 150	Sangat Keras

(Sumber: Balai Penyelidikan Tanah untuk Jalan Pusat, Penelitian dan pengembangan jalan Badan Litbang Departemen Pekerjaan Umum)

Adapun berdasarkan SNI 1726-2012 tipe kelas situs tanah harus ditentukan berdasarkan tabel berikut:

**Tabel 2. 11** Klasifikasi Kelas Situs Tanah

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 – 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 – 750	50	$\geq 100$
SD (tanah sedang)	175 – 350	15 - 50	50 - 100

SE (tanah lunak)	< 175	< 15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut: <ol style="list-style-type: none"> <li>1. Indeks plastisitas, <math>PI &gt; 20</math></li> <li>2. Kadar air, <math>w \geq 40 \%</math></li> <li>3. Kuat geser niralir, <math>\bar{s}_u &lt; 25 \text{ kPa}</math></li> </ol>		
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: <ul style="list-style-type: none"> <li>- Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah</li> <li>- Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan <math>H &gt; 3 \text{ m}</math>)</li> <li>- Lempung berplastisitas sangat tinggi ( ketebalan <math>H &gt; 7,5 \text{ m}</math> dengan Indeks Plastisitas <math>PI &gt; 75</math> )</li> </ul> Lapisan lempung lunak/ setengah teguh dengan ketebalan $H \leq 35 \text{ m}$ dengan $\bar{s}_u < 50 \text{ kPa}$ )		

Catatan : N/A tidak dapat dipakai

#### 2.2.4.2. Gempa Statik

Gempa adalah fenomena getaran yang diakibatkan oleh benturan atau pergeseran lempeng tektonik bumi yang terjadi di daerah patahan. Besarnya beban gempa tergantung dari massa dan kekakuan struktur, waktu getar alami dan

pengaruh redaman struktur, kondisi tanah, dan wilayah gempa. Tahapan perhitungannya dilakukan berdasarkan SNI 1726 2012.

### 1. Parameter Percepatan Gempa

Parameter  $S_s$  (percepatan batuan dasar pada periode pendek) dan  $S_1$  (percepatan batuan dasar dari periode 1 detik) harus ditetapkan masing-masing dari respon spektral percepatan 0,2 detik dan 1 detik dalam peta gerak tanah seismik, dan dinyatakan dalam bilangan desimal terhadap percepatan gravitasi, bila  $S_1 \leq 0,04$  g dan  $S_s \leq 0,15$  g, maka struktur bangunan dimasukkan kategori kelas seismik A.

Untuk nilai parameter respon spektral percepatan gempa terpetakan untuk periode pendek ( $S_s$ ), serta respons spektral percepatan gempa terpetakan untuk perioda 1,0 detik ( $S_1$ ) didapatkan dari SNI 1726 2012 Pasal 14 atau bisa didapatkan dari hasil tabel grafik respon spektrum gempa sesuai dengan daerah dan keadaan tanah.

$$S_{MS} = F_a \cdot S_s \dots\dots\dots (2.1)$$

$$S_{M1} = F_v \cdot S_1 \dots\dots\dots (2.2)$$

dimana:

$S_s$  = parameter respons spektral percepatan gempa  $MCE_R$  terpetakan untuk perioda pendek

$S_2$  = parameter respons spektral percepatan grmpa  $MCE_R$  terpetakan untuk perioda 1 detik

dan koefisien situs  $F_a$  dan  $F_v$  mengikuti Tabel 2.10 dan Tabel 2.11.

**Tabel 2. 12** Koefisien situs,  $F_a$ 

Kelas Situs	Parameter respon spektral gempa ( $MCE_R$ ) terpetakan pada periode pendek, $T = 0,2$ detik, $S_s$				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,50$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,00$	$S_s \geq 1,25$
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	$SS^b$				

**Tabel 2. 13** Koefisien Situs,  $F_v$ 

Kelas Situs	Parameter respon spektral gempa ( $MCE_R$ ) terpetakan pada periode pendek, $T = 1$ detik, $S_1$				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,20$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
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	$SS^b$				

2. Parameter Percepatan Spektral Desain

Perhitungan parameter percepatan spektrum desain untuk periode pendek ( $S_{DS}$ ) dan periode 1 detik ( $S_{D1}$ ) berdasarkan SNI 1726 2012 adalah sebagai berikut.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \dots\dots\dots (2.3)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \dots\dots\dots (2.4)$$

3. Waktu Getar Alami

Perioda fundamental pendekatan ( $T_a$ ) dalam detik dari persamaan berikut:

$$T_a = C_t \cdot H^x \dots\dots\dots (2.5)$$

Dimana

H = ketinggian struktur (m)

$C_t$  = koefisien yang diperoleh dari tabel

**Tabel 2. 14** Koefisien situs  $C_t$  dan  $x$

Tipe Struktur	$C_t$	$x$
Sistem rangka pemikul momen dimana rangka memikul 100 persen gaya gempa yang disyaratkan 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 <sup>a</sup>	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466 <sup>a</sup>	0,9

Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731 <sup>a</sup>	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731 <sup>a</sup>	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488 <sup>a</sup>	0,75

#### 4. Perhitungan Koefisien Respon Seismik

Koefisien respon seismik,  $C_s$  harus dihitung dengan persamaan

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I}\right)} \dots\dots\dots (2.6)$$

Dimana:

$S_{DS}$  = parameter percepatan respon spektrum desain dalam rentang perioda pendek

$R$  = faktor modifikasi gempa

$I$  = faktor keutamaan gempa

Nilai  $C_s$  berdasarkan persamaan di atas tidak boleh melebihi

$$C_{s(max)} = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I}\right)} \dots\dots\dots (2.7)$$

Nilai  $C_s$  yang dihitung juga tidak boleh kurang dari

$$C_{s(min)} = 0,044 \cdot S_{DS} \cdot I \geq 0,01$$

#### 5. Distribusi Vertikal Gaya Gempa

Pada distribusi vertikal gaya gempa ( $F_x$ ) yang timbul di semua tingkat harus ditentukan dari persamaan berikut

$$F_x = C_{vx} \cdot V \dots\dots\dots (2.8)$$

dan

$$C_{vx} = \frac{w_x \cdot h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i \cdot h_i^k} \dots\dots\dots (2.9)$$

dimana:

$C_{vx}$  = 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  $x$

$k$  = eksponen yang terkait dengan periode struktur; untuk struktur yang mempunyai periode sebesar 2,5 detik atau lebih,  $k=2$  untuk struktur yang mempunyai periode antara 0,5 dan 2,5 detik,  $k$  harus sebesar 2 atau harus ditentukan  $n$  dengan interpolasi linier antara 1 dan 2.

## 6. Distribusi Horizontal Gaya Gempa

Pada distribusi horizontal gaya gempa, geser tingkat desain gempa di semua tingkat ( $V_x$ ) harus ditentukan dengan persamaan berikut.

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i \dots\dots\dots (2.10)$$

Dimana:

$F_i$  adalah bagian dari geser seismik ( $V$ ) yang timbul di tingkat  $i$  (kN).

Geser tingkat desain gempa ( $V_x$ ) (kN) harus didistribusikan pada berbagai elemen vertikal sistem penahan gaya gempa di tingkat yang ditinjau berdasarkan kekakuan lateral relatif elemen penahan vertikal dan diafragma.

## 7. Perhitungan Beban Geser Dasar Seismik Statik Ekuivalen

Geser dasar seismik ( $V$ ) dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut.

$$V = C_s \cdot W \dots\dots\dots (2.11)$$

Dimana:

$C_s$  = koefisien respon seismik

$W$  = berat total bangunan

### 2.2.4.3. Gempa Dinamik

Dalam menghitung gempa dinamik perlu membuat respon spektrum desain terlebih dahulu berdasarkan SNI 1726 2012.

1. Untuk periode lebih besar atau sama dengan  $T_0$  dan lebih kecil atau sama dengan  $T_s$ , respon spektrum percepatan desain  $S_a$  sama dengan  $S_{ds}$ .
2. Untuk periode lebih besar daripada  $T_s$ , respon spektrum percepatan desain  $S_a$  diambil menggunakan persamaan

$$S_a = \frac{S_{DS}}{T} \dots\dots\dots (2.12)$$

3. Untuk membuat periode yang lebih kecil daripada  $T_0$ , nilai  $S_a$  menggunakan persamaan berikut.

$$S_a = S_{DS} \left( 0,4 + 0,6v \frac{T}{T_0} \right) \dots\dots\dots (2.13)$$

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \dots\dots\dots (2.14)$$

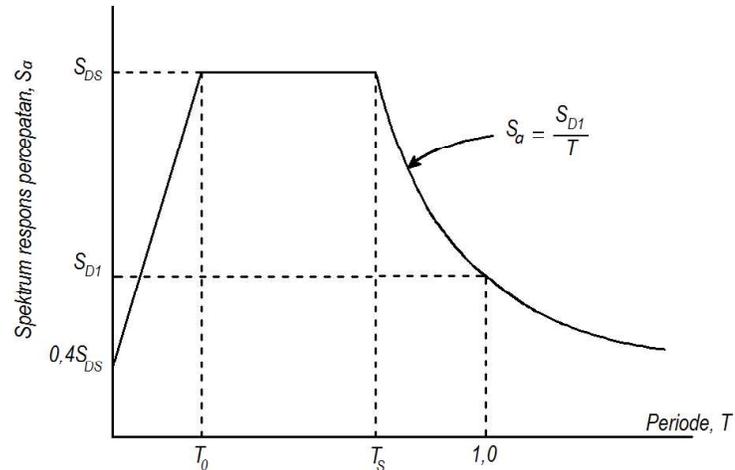
$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \dots\dots\dots (2.15)$$

Dimana:

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

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

$T$  = periode getar fundamental struktur



**Gambar 2. 2** Desain Respon Spektrum

#### 2.2.4. Kombinasi Pembebanan

Struktur bangunan gedung dan non gedung harus dirancang berdasarkan SNI 1726 2012 pasal 4.2.2 (metode ultimit) atau 4.2.3 (metode tegangan ijin). Untuk metoda ultimit, struktur, komponen struktur, dan elemen-elemen fondasi harus dirancang sedemikian hingga kuat rencananya sama atau melebihi pengaruh beban-beban terfaktor dengan kombinasi-kombinasi sebagai berikut.

1.  $1,4 D$
2.  $1,2 D + 1,6 L + 0,5 (L_r \text{ atau } R)$
3.  $1,2 D + 1,6 (L_r \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5 W)$
4.  $1,2 D + 1,0 W + L + 0,5 (L_r \text{ atau } R)$
5.  $1,2 D + 1,0 E + L$

6.  $0,9 D + 1,0 W$

7.  $0,9 D + 1,0 E$

Adapun untuk metoda tegangan ijin, struktur, komponen struktur, dan elemen-elemen fondasi harus dirancang sedemikian hingga kuat rencananya sama atau melebihi pengaruh beban-beban terfaktor dengan kombinasi-kombinasi sebagai berikut.

1.  $D$

2.  $D + L$

3.  $D + (L_r \text{ atau } R)$

4.  $D + 0,75 L + 0,75 (L_r \text{ atau } R)$

5.  $D + (0,6 W \text{ atau } 0,7 E)$

6.  $D + 0,75 (0,6 W \text{ atau } 0,7 E) + 0,75 L + 0,75 (L_r \text{ atau } R)$

7.  $0,6 D + 0,6 W$

8.  $0,6 D + 0,7 E$

### 2.3. Faktor Reduksi Kekuatan

Kuat rencana suatu komponen struktur sehubungan dengan perilaku lentur, beban normal, geser, dan torsi harus diambil sebagai hasil kali kuat nominal yang dihitung dengan suatu faktor reduksi kekuatan  $\phi$ . Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 9.3.2. Faktor reduksi kekuatan ( $\phi$ ) meliputi:

**Tabel 2. 15** Faktor Reduksi Kekuatan

1.	Penampang terkendali tarik	: 0,90
2.	Penampang terkendali tekan	
	a. Komponen struktur dengan tulangan spiral	: 0,75

	b. Komponen struktur bertulang lainnya	: 0,65
3.	Geser dan torsi	: 0,75
4.	Tumpuan pada beton kecuali daerah angkur	: 0,65
	a. Daerah angkur pasca tarik	: 0,85
	b. Model strat dan pengikat (Lampiran A), dan strat, pengikat, daerah pertemuan ( <i>nodal</i> ), dan daerah tumpuan dalam model tersebut	: 0,75
5.	Dari ujung komponen struktur ke ujung panjang transfer	: 0,75
6.	Dari ujung panjang transfer ke ujung panjang penyaluran $\varnothing$ boleh ditingkatkan secara linier	: 0,75

## 2.4. Material Komponen Struktur

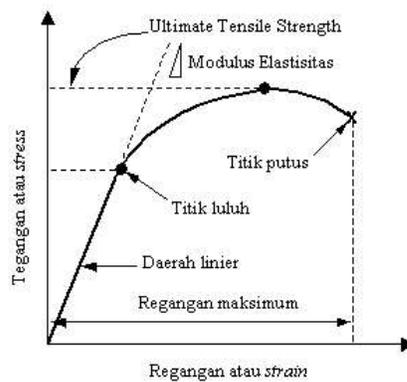
### 2.4.1. Beton

Menurut SNI 03-2847-2013 beton (*concrete*) merupakan campuran semen portland atau semen hidrolis lainnya, agregat halus, agregat kasar, dan air, dengan atau tanpa bahan campuran (*addmixture*). Nilai kekuatan serta daya tahan beton merupakan fungsi dari banyak faktor diantaranya nilai banding campuran dan mutu bahan susun, metode pelaksanaan pengecoran, pelaksanaan *finishinng*, temperatur, dan kondisi perawatan pengerasannya.

Beton menjadi salah satu material yang sering digunakan dalam konstruksi bangunan dikarenakan memiliki beberapa kelebihan yaitu tahan lama, kekuatannya bisa diatur, mudah dibentuk, perawatan mudah, mampu memikul gaya tekan yang besar, dan tahan terhadap temperatur tinggi. Di sisi lain material

ini juga memiliki kekurangan antara lain mempunyai berat jenis yang cukup besar, kuat tarik kecil, dan menuntut ketelitian yang tinggi dalam pelaksanaannya.

Perhatian utama mengenai material beton adalah bagaimana perilaku komponen beton pada waktu menahan berbagai beban diantaranya gaya aksial, lenturan, gaya geser, puntiran, atau merupakan gabungan dari gaya-gaya tersebut. Secara umum dapat dipahami bahwa perilaku tersebut tergantung pada hubungan regangan-tegangan seperti ditunjukkan pada Gambar 2.3.



**Gambar 2.3** Diagram tegangan-regangan beton.

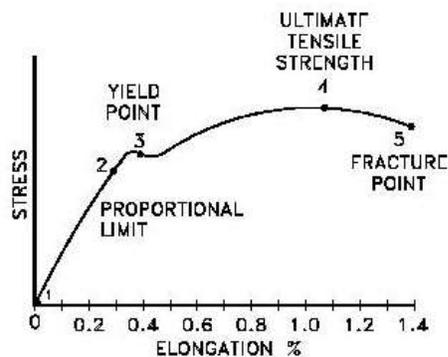
Karena sifat bahan beton yang hanya memiliki nilai kuat tarik relatif lebih rendah, maka pada umumnya hanya diperhitungkan bekerja dengan baik di daerah tekan pada penampangnya, dan hubungan regangan-tegangan yang timbul karena pengaruh gaya tekan tersebut digunakan sebagai dasar pertimbangan.

#### 2.4.2. Baja

Baja adalah paduan logam yang tersusun dari besi sebagai unsur utama dan karbon sebagai unsur penguat. Penambahan karbon pada baja dapat meningkatkan kekerasan (*hardness*) dan kekuatan tariknya (*tensile strength*), namun di sisi lain membuatnya menjadi getas (*brittle*) serta menurunkan keuletannya (*ductility*).

Dalam konstruksi modern struktur baja digunakan untuk hampir setiap jenis struktur bangunan seperti industri berat, bangunan bertingkat tinggi, sistem pendukung peralatan, infrastruktur, jembatan, menara, dan lain-lain. Baja struktural dibuat dari kanal panas maupun kanal dingin dengan pengelasan antara pelat datar atau pelat tekuk, tergantung pada spesifikasi yang berlaku pada setiap proyek.

Untuk memahami dengan baik sifat material baja, seorang *engineer* harus mengenal sifat alamiah dari material baja. Sifat tersebut dihubungkan dalam sebuah hubungan tegangan-regangan (*stress-strain*) seperti terlihat pada Gambar 2.4. Dengan mengetahui karakteristik ini, *engineer* akan memiliki pertimbangan yang matang dalam perhitungan terkait beban yang dipikul material baja.



**Gambar 2. 4** Diagram tegangan-regangan material baja

Selain itu terdapat beberapa kelebihan dan kekurangan dari sifat fisik material baja yang dapat digunakan sebagai pertimbangan seorang *engineer* dalam perencanaan dan perhitungan struktur baja. Berikut kelebihan-kelebihan dari material baja (Lesmana, 2019).

1. *High strength* (berkekuatan tinggi); artinya material baja mempunyai kekuatan leleh yang sangat tinggi sehingga ukuran elemen struktur baja memiliki dimensi yang relatif lebih kecil dari struktur beton bertulang.
2. Elastis; kondisi elastis ini membuat material baja tidak mudah runtuh bila memikul beban besar.
3. *Uniformity*; artinya properties dari elemen struktur baja tidak berubah seiring waktu baik dari segi mutu material maupun geometrinya.
4. *Ductility*; adalah kemampuan dari struktur baja untuk melakukan deformasi yang besar tanpa mengalami kegagalan (*failure*).
5.  *Toughness*; merupakan sifat dari material baja berupa *strength* dan *ductility*. Sifat ini memungkinkan baja memikul beban yang besar meskipun telah mengalami deformasi yang besar.
6. *Additional to existing structure*; artinya struktur baja lebih mudah dimodifikasi dengan menambahkan elemen struktur baru pada elemen tertentu selama masih dalam batas kemampuan struktur.

Adapun kelemahan dari material baja antara lain sebagai berikut:

1. Korosi; ini merupakan salah satu kekurangan terbesar yang dimiliki oleh baja. Salah satu penyebab baja mudah mengalami korosi adalah bila baja berinteraksi dengan air dan udara. Hal tersebut dapat diantisipasi dengan melapisi profil baja dengan cat, sehingga material tidak secara langsung berinteraksi dengan udara luar.
2. *Fireproofing costs*; merupakan biaya yang harus dikeluarkan oleh pemilik gedung guna melindungi baja dari api. Selain lemah terhadap korosi, baja juga

sangat lemah terhadap panas yang dimana bisa menyebabkan reduksi kekuatan yang sangat signifikan.

3. *Buckling* (tekuk); dikarenakan mutu material baja yang relatif sangat tinggi sehingga dalam penggunaan dimensi pun baja hanya membutuhkan dimensi yang relatif sangat kecil membuat elemen baja lebih mengalami tekuk.
4. *Fatigue* (kelelahan); merupakan kondisi alami yang dimiliki material baja yaitu material baja mengalami penurunan kekuatan secara signifikan saat menerima beban bolak-balik. Sifat ini sangat berbahaya karena bisa menyebabkan keruntuhan getas tanpa adanya tanda-tanda kerusakan atau kegagalan.

## **2.5. Struktur Beton Bertulang**

Beton bertulang (*reinforced concrete*) merupakan beton struktural yang ditulangi dengan tidak kurang dari jumlah baja prategang atau tulangan non-prategang minimum yang ditetapkan dalam Pasal 1 sampai 21 dan lampiran A sampai C. Tulangan baja yang dipasang bertugas untuk memperkuat dan menahan gaya tarik, sedangkan beton hanya diperhitungkan untuk menahan gaya tekan.

Perilaku komponen struktur beton bertulang pada waktu menahan berbagai beban di antaranya ialah gaya aksial, lenturan, gaya geser, puntir, ataupun merupakan gabungan dari gaya-gaya tersebut. Secara umum dapat dipahami bahwa perilaku tersebut tergantung pada hubungan regangan-tegangan yang terjadi di dalam beton dan juga jenis tegangan yang dapat ditahan. Karena sifat bahan beton yang hanya mempunyai nilai kuat tarik relatif rendah, maka pada umumnya hanya diperhitungkan bekerja dengan baik di daerah tekan pada

penampangnya, dan hubungan regangan-tegangan yang timbul karena pengaruh gaya tekan tersebut digunakan sebagai dasar pertimbangan.

Sementara itu, menurut SNI 03 2847 20 pasal 7.7.1 untuk melindungi tulangan terhadap bahaya korosi maka di sebelah tulangan luar harus diberi selimut beton. Untuk beton bertulang, tebal selimut beton minimum yang harus disediakan untuk tulangan harus memenuhi ketentuan sebagai berikut.

**Tabel 2. 16** Batasan Tebal Selimut Beton

<b>Kondisi Struktur</b>	<b>Selimut Beton (mm)</b>
a. Beton yang dicor langsung dan selalu berhubungan dengan tanah	75
b. Beton yang berhubungan dengan tanah atau cuaca:  Batang D-19 hingga D-57  Batng D-16, kawat M-16 ulir atau polos dan yang lebih kecil	50  40
c. Beton yang tidak langsung berhubungan langsung dengan cuaca atau tanah  <u>Slab, dinding, balok, usuk:</u>  Batang tulangan D-44 dan D-57  Batang tulangan D-36 dan yang lebih kecil  <u>Balok, kolom:</u>  Tulangan utama, pengikat, sengkang, spiral  <u>Komponen struktur cangkang, pelat lantai:</u>	40  20  40

Batang tulangan D-19 dan yang lebih besar	20
Batang tulangan D-16, kawat M-16 ulir atau polos dan yang lebih kecil	13

Dipohusodo, SII 0136-80 menyebutkan pengelompokkan baja tulangan untuk beton bertulang sebagai berikut.

**Tabel 2. 17** Jenis dan Kelas Baja Tulangan Menurut SII 0136-80

Jenis	Kelas	Simbol	Batas Ulur Maksimum (N/mm <sup>2</sup> )	Kuat Tarik Minimum (N/mm <sup>2</sup> )
Polos	1	BJTP-24	235	382
	2	BJTP-30	294	480
Ulir	1	BJTD-24	235	382
	2	BJTD-30	294	480
	3	BJTD-25	343	490
	4	BJTD-40	392	559
	5	BJTD-50	490	610

### 2.5.1. Pelat

Pelat adalah komponen struktur yang merupakan sebuah bidang datar yang lebar dengan permukaan atas dan bawahnya sejajar. Pelat diberikan perkuatan dengan tulangan secara satu arah atau dua arah tergantung sistem strukturnya. Kontinuitas penulangan pelat diteruskan ke dalam balok-balok dan diteruskan ke dalam kolom (Alim, 2015). Berdasarkan geometrinya pelat dibedakan sebagai berikut:

1. Pelat satu arah (*one way slab*). Pelat yang hanya ditumpu di kedua sisinya, kemudian pelat tersebut akan melentur atau mengalami lendutan dalam arah

tegak lurus dari sisi tumpuan. Beban akan didistribusikan oleh pelat dalam satu arah saja yaitu ke arah tumpuan. Memiliki rasio  $\frac{l_y}{l_x} \geq 2$

2. Sistem pelat rusuk (Joist Construction). Sistem pelat ini terdiri dari pelat beton dengan ketebalan 50 hingga 100 mm, yang ditopang oleh sejumlah rusuk dengan jarak beraturan. Rusuk ditopang oleh balok induk utama yang langsung menumpu pada kolom.
3. Pelat dua arah. Pelat yang keempat sisinya ditumpu oleh balok dengan perbandingan  $\frac{l_x}{l_y} \leq 2$ , perhitungan pelat umumnya dilakukan dengan pendekatan dua arah yang tercantum dalam tabel momen pelat dua arah akibat beban terbagi rata. Sistem pelat dua arah dapat dibedakan menjadi beberapa jenis berikut:

- a. Sistem balok-pelat dua arah

Pada sistem struktur ini pelat beton ditumpu oleh balok di keempat sisinya. Beban dari pelat ditransfer ke keempat balok penumpu yang selanjutnya mentransfer bebannya ke kolom.

- b. Sistem slab datar (flat slab)

Ini merupakan sistem struktur pelat beton dua arah yang tidak memiliki balok penumpu di masing-masing sisinya. Beban pelat ditransfer langsung ke kolom.

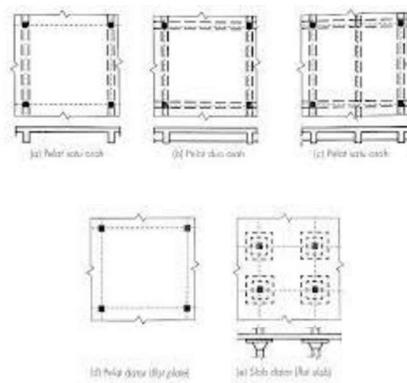
- c. Sistem pelat datar (flat plate)

Sistem ini terdiri dari pelat yang tertumpu langsung ke kolom tanpa adanya penebalan panel dan kepala kolom. Potensi kegagalan struktur terbesar

akan timbul akibat geser pons, yang akan menghasilkan tegangan tarik diagonal.

d. Pelat dua arah berusuk dan pelat waffle

Ini merupakan sistem pelat dua arah dengan ketebalan pelat antara 50 mm hingga 100 mm yang ditumpu oleh rusuk-rusuk dalam dua arah. Jarak anatar rusuk antara 500 mm hingga 750 mm.



**Gambar 2.5** Jenis-jenis pelat

**2.5.1.1. Penentuan lebar pelat**

Syarat tebal pelat minimum menurut SNI-2847-2013 sebagai berikut:

1. Untuk  $\alpha f_m \leq 0,2$  ketebalan pelat minimum adalah sebagai berikut ini :

- a) pelat tanpa penebalan : 125 mm
- b) pelat dengan penebalan : 100 mm

2. Untuk  $0,2 < \alpha f_m \leq 2,0$  ketebalan pelat minimum harus memenuhi persamaan sebagai berikut ini:

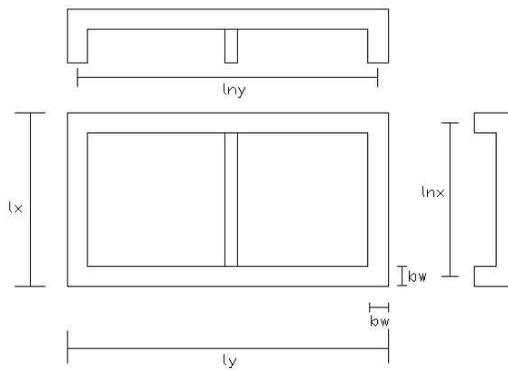
$$h = \frac{\ell_n \left[ 0,8 + \frac{f_y}{1400} \right]}{36 + 5 \cdot \beta \cdot (\alpha_m - 0,2)} \dots\dots\dots (2.16)$$

dan tidak boleh kurang dari 125 mm

3. Untuk  $\alpha f_m \geq 2,0$  ketebalan pelat minimum harus memenuhi persamaan sebagai berikut ini:

$$h = \frac{\ell_n \left[ 0,8 + \frac{f_y}{1400} \right]}{36 + 9 \cdot \beta} \dots\dots\dots (2.17)$$

dan tidak boleh kurang dari 90 mm.



**Gambar 2.6** Pelat

Keterangan:

- $H$  = tebal pelat minimum (cm).
- $F_y$  = tulangan leleh baja tulangan (MPa).
- $\alpha$  = rasio kekuatan lentur penampang balok terhadap kuat lentur pelat dengan lebar yang dibatasi secara lateral oleh garis sumbu tengah dari panel-panel yang bersebelahan (bila ada) pada tiap sisi balok.
- $\alpha f_m$  = nilai rata-rata  $\alpha$  untuk semua balok pada tepi-tepi dari suatu panel.
- $\beta$  = rasio bentang bersih dalam suatu arah memanjang terhadap arah memendek dari pelat dua arah.

$\ell_n$  = panjang bentang bersih dalam arah memanjang dari konstruksi duaarah, diukur dari muka ke muka tumpuan pada pelat tanpa balok dan muka ke muka balok atau tumpuan lain pada kasus lainnya (m).

$\ell$  = panjang bentang dalam arah memanjang dari konstruksi dua arah, diukur dari luar balok ke luar balok (m).

$B_w$  = lebar balok (mm)

Untuk menentukan tinggi efektif pelat ditinjau dari dua arah yaitu :

Arah X,  $d_x = h - p - \frac{1}{2} \varnothing$  tulangan arah x .....(2.18)

Arah Y,  $d_y = h - p - \varnothing_x - \frac{1}{2} \varnothing$  tulangan arah y .....(2.19)

Dengan :  $P$  = selimut beton (mm)

$\varnothing$  = diameter tulangan (mm)

**2.5.1.2. Analisis Momen**

Untuk mencari momen yang bekerja pada arah x dan y, dapat menggunakan tabel Marcus.

**Tabel 2. 18** Tabel MARCUS

No	Kondisi Perletakan	$k_x = q_x/q$	$k_y = q_y/q$	Momen lapanan MI		Faktor koreksi untuk M. Lapangan		Momen tumpuan Mt	
				Mlx	Mly	C'x	C'y	Mtx	Mty
1		$\frac{k^4}{1+k^4}$	$\frac{1}{1+k^4}$	$\frac{1}{8} q_x \cdot l_x^2$	$\frac{1}{8} q_y \cdot l_y^2$	$1 - \frac{5}{6} \frac{k^2}{1+k^4}$	$1 - \frac{5}{6} \frac{k^2}{1+k^4}$	-	-
2		$\frac{5k^4}{2+5k^4}$	$\frac{2}{2+5k^4}$	$\frac{9}{128} q_x \cdot l_x^2$	$\frac{1}{8} q_y \cdot l_y^2$	$1 - \frac{75}{32} \frac{k^2}{2+5k^4}$	$1 - \frac{5}{3} \frac{k^2}{2+5k^4}$	$\frac{1}{8} q_x \cdot l_x^2$	-
3		$\frac{5k^4}{1+5k^4}$	$\frac{1}{1+5k^4}$	$\frac{1}{24} q_x \cdot l_x^2$	$\frac{1}{8} q_y \cdot l_y^2$	$1 - \frac{25}{18} \frac{k^2}{1+k^4}$	$1 - \frac{5}{6} \frac{k^2}{1+5k^4}$	$\frac{1}{12} q_x \cdot l_x^2$	-
4		$\frac{k^4}{1+k^4}$	$\frac{1}{1+k^4}$	$\frac{9}{128} q_x \cdot l_x^2$	$\frac{9}{128} q_y \cdot l_y^2$	$1 - \frac{15}{32} \frac{k^2}{1+k^4}$	$1 - \frac{15}{32} \frac{k^2}{1+k^4}$	$\frac{1}{8} q_x \cdot l_x^2$	$\frac{1}{8} q_y \cdot l_y^2$
5		$\frac{2k^4}{1+2k^4}$	$\frac{1}{1+2k^4}$	$\frac{1}{24} q_x \cdot l_x^2$	$\frac{9}{128} q_y \cdot l_y^2$	$1 - \frac{5}{9} \frac{k^2}{1+2k^4}$	$1 - \frac{15}{32} \frac{k^2}{1+2k^4}$	$\frac{1}{12} q_x \cdot l_x^2$	$\frac{1}{8} q_y \cdot l_y^2$
6		$\frac{k^4}{1+k^4}$	$\frac{1}{1+k^4}$	$\frac{1}{24} q_x \cdot l_x^2$	$\frac{1}{24} q_y \cdot l_y^2$	$1 - \frac{5}{18} \frac{k^2}{1+k^4}$	$1 - \frac{5}{18} \frac{k^2}{1+k^4}$	$\frac{1}{12} q_x \cdot l_x^2$	$\frac{1}{12} q_y \cdot l_y^2$

Catatan :

Perletakan sendi



Perletakan jepit

Keterangan:

$k$  : Koefisien momen yang tergantung dari  $L_y/L_x$  dan kondisi tumpuan (Tabel MARKUS)

$q$  : Beban merata di atas pelat ( $\text{kg/m}^2$ )

$l_x$  : Panjang Bentang Terpendek (m)

$l_y$  : Panjang Bentang Terpanjang (m)

$m_{tx}$  : Momen tumpuan arah x persatuan lebar pelat (kg.m)

$m_{ty}$  : Momen tumpuan arah y persatuan lebar pelat (kg.m)

$m_{lx}$  : Momen lapangan arah x persatuan lebar pelat (kg.m)

$m_{ly}$  : Momen lapangan arah y persatuan lebar pelat (kg.m)

### 2.5.1.3. Analisis Penulangan Pelat

Langkah-langkah dalam menghitung tulangan pelat, yaitu:

1. Menghitung nilai  $d$ , berlaku :

$$d = h - s - \frac{1}{2} \emptyset \dots\dots\dots (2.20)$$

2. Menghitung nilai ratio tulangan  $\rho$  :

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} \dots\dots\dots (2.21)$$

$$\rho_{\max} = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \dots\dots\dots (2.22)$$

Rasio tulangan perlu

$$bd^2 = \frac{Mn}{\rho \cdot f_y \left(1 - 0,59 \frac{f_y}{f_c'} \rho\right)} \dots\dots\dots (2.23)$$

3. Menentukan luas tulangan ( $A_s$ ) yang diperlukan :

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d \dots\dots\dots (2.24)$$

Memilih diameter tulangan ( $\phi$ ) yang akan digunakan dengan penampang dihitung dengan persamaan:

$$A_{s_{tulangan}} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \phi^2 \dots\dots\dots(2.25)$$

4. Menghitung jumlah tulangan :

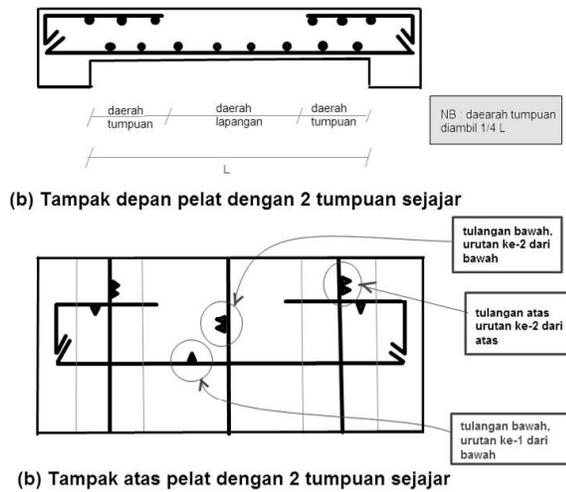
$$n = \frac{As}{\frac{1}{4} \pi r^2} \dots\dots\dots(2.26)$$

Spasi antara tulangan :

$$x = \frac{1000}{n-1} \dots\dots\dots(2.27)$$

syarat jarak antar tulangan :  $x < 3h$  dan  $< 500\text{mm}$

Perhitungan penulangan dilakukan terhadap arah x dan arah y



**Gambar 2. 7** Tulangan pelat

5. Lakukan pengecekan terhadap kapasitas tampang pelat dengan menggunakan rumus 2.23. dengan persmaan sebagai berikut.

$$b \cdot d^2 = \frac{Mn}{\rho \cdot fy \left(1 - 0,59 \frac{fy}{fc'} \rho\right)}$$

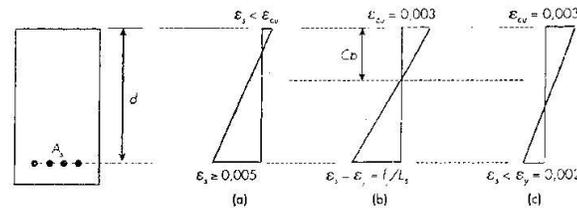
Apabila nilai Mn setelah dikalikan faktor reduksi lebih dari Mu yang terjadi pada pelat berarti penampang pelat aman untuk digunakan.

### 2.5.2. Balok

Balok adalah batang struktural yang berfungsi menahan gaya-gaya yang bekerja dalam arah transversal terhadap sumbunya, yang mengakibatkan terjadinya lenturan/lendutan. Balok induk merupakan penyangga struktur utama pada bangunan yang secara fisik mengikat kolom-kolom utama bangunan secara rigid, sedangkan balok anak adalah sebagai pembagi/ pendistribusi beban (Erik, 2015). Berdasarkan persentase tulangan baja yang digunakan dalam suatu komponen struktur balok, maka terdapat tiga macam keruntuhan lentur balok yang dapat terjadi:

1. Tulangan baja akan mencapai kuat luluhnya sebelum beton mencapai kuat maksimumnya, pada kasus ini, keruntuhan disebabkan oleh luluhnya tulangan baja akibat regangan yang cukup tinggi mencapai 0,005 atau lebih. Penampang beton memiliki persentase tulangan baja yang cukup kecil, penampang ini ditunjukkan dalam gambar 2.8 a
2. Tulangan baja akan mencapai kuat luluhnya dan pada saat yang bersamaan beton mencapai regangan ultimitnya sebesar 0,003. Diagram regangan penampang ini ditunjukkan dalam gambar 2.8 b
3. Pada balok dengan persentase tulangan baja yang cukup besar, beton akan runtuh sebelum tulangan baja mencapai kuat luluhnya. Di sini beton

mencapai kuat tekan dan regangan ultimitnya, namun tegangan pada tulangan baja  $f_s$ , masih jauh di bawah tegangan luluhnya. Sedangkan regangan pada tulangan baja akan sama dengan atau kurang dari 0,002. Diagram regangan penampang ini ditunjukkan dalam gambar 2.4.



**Gambar 2. 8** Diagram regangan penampang balok

Untuk desain awal (*preliminary design*) penampang balok ditentukan sesuai persyaratan SNI-2847-2013 pada Tabel 2.18

**Tabel 2. 19** Tinggi ( $h$ ) minimal balok non-pratekan atau pelat satu arah bila lendutan tidak dihitung

Komponen Struktur	Tinggi minimal, $h$			
	Dua tumpuan	Satu ujung menerus	Kedua ujung menerus	Kantilever
	Komponen yang tidak menahan atau tidak disatukan dengan partisi atau konstruksi lain yang akan rusak karena lendutan yang besar			
Pelat solid satu arah	L/20	L/24	L/28	L/10
Balok atau pelat lajur satu arah	L/16	L/18,5	L/21	L/8

### 2.5.2.1. Metode Beban Terfaktor

Pada cara ini, beton berada pada keadaan runtuh ( $\epsilon_c = 0,003$ ). Beban yang mengakibatkan keruntuhan disebut beban batas. Beban batas ini lebih besar daripada beban kerja. beban layan (*service load*). Besarnya beban batas biasanya

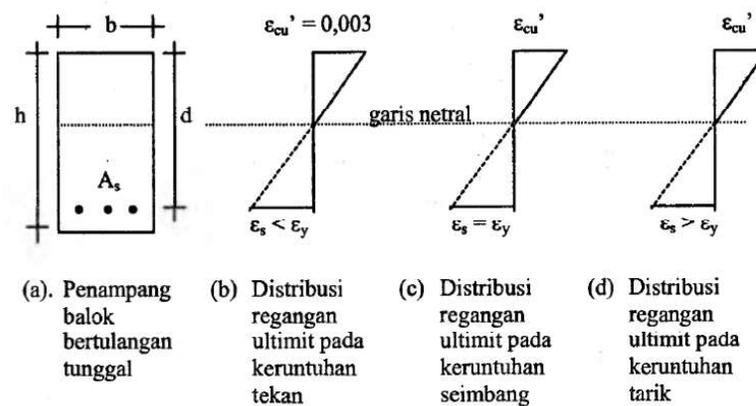
merupakan beban kerja/beban layan yang dikalikan dengan suatu koefisien. Besar koefisien tergantung jenis beban dan kombinasinya. Untuk kombinasi beban hidup (L) dan beban mati (D), maka besarnya beban batas (U) adalah :

$$U = 1,2 D + 1,6 L$$

Pada keadaan beton runtuh ( $\epsilon_c = 0,003$ ) keadaan regangan baja tulangan dapat bermacam-macam:

1. jika  $\epsilon_c = 0,003$  dan  $\epsilon_s = \epsilon_y$  (tepat leleh) , muka penampang bersifat *balanced*.
2.  $\epsilon_c = 0,003$  dan  $\epsilon_s > \epsilon_y$  (sudah leleh) , maka penampang bersifat *under reinforced*.
3.  $\epsilon_c = 0,003$  dan  $\epsilon_s < \epsilon_y$  (belum leleh) , penampang disebut *over reinforced*.

Distribusi regangan pada penampang beton untuk ketiga jenis keruntuhan lentur tersebut dilukiskan seperti Gambar



**Gambar 2.9** Diagram distribusi regangan pada penampang beton

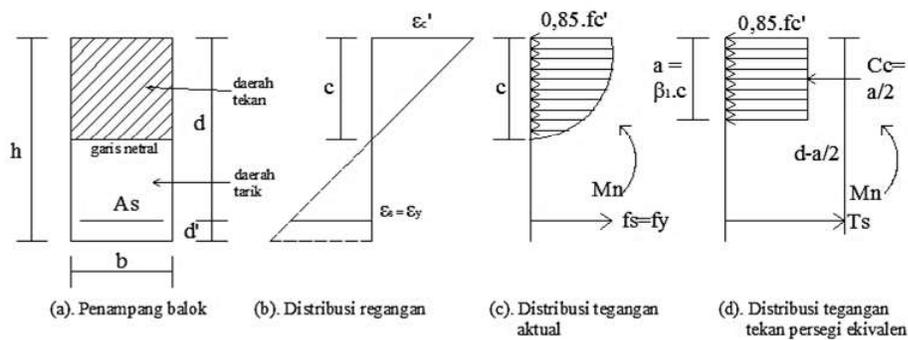
Seluruh peraturan beton mensyaratkan agar penampang yang bersifat *under reinforced* yang dapat dipakai dalam perencanaan beton bertulang. Hal ini karena pada penampang *under reinforced* , proses keruntuhan ditandai dengan adanya lendutan yang terus membesar, sehingga dapat memberikan peringatan kepada

pengguna untuk tindakan penyelamatan diri. Keadaan tegangan dan regangan untuk berbagai sifat/perilaku penampang dillukiskan pada kurva tegangan – regangan di bawah.

**2.5.2.2. Analisis Tulangan Balok**

**a. Balok dengan Tulangan Tunggal**

Balok dengan tulangan tunggal sering juga disebut dengan balok bertulangan sebelah atau balok dengan tulangan saja. Berikut digambarkan distribusi regangan dan tegangan pada balok tunggal.



**Gambar 2. 10** Distribusi Regangan dan Tegangan pada Balok Tunggal

Keterangan:

- a = tinggi balok tegangan beton tekan persegi ekuivalen (mm).
- $a = \beta_1.c$  ..... (2.28)
- $A_s$  = luas tulangan tarik ( $mm^2$ )
- b = lebar penampang balok (mm).
- c = jarak antara garis netral dan tepi serat beton tekan (mm).
- $C_c$  = gaya tekan beton (kN).
- d = tinggi efektif penampang balok (mm).

$d_s$  = jarak antara titik berat tulangan tarik dan tepi serat beton tarik (mm).

$f'c$  = tegangan tekan beton yang disyaratkan pada umur 28 hari (mpa).

$E_s$  = modulus elastisitas baja tulangan, diambil sebesar 200.000 mpa.

$f_s$  = tegangan tarik baja tulangan (mpa).

$$f_s = \varepsilon_s \cdot E_s \dots\dots\dots(2.29)$$

$f_y$  = tegangan tarik baja tulangan pada saat leleh (MPa).

$h$  = tinggi penampang balok (mm).

$M_n$  = momen nominal aktual (kNm).

$t_s$  = gaya tarik baja tulangan (kN).

$\beta_1$  = faktor pembentuk tegangan beton tekan persegi ekuivalen, yang bergantung pada mutu beton ( $f'c$ ) sebagai berikut (pasal 10.2.7.3 sni 2847 – 2013 pasal 10.2. 7. 3)

Untuk  $f'c \leq 28$  MPa, maka  $\beta_1 = 0,85$

$$\text{Untuk } 28 \text{ MPa} < f'c < 56 \text{ MPa, maka } \beta_1 = 0,85 - \frac{0,05 \cdot (f'c - 28)}{7}$$

Jika  $f'c > 56$  MPa maka  $\beta_1 = 0,65$

$\varepsilon_c'$  = regangan tekan beton dengan  $\varepsilon_c'$  maksimal ( $\varepsilon_{cu}'$ ) = 0,003, dimana:

$$\varepsilon_c' = \frac{a}{\beta_1 \cdot d - a} \cdot \varepsilon_y \dots\dots\dots(2.30)$$

$\varepsilon_s$  = regangan tarik baja tulangan.

$\varepsilon_s'$  = regangan tekan baja tulangan.

$$\varepsilon_s' = \frac{a - \beta_1 \cdot d_s'}{a} \cdot 0,003 \dots\dots\dots(2.31)$$

$\varepsilon_y$  = regangan tarik baja tulangan pada saat leleh.

$$\varepsilon_y = \frac{fy}{E_s} = \frac{fy}{200000} \dots\dots\dots(2.32)$$

Berdasarkan SNI 2847 -2013 pasal 10.2.6, jika balok menahan momen lentur cukup besar, maka pada serat-serat balok bagian atas akan mengalami tegangan tekan dan pada serat-serat balok bagian bawah mengalami tegangan tarik. Untuk serat-serat balok bagian atas yang mengalami tegangan tekan, tegangan ini akan ditahan oleh beton, sedangkan untuk serat-serat balok yang mengalami tegangan tarik akan ditahan oleh baja tulangan, karena kuat tarik beton diabaikan.

### 1. Gaya tekan beton

Gaya tekan beton dapat diperhitungkan dari hubungan tegangan dan regangan beton, dengan blok tegangan tekan persegi ekuivalen dapat dihitung besar gaya tekan beton  $C_c$  sebagai berikut:

$$C_c = 0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b \dots\dots\dots(2.33)$$

### 2. Gaya tarik baja tulangan

Gaya tarik baja tulangan ( $T_s$ ) dapat dihitung dengan cara membuat perkalian antara luas baja tulangan dan tegangan lelehnya, yaitu sebagai berikut:

$$T_s = A_s \cdot fy \dots\dots\dots(2.34)$$

### 3. Luas tulangan longitudinal balok

Karena balok dalam keadaan seimbang, maka gaya tekan beton akan sama dengan gaya tarik baja tulangan, diperoleh luas tulangan balok ( $A_s$ ) sebagai berikut :

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b}{f_y} \dots\dots\dots(2.35)$$

Momen nominal dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$M_n = C_c \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \text{ atau } M_n = T_s \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \dots\dots\dots(2.36)$$

Faktor momen pikul (K) didefinisikan diperoleh hitungan/persamaan berikut:

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \rightarrow A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'c' \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b}{f_y}, \text{ sehingga } \beta_1 \cdot c = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'c' \cdot b}$$

$$M_u = T_s \cdot \left( d - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right)$$

$$M_u = A_s \cdot f_y \cdot (d - 0,5 \cdot \beta_1 \cdot c)$$

$$M_u = \rho \cdot b \cdot d \cdot f_y \cdot \left( d - 0,5 \cdot \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'c' \cdot b} \right)$$

$$M_u = \rho \cdot b \cdot d^2 \cdot f_y \cdot \left( 1 - 0,59 \cdot \frac{f_y}{f'c'} \cdot \rho \right)$$

$$b \cdot d^2 = \frac{M_u}{\rho \cdot f_y \cdot \left( 1 - 0,59 \cdot \frac{f_y}{f'c'} \cdot \rho \right)}$$

maka,  $\rho \cdot f_y \cdot \left( 1 - 0,59 \cdot \frac{f_y}{f'c'} \cdot \rho \right)$  dapat dinotasikan sebagai K atau faktor momen

$$\text{pikul maksimum, sehingga : } b \cdot d^2 = \frac{M_u}{K}$$

$$K = \frac{M_n}{b \cdot d^2} \text{ atau } K = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} \dots\dots\dots(2.37)$$

Tinggi blok tegangan beton tekanan persegi ekivalen pada kuat nominal balok dapat dihitung dengan rumus:

$$a = \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot K}{0,85 \cdot f'c}} \right) \cdot d \dots\dots\dots(2.38)$$

Untuk regangan tekan beton ( $\epsilon_c'$ ) dibatasi sampai batas retak maksimum ( $\epsilon_{cu}'$ ) sebesar 0,003. Nilai regangan  $\epsilon_c'$  ini dapat ditentukan berdasarkan diagram distribusi regangan didapat rumus:

$$\epsilon_c' = \frac{a}{\beta_1 \cdot d - a} \cdot \epsilon_y \dots\dots\dots(2.39)$$

Pada perencanaan/hitungan beton bertulang harus dipenuhi 2 syarat yaitu:

- a. Momen rencana  $M_r$  harus  $\geq$  momen perlu  $M_u$ . Jika lebih maka dibutuhkan tambahan tulangan tekan atau tulangan rangkap.
- b. Regangan tekan beton  $\epsilon_c'$  harus  $\leq \epsilon_{cu}' = 0,003$ .

Untuk menghitung momen – momen rencana  $M_r$  dilaksanakan sebagai berikut:

- a. Diperoleh tinggi blok tegangan tekan beton persegi ekivalen sebagai berikut:

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'c \cdot b} \dots\dots\dots(2.40)$$

- b. Moment rencana dihitung dengan persamaan:

$$M_r = \phi \cdot M_n, \text{ dengan } \phi = 0,9 \dots\dots\dots(2.41)$$

Dalam desain komponen struktur lentur dapan diambil nilai rasio tulangan dengan menggunakan  $\varepsilon_t = 0,005$ , sehingga dari persamaan

$$\frac{\rho}{\rho_b} = \frac{0,003 + f_y / E_s}{0,003 + \varepsilon_t} \text{ diperoleh persamaan:}$$

$$\rho_{maks} = \left( \frac{0,003 + f_y / E_s}{0,008} \right) \rho_b \dots\dots\dots(2.42)$$

Sedangkan untuk rasio tulangan minimum untuk balok persegi adalah:

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} \dots\dots\dots(2.43)$$

Rasio tulangan yang diperlukan untuk menahan momen lentur yang terjadi pada balok ( $M_u$ ) adalah:

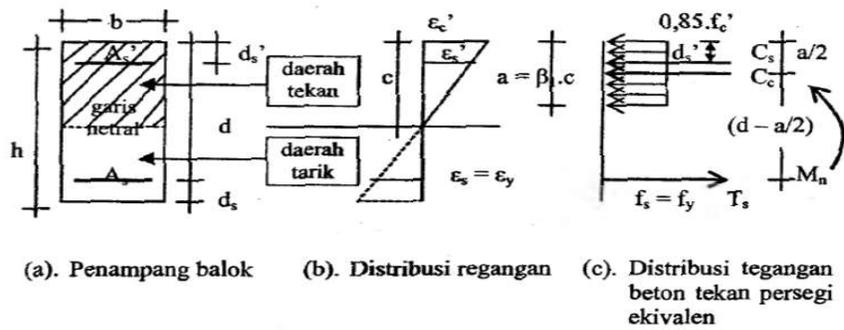
$$\rho_{perlu} = \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{0,59 \cdot 4M_u}{\phi f'_c b d^2}} \right) \dots\dots\dots(2.44)$$

Dengan persyaratan sebagai berikut:

$$\rho_{min} < \rho_{perlu} < \rho_{maks}$$

## b. Balok dengan Tulangan Ganda

Balok beton bertulangan rangkap adalah balok beton yang diberi tulangan pada penampang beton daerah tarik dan daerah tekan. Dengan dipasang tulangan pada daerah tarik dan tekan, maka balok akan lebih kuat dalam hal menerima beban yang berupa moment lentur.



**Gambar 2. 11** Distribusi Regangan dan Tegangan pada Balok Tulangan Rangkap

Keterangan:

$a$  : tinggi balok tegangan beton tekan persegi ekuivalen (mm).

$$a = \beta_1 \cdot c \dots\dots\dots (2.45)$$

$A_s$  : luas tulangan tarik ( $\text{mm}^2$ ).

$A_s'$  : luas tulangan tekan ( $\text{mm}^2$ ).

$b$  : lebar penampang balok (mm).

$c$  : jarak antara garis netral dan tepi serat beton tekan (mm).

$C_c$  : gaya tekan beton (kN).

$C_s$  : gaya tekan baja tulangan (kN).

$d$  : tinggi efektif penampang balok (mm).

$d_s$  : jarak anantara titik berat tulangan tarik dan tepi serat beton tarik (mm).

$d_s'$  : jarak anantara titik berat tulangan tekan dan tepi serat beton tekan (mm).

$E_s$  : modulus elastisitas baja tulangan, diambil sebesar 200.000 MPa.

$f'c$  : tegangan tekan beton yang disyaratkan pada umur 28 hari (Mpa).

$f_s$  : tegangan tarik baja tulangan =  $\varepsilon_s \cdot E_s$ , dalam MPa.

$$f_s = \varepsilon_s \cdot E_s \dots\dots\dots (2.46)$$

$f_s'$  : tegangan tekan baja tulangan =  $\varepsilon_s' \cdot E_s$ , (Mpa).

$f_y$  : tegangan tarik baja tulangan pada saat leleh (Mpa).

$h$  : tinggi penampang balok (mm).

$M_n$  : momen nominal aktual (kNm).

$T_s$  : gaya tarik baja tulangan (kN).

$\beta_1$  : faktor pembentuk tegangan beton tekan persegi ekuivalen, yang bergantung pada mutu beton ( $f'_c$ ) sebagai berikut (Pasal 10.2.7.3 SNI 03 – 2847 – 2013).

Untuk  $f'_c \leq 28$  MPa, maka  $\beta_1 = 0,85$

Untuk  $28 \text{ MPa} < f'_c < 56 \text{ MPa}$ , maka  $\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05 \cdot (f'_c - 28)}{7}$

Jika  $f'_c > 56$  MPa maka  $\beta_1 = 0,65$

$\varepsilon_c'$  : regangan tekan beton, dengan  $\varepsilon_c'$  maksimal = 0,003

$\varepsilon_s$  : regangan tarik baja tulangan.

$\varepsilon_s'$  : regangan tekan baja tulangan.

$\varepsilon_y$  : regangan tarik baja tulangan pada saat leleh

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{f_y}{200000} \dots\dots\dots(2.47)$$

Pada perencanaan beton bertulang, regangan tulangan tarik selalu diperhitungkan sudah leleh, yaitu  $\varepsilon_s = \varepsilon_y$ . Sedangkan untuk tulangan tekan, regangan tulangan tekan ( $\varepsilon_s'$ ) belum leleh. Nilai regangan tulangan tekan ( $\varepsilon_s'$ ) dapat dihitung dari distribusi regangan dengan menggunakan perbandingan segitiga, dengan penjabaran rumus sebagai berikut:

$$\frac{c}{\varepsilon_{cu}'} = \frac{c-d'}{\varepsilon_s'}, \text{ sehingga } \varepsilon_s' = \frac{c-d'}{c} \cdot \varepsilon_{cu}' \dots\dots\dots(2.48)$$

Dengan memasukkan nilai  $a = \beta_1 \cdot c$  atau  $c = a / \beta_1$  dan regangan batas tekan beton  $\varepsilon_{cu}' = 0,003$ , maka diperoleh:

$$\varepsilon_s' = \frac{a - \beta_1 \cdot d_s'}{a} \cdot 0,003 \dots\dots\dots(2.49)$$

Tegangan tekan baja tulangan  $f_s'$  dihitung dengan rumus berikut, dengan modulus elastisitas ( $E_s$ ) = 200000 MPa.

$$f_s' = \frac{a - \beta_1 \cdot d_s'}{a} \cdot 600 \dots\dots\dots(2.50)$$

dengan ketentuan  $f_s' \geq 0$

Jika  $f_s' \geq f_y$ , maka dipakai  $f_s' = f_y$

Tinggi blok tegangan beton tekan persegi ekuivalen (a) pada balok bertulangan rangkap dihitung dengan rumus:

$$a = \frac{(A_s - A_s') \cdot f_y}{0,85 \cdot f'c \cdot b} \dots\dots\dots(2.51)$$

Nilai momen nominal :

$$M_n = M_{nc} + M_{ns} \dots\dots\dots(2.52)$$

$$M_{nc} = C_c \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right), \text{ dengan } C_c = 0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b \dots\dots\dots(2.53)$$

$$M_{ns} = C_s \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right), \text{ dengan } C_s = A_s' \cdot f_s' \dots\dots\dots(2.54)$$

$$M_r = \phi \cdot M_n, \text{ dengan } \phi = 0,9 \dots\dots\dots(2.55)$$

Keterangan:

$M_n$  = momen nominal aktual penampang balok (kNm).

$M_{nc}$  = momen nominal yang dihasilkan oleh gaya tekan beton (kNm).

$M_{ns}$  = momen nominal yang dihasilkan oleh gaya tekan tulangan (kNm).

$M_r$  = momen rencana pada penampang balok (kNm).

Dimana kekuatan momen rencana ( $M_r$ ) harus lebih besar atau sama dengan momen luar rencana  $M_n$ . Pada perencanaan beton bertulang, baja tulangan tarik dimanfaatkan kekuatannya sampai batas leleh, atau tegangan tulangan tarik ( $f_s$ ) besarnya sama dengan tegangan leleh baja tulangan ( $f_y$ ).

1. Untuk batas tulangan tarik leleh, dengan rumus – rumus yang digunakan adalah sebagai berikut:

Jarak antara garis netral dan tepi serat beton tekan:

$$c = \frac{0,003 \cdot d_d}{\frac{f_y}{200000} + 0,003} = \frac{600 \cdot d_d}{600 + f_y} \dots\dots\dots (2.56)$$

Tinggi blok tegangan beton tekan persegi ekuivalen:

$$a_{maks,leleh} = \frac{600 \cdot \beta_1 \cdot d_d}{600 + f_y} \dots\dots\dots (2.57)$$

Untuk tulangan tarik yang tidak lebih dari 2 baris, praktis diambil :

$$d_d = d \dots\dots\dots (2.58)$$

2. Untuk batas tulangan tekan leleh, dengan rumus – rumus yang digunakan adalah sebagai berikut:

Jarak antara garis netral dan tepi serat beton tekan :

$$c = \frac{0,003 \cdot d_d}{\frac{f_y}{200000} - 0,003} = \frac{600 \cdot d_d}{600 - f_y} \dots\dots\dots (2.59)$$

Tinggi blok tegangan beton tekan persegi ekuivalen:

$$a_{min,leleh} = \frac{600 \cdot \beta_1 \cdot d_d}{600 - f_y} \dots\dots\dots (2.60)$$

Untuk tulangan tarik yang tidak lebih dari 2 baris, praktis diambil:

$$d_d = d_s' \dots\dots\dots(2.61)$$

3. Manfaat nilai  $a_{maks\ leleh}$  dan  $a_{min\ leleh}$  pada hitungan beton bertulang

Nilai  $a_{maks\ leleh}$  dan  $a_{min\ leleh}$  ini berguna untuk mengetahui kondisi tulangan tarik dan tulangan tekan pada suatu penampang balok beton, apakah semua tulangan tarik dan semua tulangan tekan sudah leleh atau belum. Pada prinsip perencanaan balok beton bertulang, semua tulangan tarik diperhitungkan sudah leleh. Kondisi tulangan tarik sudah leleh atau belumnya dihitung dengan nilai  $a$  (tinggi blok tegangan tekan beton persegi ekuivalen), kemudian dibandingkan dengan  $a_{maks}$  dan  $a_{min}$  sehingga didapat kemungkinan – kemungkinan berikut:

Untuk  $a_{maks}$

- a. Jika nilai  $a \leq a_{maks\ leleh}$ , berarti semua tulangan tarik sudah leleh.
- b. Jika nilai  $a > a_{maks\ leleh}$ , berarti tulangan tarik pada baris paling dalam belum leleh, maka sebaiknya dimensi balok diperbesar.

Untuk  $a_{min}$

- a. Jika nilai  $a \geq a_{min\ leleh}$ , berarti semua tulangan tekan sudah leleh.
- b. Jika nilai  $a < a_{min\ leleh}$ , berarti tulangan tekan pada baris paling dalam belum leleh, sehingga nilai tegangan tekan tulangan masih lebih kecil daripada tegangan lelehnya ( $f_s' < f_y$ ).

Nilai  $a$  (tinggi blok tegangan tekan beton persegi ekuivalen):

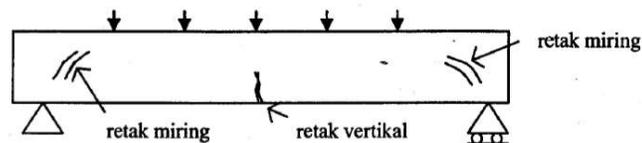
$$a = \left(\sqrt{p^2 + q}\right) - p \dots\dots\dots(2.62)$$

$$p = \frac{600.A_s' - A_s.f_y}{1,7.f'c.b} \dots\dots\dots(2.63)$$

$$q = \frac{600.\beta_1.ds'.A_s'}{0,85.f'c.b} \dots\dots\dots(2.64)$$

### c. Tulangan Geser

Jika ada sebuah balok yang ditumpu secara sederhana (yaitu dengan tumpuan sendi pada ujung yang satu dan tumpuan rol pada ujung lainnya), kemudian diatas balok diberi beban cukup berat, balok tersebut dapat terjadi dua jenis retakan, yaitu retak yang arah vertikal dan retak yang arahnya miring.



**Gambar 2. 12** Jenis Retakan pada Balok

Retak vertikal terjadi akibat kegagalan balok dalam menahan beban lentur, sehingga biasanya terjadi pada daerah lapangan (bentang tengah) balok, karena pada daerah ini timbul momen lentur paling besar. Retak miring terjadi akibat kegagalan balok dalam menahan beban geser, sehingga biasanya terjadi pada daerah ujung (dekat tumpuan) balok, karena pada daerah ini timbul gaya geser/gaya lintang paling besar.

Beberapa rumus yang digunakan sebagai dasar untuk perhitungan tulangan geser/begel balok yang tercantum dalam pasal - pasal SNI 2847 – 2013, yaitu sebagai berikut:

1. Pasal 11.1.1 SNI 2847 – 2013, gaya geser rencana, gaya geser nominal, gaya geser yang ditahan oleh beton dan begel.

$$V_r = \phi.V_n \text{ dan } \phi.V_n \geq V_u \text{ .....(2.65)}$$

$$V_n = V_c + V_s \text{ .....(2.66)}$$

Keterangan:

$V_r$  : Gaya geser rencana (N).

$V_n$  : Gaya geser nominal (N).

$V_c$  : Gaya geser yang ditahan oleh beton (kN).

$V_s$  : Gaya geser yang ditahan oleh begel (kN).

$\phi$  : Faktor reduksi geser = 0,75

2. Pasal 11.2.1.1 SNI 2847 – 2013, gaya geser yang ditahan oleh beton ( $V_c$ )  
dihitung dengan rumus :

$$V_c = 0,17.\lambda.\sqrt{f'c}.b.d \text{ .....(2.67)}$$

3. Pasal 11.4.7.1 SNI 2847 – 2013, gaya geser yang ditahan oleh begel ( $V_s$ )  
dihitung dengan rumus :

$$V_s = \frac{A_v.f_{yt}.d}{s} \text{ .....(2.68)}$$

4. Pasal 11.4.7.9 SNI 2847 – 2013

$$V_s \text{ tidak boleh diambil lebih besar dari } 0,66.\sqrt{f'c}.b.d \text{ ..... (2.69)}$$

Jika  $V_s$  ternyata  $0,66.\sqrt{f'c}.b.d$ , maka ukuran balok diperbesar.

5. Pada SNI 2847 – 2013, luas tulangan geser per meter panjang balok yang diperlukan ( $A_{v,u}$ ) dihitung dengan memilih nilai terbesar dari rumus berikut:

- a. Pasal 11.4.7.2

$$A_{v,u} = \frac{V_s \cdot s}{f_{yt} \cdot d} \dots\dots\dots(2.70)$$

dengan  $s$  (panjang balok) = 1000 mm

b. Pasal 11.4.6.3

Luas tulangan geser minimum,  $A_{v,min}$  harus disediakan jika  $V_u$  melebihi  $0,5\phi V_c$ , atau memperbolehkan torsi diabaikan, maka  $A_{v,min}$  dapat dihitung dengan:

$$A_{v,min} = 0,062 \cdot \sqrt{f'c} \cdot \frac{b \cdot s}{f_{yt}} \geq \frac{0,35 \cdot b \cdot s}{f_{yt}} \dots\dots\dots(2.71)$$

Jika  $f'c < 30$  MPa, maka luas tulangan geser minimum ditentukan oleh  $\frac{0,35 \cdot b \cdot s}{f_{yt}}$ . Sementara untuk  $f'c > 30$  MPa tulangan geser minimum dihitung

dengan persamaan  $0,062 \cdot \sqrt{f'c} \cdot \frac{b \cdot s}{f_{yt}}$ . Naiknya kebutuhan luas tulangan

geser untuk beton dengan  $f'c$  diatas 30 MPa adalah untuk mencegah terjadinya keruntuhan tiba-tiba saat retak diagonal terjadi.

6. Spasi begel ( $s$ ) dihitung dengan rumus berikut:

a.  $s = \frac{n \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d_p^2 \cdot S}{A_{v,u}} \dots\dots\dots(2.72)$

b. Pasal 11.4.5.1 untuk  $V_s \leq 0,33\sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$ , maka:

$$s \leq \frac{d}{2} \text{ dan } s \leq 600 \text{ mm} \dots\dots\dots(2.73)$$

Batasan ini diambil berdasarkan asumsi bahwa retak diagonal terjadi pada sudut  $45^\circ$  dan menjalar dalam arah horizontal sejarak  $d$ .

c. Pasal 11.4.5.3 untuk  $V_s > 0,33\sqrt{f'c}.b.d$ , maka:

$$s \leq \frac{d}{4} \text{ dan } s \leq 300 \text{ mm} \dots\dots\dots(2.74)$$

Keterangan:

N : jumlah kaki begel (2, 3 atau 4 kaki)

dp : diameter begel dari tulangan polos (mm).

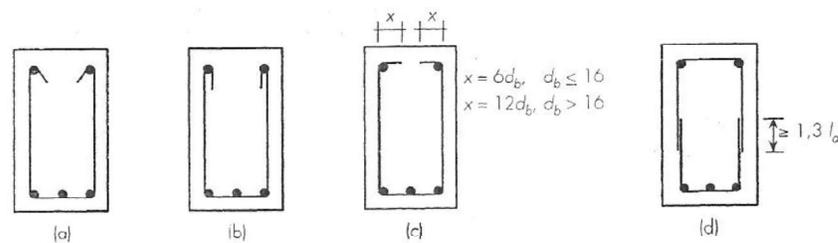
#### **d. Pengangkuran pada Sengkang**

SNI 2847:2013 Pasal 12.13 mensyaratkan bahwa tulangan geser harus diletakkan sedekat mungkin ke permukaan tekan dan tarik sejauh masih diperkenankan oleh syarat selimut beton dan jarak terhadap tulangan lainnya. Persyaratan pengangkuran tersebut diatur dalam SNI 2847:2013 sebagai berikut:

1. Setiap bengkokan pada bagian yang menerus dari sengkang U sederhana atau sengkang U dengan kaki banyak harus melingkupi satu batang tulangan memanjang (Pasal 12.13.3)
2. Peraturan memperbolehkan penggunaan kait standar ( $90^\circ$ ,  $135^\circ$ , atau  $180^\circ$ ) di sekeliling tulangan memanjang, untuk sengkang diameter 16 atau lebih kecil serta jaring kawat baja D16 atau kurang. Jika digunakan sengkang diameter 19, 22 dan 25 dengan  $f_{yt} > 280$  Mpa, diperlukan kait standar mengelilingi tulangan memanjang ditambah penanaman di antara tengah tinggi komponen struktur dan ujung luar kait sejauh  $0,17d_b f_{yt} / \sqrt{f'c}$ . Apabila sengkang dibengkokkan dengan sudut  $90^\circ$ , maka untuk batang diameter 16 atau kurang,

panjang kaitnya tidak boleh kurang dari  $6d_b'$  , sedangkan untuk batang dengan diameter di atas 16, panjang kaitnya tidak kurang dari  $12d_b'$

3. Bila digunakan sengkang U ganda yang disusun sehingga membentuk sengkang tertutup, maka panjang lewatannya tidak boleh lebih dari  $1,3l_d$
4. Sengkang tertutup diperlukan pada balok yang memikul torsi dan tegangan yang bekerja berulang
5. Balok pada sisi perimeter struktur harus terdiri dari sengkang tertutup untuk menjaga integritas komponen struktur



> GAMBAR 5.10 (a) Kait 135°; (b) kait 180°; (c) kait 90°; (d) sengkang U ganda.

### Gambar 2. 13 Pengukuran pada Sengkang

#### 2.5.2.3. Momen Puntir

Torsi atau momen puntir adalah momen yang bekerja terhadap sumbu longitudinal balok / elemen struktur. Torsi dapat terjadi karena adanya beban eksentrik yang bekerja pada balok tersebut.

Menurut pasal 13.6.1 SNI 2847 – 2013, Pengaruh puntir dapat diabaikan jika momen puntir terfaktor  $T_u$  memenuhi syarat berikut :

$$T_u \leq \phi 0,083 \lambda \sqrt{f'_c} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \text{ dengan } \phi = 0,75 \dots \dots \dots (2.75)$$

Dengan :  $A_{cp}$  : Luas penampang brutto

$P_{cp}$  : Keliling penampang brutto

### 2.5.3. Kolom

Kolom memegang peranan penting dari suatu bangunan. Keruntuhan pada suatu kolom merupakan lokasi kritis yang dapat menyebabkan runtuhnya lantai (*collapse*) yang bersangkutan dan juga runtuh total (*total collapse*) seluruh struktur (Sudarmoko, 1996). Struktur kolom adalah batang vertikal dari rangka struktur yang memikul beban dari balok (E.G Nawy.,1998). Adapun SK-SNI T-15-1991 mendefinisikan kolom adalah komponen struktur bangunan yang tugas utamanya menyangga beban aksial tekan vertikal dengan bagian tinggi yang tidak ditopang paling tidak tiga kali dimensi lateral terkecil. Dalam perencanaan dimensi kolom dapat diperkirakan berdasarkan tegangan penampang sebesar 0,13-0,17 kali kuat tekan beton (Wijaya, 2014).

#### 2.5.3.1. Analisis Kompatibilitas Regangan dan Diagram Interaksi

Dengan asumsi penampang datar akan tetap datar setelah menjadi lentur, maka regangan pada beton akan bervariasi secara linier terhadap sumbu netral yang terletak sejarak  $c$  dari sisi luar penampang. Karena adanya kompatibilitas deformasi, maka regangan pada tulangan baja akan sama dengan regangan beton pada lokasi yang sama. Keseimbangan antara gaya eksternal dan internal, yaitu:

$$P_n = C_c + C_s - T_s \dots\dots\dots(2.76)$$

$$P_n = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a + A'_s \cdot f'_s - A_s \cdot f_s \dots\dots\dots(2.77)$$

Sedangkan keseimbangan momen antara gaya eksternal dan internal terhadap titik tengah penampang memberikna hubungan:

$$M_n = P_n \cdot e$$

$$M_n = P_n e = C_c \left( \frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + C_s \left( \frac{h}{2} - d' \right) + T_s \left( d - \frac{h}{2} \right) \dots \dots \dots (2.78)$$

Keterangan :

$c$  = jarak sumbu netral (mm).

$h$  = tinggi balok (mm).

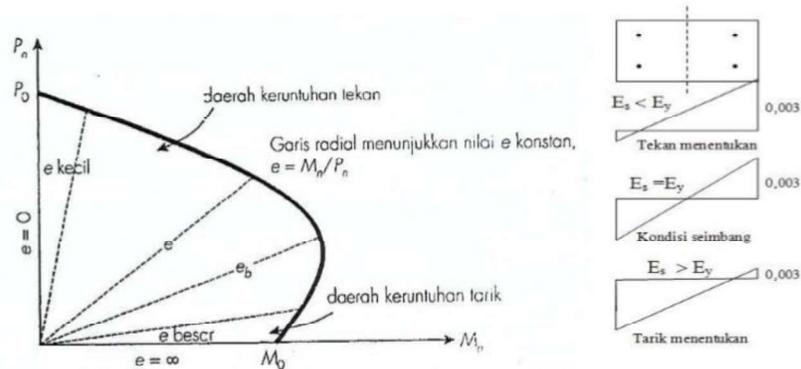
$e$  = eksentrisitas beban ke pusat plastis (mm).

$e'$  = eksentrisitas beban ke tulangan tarik (mm).

$d'$  = selimut efektif tulangan tekan (mm).

$M_u$  = Momen berfaktor (kNm)

$P_u$  = Gaya aksial berfaktor (kN)



**Gambar 2.14** Diagram Interaksi Kolom

### 2.5.3.2. Keruntuhan pada Kolom

#### a. Keruntuhan Seimbang

Kondisi seimbang terjadi pada penampang kolom, ketika beban  $P_b$  bekerja pada penampang, yang akan menghasilkan regangan sebesar 0,003 pada serat tekan beton, dan pada saat yang bersamaan tulangan baja mengalami luluh, atau regangannya mencapai  $\epsilon_y = f_y / E_s$ .  $P_n = P_{nb}$ . Analisis penampang kolom pada keruntuhan seimbang dilakukan sebagai berikut:

- 1) Misalkan  $c$  adalah jarak dari serat tekan beton terluar ke sumbu netral, maka dari diagram regangan diperoleh hubungan:

$$\frac{c_b}{d} = \frac{0,003}{0,003 + f_y E_s} \quad \text{untuk nilai } E_s = 200.000 \text{ Mpa,} \quad \text{maka:}$$

$$C_b = \frac{600}{600 + f_y} d \dots\dots\dots(2.79)$$

Tinggi blok tegangan ekuivalen adalah:

$$a_b = \beta_1 \cdot C_b = \frac{600}{600 + f_y} \beta_1 \cdot d \dots\dots\dots(2.80)$$

- 2) Dari kesetimbangan gaya dalam arah horizontal diperoleh:

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a \dots\dots\dots(2.81)$$

$$C_s = A_s' \cdot f'_s \dots\dots\dots(2.82)$$

$$T_s = A_s \cdot f_s \dots\dots\dots(2.83)$$

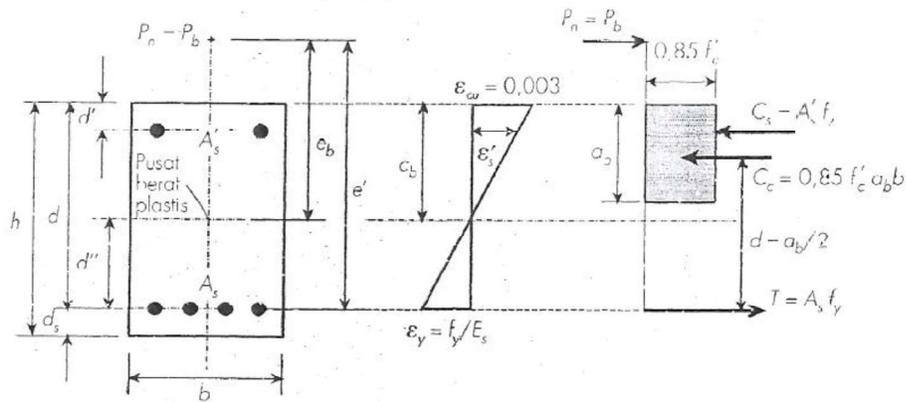
Sehingga persamaan kesetimbangan gaya dalam arah horizontal dapat ditulis kembali menjadi berbentuk:

$$P_{nb} = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a_b + A_s' \cdot f'_y - A_s \cdot f_y \dots\dots\dots(2.84)$$

$$M_{nb} = P_{nb} \cdot E_b$$

$$= 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \alpha_b \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{a_b}{2}\right) + A_s' \cdot f'_s \cdot \left(\frac{h}{2} - d'\right) + A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) \dots\dots(2.85)$$

$$\text{Dimana } f'_s = 0,003 ; \quad E_s \frac{C_b - d'}{C_b} \leq f_y \dots\dots\dots(2.86)$$



**Gambar 2.15** Kondisi keruntuhan seimbang penampang kolom persegi

**b. Keruntuhan Tarik**

Dalam kasus ini,  $P_n < P_{nb}$ . Prosedur analisis untuk penampang yang mengalami keruntuhan tarik dapat dilakukan sebagai berikut:

Bila terjadi keruntuhan tarik, maka tulangan tarik luluh, maka  $A'_s = A_s$

$$P_n = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a \dots\dots\dots(2.87)$$

$$M_n = P_n \cdot e = 0,85 f'_c b \cdot a \left( \frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A'_s \cdot f_y \left( \frac{h}{2} - d' \right) + A_s \cdot f_y \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

atau,

$$M_n = P_n \cdot e = 0,85 f'_c b \cdot a \left( \frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A_s \cdot f_y \left( d - \frac{h}{2} \right) \dots\dots\dots(2.88)$$

Jika  $\rho = \rho' \frac{A_s}{bd}$

$$P_n = 0,85 \cdot f'_c \cdot \left[ \left( \frac{h}{2} - e \right) + \sqrt{\left( \frac{h}{2} - e \right)^2 + \frac{2 A_s \cdot f_y (d - d')}{0,85 \cdot f'_c \cdot b}} \right] \dots\dots\dots(2.89)$$

Dan jika  $m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c}$ , maka

$$P_n = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d \cdot \left[ \frac{h - 2e}{2d} + \sqrt{\left( \frac{h - 2e}{2d} \right)^2 + 2 \cdot m \cdot \rho \left( 1 - \frac{d'}{d} \right)} \right] \dots\dots\dots (2.90)$$

### c. Keruntuhan Tekan

Dalam kasus ini,  $P_n > P_{nb}$ . Agar dapat terjadi keruntuhan yang diawali dengan hancurnya beton, eksentrisitas  $e$  gaya normal harus lebih kecil dari pada eksentrisitas *balanced*  $e_b$ , dan tegangan pada tulangan tariknya lebih kecil dari pada tegangan leleh, yaitu  $f_s < f_y$ .

#### 2.5.3.3. Kuat Geser Kolom

Perencanaan penampang terhadap geser harus didasarkan pada persamaan sebagai berikut ini:

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} \dots\dots\dots (2.91)$$

Komponen struktur yang dibebani tekan aksial berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 11.2.1.2 berlaku persamaan sebagai berikut ini:

$$V_c = 0,17 \left( 1 + \frac{N_u}{14 \cdot A_g} \right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \dots\dots\dots (2.92)$$

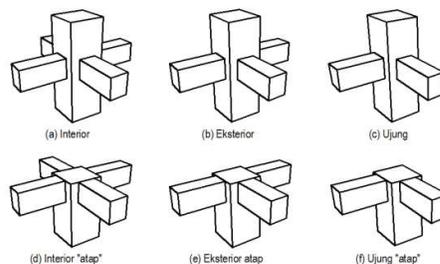
Adapun persyaratan untuk kuat geser kolom berdasarkan SNI 2847-2013 diantaranya:

1. Pasal 7.10.5.1, tulangan sengkang harus memiliki diameter minimum 10 mm untuk pengikat tulangan memanjang dengan diameter 32 mm atau kurang, sedangkan untuk tulangan memanjang dengan diameter di atas 32 mm harus diikat dengan sengkang berdiameter minimum 13 mm.
2. Pasal 7.10.5.2, aturan untuk jarak sengkang kolom sebagai berikut:

- $s \leq 16$  kali diameter tulangan memanjang.  
 $s \leq 48$  kali diameter tulangan sengkang.  
 $s \leq$  dimensi terkecil dari penampang kolom.
3. Pasal 21.3.5.6, pada daerah sepanjang sendi plastis (sepanjang  $\lambda_o$ ), mensyaratkan untuk tetap meninjau  $V_c$  selama gaya tekan aksial termasuk akibat pengaruh gempa melebihi  $A_g f'_c / 10$ . Dalam hal ini sangat jarang gaya aksial kolom kurang dari  $A_g f'_c / 10$ . Sehingga  $V_c$  pada daerah sendi plastis bisa tetap diabaikan ( $V_c = 0$ ), hal ini karena meskipun peningkatan gaya aksial meningkatkan nilai  $V_c$  tetapi juga meningkatkan penurunan ketahanan geser.

#### 2.5.3.4. Hubungan Kolom-Balok

Hubungan balok-kolom (joint) merupakan elemen struktur yang paling penting dalam suatu sistem struktur rangka pemikul momen. Akibat gaya lateral yang bekerja pada struktur, momen lentur ujung pada balok-balok yang merangka pada join yang sama akan memutar joint pada arah yang sama. Hal ini akan menimbulkan gaya geser yang besar pada hubungan balok-kolom. Ada beberapa tipe hubungan balok-kolom yang dapat dijumpai pada suatu sistem struktur rangka pemikul momen dan tipenya tergantung pada lokasi tempat joint tersebut berada.



**Gambar 2. 16** Tipe-Tipe Hubungan Balok-Kolom

a. Persyaratan Umum (SNI 2847:2013 Pasal 21.7.2)

- 1) Gaya-gaya pada tulangan longitudinal balok di muka HBK harus ditentukan dengan menganggap bahwa tegangan pada tulangan tarik lentur adalah  $1,25f_y$ .
- 2) Tulangan longitudinal balok yang berhenti pada suatu kolom harus memiliki panjang penyaluran yang cukup hingga mencapai sisi jauh dari inti kolom terkekang.
- 3) Jika tulangan longitudinal balok diteruskan hingga melewati HBK, maka dimensi kolom dalam arah paralel terhadap tulangan longitudinal balok tidak boleh kurang dari 20 kali diameter tulangan longitudinal terbesar balok. Untuk beton ringan, maka dimensi tersebut tidak boleh kurang dari 26 kali diameter tulangan longitudinal terbesar balok.

b. Persyaratan Tulangan Transversal (SNI 2847:2013 Pasal 21.7.3)

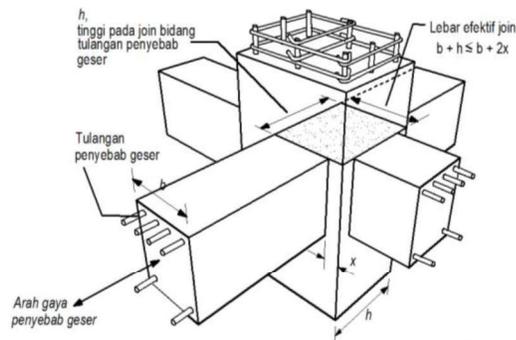
- 1) Tulangan transversal berbentuk sengkang tertutup (seperti pada lokasi sendi plastis kolom) harus disediakan pada daerah HBK.
- 2) Pada suatu HBK yang memiliki balok dengan lebar sekurang-kurangnya  $\frac{3}{4}$  lebar kolom dan merangka pada keempat sisi kolom tersebut, maka dapat dipasang tulangan transversal setidaknya sejumlah  $\frac{1}{2}$  dari kebutuhan di daerah sendi plastis kolom. Tulangan transversal ini dipasang di daerah HBK pada setinggi balok terendah yang merangka ke HBK. Pada daerah ini jarak tulangan transversal boleh diperbesar menjadi 150 mm.
- 3) Pada HBK dengan lebar balok lebih besar daripada lebar kolom, tulangan transversal seperti pada daerah sendi plastis kolom harus disediakan untuk

memberikan kekangan terhadap tulangan longitudinal balok yang terletak diluar inti kolom.

c. Kuat Geser (SNI 2847:2013 Pasal 21.7.4)

Kuat geser nominal HBK untuk beton normal diambil tidak melebihi dari:

- 1)  $1,7\sqrt{f'_c} A_f$ , untuk HBK yang terkekang ketempat sisinya.
- 2)  $1,25\sqrt{f'_c} A_f$ , untuk HBK yang terkekang ketiga sisinya atau dua sisi yang berlawanan
- 3)  $1,0\sqrt{f'_c} A_f$ , untuk HBK yang lainnya.



**Gambar 2. 17** Luas Efektif Hubungan Balok-Kolom

Dengan  $A_f$  adalah luas efektif dari HBK, ditentukan seperti dalam gambar 2.12. Untuk beton ringan, kuat geser nominal HBK tidak boleh diambil melebihi  $\frac{3}{4}$  dari batasan untuk beton nominal. Suatu balok yang merangka pada suatu HBK dianggap mampu memberikan kekangan jika setidaknya  $\frac{3}{4}$  bidang muka HBK tersebut tertutup oleh balok yang merangka ke HBK tersebut.

d. Panjang Penyaluran Tulangan (SNI 2847:2013 Pasal 21.7.5.1)

Panjang penyaluran  $l_{dh}$  untuk tulangan tarik berdiameter 10 hingga 36 mm, yang memiliki kait standar  $90^\circ$ , diambil dari nilai terbesar antara:

- 1)  $8d_b$
- 2) 150 mm, atau
- 3)  $f_y d_b / (5,4 \sqrt{f'_c})$  .....(2.93)

Untuk tulangan berdiameter 10 hingga 36 mm tanpa kait, panjang penyaluran tulangan tarik,  $l_d$ , tidak boleh diambil lebih kecil daripada:

- 1)  $2,5l_{dh}$ , jika tebal pengecoran beton dibawah tulangan tersebut kurang dari 300 mm
- 2)  $3,25l_{dh}$ , jika tebal pengecoran beton di bawah tulangan tersebut lebih dari 300 mm

## 2.5. Struktur Komposit

Pada struktur hibrida, perkembangan mutakhir diarahkan pada upaya menambah kekakuan lateral dari pencakar langit dimana beton dan baja berpadu seba gai suatu kesatuan struktur. Komponen struktur komposit ini dapat menahan beban sekitar 33 hingga 50% lebih besar daripada beban yang dapat dipikul oleh balok baja saja tanpa adanya perilaku komposit (Setiawan, 2008). Karakteristik penting yang dimiliki oleh struktur baja adalah kekuatan tinggi, modulus elastisitas tinggi, dan daktilitas tinggi. Sedangkan karakteristik penting yang dimiliki oleh struktur beton adalah ketahanan yang baik terhadap api, mudah dibentuk, dan murah.

### 2.5.1. Metode LRFD

Metode LRFD adalah suatu metode perencanaan struktur baja yang mendasarkan perencanaan dengan membandingkan kekuatan struktur yang telah diberi suatu faktor resistensi ( $\phi$ ) terhadap kombinasi beban terfaktor yang telah

direncanakan bekerja terhadap struktur tersebut ( $\sum \gamma_i Q_i$ ). Faktor resistensi juga diperlukan untuk menjaga kemungkinan kurangnya kekuatan dari struktur, sedangkan untuk faktor beban hanya digunakan untuk mengantisipasi kemungkinan adanya kelebihan beban. Perencanaan dengan metode LRFD dianggap memenuhi syarat jika kuat perlu,  $R_u$  lebih kecil dari kuat rencana,  $\phi R_n$  dengan  $\phi$  adalah faktor tahanan yang nilainya tergantung pada yang sedang ditinjau.

#### **2.5.1.1. Kondisi Batas**

Kondisi batas merupakan kemampuan batas dari struktur untuk bisa digunakan. Kriteria dalam perencanaan memastikan bahwa kondisi batas haruslah kecil kemungkinannya untuk terlampaui. Caranya dengan memilih kombinasi gaya, faktor tahanan dan nilai ketahanan yang tidak mungkin terlampaui berdasarkan kriteria perencanaan yang telah ada. Ada dua jenis kondisi batas yang diterapkan pada struktur, yaitu sebagai berikut : 1. Kondisi batas kekuatan (ultimate strength), yaitu menetapkan besarnya keamanan terhadap kondisi beban ekstrim selama masa penggunaan dari struktur. 2. Kondisi batas layan, yaitu menetapkan batasan-batasan agar struktur dapat berfungsi sesuai dengan yang telah direncanakan. Fokus perencanaan struktur metode LRFD adalah kondisi batas kekuatan (limit states of strength) yang menjamin keselamatan publik (manusia dan barang miliknya). Untuk menerapkan kondisi batas pada perencanaan struktur, terdapat ketentuan untuk metode LRFD yang pada dasarnya terdiri dari parameter-parameter berikut ini :

$$\sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n \dots\dots\dots(2.94)$$

Dimana :

$\sum$  = Nilai penjumlahan

I = Menunjukkan berbagai macam kondisi yang sedang ditinjau

$Q_i$  = Pengaruh dari beban nominal

$\Gamma_i$  = Faktor dari beban terkait beban  $Q_i$  yang ditinjau

$\gamma_i Q_i$  = Kuat perlu, dari kondisi batas yang paling ekstrim

$R_n$  = Kuat nominal, dari kekuatan elemen yang dihasilkan

$\phi$  = Faktor tahanan sesuai jenis struktur yang sedang ditinjau

$\phi R_n$  = Kuat rencana, kekuatan struktur yang sedang direncanakan

### 2.5.1.2. Ketentuan LRFD – SNI 03-1729-2015

Perencanaan dengan metode LRFD dianggap telah memenuhi syarat jika kuat perlu,  $R_u$  lebih kecil dari kuat rencana,  $\phi R_n$  dengan  $\phi$  adalah faktor tahanan yang nilainya tergantung perilaku aksi dari komponen yang sedang ditinjau.

Konsep dasar ketentuan dari metode LRFD adalah :

$$R_u \leq \phi R_n \dots\dots\dots(2.95)$$

Kuat perlu,  $R_u$  adalah nilai maksimum dari berbagai kombinasi beban terfaktor yang dicari dengan bantuan analisis struktur. Untuk mencari kuat perlu,  $R_u$  untuk tiap-tiap elemen struktur, maka diperlukannya analisa struktur secara menyeluruh. Faktor kombinasi beban disiapkan untuk analisis struktur dengan cara elastis. Jika alat analisis struktur dilengkapi opsi memperhitungkan efek P- $\Delta$  (nonlinier geometri), maka ketentuan analisis stabilitas struktur selain menggunakan Effective Length Method (ELM) juga dapat juga menggunakan

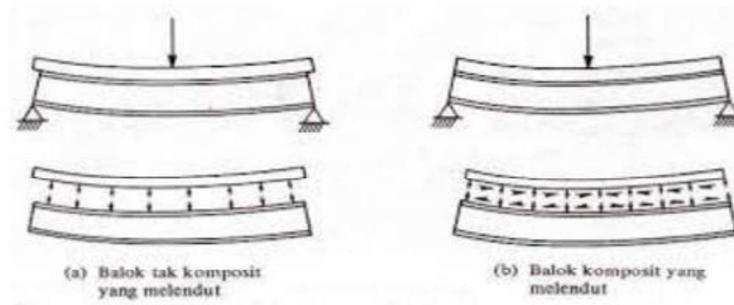
Direct Analysis Method (DAM). Hasil dari analisis struktur secara menyeluruh untuk Ru selanjutnya digunakan untuk meninjau per-elemen diperlukan karena karakter untuk setiap aksi dan perilaku keruntuhannya dimungkinkan bisa berbeda-beda.

**Tabel 2. 20** Faktor Tahanan  $\phi$

Komponen Struktur	Faktor Tahanan $\phi$
Lentur	0,90
Tekan aksial	0,90
Tarik aksial	
- tarik leleh	0,90
- tarik fraktur	0,75
Geser	0,90
Sambungan baut	
- baut geser	0,75
- baut tarik	0,75
- kombinasi geser dan tarik	0,75
- baut tumpu	0,75
Sambungan las	
- las tumpul penetrasi penuh	0,90
- las sudut/tumpul penetrasi sebagian	0,75
- las pengisi	0,75

### 2.5.2. Balok Komposit

Balok komposit yaitu elemen-elemen terstruktur yang ada di setiap bagian struktur, balok juga dapat membawa beban yang sedang bekerja sedang bekerja secara tegak dan lurus terhadap longitudinal, hal ini dapat menekuk balok. Komposit yang ada pada balok disebut profil baja dengan memperhitungkan sambungan yang ada pada geser di sayap atau disebut *shear connector* yang terletak pada profil baja bagian atas atau yang terbungkus oleh beton.

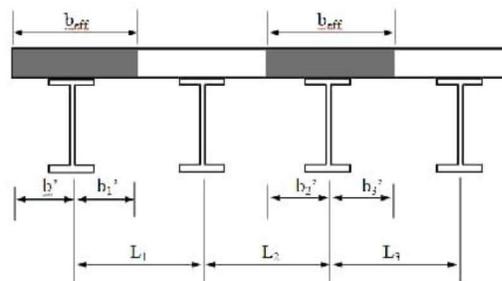


**Gambar 2. 18** Perbandingan Balok Komposit dengan Balok Non-Komposit

Aksi dari balok komposit yang dibentuk oleh kegeseran yang terjadi pada balok baja dan pelat beton, sebagai berikut:

- a. Mekanisme-mekanisme yang tertahan (interlocking) pada konektor pergeseran dan pelat beton.
- b. Mekanisme-mekanisme yang retak dan juga gesekan pada permukaan bagian atas di profil baja menjadi bengkok tepat pada beton dan resistensi mekanisme di lapangan yang terjadi pada beton dan juga selubung di sekitar baja.

### 2.5.2.1. Lebar Efektif Balok Komposit



**Gambar 2. 19** Lebar efektif balok komposit

Perencanaan lebar efektif ( $b_{\text{eff}}$ ) balok komposit dengan metode LRFD tidak lagi memperhitungkan batasan-batasan yang berhubungan dengan tebal plat beton, serta tidak membedakan balok dalam dan balok tepi. Lebar efektif plat beton pada setiap sisi sumbu memanjang balok maksimal adalah sebagai berikut:

a. untuk balok-balok interior

$$b_E \leq \frac{1}{4} L$$

$$b_E \leq b_o$$

b. untuk balok-balok eksterior

$$b_E \leq \frac{1}{8} L$$

$$b_E \leq \frac{1}{2} b_o$$

### 2.5.2.2. Analisa Elastis Kuat Lentur Balok Komposit

Untuk mengetahui tekanan di bagian balok komposit, harus mengetahui dulu tentang pusat gravitasi bagian komposit. Pertama, kita perlu mengetahui pusat gravitasi bagian itu, karena perbedaan antara baja dan beton juga perlu dikonversi di baja penampang dan telah dijelaskan di sub bab sebelum ini. Beberapa metode untuk mentransformasikan bagian baja yang dijelaskan pada bab sebelumnya. Metode konversi adalah sebagai berikut:

$$\text{Luas transformasi} = \frac{A_c}{n}$$

Dimana:

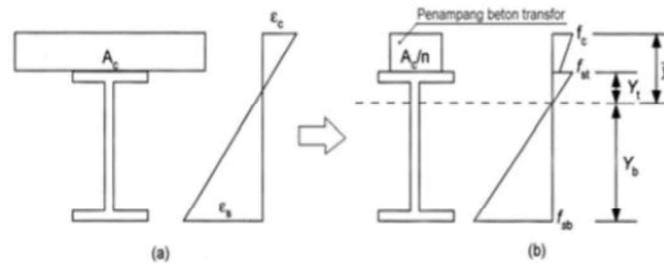
$A_c$  = luas pelat beton efektif =  $b_E \cdot$  tebal pelat

$n$  = rasio modulus =  $E_s / E_c$

$E_s$  = modulus elastisitas baja (200000 MPa)

$E_c$  = modulus elastisitas beton =  $4700 \sqrt{f_c'}$  (MPa)

$f_c'$  = kuat tekan rencana pada usia 28 hari (MPa)



**Gambar 2. 20** Diagram Tegangan dan Regangan pada Balok Komposit dengan Luas

Kita telah mengetahui bagaimana cara menentukan daerah luas pada transformasi, hal yang dilakukan selanjutnya adalah menentukan nilai pusat gravitasi dan momen inersia yang ada, agar kita dapat mengetahui besarnya tegangan yang terjadi. Ukuran penampang pada bagian melintang adalah sebagai berikut:

$$f_{st} = \frac{M \cdot y_t}{I} \dots\dots\dots(2.96)$$

$$f_{sb} = \frac{M \cdot y_b}{I} \dots\dots\dots(2.97)$$

$$f_c = \frac{M \cdot \bar{y}}{I} \dots\dots\dots(2.98)$$

Dimana:

M = momen yang terjadi

I = momen inersia penampang

$y_b$  = jarak titik berat pada penampang dengan tepi bawah penampang baja

$y_t$  = jarak titik berat pada penampang dengan tepi atas penampang baja

$\bar{y}$  = jarak titik berat pada penampang dengan tepi atas penampang beton

### 2.5.2.3. Analisa Plastis Kuat Lentur Balok Komposit

Untuk perencanaan struktur pada komposit, pada beton yang belum mengeras baja struktur dipastikan kuat terlebih dahulu untuk menahan berat pada beban dan bebannya sendiri, umur dari konstruksional sama dengan  $100 \text{ kg/m}^2$ . Struktur pada momen-momen yang bernominal besar pada baja bergantung pada value atau nilai lepadatan baja penampang yang akan diaplikasikan.

**Tabel 2. 21** Nilai Batasan Kelangsingan untuk Penampang WF

Elemen	$\lambda$	$\lambda_p$	$\lambda_r$
Flens	$\frac{b_f}{2t_f}$	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Web	$\frac{h}{t_w}$	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

#### a. Penampang Kompak

$$M_n = M_p \dots \dots \dots (2.99)$$

$$M_p = Z \cdot f_y \dots \dots \dots (2.100)$$

Dimana:

$M_n$  = momen plastis (Nmm)

$f_y$  = tegangan leleh baja (MPa)

$Z_x = b \cdot t_f (d - t_f) + \frac{1}{4} \cdot t_w \cdot (d - t_f)^2$  (untuk profil WF,  $\text{mm}^3$ )

$Z_y = \frac{1}{2} \cdot b^2 \cdot t_f + \frac{1}{2} t_w^2 \cdot (d - 2 \cdot t_f)$  (untuk profil WF,  $\text{mm}^3$ )

$b$  = lebar pada sayap (mm)

$d$  = tinggi pada penampang (mm)

$t_f$  = tebal pada sayap (mm)

$t_w$  = tebal pada badan (mm)

### b. Penampang Tak Kompak

$$M_n = M_p - (M_p - M) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \dots\dots\dots (2.101)$$

$$M_r = (f_y - f_r) \cdot S \dots\dots\dots (2.102)$$

Dimana:

$M_r$  = momen batas tekuk (Nmm)

$f_r$  = tegangan pada sisa (MPa)

= 70 MPa untuk penampang gilas panas

= 115 MPa untuk penampang yang dilas

### c. Penampang Langsing

$$M_n = M_r \left( \frac{\lambda_r}{\lambda} \right)^2 \dots\dots\dots (2.103)$$

### d. Kuat Lentur pada Balok Komposit untuk Daerah Momen Positif

Penelitian yang sudah dilakukan dengan memberi beban tekuk pada badan baja dari penampang komposit dan berdasar Spesifikasi LRFD (13.2) ada aturan yang diberikan untuk perencanaan penampang badan baja. Kuat lentur nominal balok komposit daerah momen positif, dimana beton dalam kondisi tekan dan faktor tahanan  $\phi = 0,85$ , maka rasio tinggi baja profil terhadap tebal badan adalah  $H/t_b \leq 3,76 \sqrt{E/f_y}$ . Bila nilai  $H/t_b > 3,76 \sqrt{E/f_y}$ , maka  $\phi = 0,90$ .

Kapasitas momen nominal penampang komposit ditentukan dari tes pembebanan yang diestimasi sangat akurat dengan teori plastis. Dengan teori ini, diasumsikan pada saat runtuh penampang baja dalam kondisi leleh penuh,

sehingga kapasitas momen nominal sama dengan kapasitas momen plastis. Analisa kapasitas momen nominal ditentukan dari distribusi tegangan plastis yang melalui penampang, kemudian letak dari sumbu netral plastis PNA (*plastic neutral axis*) dapat diketahui, dan diperoleh besar kapasitas momen nominal komposit. Distribusi tegangan pada baja digambarkan sebagai  $f_y$ , seperti Gambar 1 dan 2. Spesifikasi LRFD, bagian plat beton sebagai sisi tekan dari sumbu netral diasumsikan mengalami tegangan merata sebesar  $0,85 f_c'$ . Bila bagian plat adalah sisi tarik dari sumbu netral, diasumsikan menjadi retak dan tidak mampu menahan tegangan.

Untuk kuat lentur nominal komposit pada kondisi momen positif, kondisi penampang beton adalah tekan. Untuk menentukan kapasitas momen nominal, harus dicapai keseimbangan komposit, yaitu bila kondisi distribusi tegangan plastis memenuhi :

$$C = T$$

$$0,85 \cdot f_c' \cdot b_{\text{eff}} \cdot a = A_s \cdot f_y \dots \dots \dots (2.104)$$

Dimana :

C = gaya tekan total

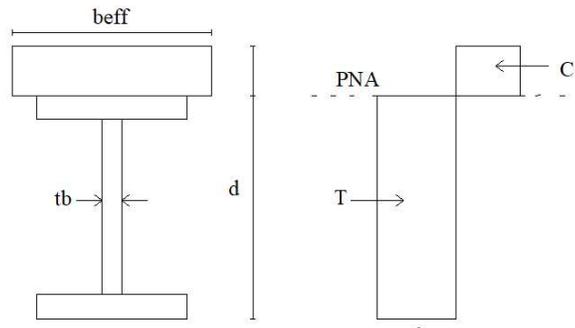
T = gaya tarik total

$f_c'$  = mutu beton

a = tinggi tegangan plat beton

$A_s$  = luas penampang balok

$f_y$  = tegangan leleh baja

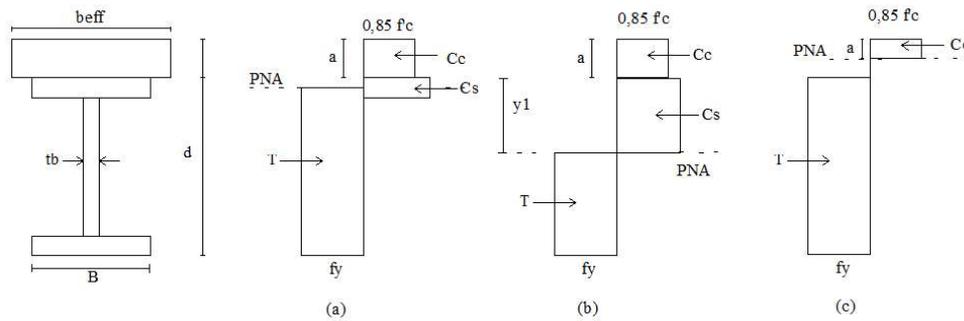


**Gambar 2. 21** Letak PNA di serat atas balok baja profil

Pada kondisi  $C = T$ , letak sumbu netral plastis PNA berada di serat atas dari sayap atas balok baja. Gaya tekan bertambah dengan menggunakan semua beton yang sebanding dengan gaya tarik yang bertambah dengan menggunakan semua kekuatan baja, seperti Gambar 1. Pada prakteknya, kondisi seperti Gambar 2.21 sulit dicapai.

Terdapat tiga kondisi letak PNA yang mungkin terjadi, yaitu PNA berada di sayap balok baja, di badan baja atau di plat beton, seperti Gambar 2.21. Pada Gambar 2.22(a), PNA berada di sayap atas baja profil. Pada kondisi ini, semua gaya pada beton adalah tekan ( $C_c$ ), tetapi tidak mencapai keseimbangan dengan gaya tarik total ( $T$ ) yang dapat ditahan oleh baja. Karena itu baja akan menjadi tekan ( $C_s$ ) agar tercapai  $T = C$ .

Hal yang sama terjadi untuk kondisi PNA di badan baja profil, seperti Gambar 2.22(b). Ini terjadi bila nilai  $C_c < C_s$ . Gambar 2.22(c), PNA berada di plat beton. Pada kondisi ini, beton yang berada di bawah PNA tidak berfungsi karena bekerja sebagai tarik. Atau bila nilai  $C_c \geq C_s$ , maka distribusi tegangan seperti Gambar 2.22(b) dan Gambar 2.22(c).



**Gambar 2. 22** Kondisi distribusi tegangan plastis penampang komposit

Distribusi tegangan ditentukan dari perhitungan gaya tekan minimum yang dikontrol dari tiga komponen, yaitu : beton, baja dan penghubung geser yang diberikan dalam rumusan sebagai berikut.

$$C_c = 0,85 f_c' \cdot b_{eff} \cdot t \dots\dots\dots(2.105)$$

$$C_s = T_{total} = A_s \cdot F_y \dots\dots\dots(2.106)$$

$$C_q = \sum Q_n \dots\dots\dots(2.107)$$

Dimana :

$C_q$  = kapasitas penghubung geser

$Q_n$  = kekuatan nominal penghubung geser

Bila struktur adalah balok komposit penuh, maka  $C_q$  tidak dikontrol. Untuk kemudahan perhitungan, diasumsikan - pada daerah plat beton sebanding dengan nilai  $0,85 f_c'$ , lebar dari  $b_{eff}$  dan tinggi  $a$ . Nilai  $a$  diperoleh dari :

$$0,85 \cdot f_c' \cdot b_{ef} \cdot a = A_s \cdot f_y$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b_{eff}} \dots\dots\dots(2.108)$$

Persamaan di atas berlaku untuk balok komposit penuh. Untuk balok komposit parsial, karena bergantung pada kekuatan penghubung geser nilai  $a$  diperoleh.

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b_{eff}} \dots\dots\dots(2.109)$$

dimana:  $C_c = C_q$

Kasus khusus, bila nilai  $C_c = C_s$ , maka nilai  $a =$  tebal pelat.

Kuat lentur nominal untuk PNA di serat atas dari sayap atas baja dapat ditentukan dari hasil momen terhadap serat atas baja, yaitu:

$$M_n = M_p = T \left( \frac{d}{2} \right) + C \left( t - \frac{a}{2} \right) \dots\dots\dots(2.110)$$

Sedangkan untuk PNA yang berada di badan baja profil, kuat lentur nominal adalah :

$$M_n = M_p = 0,85 \cdot f_c' \cdot b_{eff} \cdot t \left( \frac{t}{2} + y_1 \right) + 2 f_y B \cdot y \frac{y_1}{2} + f_y A_s \left( \frac{d}{2} - y_1 \right) \dots\dots(2.111)$$

Dimana  $y_1$  adalah jarak PNA terhadap serat atas dari sayap sisi atas baja yang dihitung dari:

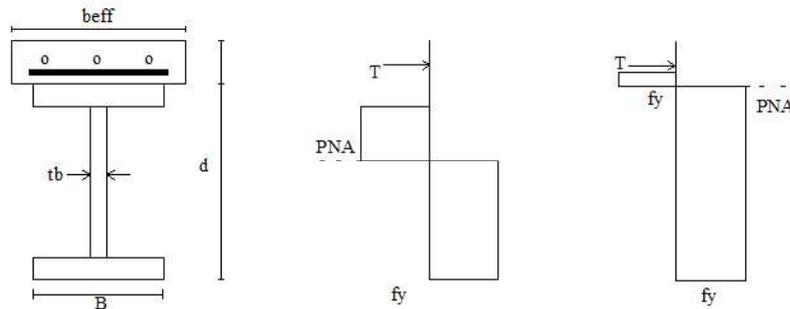
$$y_1 = \frac{f_y \cdot A_s - 0,85 \cdot f_c' \cdot b_{eff} \cdot t}{2 f_y \cdot B} \dots\dots\dots(2.112)$$

#### e. Kuat Lentur Negatif

Desain kuat lentur negatif berlaku bila balok baja atau penampang komposit yang digunakan sederhana. Untuk penampang komposit, beton dengan gaya tarik diabaikan tetapi memperhitungkan pengaruh gaya tarik dari baja tulangan pada plat beton. Penamaan keseimbangan berlaku dengan ketentuan sebagai berikut :

1. Balok baja berupa penampang kompak harus diberi pengaku

2. Penghubung geser dipasang pada daerah momen negatif.
3. Batang tulangan longitudinal pada daerah lebar efektif plat, harus dijangkar dengan baik.



**Gambar 2. 23** Distribusi tegangan plastis untuk momen negatif

Gaya tarik  $T$  pada tulangan plat adalah yang terkecil dari :

$$T = A_s \cdot f_y \dots\dots\dots(2.113)$$

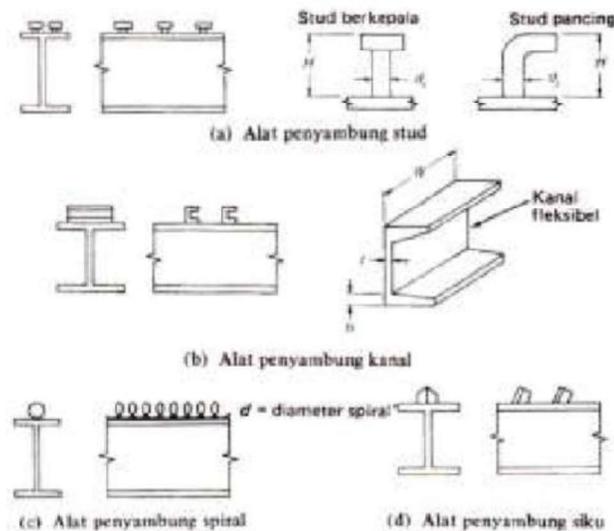
$$T = \sum Q_n \dots\dots\dots(2.114)$$

Perhitungan kuat lentur nominal berdasar distribusi tegangan plastis sama seperti kasus momen positif, dengan cara mengganti  $C$  dengan  $T$ .

#### 2.5.2.4. Penghubung Geser

Perilaku komposit hanya akan terjadi jika potensi slip antara kedua material ini dapat dicegah. Slip terjadi karena gaya geser horizontal di kedua permukaan balok dan baja yang akan ditahan oleh penghubung geser. Tipe-tipe penghubung geser yang sering digunakan ada yang berupa stud, tulangan baja spiral, atau profil kanal baja yang kecil. Penghubung stud yang paling sering digunakan, yang selanjutnya stud yang dipasang pada balok baja akan menghasilkan konstruksi komposit penuh. Namun bila penghubung stud yang digunakan kurang yang

dibutuhkan sehingga masih menimbulkan slip maka dikatakan sebagai komosit parsial.



**Gambar 2. 24** Jenis-jenis penghubung geser

Kekuatan penghubung geser dipengaruhi oleh beberapa hal seperti berikut

(Dapas, 2016):

- Jumlah penghubung geser
- Tegangan longitudinal rata-rata dalam pelat beton di sekitar penghubung
- Ukuran, penataan dan kekuatan tulangan pelat di sekitar penghubung
- Ketebalan beton di sekitar penghubung
- Derajat kebebasan dari setiap dasar pelat untuk bergerak secara lateral dan kemungkinan terjadinya gaya tarik ke atas (*up lift force*) pada penghubung
- Daya lekat pada antar muka beton-baja
- Kekuatan pelat beton
- Tingkat kepadatan pada beton di sekeliling pada setiap dasar penghubung.

Adapun nilai dari kekuatan penghubung geser dapat dihitung dengan persamaan berikut (ASD 5-157):

$$Q = 0,4 \cdot ds^2 \cdot \sqrt{fc' \cdot Ec} \dots\dots\dots(2.115)$$

Dimana:

$ds$  = diameter konektor (in)

$fc'$  = mutu baja (ksi)

$Ec$  = nilai modulus elastis beton (ksi)

Agar hasil desain bisa dilihat nilai yang nyata, maka tiap bentang dibagi atas beberapa seegmen.

#### a. Jumlah konektor

Ada beberapa metode yang dapat digunakan dalam menghitung jumlah konektor yang diperlukan.

##### 1) Metode ASD

$$N = \frac{Vh}{Q} \dots\dots\dots(2.116)$$

Dimana:

$Vh$  = besarnya gaya geser yang terjadi (kips/ft). nilai dari  $Vh$  adalah 50% dari besar gaya geser sebenarnya.

$$Vh = \frac{Vnh}{2} = \frac{0,85 \cdot fc' \cdot Ac}{2} \dots\dots\dots(2.117)$$

$Q$  = besar kekuatan sebuah penghubung geser yang dapat kita lihat besarnya;  $Q = 2q$ ,  $q$  pada tabel 14.1. (ASD 5-59).

## 2) Metode LRFD

$$N = \frac{Vnh}{Q} \dots\dots\dots(2.118)$$

Dimana:

$Vnh$  = besarnya gaya geser yang terjadi (kips/ft),  $Vnh = 0,85 \cdot Fc' \cdot Ac$

$Q$  = kekuatan sebuah penghubung geser (kips). Besaran  $Q$  dapat dilihat pada tabel 4-1 (LRFD 4-7)

**b. Jarak konektor**

Untuk mengetahui besarnya jarak antar masing-masing penghubung geser per segmen yang ditinjau dapat diketahui dengan persamaan berikut:

$$p = \frac{L}{N} \dots\dots\dots(2.119)$$

Dimana:

$L$  = bentang yang ditinjau per-segmen (ft)

$N$  = banyak penghubung/konektor geser per segmen (buah)

**2.5.3. Kolom Komposit**

Kolom komposit dibuat dari baja profil yang terbungkus beton seluruhnya, atau dengan mengisi pipa baja dengan beton. Kolom komposit akan dapat menahan beban yang lebih besar dibandingkan dengan kolom beton bertulang biasa dengan ukuran yang sama.



**Gambar 2.25** Kolom Komposit

Kolom komposit dapat digunakan baik pada gedung bertingkat rendah maupun Untuk gedung bertingkat rendah seperti gudang, tempat parking, dll kolom baja seringkali dibungkus beton dengan tujuan untuk penampilan atau pelindung kebakaran, korosi dan benturan kendaraan di gedung parkir. Jika memang direncanakan bahwa profil baja akan dibungkus oleh beton, maka kekuatan beton dapat dimanfaatkan sehingga dapat digunakan profil baja yang lebih kecil.

Untuk gedung bertingkat tinggi, ukuran kolom komposit seringkali jauh lebih kecil dibandingkan jika menggunakan beton bertulang untuk memikul beban yang sama. Perencanaan dengan menggunakan kolom komposit akan menghemat ruang dalam setiap lantai. Kolom komposit yang sangat berdekatan yang dihubungkan dengan balok dapat digunakan disekeliling luar gedung bertingkat tinggi untuk menahan beban lateral. Hal ini menuju suatu konsep yang dinamakan konsep tubular dan akan dijelaskan pada bab lain. Kolom komposit dengan ukuran besar biasanya ditempatkan pada sudut bangunan untuk menahan gaya lateral. Profil baja juga dapat ditanam dalam beton bertulang pada dinding geser yang biasanya ditempatkan pada inti ('core') dari bangunan bertingkat tinggi. Hal ini akan meningkatkan tingkat ketelitian dalam pelaksanaan konstruksi *core*.

Dapas, S.O. dkk (2019) di dalam penelitiannya menyebutkan bahwa kolom komposit baja-beton lebih optimal untuk digunakan dalam struktur gedung dibandingkan dengan struktur beton bertulang dan struktur baja. Dalam konstruksi komposit, profil baja akan memikul beban awal termasuk berat sendiri struktur, beban gravitasi dan beban lateral selama konstruksi, selanjutnya beton dicor

disekeliling profil atau dibagian dalamnya. Beton dan baja akan bersatu sehingga keduanya dapat dimanfaatkan penuh sebagai penampang komposit. Misalnya, beton bertulang memungkinkan portal bangunan untuk dengan mudah membatasi goyangan atau defleksi lateral. Pada saat yang sama, kekuatan dan relatif ringannya penampang memungkinkan desain pondasi yang lebih kecil dan ringan.

Di sisi lain kolom komposit mempunyai beberapa kelemahan. Salah satunya, dalam penggunaan kolom komposit pada gedung bertingkat tinggi adalah kesulitan mengontrol kecepatan dan jumlah perpendekan dinding geser ('shear wall') dibandingkan dengan kolom baja polos yang bersebelahan. Perhitungan perpendekan yang tepat sangat sulit karena aktivitas tahap konstruksi dan berlangsung pada sejumlah lantai dari bangunan.

Jika kolom komposit digunakan pada sekeliling luar bangunan tingkat tinggi dan baja digunakan dalam core bangunan (atau jika ada dinding geser), maka rangkai dalam penampang komposit akan menimbulkan masalah. Akibat dari hal ini adalah lantai beton tidak mempunyai ketinggian yang sama. Beberapa kontraktor membuat pengukuran yang cukup teliti pada sambungan kolom dan berusaha membuat penyesuaian dengan memberikan shim (pasak) untuk membuat elevasi yang sama antara hasil pengukuran dan perhitungan. Masalah lain dengan kolom komposit adalah kurangnya pengetahuan tentang ikatan antara beton dan profil baja. Hal ini penting untuk transfer momen melalui pertemuan balok-kolom. Dikuatirkan jika terjadi regangan bolak balik pada pertemuan tersebut (akibat gempa) dapat menyebabkan kehancuran sambungan.

### 2.5.3.1. Persyaratan Kolom Komposit

Bagian I2.1 dari Peraturan LRFD memberikan persyaratan mengenai luas penampang baja, kekuatan beton, luas sengkang, jarak tulangan, dan lain-lain. Informasi tersebut diberikan dan dibahas dibawah ini.

1. Luas penampang profil baja baik tunggal maupun tersusun tidak boleh lebih kecil dari 4% dari luas kolom total. Jika luas baja kurang dari 4%, kolom dianggap sebagai beton bertulang dan perancangannya mengikuti peraturan beton yang berlaku.
2. Jika baja dibungkus oleh beton, beton pembungkus harus diberi tulangan longitudinal (dipasang menerus pada elevasi portal) dan sengkang dengan jarak tidak lebih dari  $2/3$  dimensi terkecil kolom komposit. Luas sengkang tidak boleh kurang dari  $0,007 \text{ m}^2$  untuk setiapinci jarak sengkang. Selimut beton minimal 1,5 in dari tulangan terluar (sengkang atau tulangan longitudinal). Selimut beton diperlukan sebagai pelindung terhadap kebakaran dan korosi. Jumlah tulangan longitudinal dan sengkang yang diperlukan dalam selimut dianggap cukup mencegah terkelupasnya permukaan beton selama terjadi kebakaran.
3. Jika digunakan beton normal, kekuatan tekan beton tidak boleh kurang dari 3 ksi (21 MPa) dan tidak melebihi 8 ksi. Untuk beton ringan tidak boleh kurang dari 4 ksi dan tidak lebih dari 8 ksi. Batas atas 8 ksi diberikan karena tidak cukup data penelitian kolom komposit dengan kuat tekan lebih dari 8 ksi. Sedangkan batas bawah kekuatan tekan beton diberikan untuk memastikan kualitas dan telah tersedianya beton dengan mutu demikian dan juga untuk

kontrol kualitas. Hal ini tidak dapat dijamin jika digunakan mutu beton yang lebih rendah.

4. Tegangan leleh profil baja dan tulangan tidak boleh lebih besar dari 60 ksi (415 MPa). Jika digunakan baja dengan tegangan leleh lebih besar dari 60 ksi, hanya 60 ksi yang boleh digunakan dalam perhitungan. Tujuan utama untuk membatasi nilai  $F_y$  diberikan dalam paragraf ini. Tujuan utama dalam desain komposit adalah mencegah tekuk lokal tulangan longitudinal dan baja profil. Untuk mencapai tujuan ini selimut beton tidak boleh terkelupas jika regangan mencapai 0,0018. Jika regangan ini dikalikan dengan  $E_s$ , didapat  $(0,0018)(29,000) = 55$  ksi. Jadi 55 ksi adalah tegangan leleh maksimum yang masih dapat digunakan.
5. Tebal minimum dari tube baja berisi beton adalah  $b\sqrt{f_y/3E}$  untuk setiap sisi dengan lebar  $b$  dari penampang segiempat. Tebal minimum dari penampang lingkaran dengan diameter luar  $D$  adalah  $D\sqrt{f_y/8E}$ . Nilai ini sama dengan yang diberikan dalam peraturan ACI 1999. Untuk penampang tube atau pipa diharuskan mempunyai tebal yang cukup sehingga tidak terjadi buckling sebelum leleh.
6. Jika kolom komposit terdiri lebih dari satu bentuk profil baja, seluruhnya harus dihubungkan dengan pengikat, pelat buhul, dll sehingga tidak terjadi buckling pada masing-masing profil sebelum beton mengeras. Setelah beton mengeras, dianggap semua bagian bekerja sebagai satu kesatuan.
7. Jika beton penyokong lebih lebar pada satu atau lebih sisi dibandingkan dengan luas yang terbebani dan jika tidak ditahan terhadap pemuaian lateral

pada sisi yang tersisa, kuat tekan rencana dari kolom komposit yang ditahan oleh beton adalah  $\phi P_{rc}$  dihitung sebesar  $1,7 \cdot \phi \cdot f_c' \cdot A_g$  dengan  $\phi_c=0,65$  dengan tumpuan pada beton dan AB adalah luas beton yang dibebani.

### **2.5.3.2. Kuat Rencana untuk Kolom Komposit**

Kontribusi dari setiap komponen dari suatu kolom komposit terhadap kekuatan keseluruhan sulit ditentukan. Jumlah retak beton akibat lentur bervariasi sepanjang tinggi kolom. Beton bukan material homogen seperti halnya baja, dan modulus elastisitas beton bervariasi terhadap waktu dan beban jangka panjang. Panjang efektif kolom komposit dalam struktur monolit yang kaku tidak dapat ditentukan dengan baik. Kontribusi beton pada kekakuan total dari suatu kolom komposit bervariasi tergantung apakah beton ditempatkan didalam pipa baja atau dibagian luar dari profil baja dimana dalam hal terakhir ini kontribusi beton lebih kecil.

#### **a. Kuat Rencana terhadap Beban Aksial**

Batang tekan yang ditujukan untuk komponen struktur memikul beban tekan sentris tepat pada titik berat penampang, ataupun kolom dengan gaya aksial saja. Namun pada umumnya, terdapat eksentrisitas oleh ketidaklurusan batang, ataupun oleh ketidaktepatan pembebanan, juga kekangan dari tumpuannya yang menimbulkan momen.

##### **1) Tekuk dan Parameter Penting Batang Tekan**

Parameter material,  $F_y$  dan  $F_u$  akan menentukan kuat batang tarik, tetapi pada batang tekan hanya  $F_y$  yang penting,  $F_u$  tidak pernah tercapai. Selain material, maka batang tekan juga dipengaruhi oleh parameter lain, yaitu

konfigurasi bentuk fisik ataupun geometri. Parameter geometri terdiri dari luas penampang ( $A$ ), pengaruh bentuk penampang terhadap kekakuan lentur ( $I_{\min}$ ), panjang batang serta kondisi pertambatan atau tumpuan, yang diwakili oleh panjang efektif ( $KL$ ). Tiga hal tersebut dapat diringkas lagi menjadi satu

parameter tunggal, yaitu rasio kelangsingan batang ( $KL/r_{\min}$ ), dimana  $r_{\min} = \sqrt{\frac{I_{\min}}{A}}$

adalah radius girasi pada arah tekuk. Secara visual, tekuk dapat dibedakan menjadi dua, yaitu (1) tekuk lokal pada elemen penampang, dan (2) tekuk global pada kolom atau batang secara menyeluruh.

## 2). Klasifikasi Penampang dan Tekuk Lokal

Penyelesaian untuk masalah tekuk lokal lebih kompleks dibanding tekuk global. Jika terjadi tekuk lokal, selain penyelesaiannya tidak sederhana, maka pemakaian penampangnya akan tidak efisien karena telah terjadi pada kondisi beban elastis (belum leleh). Agar strukturnya optimal, maka resiko tekuk lokal sebisa mungkin untuk dihindari. Untuk itu dibuatlah klasifikasi untuk memisahkan penampang yang langsing dan tidak langsing. Itu dilakukan dengan cara mengevaluasi rasio lebartebal ( $b/t$ ) tiap elemen dari penampang. Elemen yang telah dipilah berdasarkan kondisi kekangannya, apakah ke dua sisinya tersambung kepada elemen lain atau masih ada sisi bebas. Nilai  $b/t$  setiap elemen profil penampang selanjutnya dibandingkan dengan nilai batas rasio  $b/t$ . Jika semua elemen tidak melebihi nilai batas rasio  $b/t$ , maka penampang dapat diklasifikasikan sebagai penampang tidak langsing (ideal) dan sebaliknya sebagai penampang langsing.

### 3) Panjang Efektif Kolom (KL)

Panjang efektif kolom atau KL adalah cara sederhana tetapi cukup efektif dalam memprediksi kekuatan kolom, yaitu dengan mencari korelasi bentuk tekuk yang berkesesuaian dengan rumus Euler  $\left(P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2}\right)$ . Kondisi ideal pada tumpuan tidak mudah dievaluasi di lapangan, karena itu direkomendasikan nilai K diperbesar. Dalam hal ini cukup diklasifikasikan menjadi dua kategori dengan nilai K yang berbeda, yaitu :

- rangka tidak bergoyang :  $0,5 \leq K \leq 1,0$
- rangka bergoyang :  $1,0 \leq K \leq \infty$

**Tabel 2. 22** Nilai K untuk berbagai tumpuan

Garis putus menunjukkan posisi kolom pada saat tertekuk						
Harga K teoretis	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
K desain	0,65	0,80	1,2	1,0	2,10	2,0
Keterangan						

#### 4) Kuat Tekan Nominal

Tekuk global ditentukan oleh kelangsingan dari elemen penampang dan bentuknya. Ada tiga perilaku tekuk, yaitu (1) tekuk lentur; (2) tekuk torsi dan (3) tekuk lentur-torsi. Adapun tekuk global atau tekuk lokal tergantung pada klasifikasi dari penampang, dan jika penampangnya tidak-langsing maka tidak terjadi tekuk lokal, dan sebaliknya penampang yang langsing berisiko tekuk lokal terlebih dahulu. Karena tekuk terjadi pada kondisi elastis, sebelum leleh maka agar lebih efisien diperlukannya pemilihan kolom berpenampang yang tidak langsing.

##### a) Tekuk lentur

Tekuk lentur adalah fenomena tekuk global pada penampang dengan klasifikasi elemen yang tidak langsing. Beban kritis yang menyebabkan tekuk tersebut telah dirumuskan oleh Euler. Sampai saat ini rumus tersebut telah dijadikan acuan dalam menentukan kuat nominal batang tekan ( $P_n$ ). Agar sesuai dengan cara perencanaan batang tarik, maka luas penampang utuh atau gross ( $A_g$ ) dijadikan konstanta tetap, adapun variabelnya adalah tegangan kritis ( $F_{cr}$ ), yang dituliskan dalam format berikut :

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g \dots \dots \dots (2.120)$$

Tegangan kritis,  $F_{cr}$  dihitung berdasarkan syarat berikut:

Jika,  $\frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$  atau  $\frac{F_y}{F_e} \leq 2,25$  , tekuk elastik, maka:

$$F_{cr} = \left( 0,658 \frac{F_y}{F_e} \right) \cdot F_y \dots \dots \dots (2.121)$$

$$\text{Jika } \frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ atau } \frac{F_y}{F_e} > 2,25 \dots\dots\dots(2.122)$$

b) Tekuk torsi dan tekuk lentur-torsi

Fenomena tekuk, adapun selain lentur yaitu puntir (tekuk torsi), atau gabungan dari keduanya yaitu tekuk lentur-torsi. Hal ini biasa terjadi pada penampang dengan kekakuan torsi yang relatif kecil, atau pusat geser dan pusat beratnya tidak berhimpit. Kapasitas tekan nominal penampang kolom yang tidak-langsing terhadap tekuk torsi dan lentur-torsi sebagai berikut :

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g \dots\dots\dots(2.123)$$

Tegangan kritis,  $F_{cr}$  dihitung berdasarkan syarat berikut:

Jika penampang siku ganda atau tee

$$F_{cr} = \left( \frac{F_{cry} + F_{crz}}{2 H} \right) \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4 F_{cry} \cdot F_{crz} \cdot H}{(F_{cry} + F_{crz})^2}} \right] \dots\dots\dots(2.124)$$

Sedangkan untuk penampang yang lain,  $F_{cr}$  tetap dengan rumus tekuk lentur, tetapi tegangan tekuk elastis  $F_e$  dihitung dengan memasukkan pengaruh kekakuan torsi batangnya sebagai berikut :

Profil dengan sumbu simetri ganda, maka:

$$F_e = \left( \frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2} + G I \right) \frac{1}{I_x + I_y} \dots\dots\dots(2.125)$$

Profil dengan sumbu simetri tunggal, maka:

$$F_e = \left( \frac{F_{ey} + F_{ez}}{2 H} \right) \cdot \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4 F_{ey} \cdot F_{ez} \cdot H}{(F_{ey} + F_{ez})^2}} \right] \dots\dots\dots(2.126)$$

### b. Kuat Rencana terhadap Beban Aksial dan Lentur

Batang baja terhadap gaya aksial saja (tarik atau tekan) hanya cocok untuk perencanaan struktur rangka batang (truss) yang dibebani pada titik buhul, dan berat sendirinya relatif kecil dibanding beban yang dipikul. Sedangkan batang baja dengan momen lentur hanya cocok untuk struktur balok, yang besar momen lenturnya lebih dominan dibanding gaya geser yang terjadi. Struktur yang elemen batangnya menerima kombinasi dari gaya aksial dan momen sekaligus harus direncanakan dengan perhitungan batang portal (balok-kolom). Pada dasarnya perencanaan batang portal ditinjau terhadap kuat tekan dan juga kuat lentur yang terjadi. Dari tinjauan kuat tekan akibat gaya aksial dan kuat lentur akibat gaya lentur nantinya akan dihubungkan dengan persamaan interaksi antara kuat tekan dan kuat lentur sebagai berikut :

$$\text{Jika } \frac{N_u}{\phi N_n} \geq 0,2 ; \text{ maka: } \frac{N_u}{\phi N_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{ux}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{uy}} \right) \leq 1,0 \dots\dots\dots (2.127)$$

$$\text{Jika } \frac{N_u}{\phi N_n} \leq 0,2 ; \text{ maka: } \frac{N_u}{2 \cdot \phi N_n} + \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{ux}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{uy}} \right) \leq 1,0 \dots\dots\dots (2.128)$$

Dimana :

$N_u$  = Gaya tekan aksial terfaktor

$N_n$  = Tahanan tekan nominal dengan menganggap batang sebagai suatu elemen tekan murni

$\phi$  = Faktor reduksi tahanan tekan = 0,85

$M_{ux}$  = Momen lentur terfaktor terhadap sumbu x, dengan memperhitungkan efek orde kedua

$M_{nx}$  = Tahanan momen nominal untuk lentur terhadap sumbu x

$\phi_b$  = Faktor reduksi tahanan lentur = 0,90

$N_u$  = Gaya tekan aksial terfaktor

$M_{uy}$  = Momen lentur terfaktor terhadap sumbu y, dengan memperhitungkan efek orde kedua

$M_{ny}$  = Tahanan momen nominal untuk lentur terhadap sumbu y

Dalam pembahasan yang telah disebutkan bahwa besarnya momen lentur terfaktor dari suatu komponen struktur balok kolom dihitung dengan menggunakan analisis orde kedua. SNI 03-1729-2015 menyatakan bahwa pengaruh orde kedua harus diperhatikan melalui salah satu dari dua analisis berikut ini :

1. Suatu analisis orde pertama dengan memperhitungkan pembesaran momen
2. Analisis orde kedua menuturkan cara-cara yang telah baku dan telah diterima secara umum.

Dalam tugas akhir ini pengaruh orde kedua akan diperhitungkan dengan menggunakan cara analisis orde pertama yaitu dengan memperhitungkan pembesaran momen.

Untuk suatu komponen struktur tak bergoyang, maka besarnya momen lentur terfaktor harus dihitung sebagai berikut ini :

$$M_u = B_1 \cdot M_{nt} \dots\dots\dots (2.129)$$

Dimana:

$M_{nt}$  = Momen lentur terfaktor orde pertama yang diakibatkan oleh beban-beban yang tidak menimbulkan goyangan

$B_1$  = Faktor pembesaran momen untuk komponen struktur tak bergoyang, yang besarnya ditentukan sebagai berikut :

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_{u1}}} \dots\dots\dots(2.130)$$

Dimana:

$P_u$  = Gaya tekan aksial terfaktor

$P_{u1}$  = Gaya tekan menurut Euler dengan  $kL/r$  terhadap sumbu lentur dan  $k \leq 1,00$  (untuk komponen struktur tak bergoyang)

Untuk nilai  $C_m$  ditentukan sebagai berikut:

1. untuk komponen struktur tak bergoyang dengan beban transversal diantara kedua tumpuannya, maka besar  $C_m$  dapat ditentukan berdasarkan analisis rasional sebagai berikut :

$C_m = 1,00$  untuk komponen struktur dengan ujung sederhana

$C_m = 0,85$  untuk komponen struktur dengan ujung kaku

2. sedangkan untuk komponen struktur tak bergoyang tanpa beban transversal di antara kedua tumpuannya, namun mempunyai momen ujung  $M_1$  dan  $M_2$  ( $M_1 < M_2$ ), maka  $C_m$  akan mengkonversikan momen lentur yang bervariasi secara linier menjadi momen lentur seragam  $M_E$

$$= C_m \cdot M_2$$

$$C_m = 0,6 - 0,4 \left( \frac{M_1}{M_2} \right) \dots\dots\dots(2.131)$$

Rasio  $M_1/ M_2$  bernilai negatif untuk kelengkungan tunggal, dan bernilai positif pada kelengkungan ganda.

Untuk komponen struktur bergoyang, maka besarnya momen lentur terfaktor harus diperhitungkan sebagai berikut ini:

$$M_u = B_1 \cdot M_{nt} + B_2 \cdot M_{lt} \dots\dots\dots(2.132)$$

Dengan  $M_{lt}$  adalah momen lentur terfaktor orde pertama yang diakibatkan oleh beban-beban yang dapat menimbulkan goyangan. Faktor pembesaran momen,  $B_2$  ditentukan sebagai berikut :

$$B_{2y} = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\sum P_{e2}}} \dots\dots\dots(2.133)$$

Dimana:

$\sum P_u$  = Jumlah gaya aksial tekan terfaktor akibat beban gravitasi untuk seluruh kolom pada satu tingkat yang sedang ditinjau.

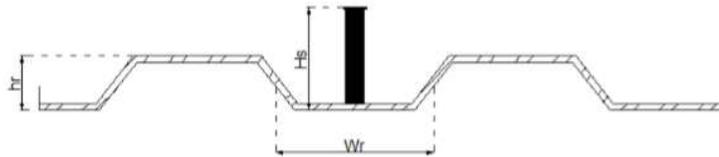
$\sum P_{e2}$  = Jumlah gaya aksial tekan terfaktor akibat beban gravitasi untuk seluruh kolom pada satu tingkat yang sedang ditinjau, namun dengan menggunakan  $k$  untuk komponen struktur bergoyang  $k \geq 1,00$

#### 2.5.4. Dek Baja Gelombang

Perkembangan struktur komposit dimulai dengan penggunaan dek baja gelombang, selain berfungsi sebagai bekisting saat pelat beton dicetak, juga berfungsi sebagai tulangan positif bagi pelat beton. Penggunaan dek baja dapat juga dipertimbangkan sebagai dukungan dalam arah lateral dari balok sebelum beton mulai mengeras. Arah dari gelombang dek baja biasa diletakkan tegak lurus dengan balok penopangnya.

Persyaratan untuk dek baja gelombang dan penghubung gesernya jika akan digunakan dalam komponen struktur komposit diatur dalam SNI 03-1729-2015 pasal I3.2c. Dalam pasal ini diisyaratkan sebagai berikut :

1. Tinggi maksimum untuk dek baja,  $h_r \leq 75$  mm, lebar rata-rata minimum dari dek gelombang,  $w_r > 50$  mm tetapi tidak boleh diambil dalam perhitungan sebagai lebih dari lebar bersih minimum di dekat bagian paling atas dari dek baja.
2. Pelat beton harus disambungkan ke balok baja dengan angkur steel headed stud di-las baik pada dek ataupun penampang melintang baja. Diameter stud maksimum 19 mm.
3. Tebal pelat di atas dek baja tidak boleh kurang dari 50 mm
4. Dek baja harus diangkurkan ke semua komponen struktur pendukung pada spasi tidak lebih dari 460 mm.



**Gambar 2. 26** Penampang melintang dek baja gelombang

Jika gelombang pada dek baja dipasang tegak lurus terhadap balok penopangnya, maka kuat nominal penghubung geser jenis paku harus direduksi dengan suatu faktor,  $r_s$  yang besarnya ditetapkan sebagai berikut ini :

$$r_s = \frac{0,85}{\sqrt{Nr}} \left( \frac{wr}{hr} \right) \left[ \frac{Hs}{hr} - 1,0 \right] \leq 1,0 \dots\dots\dots(2.134)$$

Keterangan :

$r_s$  = Faktor reduksi

Nr = Jumlah penghubung geser jenis paku pada setiap gelombang dalam potongan melintang balok baja

Hs = Tinggi pada penghubung geser jenis paku  $\leq (hr + 75 \text{ mm})$

hr = Tinggi nominal pada gelombang dek baja

wr = Lebar efektif dari gelombang dek baja 2

### 2.5.5. Sambungan Struktur

Pemilihan untuk jenis dan detail sambungan adalah ciri utama dari perencanaan konstruksi baja, yang jumlahnya sendiri relatif banyak dan bermacam-macam bentuknya. Sistem sambungan untuk struktur baja relatif istimewa jika dibanding dengan struktur beton. Umumnya pada struktur beton tidak mengenal istilah sambungan, dikarenakan biasa digunakan pada umumnya adalah cor di tempat. Komponen struktur baja berbeda, tidak bisa dibuat sekaligus, tetapi dalam bentuk elemen-elemen lepas untuk dirakit dengan sambungan pada saat di lapangan. Oleh sebab itu sistem sambungan yang dipilih akan mempengaruhi kekuatan, biaya, cara, dan waktu pelaksanaannya sendiri.

Untuk mendapatkan penampang yang sepenuhnya komposit, penghubung geser harus cukup kaku sehingga dapat menahan geseran yang terjadi pada bidang pertemuan antara beton dan balok baja (Lahamukang, 2014). Dari berbagai konfigurasi sambungan serta orientasi pembebanan yang bekerja, maka gaya internal yang terjadi pada alat sambung baut hanya berupa gaya tarik dan gaya geser ataupun gabungan dari keduanya. Berdasarkan hal itu, maka sambungan itu sendiri dapat dikelompokkan menjadi sambungan tipe geser dan sambungan tipe tarik atau gabungan dari keduanya.

Dari berbagai konfigurasi sambungan serta orientasi pembebanan yang bekerja, maka gaya internal yang terjadi pada alat sambung baut hanya berupa gaya tarik dan gaya geser ataupun gabungan dari keduanya. Berdasarkan hal itu, maka sambungan itu sendiri dapat dikelompokkan menjadi sambungan tipe geser dan sambungan tipe tarik atau gabungan dari keduanya

#### **2.5.8.1. Sambungan Baut Tipe Geser**

Konfigurasi sambungan baut tipe geser dan cara pemasangan baut mutu tinggi, ternyata saling terkait dan mempengaruhi kekuatan dan kekakuan sambungan itu sendiri. Keterkaitannya menghasilkan dua mekanisme pengalihan gaya-gaya yang berbeda, yaitu mekanisme slip-kritis dan tumpu. Sambungan baut dengan mekanisme slip-kritis atau tumpu, tidak bisa dibedakan dari tampilan fisiknya saja. Mekanisme tersebut hanya akan terlihat setelah diberikan pembebanan. Jika pada beban rencana, baut tidak mengalami slip (tetap ditempat), maka saat itu mekanisme slip-kritis sedang bekerja. Kekuatannya tergantung dari besarnya tahanan friksi yang terjadi. Sebaliknya, jika pada saat dibebani, baut mengalami slip, maka mekanisme tumpu telah bekerja.

Sambungan slip-kritis adalah sambungan yang direncanakan tidak mengalami slip. Sistem itu diperlukan untuk mengatasi terjadinya beban bolak-balik (misal tarik jadi desak atau sebaliknya), yang umumnya ada pada jembatan. Jika itu berlangsung terus-menerus, pada waktu lama maka struktur akan berisiko tinggi mengalami kerusakan fatig, yaitu keruntuhan pada kondisi tegangan elastis. Tentu saja tidak semua sambungan harus mempunyai ketahanan seperti itu. Bangunan gedung misalnya, sambungannya cukup direncanakan terhadap

mekanisme tumpu saja, agar jumlah baut yang diperlukan lebih sedikit, yang berarti lebih ekonomis.

#### a. Mekanisme slip-kritis baut

Sambungan baut mutu tinggi tipe geser dengan mekanisme slip-kritis atau disebut sambungan slip-kritis dipilih untuk konstruksi yang didominasi beban dinamik atau beban bolak-balik berganti tanda, yang umum terjadi pada jembatan atau pada mesin industri. Tahanan slip-kritis nominal ( $R_n$ ) untuk baut mutu tinggi adalah sebagai berikut :

$$R_n = \mu \cdot D_u \cdot hf \cdot T_b \cdot n_s \dots\dots\dots(2.135)$$

Dimana:

$\mu$  = Koefisien slip rata-rata, tergantung kondisi permukaan. Pekerjaan persiapan mutu kelas-A adalah  $\mu = 0,3$  dan untuk mutu kelas-B (lebih ketat) adalah  $\mu = 0,5$ .

$D_u$  = 1,13 , adalah faktor pengali yang mempresentasikan gaya prategang baut rata-rata terpasang dengan gaya tarik baut prategang minimum.

$hf$  = Faktor terkait adanya pelat pengisi (filler), jika tidak ada filler atau hanya 1 filler maka  $hf = 1$  , jika ada 2 filler diantara pelat sambung maka  $hf = 0,85$ .

$T_b$  = Gaya tarik baut prategang minimum.

$n_s$  = Jumlah permukaan yang menimbulkan bidang kontak.

Kuat batas slip-kritis,  $R_u = \phi R_n$  , dimana nilai  $\phi$  tergantung bentuk dan ukuran lubang bautnya. Jika lubang standar atau lubang slot pendek yang dipasang tegak lurus arah beban,  $\phi = 1,0$ . Untuk lubang oversize dan slot pendek

tetapi dipasang sejajar arah beban maka  $\phi = 0,85$ . Jika lubangnya adalah slot-panjang maka  $\phi = 0,70$ .

### **b. Mekanisme tumpu baut**

Mekanisme tumpu hanya terjadi jika mekanisme slip-kritis gagal, biasanya ditandai dengan terjadinya slip. Istilah gagal ini tidak berarti bahwa kondisinya telah runtuh, tetapi karena ketahanan friksiya tidak lagi bekerja. Adapun sambungan tipe geser dengan mekanisme tumpu adalah didasarkan pada kondisi bagaimana memanfaatkan material secara maksimal, yaitu sampai kondisi inelastis ( $F_y$  dan  $F_u$ ). Mekanisme ini menghasilkan kapasitas yang lebih besar, sehingga jumlah baut yang diperlukan relatif lebih sedikit dibanding jika memakai mekanisme slipkritis.

#### 1) Kuat tumpu baut

Kuat tumpu pelat sambungan memperhitungkan pengaruh deformasi. Jika besarnya itu akan mempengaruhi fungsi dari struktur sehingga kekuatannya perlu dibatasi, maka dapat dipakai rumusan berikut dengan mengambil nilai yang terkecil, yaitu :

$$R_n = 1,2 \cdot I_c \cdot t \cdot F_u \leq 2,4 \cdot d \cdot t \cdot F_u \dots\dots\dots (2.136)$$

Selanjutnya jika terjadi deformasi pada sambungan dianggap tidak mempengaruhi fungsi maka kuat tumpu dapat ditingkatkan yaitu nilai terkecil persamaan berikut.

$$R_n = 1,5 \cdot I_c \cdot t \cdot F_u \leq 3,0 \cdot d \cdot t \cdot F_u \dots\dots\dots (2.137)$$

Dimana:

$I_c$  = Jarak bersih (mm) searah gaya, dihitung dari tepi lubang ke tepi pelat terluar (untuk baut pinggir) atau jarak bersih antar tepi lubang (untuk baut dalam).

$F_u$  = Kuat tarik minimum baja pelat yang ditinjau (MPa).

Untuk kuat tumpu dengan lubang baut tipe slot panjang yang arah slotnya tegak lurus terhadap arah gaya, maka kekuatannya berkurang dan dapat dihitung sebagai berikut ini :

$$R_n = 1,0 \cdot I_c \cdot t \cdot F_u \leq 2,0 \cdot d \cdot t \cdot F_u \dots \dots \dots (2.138)$$

### 2) Kuat geser baut

Jika pelat mengalami fenomena tumpu dan geser, maka pada baut juga demikian. Tetapi karena ukuran baut sudah ditentukan, maka kerusakan akan terjadi lebih dahulu adalah geser. Oleh sebab itu dalam perencanaan yang dievaluasi hanya kuat geser saja, yang relatif lebih lemah dibandingkan kuat tumpunya. Rumus kuat geser baut per 1 bidang geser adalah.

$$R_n = F_m \cdot A_b \dots \dots \dots (2.139)$$

Dimana:

$F_m$  = Tegangan geser nominal baut

$A_b$  = Luas penampang baut, bagian berulir atau polos, tergantung tegangan geser nominal yang dipakai.

### 3) Kuat blok pelat

Perhitungan kekuatan sambungan tipe geser dengan mekanisme tumpu didasarkan pada sambungan kekuatan individu masing-masing baut sambungan dengan jumlah baut yang relatif kecil. Tetapi untuk sambungan dengan jumlah

baut yang relatif banyak, dengan penempatan yang berkelompok, dapat menyebabkan keruntuhan blok dalam satu kesatuan. Rumus kuat blok geser pelat adalah

$$R_n = 0,6 F_u \cdot A_m + U_{bz} \cdot F_u \cdot A_{st} \leq 0,6 F_y \cdot A_{gv} + U_{bc} \cdot F_u \cdot A_{nt} \dots\dots\dots (2.140)$$

Dimana:

$F_u$  = Kuat tarik minimum pelat sambungan (MPa)

$F_y$  = Kuat leleh minimum pelat sambungan (MPa)

$A_{mv}$  = Luas netto (dengan lubang) potongan mengalami gaya geser, yaitu garis batas blok searah gaya ( $\text{mm}^2$ )

$A_{gv}$  = Luas utuh (tanpa lubang) potongan mengalami gaya geser, yaitu garis batas blok searah gaya ( $\text{mm}^2$ )

$A_{nt}$  = Luas netto (dengan lubang) potongan mengalami gaya geser, yaitu garis batas blok tegak lurus gaya ( $\text{mm}^2$ )

$U_{bc}$  = Untuk tegangan tarik merata (uniform)  $U_{bs} = 1,0$ , dan yang tidak merata (gradien)  $U_{bs} = 0,5$ . Ini biasa dijumpai misalnya pada sambungan ujung dari balok dengan penempatan kolom baut secara ganda

#### 4) Kekuatan sambungan

Untuk mendapatkan kuat nominal sambungan, semua mekanisme keruntuhan yang teridentifikasi harus ditinjau, yaitu :

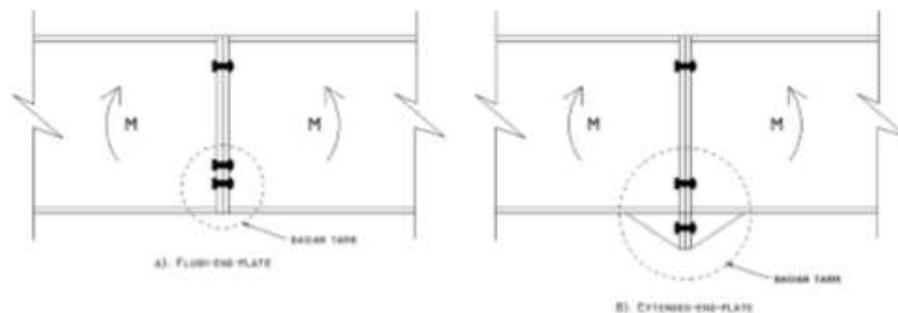
- kuat tumpu (geser) pelat, yang merupakan jumlah kumulatif tahanan tumpu pada masingmasing baut yang mengalami kontak dengan pelat;
- kuat geser baut, tergantung dari jumlah bidang geser per baut, jumlah baut pada sambungan dan kuat geser nominal baut;

- kuat geser blok, khusus untuk sambungan dengan jumlah baut yang relatif banyak dan ditempatkan secara berkelompok.

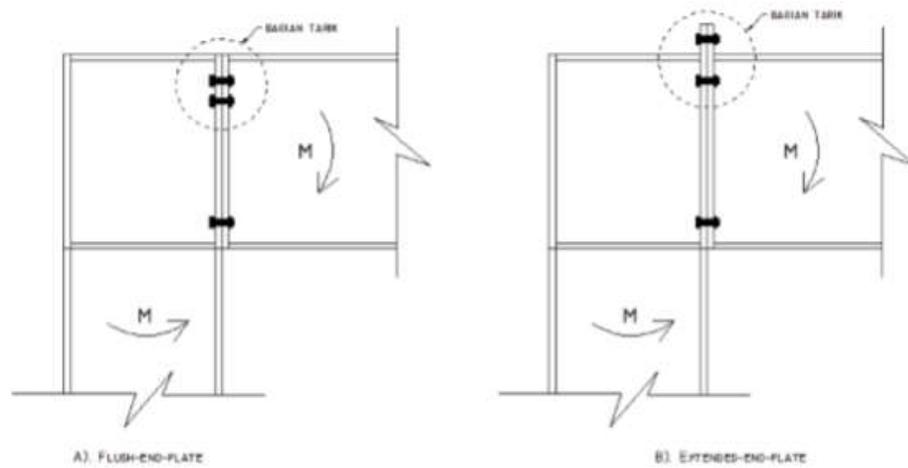
Kuat nominal maksimum,  $R_n$  dari sambungan ditentukan jika salah satu dari mekanisme diatas dapat tercapai terlebih dahulu. Itu artinya gaya terkecil yang menimbulkan mekanisme keruntuhan adalah yang menentukan. Selanjutnya kuat batas sambungannya adalah  $R_u = \phi R_n$ , dengan faktor tahanan  $\phi = 0,75$  untuk keseluruhan mekanisme keruntuhan yang ditinjau. Hal itu menunjukkan bahwa keruntuhan yang terjadi melibatkan keruntuhan fraktur yang relatif kurang daktail dibanding keruntuhan leleh.

#### 2.5.8.2. Sambungan *End Plat*

Sambungan baut tipe tarik memiliki jumlah baut yang relatif sedikit, dan ada tambahan pelat khusus yang dilas pada ujungnya sehingga sering disebut sebagai sambungan end-plate. Jika terpasang komponen sambungan yang saling menempel rapat dengan lawan sambungannya, bisa berupa end-plate juga, ataupun pelat sayap profil kolom. Aplikasi dari sambungan end-plate dapat dipasang untuk balok-balok atau portal (kolom-balok).



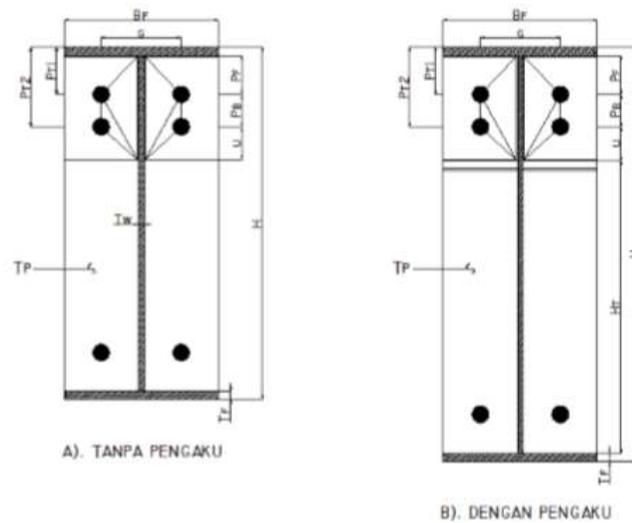
**Gambar 2. 27** Sambungan End Plate pada Portal



**Gambar 2. 28** Sambungan End Plate pada Portal

#### a. Kapasitas Pelat Ujung

Kinerja sambungan end-plate tergantung kekuatan pelat ujungnya dan baut tarik. Untuk menghitung secara maksimal kekuatan pelat ujung maka cara yang terbukti akurat adalah dengan menggunakan teori garis leleh (yield line theory).



**Gambar 2. 29** Pola garis leleh pelat tipe *flush-end-plate*

1) *Flush-end-plate* polos

Kuat sambungan end-plate terhadap kondisi batas terjadinya leleh pelat ujung yang dicari berdasarkan teori garis leleh yaitu :

$$M_{pl} = F_{py} \cdot t_p^2 \cdot \left[ \frac{bf}{2} \left( \frac{h-p_t}{p_f} + \frac{h-pt_2}{u} \right) + 2(p_f + p_b + u) \left( \frac{h-p_t}{p_f} \right) \right] \dots\dots\dots (2.141)$$

Jika  $M_u \leq \phi M_{pl}$  maka tebal pelat minimum dapat dicari, berikut.

$$u = \frac{1}{2} \sqrt{b_f g \left( \frac{h-pt_2}{h-p_t} \right)} \dots\dots\dots (2.142)$$

$$t_p \geq \left[ \frac{M_u / \phi F_{py}}{\frac{bf}{2} \left( \frac{h-p_t}{p_f} + \frac{h-pt_2}{u} \right) + 2(p_f + p_b + u) \left( \frac{h-p_t}{p_f} \right)} \right]^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots (2.143)$$

2) *Flush-end-plate* dengan pengaku

Kuat sambungan end-plate terhadap kondisi batas terjadinya leleh pelat ujung yang dicari berdasarkan teori garis leleh yaitu :

$$AA = (h-p_t) \left[ \frac{bf}{2p_f} + \frac{2}{g} (p_f + p_b) \right] \dots\dots\dots (2.144)$$

$$BB = 1,25 (h-p_{t2}) \left[ \frac{bf}{2} \left( \frac{1}{p_s} + \frac{1}{2h_t} \right) + \frac{g}{10p_s} + \frac{2}{g} \left( \frac{p_b}{s} + p_s \right) \right] \dots\dots\dots (2.145)$$

$$M_{pl} = F_{py} \cdot t_p^2 \left( AA + \frac{1}{4} b_f + BB \right) \dots\dots\dots (2.146)$$

Jika  $M_u \leq \phi M_{pl}$  maka tebal pelat perlu dapat dicari, berikut :

$$t_p \geq \left[ \frac{M_u / \phi F_{py}}{AA + \frac{1}{4} b_f + BB} \right]^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots (2.147)$$

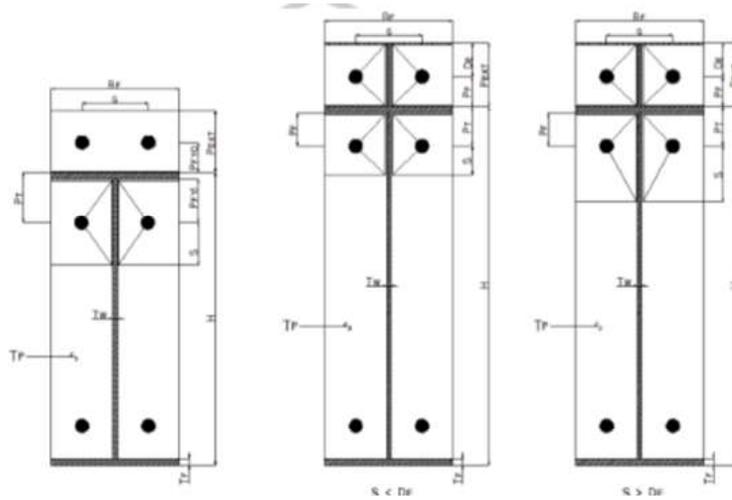
Dimana :

$F_{py}$  = Tegangan leleh material pelat ujung

$M_{pl}$  = Kapasitas momen plastis pelat ujung

$M_u$  = Momen batas sambungan end-plate

$\phi$  = Keruntuhan lentur akibat leleh,  $\phi = 0,9$



**Gambar 2. 30** Pola keruntuhan berdasarkan garis leleh pelat tipe *extended-end-plate*

3) *Extended-end-plate* polos

Kuat sambungan end-plate terhadap kondisi batas leleh pelat berdasarkan teori garis leleh yaitu :

$$M_{pl} = F_{py} \cdot t_p^2 \cdot \left[ \left( \frac{bf}{2} \left( \frac{1}{pf_1} + \frac{1}{s} \right) + (pf_t + s) \frac{2}{g} \right) (h - p_t) + \frac{bf}{2} \left( \frac{h}{pf.o} + \frac{1}{2} \right) \right] \dots (2.148)$$

Jika  $s = \frac{1}{2} (b_f \cdot g)^{1/2}$  dan  $M_u \leq M_{pl}$

maka tebal pelat perlu berdasarkan kuat batas leleh dapat dicari sebagai berikut :

$$t_p \geq \left[ \frac{M_u / \phi F_{py}}{\left( \frac{bf}{2} \left( \frac{1}{pf_t} + \frac{1}{s} \right) + (pf_t + s) \frac{2}{g} \right) (h - p_t) + \frac{bf}{2} \left( \frac{h}{pf.o} + \frac{1}{2} \right)} \right]^{1/2} \dots (2.149)$$

4) *Extended-end-plate* dengan pengaku

Kasus 1

Jika  $s < d_e$  ; kuat sambungan end-plate terhadap kondisi batas leleh pelat berdasarkan teori garis leleh yaitu :

$$M_{pl} = F_{py} \cdot t_p^2 \cdot \left[ \left( \frac{bf}{2} \left( \frac{1}{pf} + \frac{1}{s} \right) + (pf + s) \frac{2}{g} \right) (h - p_t) + (h + pf) \right] \dots (2.150)$$

Jika  $s = \frac{1}{2} (bf \cdot g)^{1/2}$  dan  $M_u \leq \phi M_{pl}$  maka tebal pelat perlu berdasarkan kuat batas leleh dapat dicari sebagai berikut :

$$t_p \geq \left[ \frac{M_u / \phi F_{py}}{\left( \frac{bf}{2} \left( \frac{1}{pf} + \frac{1}{s} \right) + (bf+s) \frac{2}{g} \right) (h-pt) + (h+pf)} \right]^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots(2.151)$$

### Kasus 2

jika  $s > d_e$  ; kuat sambungan end-plate terhadap kondisi batas leleh pelat berdasarkan teori garis leleh yaitu :

$$M_{pl} = F_{py} \cdot t_p^2 \cdot \left[ \left( \frac{bf}{2} \left( \frac{1}{pf} + \frac{1}{2s} \right) + (pf + d_e) \frac{2}{g} \right) (h - p_t) + (h + pf) \right] \dots(2.152)$$

Jika  $s = \frac{1}{2} (bf \cdot g)^{1/2}$  dan  $M_u \leq \phi M_{pl}$  maka tebal pelat perlu berdasarkan kuat batas leleh dapat dicari sebagai berikut :

$$t_p \geq \left[ \frac{M_u / \phi F_{py}}{\left( \frac{bf}{2} \left( \frac{1}{pf} + \frac{1}{2s} \right) + (pf + d_e) \frac{2}{g} \right) (h-pt) + (h+pf)} \right]^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots(2.153)$$

Dimana :

$F_{py}$  = Tegangan leleh material pelat ujung

$M_{pl}$  = Kapasitas momen plastis pelat ujung

$M_u$  = Momen batas sambungan end-plate

$\phi$  = Keruntuhan lentur akibat leleh,  $\phi = 0,9$

### **b. Kapasitas baut**

Sambungan end-plate ditentukan oleh kuat pelat ujung dan kuat baut tariknya. Gaya tarik pada baut dipengaruhi oleh kinerja pelat ujung. Jika pelat ujungnya berdeformasi, terjadi efek prying, yaitu adanya penambahan gaya tarik dibaut. Jika deformasinya relatif kecil dan dapat diabaikan, efek prying juga relatif kecil. Kuat sambungan didasarkan pada baut tanpa efek prying.

$$M_{np} = 2p_t (d_1 + d_2) \dots \dots \dots (2.154)$$

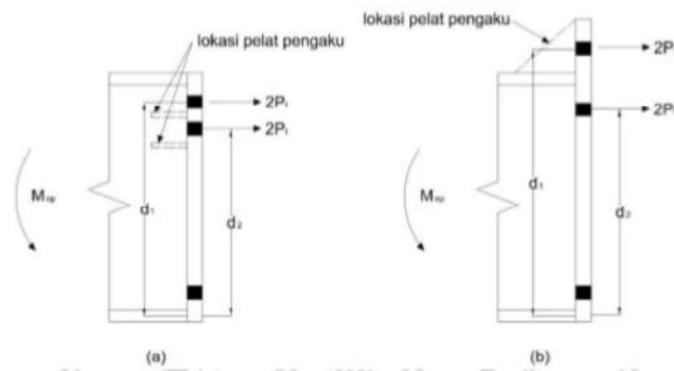
$$M_u = \phi M_{np} \dots \dots \dots (2.155)$$

Dimana :

$M_{np}$  = Kapasitas sambungan end-plate didasarkan pada kekuatan baut tanpa efek prying.

$P_t$  = Kuat tarik nominal baut,  $P_t = A_b \cdot F_{nt}$

$\phi$  = 0,75 keruntuhan fraktur baut



**Gambar 2. 31** Momen kopel baut terhadap sayap tekan

### 2.5.8.3. Sambungan *Base-Plate*

Struktur baja pada umumnya untuk bangunan di bagian atas, sedangkan dibagian bawah khususnya pada pondasi mengandalkan struktur beton. Untuk menghubungkan keduanya perlu sambungan, yaitu base-plate. Pada prinsipnya pelat landasan (base-plate) dibuat untuk transfer gaya atau momen dari struktur baja yang relatif lebih kuat ke struktur beton yang lebih lemah tanpa menimbulkan kerusakan.

Base plate yang biasa, umumnya terdiri dari pelat landasan dan baut angkat. Adapun pelat landasan tersambung ke kolom baja dengan las. Secara teoritis, bisa

saja baut angkur tidak diperlukan, tetapi dalam pelaksanaan harus dipasang. Minimal dua buah, untuk mengantisipasi momen tidak terduga yang terjadi selama masa konstruksi.

#### a. Kuat tumpu beton

Kuat tumpu rencana yaitu  $\phi_c P_p$ , dengan  $\phi = 0,65$ . Adapun kuat tumpu nominal  $P_p$  tergantung dari luasan beton tumpuan yang tersedia, sebagai berikut.

Luas beton  $\cong$  luas pelat landasan, maka:

$$P_p = 0,85 \cdot f_c' \cdot A_t \dots\dots\dots(2.156)$$

Atau dalam format tegangan tumpu nominal maka

$$f_{p(maks)} = \phi_c \cdot 0,85 \cdot f_c' \dots\dots\dots(2.157)$$

Luas beton tumpuan  $>$  luas pelat landasan yang besarnya merata pada semua sisi.

Untuk itu kuat tumpu beton dapat ditingkatkan maksimum sampai dua kalinya:

$$P_p = 0,85 \cdot f_c' \cdot A_t \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1,7 \cdot f_c' \cdot A_t \dots\dots\dots(2.158)$$

$$F_{p(maks)} = \phi_c \cdot 0,85 \cdot f_c' \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1,7 \cdot f_c' \dots\dots\dots(2.159)$$

Dimana:

$f_c'$  = Kuat tekan beton yang diisyaratkan, Mpa

$A_t$  = Luas beton yang dibebani gaya konsentris, mm<sup>2</sup>

$A_2$  = Luas bawah piramida terpancung yang luas atas adalah  $A_1$ , dimana sisi miringnya mempunyai rasio horizontal : vertikal adalah 2 : 1, mm<sup>2</sup>

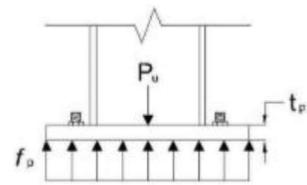
Jika luas beton tumpuan lebih besar dari luas pelat landasan secara merata, maka bagian beton tumpuan yang lebih besar dapat berfungsi sebagai struktur

pengekang untuk bagian beton yang dibebani. Itulah mengapa kuat tumpunya bisa ditingkatkan lagi.

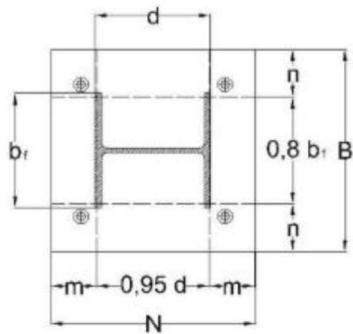
**b. Tekan konsentris**

Jika base-plate bertumpu pada permukaan beton pondasi, maka dimensi pelat landasan ( $B \times N$ ) harus dipilih agar beton dibawahnya tidak rusak, dengan memenuhi ketentuan berikut :

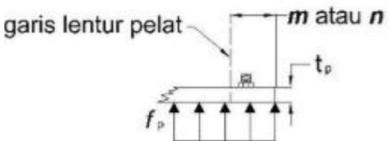
$$f_p = \frac{P_u}{BN} \leq f_{p(maks)} \dots\dots\dots(2.160)$$



(a) Tegangan tumpu beton



(b) Anggapan garis lentur pelat



(c) Menentukan momen pelat

**Gambar 2. 32** Base-plate terhadap beban tekan konsentris

Kuat perlu pada pelat landasan dapat ditentukan berikut.

$$M_{pl} = \frac{1}{2} f_p \cdot l^2 \dots\dots\dots (2.161)$$

Dimana  $l$  adalah nilai terbesar dari  $m$ ,  $n$ , dan  $\lambda n'$

$$m = \frac{N - 0,95 d}{2} \dots\dots\dots (2.162)$$

$$n = \frac{B - 0,8 b_f}{2} \dots\dots\dots (2.163)$$

$$\lambda n' = \frac{1}{4} \lambda \sqrt{d b_f} \dots\dots\dots (2.164)$$

$$A = \frac{2 \sqrt{x}}{1 + \sqrt{1-x}} \leq l \dots\dots\dots (2.165)$$

$$X = \left\{ \frac{4 d b_f}{(d + b_f)^2} \right\} \frac{P_u}{\phi c p_p} \dots\dots\dots (2.166)$$

Cukup konservatif jika diambil  $\lambda = 1$ .

Untuk kondisi batas leleh, tebal minimum pelat landasan adalah

Dimana:

$\phi$  = Faktor ketahanan terhadap lentur,  $\phi = 0,9$

$l$  = Nilai maksimum dari  $m$ ,  $n$ , dan  $\lambda n'$ , agar tebal pelat landasannya ekonomis  
maka parameter tersebut dibuat minimum, salah satunya adalah menetapkan  
 $m = n$

### c. Tegangan beton segitiga – elastis

#### 1) Momen kecil tanpa angkur

Pendekatan tegangan tumpu beton pada kondisi elastis (segitiga) sengaja dipilih karena memberi gambaran cukup rasional tentang efek eksentrisitas ( $e$ ) akibat gaya tekan  $P_u$  terhadap base-plate. Nilai  $e$  disebut sedang jika tidak perlu baut angkur untuk keseimbangannya. Untuk formulasinya akan dibagi menjadi dua kondisi, yaitu :

a. Kecil, jika  $e = \frac{M_u}{P_u} \leq \frac{N}{6}$  .....(2.167)

b. Menengah, jika  $\frac{N}{6} \leq e \leq \frac{N}{2}$  .....(2.168)

## 2) Momen besar dengan angkur

Bila eksentrisitas gaya  $P_u$  besar, maka base-plate dapat terguling. Untuk menghindarinya harus dipasang baut angkur untuk menahan gaya tarik sebesar  $T_u$  akibat momen guling tersebut. Ukuran pelat landasan dipilih sedemikian sehingga tegangan tekan beton,  $f_p$  tidak melebihi tegangan tumpu nominal beton. Untuk mencari nilai  $T_u$  dan  $A$ , dipergunakan persamaan keseimbangan vertikal dan momen sebagai berikut :

$$T_u + P_u = \frac{1}{2} f_p \cdot AB \dots\dots\dots (2.169)$$

$$P_u \left( \frac{N}{2} - x \right) + M_u = \frac{1}{2} f_p AB \left( N - x - \frac{A}{3} \right) \dots\dots\dots (2.170)$$

Jika  $A' = \frac{N}{2} - x$  dan  $f' = f_p B \frac{N-x}{2}$ , dari persamaan di atas diperoleh:

$$A = \frac{f' \pm \sqrt{f'^2 - \frac{2}{8} f_p B (P_u A' + M_u)}}{\frac{1}{8} f_p B} \dots\dots\dots (2.171)$$

Nilai  $A \leq N'$ , jika tidak memenuhi maka ukuran pelat landas tidak mencukupi, perlu ukuran lain. Gaya tarik baut angkur adalah :

$$T_u = \frac{1}{2} f_p AB - P_u \dots\dots\dots (2.172)$$

## d. Tegangan beton persegi – ultimate

### 1) Momen kecil tanpa angkur

Perencanaan base-plate dengan beban eksentris sebelumnya adalah didasarkan pada asumsi distribusi tegangan beton berbentuk segitiga atau kondisi

tegangan elastis. Jika beban bertambah terus sampai kondisi batas, perilaku elastis terlewat dan beton masuk pada kondisi batas (ultimate).

$$q_{maks} = f_{p(maks)} \times B \dots\dots\dots (2.173)$$

$$y_{min} = \frac{P_u}{q_{maks}} \dots\dots\dots (2.174)$$

Jika  $\epsilon$  jarak resultan tumpu beton terhadap pusat berat kolom:

$$\epsilon_{maks} = \frac{N}{2} - \frac{y_{min}}{2} = \frac{N}{2} - \frac{P_u}{2 q_{maks}} \dots\dots\dots (2.175)$$

$$e_{kritis} = \epsilon_{maks} = \frac{N}{2} - \frac{P_u}{2 q_{maks}} \dots\dots\dots (2.176)$$

Eksentrisitas beban  $\leq e_{kritis}$  maka baut angkur tidak diperlukan.

## 2) Momen besar dengan angkur

Jika eksentrisitas beban tekan  $e = M_u/P_u > e_{kritis}$  maka baut angkur diperlukan untuk mencegah base plate mengalami guling. Untuk mencari nilai  $T_u$  dan  $Y$ , dipergunakan persamaan keseimbangan gaya vertikal sebagai berikut.

$$T_u + P_u = qY \dots\dots\dots (2.177)$$

Setelah pengaturan diperoleh persamaan kuadrat berikut.

$$Q_{maks} Y \left( \frac{N}{2} - \frac{Y}{2} + f \right) - P_u (e + f) = 0 \dots\dots\dots (2.178)$$

Setelah pengaturan diperoleh persamaan kuadrat berikut.

$$Y^2 - 2 \left( \frac{N}{2} + f \right) Y + \frac{2 P_u (e+f)}{q_{maks}} = 0 \dots\dots\dots (2.179)$$

Dan penyelesaian untuk  $Y$  adalah

$$Y = \left( \frac{N}{2} + f \right) \pm \sqrt{\left( \frac{N}{2} + f \right)^2 - \frac{2 P_u (e+f)}{q_{maks}}} \dots\dots\dots (2.180)$$

Pada suatu kombinasi gaya, momen dan ukuran base plate tidak diperoleh penyelesaian, sehingga dimensi base plate perlu diperbesar. Agar persamaan bisa diselesaikan maka:

$$\left(\frac{N}{2} + f\right)^2 \geq \frac{2 P_u (e+f)}{q_{maks}} \dots\dots\dots(2.181)$$

Gaya pada angkur adalah

$$T_u = qY \cdot P_u \dots\dots\dots(2.182)$$

Untuk kondisi batas leleh, tebal minimum pelat landasan adalah

$$t_p \geq \sqrt{\frac{4 M_{pl}}{\phi F_y}} \dots\dots\dots(2.183)$$

Pada sisi desak : momen terjadi akibat tegangan reaksi beton pada kantilever m dari tumpuannya. Jika  $Y \geq m$  maka:

$$t_p \geq \sqrt{\frac{4 M_{pl}}{\phi F_y}} = \sqrt{\frac{4 \left(\frac{1}{2} f_p m^2\right)}{0,9 F_y}} = 1,5 m \sqrt{\frac{f_p}{F_y}} \dots\dots\dots(2.184)$$

Untuk  $Y < m$ , maka:

$$t_p \geq \sqrt{\frac{4 M_{pl}}{\phi F_y}} = \sqrt{\frac{4 \left(f_p Y \left(m - \frac{Y}{2}\right)\right)}{0,9 F_y}} = 2,11 \sqrt{\frac{f_p Y \left(m - \frac{Y}{2}\right)}{F_y}} \dots\dots\dots(2.185)$$

dimana:

$$f_p = \frac{P_u}{BY} 2 \dots\dots\dots(2.186)$$

Pada sisi tarik : momen terjadi akibat reaksi baut angkur yang bekerja seperti beban terpusat di pelat. Oleh sebab itu jumlah baut juga berpengaruh, khususnya terhadap lebar efektif pelat.

Tebal pelat landasan minimum untuk memikul baut angkur adalah.

$$t_p \geq \sqrt{\frac{4 M_{pl}}{\phi F_y}} = \sqrt{\frac{4 \left( \frac{T_u \cdot a}{n_b \cdot 2 a} \right)}{0,9 F_y}} = 1,5 \sqrt{\frac{T_u}{n_b \cdot F_y}} \dots\dots\dots(2.187)$$

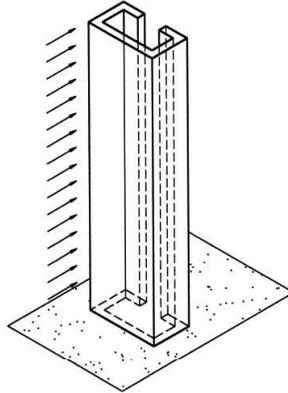
Dimana:

$n_b$  = jumlah baut angkur yang dipasang

## 2.6. *Shear wall*

Shear wall atau lebih dikenal dengan istilah dinding geser adalah element struktur berbentuk dinding beton bertulang yang berfungsi untuk menahan gaya geser, gaya lateral akibat gempa bumi atau gaya lainnya pada gedung bertingkat dan bangunan tinggi. Dinding geser ini terdapat berbagai jenis di dalam gedung antara lain bearing wall, frame wall, dan core wall. *Shear wall* terbagai menjadi beberapa jenis, diantaranya:

1. *Bearing Wall* , adalah jenis dinding geser yang mempunyai fungsi lain sebagai penahan beban gravitasi.
2. *Frame Wall*, adalah dinding geser yang berfungsi sebagai penahan gaya lateral, geser dan pengaku pada sisi luar bangunan. Dinding ini terletak di antara dua kolom struktur.
3. *Core Wall*, adalah jenis dinding geser yang terletak di pusat-pusat massa bangunan yang berfungsi sebagai pengaku bangunan gedung. Biasanya core wall diletakkan pada lubang Lift yang berfungsi sebagai dinding lift sekaligus.



**Gambar 2. 33** Shear Wall

Dasar perhitungan untuk dinding geser menggunakan pendekatan yang hampir sama dengan teori untuk perhitungan belok, yaitu :

1. Pada *shear wall* yang mengalami aksial tarik, tegangan didukung sepenuhnya oleh tulangan.

$$A_s = \frac{P}{\phi \cdot f_y} \dots\dots\dots(2.188)$$

2. Pada *shear wall* yang mengalami aksial tekan, tegangan didukung oleh kuat tekan nominal beton dan sisanya didukung oleh tulangan.

$$A_s = \frac{P - (\phi \cdot f'c)}{\phi \cdot f_y} \dots\dots\dots(2.189)$$

Dimana:

$A_s$  = luasana tulangan yang dibutuhkan ( $\text{cm}^2$ )

$P$  = gaya aksial yang bekerja pada *shear wall*.

$f'c$  = tegangan nominal dari beton.

$f_y$  = tegangan leleh dari baja.

$\phi$  = 0,6 (tekan) dan 0,9 (tarik).

3. Menentukan kuat geser sesuai dengan SNI 03-2846-2013 pasal 11.9.6 untuk *shear wall* penahan gempa atau tidak menahan gempa.

$$V_c = 0,27 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot hd + \frac{N_u \cdot d}{4l_w} \dots\dots\dots(2.199)$$

$$V_c = \left[ 0,5 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} + \frac{l_w(\sqrt{f'c} + 2 \frac{N_u}{l_w h})}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{L_w}{2}} \right] \cdot h \cdot d \dots\dots\dots(2.200)$$

Dimana nilai  $V_c$  diambil yang paling kecil dari kedua persamaan diatas.

Dengan  $l_w$  adalah panjang keseluruhan dindingm dan  $N_u$  adalah positif untuk tekan dan negatif untuk tarik. Persamaan diatas tidak berlaku bila  $\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}$

bernilai negatif.

4. Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 11.9.3  $V_n$  pada semua penampang horizontal untuk geser bidang dinding tidak boleh diambil lebih besar dari  $0,85\sqrt{f'c} hd$ , dimana  $h$  adalah tebal dinding dan  $d$  didefinisikan dalam pasal 11.9.4.
5. Pasal 11. 9. 4 untuk desain gaya geser horizontal dalam bidang dinding, nilai  $d$  harus diambil sama dengan  $0,8l_w$ . Nilai  $d$  yang lebih besar, sama dengan jarak dari serat tekan terjauh ke pusat gaya semua tulangan yang tertarik, boleh digunakan jika ditentukan dengan analisis kompatibilitas regangan.
6. Sesuai SNI 03-2847-2013 pasal 11.9.8, apabila gaya geser terfaktor  $V_u$  adalah kurang dari pada  $0,5\phi V_c$ , maka tulangan harus disediakan sesuai dengan SNI 03-2847-2013 pasal 11.9.9 atau sesuai dengan ketentuan dalam SNI 03-2847-

2013 pasal 14 bila  $V_u$  melebihi  $0,5\phi V_c$ , tulangan geser harus dipasang menurut SNI 03-2847-2013 pasal 11.9.9.

Ketentuan-ketentuan tambahan khusus untuk *shear wall* penahan gempa

1. Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 21.9.2.2 sedikitnya harus dipakai 2 lapis tulangan dinding apabila gaya geser  $V_u$  terfaktor melebihi  $0,17.A_{cv}.\lambda\sqrt{f'c}$
2. Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 21.9.2.1. rasio tulangan transversal tidak kurang dari 0,0025 dan spasi tulangan masing-masing lapis tidak lebih dari 450 mm.
3. Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 21.9.6.2 bahwa *shear wall* harus diberi *boundry element* bila:

$$C > \frac{l_w}{600\left(\frac{\delta u}{h_w}\right)} \text{ dengan } \frac{\delta u}{h_w} \text{ tidak boleh kurang dari } 0,007.$$

Evaluasi Kapasitas *Boundry Element Shear Wall*

1. Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 21.9.6.4 *boundry element* atau elemn pembatas harus dipasang secara horizontal dari sisi serat tekan terluar suatu jarak tidak kurang dari  $(c - 0,1 l_w)$  dan  $c/2$ . Dimana  $c$  adalah tinggi sumbu netral terbesar yang dihitung untuk gaya aksial terfaktor dan kekuatan momen nominal yang konsisten dengan  $\delta u$ .
2. Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 21.9.6.4 rasio tulangan *boundry* tidak boleh lebih kurang dari SNI 03-2847-2013 pasal 21.6.4.4 (a) sebesar:

$$\rho_s = \frac{0,12 \cdot f'c}{f_{yt}} \dots\dots\dots (2.201)$$

3. Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 21.6.4.4 (b), bahwa luar tulangan sengkang tidak boleh kurang dari:

$$Ash = 0,3 \cdot \left[ \frac{s \cdot bc \cdot f'c}{fyt} \right] \cdot \left[ \left( \frac{Ag}{Ach} \right) - 1 \right] \dots\dots\dots (2.202)$$

$$Ash = 0,09 \cdot \left[ \frac{s \cdot bc \cdot f'c}{fyt} \right] \dots\dots\dots (2.203)$$

4. Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 21.9.6.5 spasi longitudinal maksimum tulangan transversal pada pembatas tidak boleh melebihi 200 mm.

## 2.7. Pondasi

Pondasi dalam istilah ilmu teknik sipil dapat didefinisikan sebagai bagian dari struktur bangunan yang berhubungan langsung dengan tanah dan berfungsi untuk menyalurkan beban-beban yang diterima dari struktur atas ke lapisan tanah.

Jenis dan tipe-tipe pondasi, yaitu :

1. Jenis-jenis pondasi dangkal

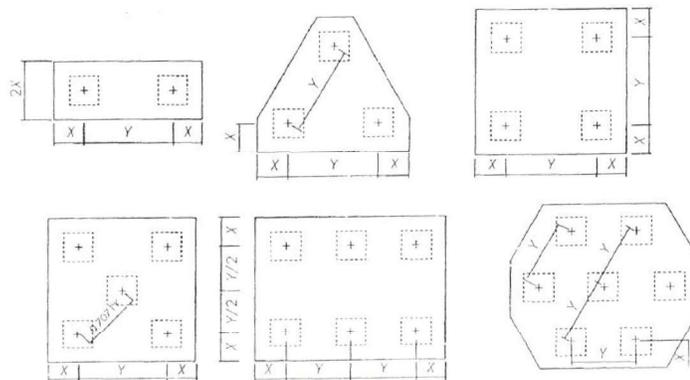
Pondasi dangkal terdiri dari beberapa macam, antara lain pondasi telapak, pondasi lajur, pondasi gabungan, serta pondasi raft/rakit.

2. Jenis-jenis pondasi dalam

Pada beberapa kondisi yang dijumpai di lapangan, terkadang lapisan tanah sebagai dasar pondasi, terletak cukup dalam dari lapisan muka tanah atau dengan kata lain, lapisan tanah tersebut memiliki daya dukung yang kurang bagus. Sebagai alternatifnya, dapat dipilih sistem pondasi dalam berupa tiang pancang atau *bor pile*.

Tiang pancang umumnya sudah dicetak di pabrik (*precast*) dan kemudian dikirim ke lokasi proyek untuk menjalani proses pemancangan. Jenis pondasi tiang yang lain adalah *bor pile*. Pada jenis ini tiang dicor di tempat (*in-situ*) setelah sebelumnya dilakukan proses pengeboran pada titik tiang, panjang tiang dapat disesuaikan secara langsung di lapangan.

Pondasi tiang pada umumnya hadir dalam suatu grup tiang yang diikat oleh satu buah *pile cap*. Satu *Pile cap* dapat terdiri dari beberapa tiang yang bekerja sebagai satu kesatuan. Gambar 2.31 menunjukkan beberapa jenis pondasi tiang dalam suatu grup tiang. Jarak antar tiang pusat ke pusat ( $Y$ ) dibatasi sebesar 2,5 hingga 3 kali diameter tiang, sedangkan jarak ke as tiang pancang ke tepi *pile cap* ( $X$ ) juga dibatasi sebesar 1 hingga 1,5 kali diameter tiang.



**Gambar 2.34** Pondasi grup tiang

## 2.7.1. Pondasi Tiang Pancang

### 2.7.1.1. Data Karakteristik dan Daya Dukung Tanah

Dalam merencanakan struktur bawah diperlukan data-data mengenai karakteristik tanah tempat struktur tersebut berada dan beban struktur yang bekerja di atas struktur bawah yang direncanakan. Karakteristik tanah meliputi

jenis lapisan tanah di bawah permukaan tanah, kadar air, tinggi muka air tanah, dtt. Beban struktur yang bekerja tergantung dari jenis material yang digunakan, jumlah tingkat bangunan, jenis-jenis beban yang bekerja pada struktur tersebut. Hasil penyelidikan tanah yang harus dilaporkan antara lain:

1. Kondisi tanah dasar yang menjelaskan jenis lapisan tanah pada beberapa lapisan kedalaman.
2. Analisis daya dukung tanah.
3. Besar Nilai SPT dari beberapa titik bor.
4. Besar tahanan ujung konus dan jumlah hambatan pelekat dari beberapa titik sondir.
5. Hasil tes laboratorium tanah untuk mengetahui berat jenis tanah.
6. Analisis daya dukung tiang fondasi berdasarkan data-data tanah.

Setelah didapatkan data karakteristik tanah, selanjutnya dapat dihitung daya dukung tanah. Daya dukung tanah adalah kemampuan tanah memikul tekanan, atau tekanan maksimum yang diijinkan bekerja pada tanah di atas fondasi yang dilambangkan dengan  $\bar{\sigma}$ . Daya dukung terfaktor adalah kemampuan tanah memikul tekanan atau tekanan maksimum pada batas runtuh dengan lambang  $\sigma_{alt}$ .

$$\bar{\sigma} = \sigma_{alt} / SF \dots\dots\dots (2.204)$$

Dimana:

SF = *safety factor*, 2 untuk beban normal, 3 untuk beban darurat.

Daya dukung tanah ditentukan dan dibatasi oleh:

1. Aman terhadap runtuhnya tanah ( $\sigma_{alt} / SF$ )

2. Aman terhadap penurunan akibat konsolidasi tanah sehingga penurunan total tidak terlalu besar.

Daya dukung terfaktor dipengaruhi oleh:

1. Nilai parameter tanah ( $\phi$ ,  $c$ ,  $\gamma$ )
2. Kedalaman fondasi ( $D_f$ )
3. Ukuran dan bentuk fondasi
4. Sifat tanah terhadap penurunan
5. Kedalaman muka tanah

#### **2.7.1.2. Daya Dukung Tiang Pancang**

Perencanaan dan perhitungan pondasi dilakukan dengan membandingkan beban-beban yang bekerja terhadap dimensi pondasi dan daya dukung tanah dasar (Hardiyatmo, 2002). Jenis pondasi yang dipilih harus mempertimbangkan hal berikut.

1. Beban total yang bekerja pada struktur berupa hasil kombinasi pembebanan yang terbesar. Beban-beban yang diperhitungkan antara lain beban mati bangunan ( $D$ ), beban hidup ( $L$ ), beban angin ( $W$ ), dan beban gempa ( $E$ ).
2. Kondisi tanah dasar di bawah bangunan.
3. Faktor biaya dan efisiensi
4. Keadaan di sekitar lokasi bangunan

Dalam perancangan pondasi tiang pancang harus diperhitungkan macam-macam gaya yang bekerja, antara lain:

1. Gaya Aksial

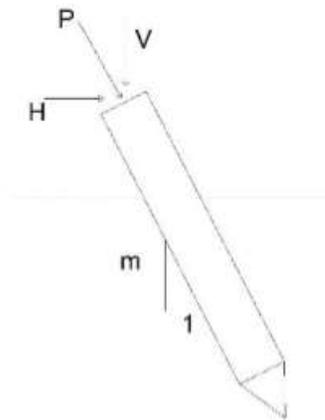
Gaya yang searah dengan sumbu tiang. Gaya aksial dibedakan menjadi axial tekan dan axial tarik. Tiang tekan dengan kombinasi 3 cara yaitu *point bearing pile*, *friction pile*, *adhesive pile*.

## 2. Gaya Lateral

Bekerjanya tegak lurus sumbu tiang yang ditahan oleh tekanan tanah pasif, dan dipengaruhi oleh kekuatan struktur tiang. Dipengaruhi oleh  $\phi$  dan  $c$ .

## 3. Tiang Pancang yang Dipasang Tidak Lateral

Tujuannya yaitu untuk memikul kombinasi gaya horizontal yang besar dan gaya vertikal.



**Gambar 2. 35** Tiang pancang miring

Dengan:

$$m = 4 \text{ sampai } 12 \dots\dots\dots (2.205)$$

$$V = \frac{m}{\sqrt{m^2+1}} \bar{P} \dots\dots\dots (2.206)$$

$$H = \frac{1}{\sqrt{m^2+1}} \bar{P} \dots\dots\dots (2.207)$$

Daya dukung ijin tiang dapat dihitung berdasarkan beberapa metode berikut:

**a. Metode Mayerhof**

Daya dukung tekan

$$P_a = \frac{q_c \times A_p}{FK1} + \frac{\sum I_i \cdot f_i \times A_{st}}{FK2} \dots\dots\dots(2.208)$$

Dimana:

- $P_a$  = daya dukung ijin tekan tiang  
 $q_c$  = 20 N untuk silt/clay dan 40 N untuk sad  
 $N$  = nilai N-SPT  
 $A_p$  = luas penampang tiang  
 $A_{st}$  = keliling penampang tiang  
 $I_i$  = panjang segmen tiang yang ditinjau  
 $f_i$  = gaya geser pada selimut segmen tiang  
= N maksimum 12 tonm<sup>2</sup> untuk slit/clay  
= N/5 maksimum 5 ton/m<sup>2</sup> untuk sand  
FK1 dan FK2 = faktor keamanan, 3 dan 5

Daya dukung tarik

$$P_{ta} = \frac{(\sum I_i \cdot f_i \cdot A_{st}) \cdot 0,70}{FK 2} + W_p \dots\dots\dots(2.209)$$

Dimana:

- $P_{ta}$  = daya dukung ijin tarik tiang  
 $W_p$  = beban pondasi

**b. Metode Kapasitas Ultimit Netto Tiang Tunggal ( $\sigma_u$ )**

$$\sigma_u = \sigma_b + \sigma_s - W_p \dots\dots\dots(2.210)$$

Dimana:

$\sigma_u$  = Kapasitas ultimit netto

$\sigma_b$  = Tahanan ujung ultimit

$\sigma_s$  = Tahanan gesek dinding tiang ultimit

$W_p$  = Berat sendiri

Tahanan adhesi tiang dan tanah

$$P_1 = K \cdot H \cdot c \dots\dots\dots(2.211)$$

Dimana:

$P_1$  = Tahanan adhesi dinding tiang ultimit

$K$  = Luas selimut tiang

$c$  = Adhesi antara dinding tiang dengan tanah

$H$  = Kedalaman tiang

Tahanan gesek dinding tiang ultimit

$$P_2 = K \left( \frac{1}{2} H^2 \gamma \right) (1 + \tan^2 \phi_1) \tan \phi \dots\dots\dots(2.212)$$

Dimana:

$P_2$  = Tahanan gesek dinding tiang ultimit

$\gamma$  = Berat isi tanah

$H$  = Kedalaman tiang

$\phi$  = Sudut gesek antara dinding tiang dan tanah

Tahanan ujung tiang

$$P_3 = A_b \left( (1,3 \cdot c \cdot Nc) + (H \cdot \gamma \cdot Nq) + \beta \cdot \gamma \cdot N\gamma \right) \dots\dots\dots(2.213)$$

Dimana:

$P_3$  = Tahanan ujung tiang ultimit

$\gamma$  = Berat isi tanah

$c$  = Kohesi tanah di ujung tiang

$H$  = Kedalaman tiang

$A_b$  = Luas penampang ujung tiang

$N_c, N_q, N_\gamma$  = Faktor daya dukung

### c. Metode Bagemann

Untuk tiang tanah kohesif, umumnya tahanan konus ( $q_c$ ) dihubungkan dengan kohesi tak terdrainase ( $c_u$ ), yaitu (Bagemann, 1965):

$$c_u \cdot N_k = q_c \text{ (kg/cm}^2\text{)} \dots\dots\dots (2.214)$$

Nilai  $N_k$  berkisar antara 15 – 20 tergantung dari sensitifitas, kompresibilitas dan adhesi antara tanah dan mata sondir. Tahanan ujung tiang diambil pada nilai  $q_c$  rata-rata ( $q_{ca}$ ) yang dihitung dari  $8d$  di atas dasar tiang sampai  $4d$  di bawah dasar tiang. Tahanan gesek per satuan luas ( $f_s$ ) dari tiang pancang, secara aman, dapat diambil sama dengan tahanan gesek sisi konus ( $q_f$ ), yaitu:

$$f_s = q_f \text{ (kg/cm}^2\text{)} \dots\dots\dots (2.215)$$

Kapasitas ultimit tiang pancang yaitu:

$$Q_u = A_b \cdot q_c + A_s \cdot q_f - W_p \text{ (kg)} \dots\dots\dots (2.216)$$

Kapasitas dukung ijin,  $Q_{all}$  (kN)

$$Q_{all} = Q_u/SF \dots\dots\dots (2.217)$$

Keterangan:

$A_b$  = Luas ujung bawah tiang ( $\text{cm}^2$ )

$A_s$  = Luas selimut ( $\text{cm}^2$ )

$q_c$  =  $f_b$  = tahanan konus ( $\text{kg/cm}^2$ )

$q_f$  = Tahanan gesek sisi konus ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

$W_p$  = Berat tiang (kg)

SF = Faktor keutamaan = 3

#### d. Metode Schmertmann-Nottingham

Metode yang diberikan oleh Schmertmann dan Nottingham (1975) ini hanya berlaku untuk fondasi tiang pancang. Schmertmann dan Nottingham menganjurkan perhitungan daya dukung ujung pondasi tiang mengikuti cara Begemann, yaitu dengan meninjau perlawanan ujung sondir hingga jarak  $8D$  di atas ujung tiang dan dari  $0,7D$  hingga  $4D$  di bawah ujung tiang dengan  $D$  adalah diameter atau sisi tiang sehingga:

$$Q_p = \frac{q_{c1} + q_{c2}}{2} A_p \dots\dots\dots (2.218)$$

Dimana:

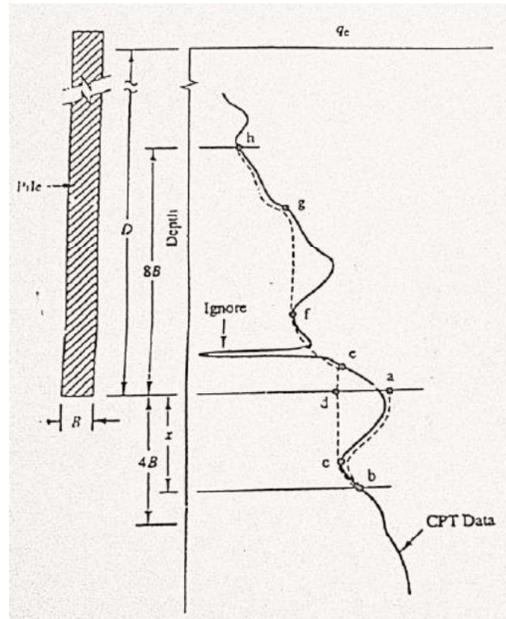
$Q_p$  = daya dukung ujung ultimit tiang

$q_{c1}$  = nilai  $q_c$  rata-rata pada  $0,7D$  sampai  $4D$  di bawah ujung tiang

$q_{c2}$  = nilai  $q_c$  rata-rata dari ujung tiang hingga  $8D$  di atas ujung tiang

$A_p$  = luas proyeksi penampang tiang

Bila zona tanah lunak di bawah tiang masih ditemui pada kedalaman  $4D \sim 10D$ , maka perlu dilakukan reduksi terhadap nilai rata-rata tersebut. Pada umumnya nilai perlawanan ujung diambil tidak lebih dari  $100 \text{ kg}/\text{cm}^2$  untuk tanah pasir dan tidak melebihi  $75 \text{ kg}/\text{cm}^2$  untuk tanah pas kelanauan.



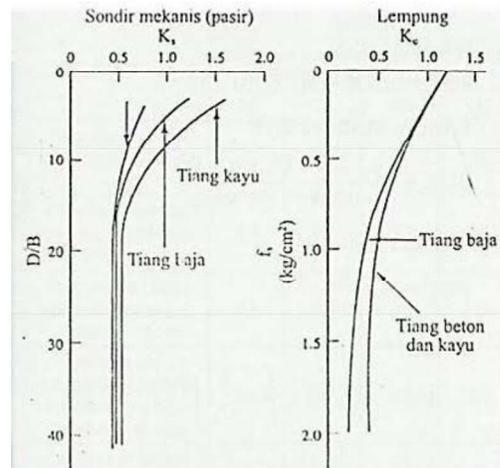
**Gambar 2. 36** Perhitungan daya dukung ujung tiang metode CPT

Untuk mendapatkan daya dukung selimut tiang maka digunakan formula sebagai berikut:

$$Q_s = K_{s,c} \left[ \sum_{z=0}^{8D} \frac{z}{8D} \cdot f_s \cdot As + \sum_{z=8D}^L f_s \cdot As \right] \dots\dots\dots(2.219)$$

$K_s$  dan  $K_c$  adalah faktor reduksi yang tergantung pada jenis alat sondir, kedalaman, dan nilai gesekan selimut ( $f_s$ ), dan digunakan tergantung jenis tanah yang sesuai.  $K_s$  digunakan untuk tanah pasiran sedangkan  $K_c$  digunakan untuk tanah lempungan (Gambar 2.33).

Apabila tanah terdiri dari beberapa lapisan pasir dan lempung, Schmertmann menganjurkan untuk menghitung daya dukung setiap lapisan secara terpisah. Namun perlu diingat bahwa nilai  $K_{c,s}$  pada persamaan di atas dihitung berdasarkan total kedalaman tiang.



**Gambar 2. 37** Faktor koreksi gesekan selimut tiang pada sondir mekanis

### 2.7.1.3. Jumlah Tiang yang Diperlukan

Perhitungan jumlah tiang yang diperlukan pada suatu titik kolom menggunakan beban aksial dengan kombinasi beban DL + LL (beban tak terfaktor). Jumlah tiang yang dipertukan dihitung dengan membagi gaya aksial yang terjadi dengan daya dukung tiang.

$$n_p = \frac{P}{P_{all}} \dots\dots\dots(2.220)$$

Dimana:

$n_p$  = jumlah tiang

$P$  = gaya aksial yang terjadi

$P_{all}$  = daya dukung ijin tiang

### 2.7.1.4. Kapasitas Dukung Kelompok Tiang

Jika beban struktur atas yang harus ditumpu oleh fondasi tiang terlalu besar, maka secara tunggal fondasi tiang tidak lagi mampu menopang bebabn tersebut.

Untuk itu, salah satu cara untuk mengatasinya adalah dengan memasang beberapa

tiang menjadi satu kelompok atau sering disebut fondasi grup tiang. Masing-masing tiang dalam satu grup diikat bagian atasnya dengan kepala tiang (pile cap).

1. Kapasitas dukung tiang gesek (*friction pile*) dalam tanah lempung akan berkurang jika jarak tiang semakin dekat. Berikut merupakan persamaan efisiensi tiang yang disarankan oleh *Converse-Labarre formula* , yaitu:

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n'-1)m + (m-1)n'}{90 m.n'} \dots\dots\dots(2.221)$$

Keterangan:

$E_g$  = efisiensi kelompok tiang

$m$  = jumlah baris tiang

$n$  = jumlah tiang dalam satu baris

$\theta$  = arc tg  $d/s$  ( $^{\circ}$ )

$s$  = jarak pusat ke pusat tiang (m)

$d$  = diameter tiang (m)

Beban maksimum kelompok tiang ( $Q_g$ ) yang mengakibatkan keruntuhan:

$$Q_g = E_g \cdot n \cdot Q_u \dots\dots\dots(2.222)$$

Keterangan:

$Q_u$  = beban maksimum tiang tunggal yang mengakibatkan keruntuhan (kg).

2. Besarnya beban maksimum yang diterima oleh tiang yaitu:

Fondasi tiang yang memikul beban dan momen satu arah

$$P_{\text{terjadi}} = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{My \cdot x}{\Sigma x^2} \leq P_{\text{netto}} \dots\dots\dots(2.223)$$

Fondasi tiang yang memikul beban dan momen dua arah

$$P_{\text{terjadi}} = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{My \cdot x}{\Sigma x^2} \pm \frac{Mx \cdot y}{\Sigma y^2} \leq P_{\text{netto}} \dots\dots\dots(2.224)$$

$$P_{\text{maks}} = \frac{Pu}{np} \pm \frac{My \cdot X_{\text{maks}}}{ny \cdot \Sigma X^2} \pm \frac{Mx \cdot Y_{\text{maks}}}{nx \cdot \Sigma Y^2} \dots\dots\dots (2.225)$$

$$P_{\text{min}} = \frac{\Sigma P}{n} - \frac{My \cdot x}{\Sigma x^2} - \frac{Mx \cdot y}{\Sigma y^2} \leq P_{\text{netto}} \dots\dots\dots (2.226)$$

$$P_{\text{min}} > 0 \dots\dots\dots (2.227)$$

Dimana:

$P_{\text{maks}}$  = beban maksimum tiang

$P_u$  = gaya aksial yang terjadi (terfaktor)

$M_y$  = momen yang bekerja memutar sumbu y

$M_x$  = momen yang bekerja memutar sumbu x

$x_{\text{maks}}$  = jarak terjauh arah sumbu x

$y_{\text{maks}}$  = jarak terjauh arah sumbu y

$\Sigma X^2$  = jumlah kuadrat X

$\Sigma Y^2$  = jumlah kuadrat Y

$n_x$  = banyak tiang dalam satu baris arah sumbu x

$n_y$  = banyak tiang dalam satu baris arah sumbu y

$np$  = jumlah tiang

Bila P maksimum yang terjadi bernilai positif, maka pile mendapatkan gaya tekan. Sebaliknya bila P maksimum yang terjadi bernilai negatif, maka pile mendapat gaya tarik.

## 2.7.2. Pile Cap

### 2.7.2.1. Dimensi Pile Cap

Pada SNI 2847-2013 Pasal 15.7 disebutkn bahwa tebal fondasi tapak di atas tulangan bawah tidak boleh kurang dari 150 mm untuk fondasi tapak di atas tanah,

atau kurang dari 300 mm untuk fondasi tapak (*footing*) di atas tiang fondasi. Tebal selimut beton minimum untuk beton yang dicor langsung di atas tanah dan selalu berhubungan dengan tanah adalah 75 mm.

Kuat geser fondasi tapak di sekitar kolom, beban terpusat, atau daerah reaksi ditentukan oleh kondisi terberat dari dua hal berikut.

1. Aksi balok satu arah dimana masing-masing penampang kritis yang akan ditinjau menjangkau sepanjang bidang yang memotong seluruh lebar fondasi tapak.
2. Aksi dua arah dimana masing-masing penampang kritis yang akan ditinjau harus ditempatkan sedemikian hingga parameter penampang adalah minimum.

Perhitungan gaya geser satu arah dan dua arah untuk pile cap sama dengan perhitungan gaya geser satu arah dan dua arah pada fondasi telapak.

$$\text{Jarak tiang pancang} = 3D$$

$$\text{Jarak tiang ke tepi pile cap} = 2D$$

Kontrol gaya geser satu arah

Gaya geser yang bekerja pada penampang kritis adalah:

$$V_u = \sigma \cdot L \cdot G' \dots\dots\dots(2.228)$$

Dimana:

$$V_u = \text{gaya geser}$$

$$\sigma = P/A$$

$$L = \text{panjang pile cap}$$

$$d = \text{tebal efektif pile cap}$$

$$G' = \text{daerah pembebanan yang diperhitungkan untuk geser penulangan}$$

$$= L - (L/2 + \text{lebar kolom}/2 + d)$$

Kuat geser beton adalah:

$$\phi V_c = \phi \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d \dots\dots\dots(2.229)$$

Dimana:

b = panjang pondasi

d = lebar efektif pondasi

= h – selimut beton

h = tebal pondasi

$V_c$  = gaya geser nominal yang disumbangkan oleh beton

$f_c'$  = kuat tekan beton yang disyaratkan

$V_u$  = gaya geser satu arah yang terjadi

$$\phi V_c > V_u$$

Kontrol gaya geser dua arah

Lebar penampang kritid ( $B'$ ) adalah:

$$B' = \text{lebar kolom} + 2 (1/2) d$$

Gaya geser yang bekerja pada penampang kritis adalah

$$V_u = \sigma \cdot (L \cdot B^2)$$

Dimana:

$$\sigma = P/A$$

$B'$  = lebar penampang kritis

L = panjang pondasi

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 11.11.2.1. besar  $V_c$  adalah nilai terkecil

dari beberapa persamaan berikut.

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f_c'} b_o \cdot d \dots\dots\dots(2.230)$$

$$V_c = 0,083 \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2\right) \lambda \sqrt{f_c'} b_o \cdot d \dots\dots\dots(2.231)$$

$$V_c = 0,33 \lambda \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d \dots\dots\dots(2.232)$$

Dimana:

$\beta$  = rasio kolom

$\lambda$  = 1 (untuk beton normal)

$b_o$  = keliling penampang kritis

$\alpha_s$  = 40 (untuk kolom interior), 30 (untuk kolom tepi), 20 (untuk kolom sudut)

### 2.7.2.2. Penulangan Pile Cap

Pada SNI 2847:2013 Pasal 15.4.2. dijelaskan bahwa momen terfaktor maksimum untuk sebuah fondasi telapak setempat harus dihitung pada penampang kritis yang terletak di:

1. Pada muka kolom, pedestal, atau dinding, untuk fondasi tapak yang menumpu kolom, pedestal, atau dinding beton;
2. Setengah jarak antara tengah dan tepi dinding, untuk fondasi tapak yang menumpu dinding pasangan (masonry).
3. Setengah jarak antara muka kolom dan tepi pelat dasar baja, untuk fondasi tapak yang menumpu kolom dengan pelat dasar baja.

$$\rho_{perlu} = \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f_c'}}\right] \dots\dots\dots(2.233)$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} \dots\dots\dots(2.234)$$

$$A_{perlu} = \rho \cdot b \cdot d \dots\dots\dots(2.235)$$