

## BAB II

### DASAR TEORI

#### 1.1. Umum

Baja merupakan salah satu bahan konstruksi yang penting. Sifat-sifatnya yang terutama penting dalam penggunaan dibandingkan terhadap bahan lain yang tersedia dan sifat ductility. Ductility adalah kemampuan untuk berdeformasi secara nyata baik dalam tegangan maupun regangan sebelum terjadi kegagalan (*Charles G. Salmon, 1991*).

Struktur komposit (*Composite*) merupakan struktur yang terdiri dari dua material atau lebih dengan sifat bahan yang berbeda dan bentuk satu kesatuan sehingga menghasilkan sifat gabungan yang lebih baik untuk memikul beban tekan dan lentur. Komponen struktur komposit ini dapat menahan beban sekitar 33-50% lebih besar dari pada beban yang dapat dipikul oleh balok baja saja tanpa adanya perilaku komposit.

Dalam perhitungan perencanaan ada tiga macam metode perhitungan yaitu metode elastis, metode plastis dan metode *LRFD (Load and Resistance Factor Design)*.

##### 1. Metode Elastis

Metode ini berdasarkan beban kerja dimana akibat beban kerja yang direncanakan tegangan yang terjadi harus lebih kecil dari tegangan yang diijinkan.

$$\text{Tegangan ijin} = \frac{\text{Tegangan leleh}}{\text{Faktor keamanan}} \text{ atau } w = \frac{\sigma_y}{FK}$$

##### 2. Metode Plastis

Metode ini berdasarkan pada sifat baja yang mempunyai sifat daktilitas. Baja akan memiliki cadangan kekuatan di atas kekuatan elastis. Sehingga beban kerja yang direncanakan dikalikan dengan faktor beban dan struktur direncanakan berdasarkan kekuatan keruntuhan (*collapse*).

### 3. Metode LRFD

Metode ini berdasarkan pada konsep keadaan batas (*limit state*), yaitu suatu keadaan dimana struktur atau elemen struktur didesain sampai menunjukkan perilaku tidak dapat berfungsi lagi. Ada dua kategori yang menyatakan keadaan batas (*limit state*) :

- a. *Strength limit state* yaitu kemampuan struktur memikul beban
- b. *Serviceability limit state* yaitu kelakuan struktur memikul beban

Secara umum perumusan untuk pendekatan desain metode LRFD ini dapat ditulis sebagai berikut :

$$\phi R_n \geq \gamma_i Q_i$$

## 1.2. Material komponen

### 1.2.1. 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*).

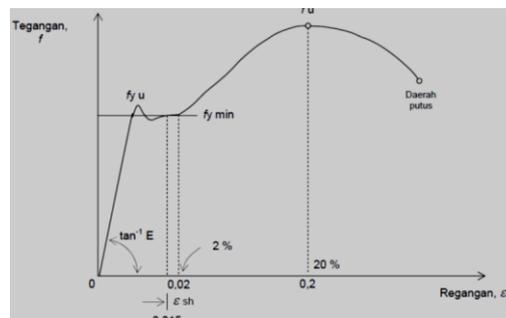
Menurut (Fendy,2015) Baja adalah salah satu dari bahan konstruksi yang penting dan mempunyai sifat utama dalam penggunaan konstruksi yang berkekuatan tinggi dibandingkan terhadap setiap lainnya dan juga memiliki sifat

keliatan (ductility) yang mempunyai kemampuan untuk berfermormasi secara nyata, baik dalam tegangan maupun dalam kompresi.

Menurut (Afrizal,2016) Baja mempunyai kekuatan yang tinggi dan sama kuat pada kekuatan tarik maupun tekan oleh karena itu baja adalah elemen struktur yang memiliki batasan sempurna yang akan menahan beban jenis tarik aksial, tekan aksial, dan lentur dengan fasilitas yang hampir sama.

### 1.2.1.1. Sifat Mekanis Baja

Untuk mengetahui sifat mekanik baja dilakukan pengujian tarik terhadap benda uji dengan memberikan gaya tarikan sampai benda uji menjadi putus. Hasil uji tarik dalam bentuk kurva tegangan-regangan pada setiap tahapan beban akan menunjukkan perilakunya.



**Gambar 0.1** Kurva Tegangan – Regangan Hasil Pengujian

Sifat mekanik tiap jenis baja dapat dilihat dalam tabel berikut :

**Tabel 0.1** Sifat Mekanis Baja Struktural

Jenis Baja	Tegangan putus minimum, $f_u$ (MPa)	Tegangan leleh minimum, $f_y$ (MPa)	Peregangan minimum (%)
BJ 34	340	210	22
BJ 37	370	240	20
BJ 41	410	250	18
BJ 50	500	290	16
BJ 51	550	410	13

Sifat – sifat mekanis lainnya baja structural untuk maksud perencanaan ditetapkan (SNI 03-1729-2002) sebagai berikut :

Modulus elastisitas baja ( $E$ ) = 200.000 MPa

Modulus geser ( $G$ ) = 76.923.08 MPa

Angka *poisson* ( $\mu$ ) = 0,30

### **1.3. Metode Desain Load and Resistance Faktor Design (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.

#### **1.3.1. 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 :

$$\sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n \dots \dots \dots (0.1)$$

Dimana :

$\Sigma$  = 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

### 1.3.2. Ketentuan LRFD SNI 03-1729-2002

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

Konsep dasar ketentuan dari metode LRFD adalah :

$$R_u \leq \phi R_u \dots \dots \dots (0.2)$$

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  $R_u$  selanjutnya digunakan untuk meninjau per-elemen diperlukan karena karakter untuk setiap aksi dan perilaku keruntuhannya dimungkinkan bisa berbeda-beda.

#### 1.4. Faktor Reduksi Kekuatan

Faktor reduksi kekuatan dalam perencanaan struktur berdasarkan metode LRFD, ditentukan dalam SNI 03-1729-2002, sebagai berikut :

**Tabel 0.2** Faktor Reduksi Kekuatan

1.	Komponen struktur yang memikul lentur	$\phi = 0,90$
2.	Komponen struktur yang memikul gaya tekan aksial	$\phi = 0,85$
3.	Komponen struktur yang memikul gaya tarik	
	a. Terhadap kuat tarik leleh	$\phi = 0,90$
	b. Terhadap kuat tarik fraktur	$\phi = 0,75$
4.	Komponen struktur yang memikul gaya aksial dan lentur	$\phi = 0,90$
5.	Komponen Struktur Komposit	
	a. Kuat tekan	$\phi = 0,85$
	b. Kuat tumpu beton	$\phi = 0,60$

	c. Kuat lentur dengan distribusi tegangan plastis	$\phi = 0,85$
	d. Kuat lentur dengan distribusi tegangan elastis	$\phi = 0,90$
6.	Sambungan baut	$\phi = 0,75$
7.	Sambungan las	
	a. Las tumpul penetrasi penuh	$\phi = 0,90$
	b. Las sudut, las tumpul penetrasi sebagian, las pengisi	$\phi = 0,75$

### 1.5. Perencanaan Pembebanan Bangunan Bertingkat

Beban merupakan gaya yang bekerja pada suatu landasan struktur, sehingga memperhitungkan pembebanan pada struktur bangunan merupakan hal yang terpenting dalam perencanaan sebuah gedung. Terdapat gaya luar yang bekerja pada suatu bangunan yaitu beban gravitasi dan beban lateral. Beban gravitasi meliputi beban mati dan beban hidup yang membebani struktur, sedangkan yang termasuk beban lateral adalah beban angin dan beban gempa.

Menurut (Palit, 2016) Dalam Merencanakan struktur suatu bangunan bertingkat, digunakan struktur yang mampu mendukung berat sendiri, gaya angin, beban hidup maupun beban khusus yang bekerja pada struktur tersebut.

Menurut (Andriyulianto dan Nugroho, 2013) Dalam melakukan analisis desain suatu struktur bangunan akan menerima beban-beban yang bersifat statis dan dinamis. Beban statis merupakan beban yang relatif konstan atau beban yang memiliki perubahan intensitas beban terhadap waktu berjalan lambat. Jenis-jenis beban statis menurut Peraturan Pembebanan Untuk Rumah Dan Gedung 1987 adalah beban mati (*Dead Load*) dan beban hidup. Sedangkan beban dinamis adalah beban yang bekerja secara tiba-tiba pada struktur. Pada umumnya, beban ini bersifat tidak tetap (*unsteady-state*) serta mempunyai karakteristik besaran dan

arah yang berubah dengan cepat. Deformasi pada struktur akibat beban dinamik ini juga akan berubah-ubah secara cepat.

Berikut pedoman perhitungan pembebanan pada bangunan Kantor Kesehatan Pelabuhan Probolinggo :

1. Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung (SNI 1727-2012).
2. Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung (SKBI – 1.3.53.1983).
3. Tata cara perhitungan Struktur Baja untuk bangunan (SNI 03-1729-2002) dan Perencanaan struktur baja berdasarkan *Spesifikasi untuk Bangunan 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)

#### 1.5.1. Beban Mati (DL)

Beban mati adalah beban yang selamanya akan terus dan bekerja pada struktur bangunan. Yang termasuk beban mati adalah berat sendiri bangunan, berat peralatan mekanikal elektrik, inventaris- inventaris berat yang diproyeksikan tidak akan berpindah tempat.

Berat sendiri bahan bangunan dan komponen gedung menurut Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung 1983 adalah sebagai berikut :

**Tabel 0.3** Berat Sendiri Bahan Bangunan

MATERIAL BANGUNAN		
Baja	7.850	Kg/m <sup>3</sup>
Batu alam	2.600	Kg/m <sup>3</sup>

Batu belah, batu bulat, batu gunung (berat tumpuk)	1.500	Kg/m <sup>3</sup>
Batu karang (berat tumpuk)	70	Kg/m <sup>3</sup>
Batu pecah	1.450	Kg/m <sup>3</sup>
Besi tuang	7.250	Kg/m <sup>3</sup>
Beton	2.200	Kg/m <sup>3</sup>
Beton bertulang	2.400	Kg/m <sup>3</sup>
Kayu (kelas I)	1.000	Kg/m <sup>3</sup>
Kerikil, koral (kering udara sampai lembap, tanpa diayak)	1.650	Kg/m <sup>3</sup>
Pasangan bata merah	1.700	Kg/m <sup>3</sup>
Pasangan batu belah, batu belat, batu gunung	2.200	Kg/m <sup>3</sup>
Pasangan batu cetak	2.200	Kg/m <sup>3</sup>
Pasangan batu karang	1.450	Kg/m <sup>3</sup>
Pasir (kering udara sampai lembap)	1.600	Kg/m <sup>3</sup>
Pasir kerikil, koral (kering udara sampai lembap)	1.800	Kg/m <sup>3</sup>
Tanah lempung dan lanau (kering udara sampai lembap)	1.700	Kg/m <sup>3</sup>
Tanah, lempung dan lanau (basah)	2.000	Kg/m <sup>3</sup>
Tanah hitam	11.400	Kg/m <sup>3</sup>
Semen Portland	1250	Kg/m <sup>3</sup>

**Tabel 0.4** Komponen Gedung

KOMPONEN GEDUNG		
Adukan, per cm tebal		
- Dari semen	21	Kg/m <sup>3</sup>
- Dari kapur, semen merah atau tras	17	Kg/m <sup>3</sup>
Aspal	14	Kg/m <sup>3</sup>
Dinding pasangan bata merah		
- Satu bata	450	Kg/m <sup>3</sup>
- Setengah bata	250	Kg/m <sup>3</sup>
Dinding pasangan batako berlubang		

- Tebal dinding 20 cm	200	Kg/m <sup>3</sup>
- Tebal dinding 10 cm	120	Kg/m <sup>3</sup>
Tanpa Lubang		
- Tebal dinding 15 cm	300	Kg/m <sup>3</sup>
- Tebal dinding 10 cm	200	Kg/m <sup>3</sup>
Langit-langit dan dinding		
- Semen abses (eternit dll) tebal 4mm	11	Kg/m <sup>3</sup>
- Kaca tebal 3 mm – 5 mm	10	Kg/m <sup>3</sup>
Lantai kayu sederhana dengan batang maksimum 5 m dan beban hidup 200 kg/m <sup>3</sup>	40	Kg/m <sup>3</sup>
Penggantung langit-langit kayu bentang maksimum 5 m dan jarak s.k.s 0 m	7	Kg/m <sup>3</sup>
Penutup atap genting	50	Kg/m <sup>3</sup>
Penutup atap sirap	40	Kg/m <sup>3</sup>
Penutup atap seng	10	Kg/m <sup>3</sup>
Penutup atap ubin semen Portland	24	Kg/m <sup>3</sup>
Penutup atap asbes gelombang	11	Kg/m <sup>3</sup>
(Sumber : Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983)		

### 1.5.2. Beban Hidup (LL)

Beban hidup ialah semua beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu gedung, dan kedalamnya termasuk beban-beban pada lantai yang berasal dari barang-barang yang dapat berpindah, mesin-mesin serta peralatan yang tidak merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung dan dapat diganti selama masa hidup dari gedung itu, sehingga mengakibatkan perubahan dalam pembebanan lantai dan atap tersebut.

**Tabel 0.5** Beban Hidup Pada Lantai Gedung

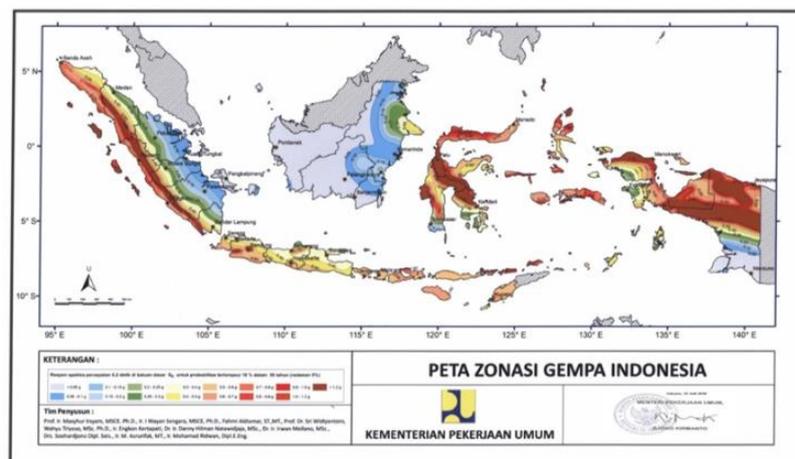
Beban Hidup		Berat (kg/m <sup>3</sup> )
a.	Lantai dan tangga rumah tinggal, kecuali yang	200

	disebut dalam b	
b.	Lantai dan tangga rumah tinggal sederhana dan gudang-gudang tidak penting yang bukan untuk toko, pabrik atau bengkel	125
c.	Lantai sekolah, ruang kuliah, kantor, toko, toserba, restoran, hotel, asrama dan rumah sakit.	250
d.	Lantai ruang olahraga	400
e.	Lantai ruang dansa	500
f.	Lantai dan balkon dalam dari ruang-ruang untuk pertemuan yang lain daripada yang disebut dalam a s/d e, seperti masjid, gereja, ruang pagelaran, ruang rapat, bioskop dan panggung penonton dengan tempat duduk tetap	400
g.	Panggung penonton dengan tempat duduk tidak tetap atau untuk penonton yang berdiri	500
h.	Tangga, bordes tangga dan gang dari yang disebut dalam c	300
i.	Tangga, bordes tangga dan gang dari yang disebut dalam d, e, f, dan g	500
j.	Lantai ruang pelengkap dari yang disebut dalam c, d, e, f dan g	250
k.	Lantai untuk pabrik, bengkel, gudang, perpustakaan, ruang arsip, toko buku, toko besi, ruang alat-alat dan ruang mesin, harus direncanakan terhadap beban hidup yang ditentukan tersendiri, dengan minimum	400
l.	Lantai gedung parkir bertingkat	
	Untuk lantai bawah	800
	Untuk lantai tingkat lainnya	400
m.	Balkon-balkon yang menjorok bebas keluar harus direncanakan terhadap beban hidup dari lantai ruang yang berbatasan, dengan minimum	300
(Sumber : Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983)		

### 1.5.1. Beban Gempa (Earth Quake Load)

Gempa bumi adalah fenomena getaran yang dikaitkan dengan kejutan pada kerak bumi. Beban kejut ini dapat disebabkan oleh banyak hal, tetapi salah satu yang utama adalah benturan pergesekan kerak bumi yang mempengaruhi permukaan kerak bumi. Lokasi gesekan ini terjadi disebut *fault zones*. Kejutan yang berkaitan dengan benturan tersebut menjalar dalam bentuk gelombang. Gelombang ini menyebabkan permukaan bumi dan bangunan di atasnya bergetar.

Berdasarkan peraturan SNI 1726:2012 tiap kota atau wilayah di Indonesia akan memiliki grafik spektrum respons masing-masing, tidak hanya terbatas pada 6 Wilayah Gempa seperti sebelumnya. Di bawah ini adalah peta zona gempa diseluruh wilayah Indonesia.



**Gambar 0.2** Peta Zonasi Gempa Indonesia

Dalam SNI 1726:2012 Pasal 7, dijelaskan prosedur analisis dan desain sismik yang digunakan dalam perencanaan struktur bangunan gedung dan komponennya, sedangkan SNI 1726:2012 Pasal 7.8 menyatakan bahwa beban gempa didapat dari hasil perhitungan gaya geser dasar seismik  $V$  yang diperoleh dari rumus:

Beban gempa didapat dari hasil perhitungan gaya geser dasar seismik  $V$  yang diperoleh dari rumus :

$$V = C_s \cdot W \dots \dots \dots (0.3)$$

Dimana :

$C_s$  = Koefisien respon seismic

$W$  = Berat seismik efektif

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

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_c}\right)} \dots \dots \dots (0.4)$$

Dimana :

$S_{DS}$  = parameter percepatan spectrum respons desain dalam ruang rentang perioda pendek

$R$  = faktor modifikasi respons

$I_c$  = faktor keutamaan gempa

Pada Distribusi vertikal gaya gempa, gaya gempa lateral ( $F_x$ ) (kN) yang timbul disemua tingkat harus ditentukan dari persamaan berikut :

$$F_x = C_{vx} \cdot V \dots \dots \dots (0.5)$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \dots \dots \dots (0.6)$$

Dimana :

$C_{vx}$  = faktor distribusi vertical

$V$  = gaya lateral desain total atau geser di dasar struktur, dinyatakan dalam kilonewton (kN)

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

$h_i$  dan  $h_x$  = tinggi dari dasar sampai tingkat  $i$  atau  $x$ , dinyatakan dalam meter.

$K$  = untuk struktur yang mempunyai perioda sebesar 2,5 detik atau lebih,  $k = 2$  untuk struktur yang mempunyai perioda antara 0,5 dan 2,5 detik,  $k$  harus sebesar 2 atau harus ditentukan dengan interpolasi linier antara 1 dan 2.

Sedangkan pada distribusi horizontal gaya gempa, geser tingkat desain gempa di semua tingkat ( $V_x$ ) (kN) harus ditentukan dari persamaan berikut:

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i \dots\dots\dots(0.7)$$

Dimana :

- $F_i$  adalah bagian dari geser dasar seismik ( $V$ ) yang timbul di tingkat  $i$ , dinyatakan dalam kilo newton (kN)
- Geser tingkat desain gempa ( $V_x$ ) (kN) harus didistribusikan pada berbagai elemen vertikal system penahan gaya gempa di tingkat yang ditinjau berdasarkan pada kekakuan lateral relative elemen penahan vertikal dan diafragma.

### 1.5.2. Beban Angin (W)

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 (PPIUG 1983) mensyaratkan beberapa hal berikut :

- a. Tekanan tiup harus diambil minimum  $25 \text{ kg/m}^2$
- b. Tekanan tiup di laut dan di tepi laut sampai sejauh 5 km dari pantai harus diambil minimum  $40 \text{ kg/m}^2$
- c. Untuk tempat-tempat dimana terdapat kecepatan angin yang mungkin menyebabkan tekanan tiup lebih besar, tekanan tiup angin ( $p$ ) dapat ditentukan berdasarkan rumus  $p = \frac{v^2}{16}$  ( $\text{kg/m}^2$ ). Dimana  $v$  adalah kecepatan angin ( $\text{m/detik}$ ) yang harus ditentukan oleh instansi yang berwenang.
- d. Pada cerobong tekanan tiup dalam  $\text{kg/m}^2$  harus ditentukan dengan rumus  $(42,5 + 0,6 h)$  dimana  $h$  adalah tinggi cerobong seluruhnya dalam meter, diukur dari lapangan yang berbatasan.
- e. 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.

### 1.5.3. Kombinasi pembebanan

Pada perencanaan struktur, beban-beban yang ada harus dikombinasikan dengan faktor-faktor tertentu sehingga akan menghasilkan beban ultimate sebagai dasar perencanaan. Kombinasi pembebanan dalam perencanaan struktur baja mengikuti pedoman Tata cara Perencanaan Ketahanan gempa untuk bangunan gedung dan non gedung SNI 1726-2012, digunakan kombinasi dasar pembebanan metode desain kekuatan sebagai berikut :

1.  $U = 1,4 D$
2.  $U = 1,2 D + 1,6 L$

3.  $U = 1,2 D + 1,0L \pm p.Ex \pm 0,3.p.Ey$
4.  $U = 1,2 D + 1,0L \pm 0,3.p.Ex \pm p.Ey$
5.  $U = 0,9 D + 1,0L \pm p.Ex \pm 0,3.p.Ey$
6.  $U = 0,9 D + 1,0L \pm 0,3p.Ex \pm p.Ey$

Dimana :

U = Kuat perlu

D = Beban mati

L = Beban hidup

Ex = Beban gempa arah x

Ey = Beban gempa arah y

$\rho$  = faktor reduksi

### 1.6. Perencanaan Dimensi Struktur

Proses desain elemen struktur dapat dibedakan menjadi dua bagian yaitu :

(1) Desain umum, merupakan peninjauan secara garis besar keputusan-keputusan desain. Tipe struktur dipilih dari berbagai alternatif yang memungkinkan. Tata letak struktur, geometri dan bentuk bangunan, jarak antar kolom, tinggi lantai dan material bangunan ditetapkan secara baik dalam tahap ini. (2) Desain terinci, mencakup peninjauan tentang penentuan besar penampang tentang balok, kolom dan elemen struktur lainnya.

Struktur harus mampu memikul beban rancang secara aman tanpa kelebihan tegangan pada material dan mempunyai deformasi yang masih dalam daerah yang di izinkan. Kemampuan suatu struktur untuk memikul beban tanpa ada kelebihan tegangan diperoleh dengan menggunakan faktor keamanan dalam desain elemen struktur. Dengan memilih ukuran serta bentuk elemen dan bahan

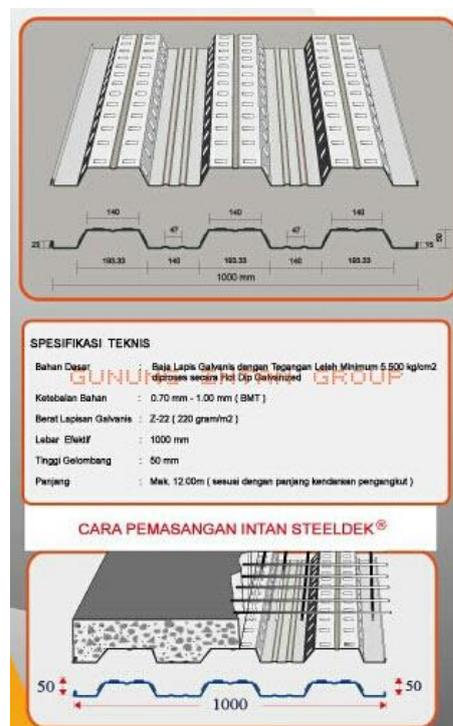
digunakan, taraf tegangan pada struktur dapat ditentukan pada taraf yang dipandang masih dapat diterima secara aman, dan sedemikian hingga kelebihan tegangan pada material (misalnya ditunjukkan dengan adanya retak) tidak terjadi.

Struktur bangunan gedung terdiri dari elemen-elemen struktur yang menyatu menjadi satu kesatuan struktur bangunan Gedung yang utuh. Pada dasarnya, elemen-elemen struktur pada bangunan gedung yaitu pelat, balok, kolom, pondasi dan shearwall atau dinding geser khusus.

### 1.6.1. Dimensi Pelat Baja Komposit

Menurut (Candra, 2011: 186) pelat baja memiliki fungsi ganda yaitu sebagai bekisting tetap dan penulangan positif satu arah, dengan ketebalan 0,75 s/d 1 mm.

Secara umum, dimensi dek/bondex ditunjukkan pada gambar berikut :



(Sumber : Intan Steeldek)

**Gambar 0.3** Spesifikasi Teknis Deck pada Konstruksi Baja

Pelat menerima beban yang bekerja tegak lurus terhadap permukaan pelat. Berdasarkan kemampuannya untuk menyalurkan gaya akibat beban, pelat dibedakan menjadi :

#### 1. Pelat Satu Arah

Pelat satu arah adalah pelat dengan tulangan pokok satu arah yang akan dijumpai jika pelat beton lebih dominan menahan beban yang berjumpa momen lentur pada bentang satu arah saja.

Menurut SNI 2847-2013 pasal 9.5 bila lendutan harus dihitung maka lendutan yang terjadi seketika sesudah bekerjanya beban harus dihitung dengan metoda atau formula standar untuk lendutan elastis, dengan memperhitungkan pengaruh retak dan tulangan terhadap kekakuan komponen struktur.

#### 2. Pelat Dua Arah

Menurut SNI 2847-2013 pasal 13 berlaku untuk pelat dua arah dengan tulangan pokok dua arah yang akan dijumpai jika pelat beton menahan beban yang berupa momen lentur pada bentang dua arah.

Syarat tebal pelat minimum menurut SNI 2847-2013 Pasal 9.5.3 adalah sebagai berikut :

a. Untuk  $a_{fm} \leq 0,2$  ketebalan pelat minimum adalah sebagai berikut ini :

1. Pelat tanpa penebalan : 120 mm

2. Pelat dengan penebalan : 100 mm

b. Untuk  $0,2 < a_{fm} < 2$  ketebalan pelat minimum harus memenuhi persamaan sebagai berikut ini :

$$h = \frac{\ell_n \left( 0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta (\alpha_{fm} - 0,2)} \dots\dots\dots(0.8)$$

Dan tidak boleh kurang dari 125 mm.

- c. Untuk  $\alpha_{fm} \geq 2,0$  ketebalan pelat minimum harus memenuhi persamaan sebagai berikut ini :

$$h = \frac{\ell_n \left( 0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta} \dots\dots\dots(0.9)$$

Dan tidak boleh kurang dari 90 mm.

Dengan :

H = tebal pelat minimum (cm)

F<sub>y</sub> = tulangan leleh baja tulangan (Mpa)

A = 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.

$\alpha_{fm}$  = 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 dua arah, diukur dari muka ke muka tumpuan pada pelat tanpa balok dan muka ke muka balok atau tumpuan lain pada kasus lainnya.

- d. Pada tepi yang tidak menerus, balok tepi harus mempunyai rasio kekuatan  $\alpha$  tidak kurang dari 0,8.

$$\alpha = \frac{E_{cb} \cdot I_b}{E_{cp} \cdot I_p} \dots\dots\dots(0.10)$$

Dengan :

$E_{cb}$  : modulus elastisitas balok beton

$E_{cp}$  : modulus elastisitas pelat beton

$I_b$  : momen inersia terhadap sumbu pusat penampang bruto balok

$I_p$  : momen inersia terhadap sumbu pusat penampang bruto pelat.

### 1.6.2. Dimensi Profil Balok

$$\frac{M_u}{\phi} = M_n \dots\dots\dots(0.11)$$

$M_n = Z_p \times f_y \dots\dots\dots$ asumsi tegangan baja mencapai tegangan plastis

$Z_p = \frac{M_n}{f_y} \dots\dots\dots$ dari nilai  $Z_p$  didapat rencan awal dimensi balok

Dimana :

$M_u$  = momen ultimate beban

$\phi$  = factor reduksi lentur

$M_n$  = momen nominal

$Z_p$  = momen tahan plastis

$f_y$  = tegangan leleh baja

### 1.6.3. Dimensi Profil Kolom

$$\frac{P_u}{\phi} = P_n \dots\dots\dots(0.12)$$

$f_y = \frac{P_n}{A} \dots\dots\dots$ asumsi tegangan baja mencapai tegangan plastis

$A = \frac{P_n}{f_y} \dots\dots\dots$ dari nilai A didapat rencana awal dimensi kolom

Dimana :

- $P_u$  = gaya aksial ultimate beban  
 $\phi$  = faktor reduksi gaya aksial tekan  
 $P_n$  = momen nominal  
 $A$  = luas penampang

#### 1.6.4. Dimensi *Shear Wall*

Menurut (Wikana dan Wijaya, 2014), Dinding geser merupakan komponen struktur yang berfungsi meningkatkan kekakuan struktur dan menahan gaya lateral. Dinding geser (*shear wall*) berupa beton atau baja, dirancang dapat menahan gaya lateral yang ditimbulkan beban hidup dari angin atau gempa pada suatu sistem struktur bangunan bertingkat tinggi.

Pada aplikasinya dinding geser sering ditempatkan di bagian ujung dalam fungsi suatu ruangan ataupun ditempatkan memanjang di tengah searah tinggi bangunan untuk menahan beban gempa yang di transfer melalui struktur portal ataupun struktur lantai. Dengan adanya dinding geser yang kaku pada bangunan, gaya gempa sebagian besar akan terserap oleh dinding geser.

Perencanaan dinding geser sebagai elemen struktur penahan beban gempa pada gedung bertingkat dilakukan dengan konsep gaya dalam (yaitu hanya meninjau gaya-gaya dalam akibat kombinasi beban gempa), kemudian setelah itu direncanakan penulangan dinding geser. Berdasarkan letak dan fungsinya, dinding geser dapat diklasifikasikan dalam 3 jenis yaitu :

1. *Bearing wall* adalah dinding geser yang juga mendukung sebagian besar beban gravitasi. Tembok – tembok ini juga menggunakan dinding partisi yang berdekatan.

2. *Frame wall* adalah dinding geser yang menahan beban lateral, dimana beban gravitasi berasal dari *frame* beton bertulang. Tembok- tembok ini di bangun diantara baris kolom.
3. *Core wall* adalah dinding geser yang terletak di dalam wilayah inti pusat dalam gedung yang biasanya diisi tangga atau poros lift. Dinding yang terletak dikawasan inti pusat memiliki fungsi ganda dan dianggap menjadi pilihan paling ekonomis.

Pada denah bangunan tertentu, dinding geser dapat dirangkai dan diletakkan di inti bangunan. Sistem penempatan dinding geser seperti ini sering juga disebut dinding inti (*core wall*).

Perencanaan awal dimensi *core wall*, mengacu pada SNI-2847-2013 pasal 9.5.2.2 tabel 9.5 (a) yaitu tebal dinding tidak boleh kurang dari  $l/24$  dari tinggi ( $hw$ )/panjang bebas ( $lw$ ). Dan tidak boleh kurang dari 140 mm.

Berdasarkan SNI 05-7052-2004 tentang syarat-syarat umum konstruksi lift penumpang yang dijalankan dengan motor traksi tanpa kamar mesin, berikut ini merupakan beban rata-rata dan luas kereta maksimal yang ditampilkan pada Tabel berikut.

**Tabel 0.6** Beban Rata – Rata dan Luas Kereta Maksimal

No.	Luas Kereta Maksimal (m <sup>2</sup> ) Toleransi $\pm 0,10$ m <sup>2</sup>	Jumlah Penumpang Maksimal (orang)	Pembulatan Beban (kg)
1.	0,9	4	300
2.	1	5	375
3.	1,2	6	450

No.	Luas Kereta Maksimal (m <sup>2</sup> ) Toleransi $\pm 0,10$ m <sup>2</sup>	Jumlah Penumpang Maksimal (orang)	Pembulatan Beban (kg)
4.	1,3	7	500
5.	1,5	8	550
6.	1,6	9	600
7.	1,8	10	680
8.	1,9	11	750
9.	2,05	12	820
10.	2,2	13	900
11.	2,35	14	950
12.	2,5	15	1000
13.	2,65	16	1100
14.	2,75	17	1150
15.	2,85	18	1250
16.	3	19	1300
17.	3,15	20	1360
18.	3,56	23	1600

(Sumber: SNI 05-7052-2004 Syarat-syarat umum konstruksi lift penumpang yang dijalankan dengan motor traksi tanpa kamar mesin)

**Tabel 0.7** Besar Faktor Bobot Imbang

Kapasitas Elevator	Faktor Keseimbangan
> 1200 kg	40% s/d 42,5 %
600 kg s/d 1150 kg	45%
300 kg s/d 580 kg	50% s/d 55 %

(Sumber : CV. Mitra Lift Indo Pratama)

## 1.7. Analisa Struktur

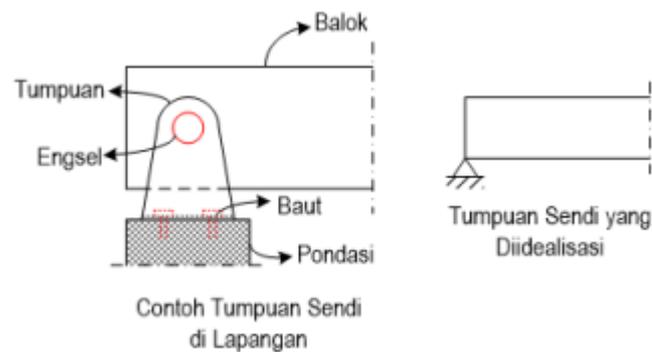
### 1.7.1. Dasar – Dasar Analisis

#### 1.7.1.1. Tumpuan

Tumpuan merupakan tempat perletakan konstruksi untuk meneruskan gayagaya yang bekerja menuju pondasi.

##### 1.7.1.1.1. Sendi

Tumpuan sendi sering disebut dengan engsel karena cara bekerja mirip dengan cara kerja engsel. Tumpuan sendi mampu memberikan reaksi arah vertikal dan horizontal, artinya tumpuan sendi dapat menahan gaya vertikal dan horizontal atau dengan kata lain terdapat 2 buah variabel yang akan diselesaikan ( $R_v$  dan  $R_h$ ). Tumpuan sendi ini tidak dapat menahan momen.

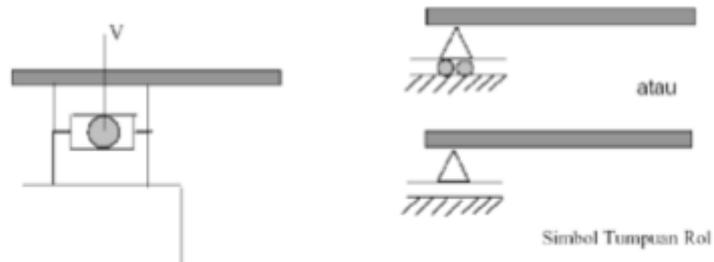


**Gambar 0.4** Tumpuan Sendi

##### 1.7.1.1.2. Rol

Tumpuan rol adalah tumpuan yang dapat bergeser ke arah horizontal sehingga tumpuan ini tidak dapat menahan gaya horizontal. Pada tumpuan terdapat roda yang dapat bergeser dimana berfungsi untuk mengakomodasi pemuaian pada konstruksi sehingga konstruksi tidak rusak. Tumpuan rol hanya

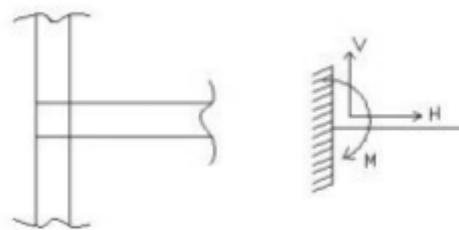
mampu memberikan reaksi arah vertikal, artinya tumpuan hanya dapat menahan gaya vertikalnya saja, sehingga hanya terdapat 1 buah variabel yang akan diselesaikan ( $R_v$  saja).



**Gambar 0.5** Tumpuan Rol

### 1.7.1.1.3. Jepit

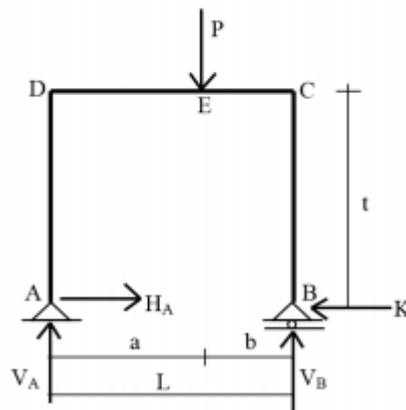
Tumpuan jepit bisa dikonstruksikan seperti misalnya balok yang ditanam dalam tembokkan atau sebagai tumpuan pada balok terusan (jepitan elastis). Tumpuan jepit dapat memberikan reaksi atau tahan terhadap gaya horizontal, vertikal dan bahkan mampu memberikan reaksi terhadap putaran momen. Sehingga pada tumpuan jepit terdapat 3 buah variabel yang harus diselesaikan ( $R_v$ ,  $R_h$ , dan Momen).



**Gambar 0.6** Tumpuan Jepit

## 1.7.2. Gaya – Gaya Dalam pada Portal

1. Portal dengan beban terpusat.



**Gambar 0.7** Gambar Portal Dengan Beban Terpusat.

Sumber : Bahan Ajar Statika (Mulyati, ST., MT)

Berdasarkan keseimbangan gaya luar dapat dihitung besarnya reaksi sebagai berikut :

$$\bullet \sum M_B = 0$$

$$V_A \cdot L - P \cdot b = 0$$

$$V_A = \frac{Pb}{L}$$

$$\bullet \sum M_A = 0$$

$$V_B \cdot L - P \cdot b = 0$$

$$V_B = \frac{Pb}{L}$$

$$\bullet \sum H = 0$$

$$H_A - K = 0$$

$$H_A = K$$

Sebagaimana lazimnya gaya dalam pada batas-batas AD, DE, EC, dan BC.

Cara mencari gaya dalam seperti halnya pada balok. Dengan cara seperti itu dapat diturunkan sebagai berikut :

$$\bullet AD \ 0 \leq y \leq t$$

$$My = -V_A \cdot y$$

$$Ly = -H_A$$

$$Ny = -V_A$$

$$\blacksquare DE \ 0 \leq x \leq a$$

$$Mx = V_A \cdot x - H_A \cdot t$$

$$Lx = V_A$$

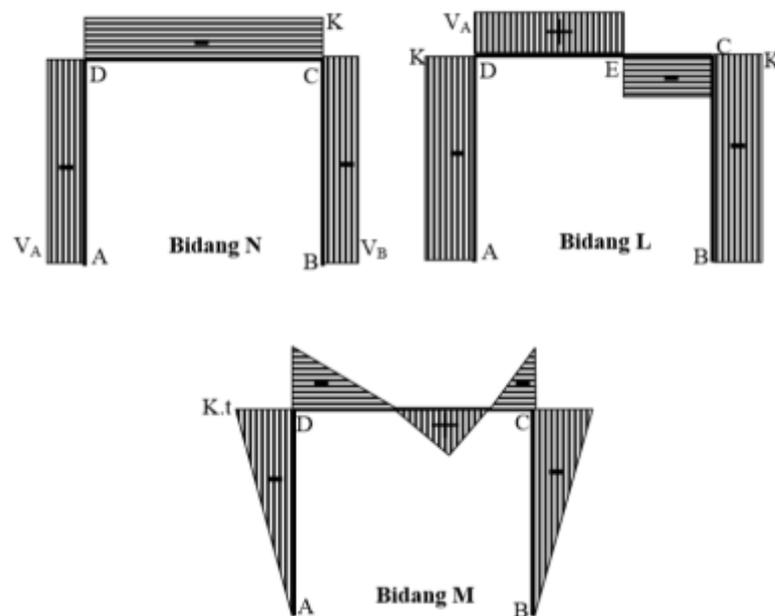
$$Nx = -K$$

$$\blacksquare BC \ 0 \leq y \leq t$$

$$Ny = -V_B$$

$$Ly = K$$

$$My = -K \cdot y$$



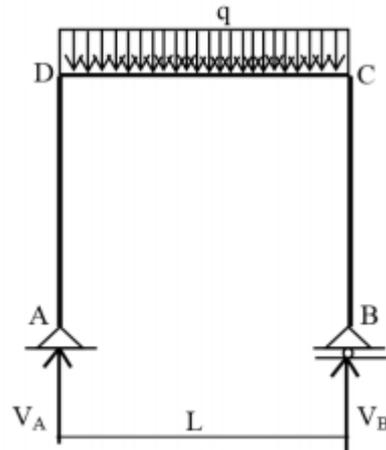
**Gambar 0.8** Diagram Gaya Dalam yang Bekerja dengan Beban Terpusat

Sumber : Bahan Ajar Statika (Mulyati, ST., MT)

Portal dengan balok mendatar dan tiangnya tegak, diletakkan di atas dua tumpuan A dan B dibebani muatan terbagi rata  $q$ . Pada struktur demikian

reaksi reaksi terdapat pada perletakan A berupa reaksi vertikal  $V_A$  dan perletakan B berupa reaksi vertikal  $V_B$ .

## 2. Portal dengan beban



**Gambar 0.9** Portal Dengan Beban Terbagi Rata Pada Balok

Sumber : Bahan Ajar Statika (Mulyati, ST., MT)

Berdasarkan keseimbangan gaya luar dapat dihitung besarnya reaksi sebagai berikut :

$$\bullet \sum M_B = 0$$

$$V_A \cdot L - \frac{qL^2}{2} = 0$$

$$V_A = \frac{qL}{2}$$

$$\bullet \sum M_A = 0$$

$$V_B \cdot L - \frac{qL^2}{2} = 0$$

$$V_B = \frac{qL}{2}$$

Gaya dalam pada batas-batas AD, DC, dan BC. Cara mencari gaya dalam seperti halnya pada balok. Dengan cara seperti itu dapat diturunkan sebagai berikut:

$$\bullet \text{ AD } 0 \leq y \leq t$$

$$My = 0$$

$$Ly = 0$$

$$Ny = -V_A$$

$$\bullet \text{ DC } 0 \leq x \leq L$$

$$Mx = V_A \cdot x - \frac{qL^2}{2}$$

$$Lx = V_A - qx$$

$$Nx = 0$$

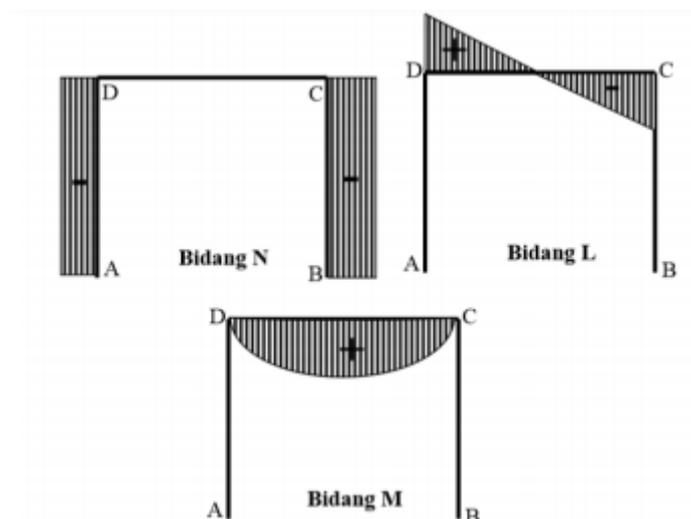
$$\bullet \text{ BC } 0 \leq y \leq t$$

$$Ny = -V_B$$

$$Ly = 0$$

$$My = 0$$

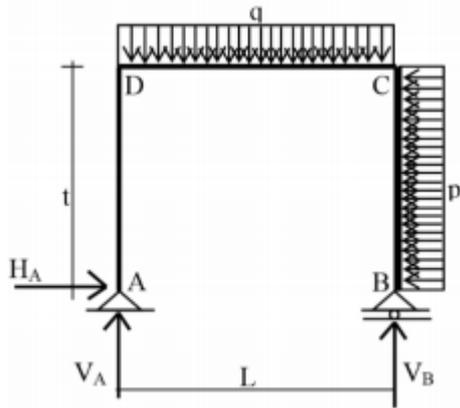
Dari persamaan gaya-gaya dalam dapat digambarkan diagram bidang N, L, dan M, sebagai berikut :



**Gambar 0.10** Diagram Gaya – Gaya Dalam Pada Portal Dengan Beban Terbagi Rata Pada Balok

Sumber : Bahan Ajar Statika (Mulyati, ST., MT)

3. Portal Dengan Beban Terbagi Rata Pada Balok dan Tiang.



**Gambar 0.11** Portal Dengan Beban Terbagi Rata Pada Balok dan Tiang

Sumber : Bahan Ajar Statika (Mulyati, ST., MT)

$$\bullet \sum M_B = 0$$

$$V_A \cdot L - \frac{qL^2}{2} - \frac{pt^2}{2} = 0$$

$$V_A = \frac{qL}{2} + \frac{pt^2}{2L}$$

$$\bullet \sum M_A = 0$$

$$V_B \cdot L + \frac{qL^2}{2} - \frac{pt^2}{2} = 0$$

$$V_B = \frac{qL}{2} - \frac{pt^2}{2L}$$

Keseimbangan gaya dalam adalah sebagai berikut :

$$\bullet AD \ 0 \leq y \leq t$$

$$M_y = -H_A \cdot y$$

$$L_y = -H_A$$

$$N_y = -V_A$$

$$\bullet DC \ 0 \leq x \leq L$$

$$M_x = V_A \cdot x - \frac{qx^2}{2} - H_A$$

$$Lx = V_A - qx$$

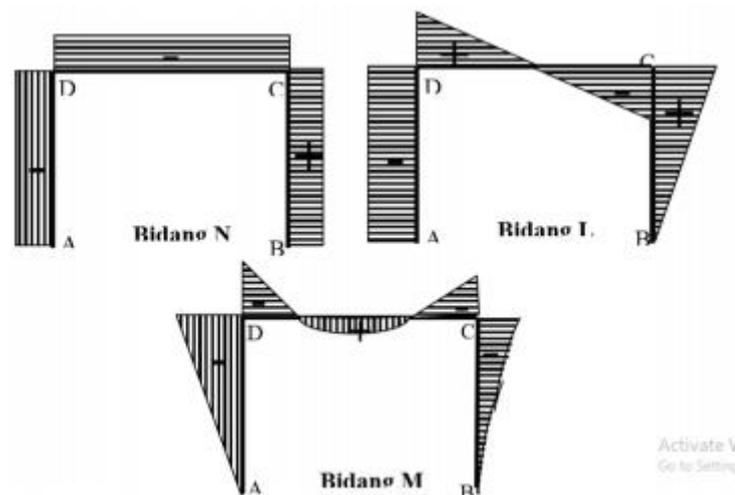
$$Nx = -H_A$$

$$\text{▪ BC } 0 \leq y \leq t$$

$$Ny = -V_B$$

$$Ly = p \cdot y$$

$$My = -\frac{py^2}{2}$$



**Gambar 0.12** Portal Dengan Beban Terbagi Rata Pada Balok dan Tiang

Sumber : Bahan Ajar Statika (Mulyati, ST., MT)

### 1.7.3. Struktur Statis Tentu

Struktur statis tentu merupakan suatu struktur yang mempunyai kondisi dimana jumlah reaksi perletakkannya sama dengan jumlah syarat kesetimbangan statika. Menurut (Wigroho, 1999: 4) Tujuan analisis struktur ialah untuk menentukan berbagai aksi pada struktur, seperti reaksi tumpuan dari resultan tegangan (momen lentur, gaya geser, dan sebagainya). Penyelesaian yang tepat untuk besaran tersebut harus memenuhi syarat keseimbangan statis:

A. Struktur 2 Dimensi : 3 Syarat Kesetimbangan yaitu,

$$\sum F_x = 0 ; \sum F_y = 0 ; \sum F_z = 0$$

B. Struktur 3 dimensi : 6 Syarat Kesetimbangan yaitu,

$$\sum F_x = 0 ; \sum F_y = 0 ; \sum F_z = 0$$

$$\sum M_x = 0 ; \sum M_y = 0 ; \sum M_z = 0$$

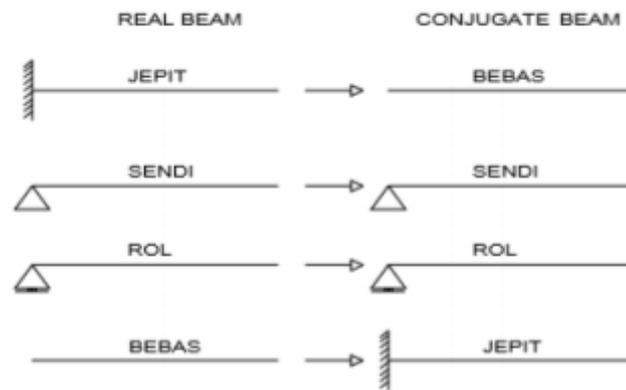
#### 1.7.4. Struktur Statis Tak Tentu

Suatu sistem struktur dapat dikategorikan sebagai stuktur statis tak tentu apabila jumlah reaksi perletakan atau gaya – gaya dalamnya melebihi jumlah persamaan kesetimbangan yang ada untuk dipergunakan dalam proses analisis (Setiawan, 2015).

##### 1.7.4.1. Metode Conjugate Beam

Menurut (Harsokusumo, 1999: IV-1) metoda conjugate beam adalah dengan menganggap bidang momen akibat beban yang bekerja pada balok merupakan beban yang bekerja pada balok fiktif yang sifat baloknya identik dengan balok asli. Tahapan penyelesaian dengan metode conjugate beam;

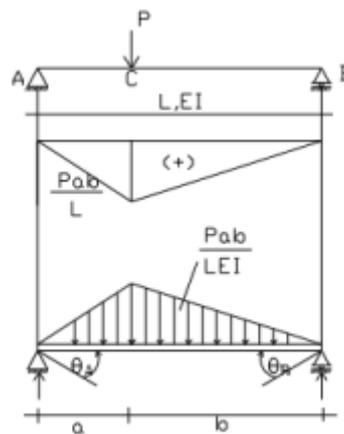
1. Hitung dan gambarkan bidang momen akibat beban luar pada balok sebenarnya (real beam)
2. Hasil bidang momen ( $M/EI$ ) di jadikan beban pada balok conjugate (imajinary beam) , dimana perletakan aktual dirubah menjadi perletakan pada balok imajinari sesuai ketentuan dibawah ini :



**Gambar 0.13** Ketentuan Conjugate Beam Boundary Condition

3. - Menghitung gaya geser (shear) pada balok conjugate yang merupakan nilai slope pada balok sebenarnya. - Menghitung momen (moment) pada balok conjugate yang merupakan nilai deflection pada balok sebenarnya.

Contoh kondisi Bentang sederhana dibebani dengan beban terpusat tidak tepat ditengah bentang ;



**Gambar 0.14** Contoh Kondisi Bentang Sederhana Conjugate Beam

Menghitung gaya lintang dan momen

$$\sum MC = 0$$

$$V_A \cdot a - MC = 0$$

$$M_C = \frac{Pb}{L} \cdot a$$

$$M_C = \frac{Pab}{L}$$

Maka

$$M_C = \frac{P \cdot a \cdot b}{L \cdot EI}$$

$$\Sigma M_A = 0$$

$$-V_B \cdot L + \frac{1}{2} b \left( \frac{P \cdot a \cdot b}{L \cdot EI} \right) \left( \frac{1}{3} b + a \right) + \frac{1}{2} a \left( \frac{P \cdot a \cdot b}{L \cdot EI} \right) \cdot \frac{2}{3} b = 0$$

$$-V_B \cdot L + \left( \frac{P \cdot a \cdot b^2}{2L \cdot EI} \right) \left( \frac{1}{3} b + a \right) + \left( \frac{P a^3 b}{3L \cdot EI} \right) = 0$$

$$V_B = \frac{P \cdot a \cdot b}{6L \cdot EI} \left( \frac{1}{3} b^2 + ab + \frac{2}{3} a^2 \right)$$

$$\Sigma M_B = 0$$

$$-V_A \cdot L - \frac{1}{2} a \left( \frac{Pab}{L \cdot EI} \right) \left( \frac{1}{3} a + b \right) - \frac{1}{2} b \left( \frac{Pab}{L \cdot EI} \right) \cdot \frac{2}{3} b = 0$$

$$-V_A \cdot L - \left( \frac{P a^2 b}{2L \cdot EI} \right) \left( \frac{1}{3} a + b \right) + \left( \frac{Pab^3}{3L \cdot EI} \right) = 0$$

$$V_A = \left( \frac{P a^2 b}{2L^2 \cdot EI} \right) \left( \frac{1}{3} a + b \right) + \left( \frac{Pab^3}{3L^2 \cdot EI} \right) = 0$$

$$V_A = \frac{P a^2 b}{2L^2 \cdot EI} \left( \frac{1}{3} a^2 + ab - \frac{2}{3} b^2 \right)$$

$$D_A = \theta_A = \frac{Pab}{2L^2 \cdot EI} \left( \frac{1}{3} a^2 + ab - \frac{2}{3} b^2 \right)$$

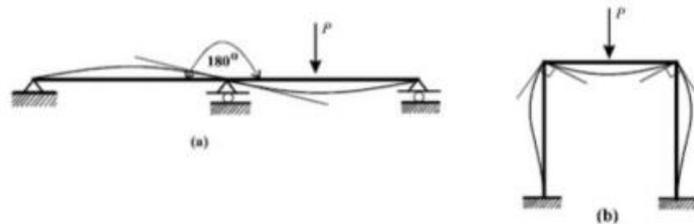
$$D_B = \theta_B = - \frac{Pab}{2L^2 \cdot EI} \left( \frac{1}{3} b^2 + ab - \frac{2}{3} a^2 \right)$$

#### 1.7.4.2. Metode Slope Deflection

Menurut (Wigroho, 1999 :36) Metode Slope Deflection, atau sering disebut dengan Metode Defleksi Lereng. Pada prinsipnya Metode Slope Deflection ialah metode untuk menentukan momen-momen ujung batang pada portal (frame).

Beberapa anggapan pada analisis struktur dengan Metode Slope Deflection ialah :

1. Semua joint dihubungkan secara kaku (rigid);
2. Sudut pada pertemuan batang besarnya tetap sama setelah mengalami rotasi akibat pembebanan dan sebelum adanya pembebanan (gambar III.1);
3. Perubahan akibat gaya aksial dan akibat gaya geser diabaikan;
4. Rotasi-rotasi pada joint besarnya belum diketahui, yang merupakan bilangan anual yang harus dihitung;
5. Jumlah momen ujung pada setiap joint sama dengan nol ( $\Sigma M = 0$ ), kecuali pada tumpuan yang berdiri sendiri.

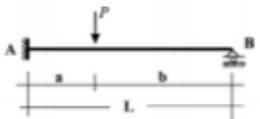
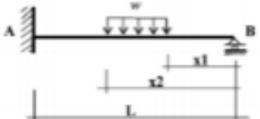
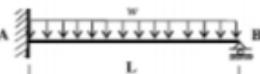
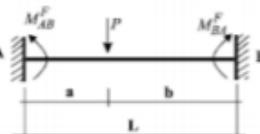
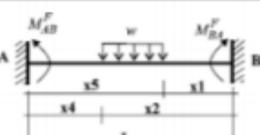
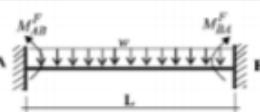


**Gambar 0.15** Balok Menerus dan Portal

Pada setiap penampang batang akan terjadi gaya aksial, momen dan gaya geser. Karena pengaruh gaya aksial dan gaya geser diabaikan, maka untuk analisis struktur yang dominan adalah pengaruh momen lentur.

A. Momen Jepit Ujung (Fixed End Moment = Momen Primer) Momen jepit ujung (Momen Primer) ialah momen pada batang yang ujungnya dijepit sempurna

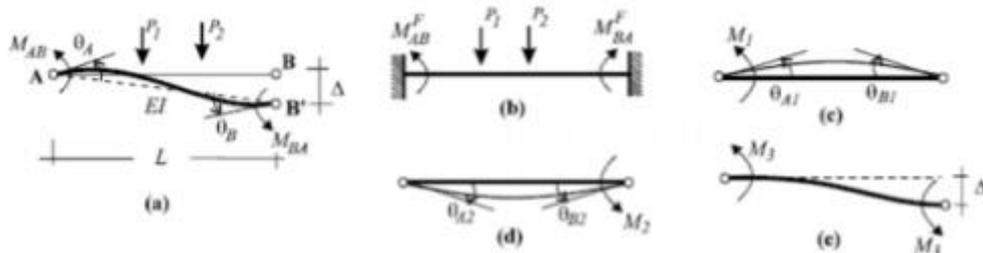
Tabel 0.8 Momen Primer Balok

No.	Balok dan Pembebanan	Momen Primer (FEM)
1		$M_{AB}^F = \frac{Pb}{2L^2}(L^2 - b^2)$
2		$M_{AB}^F = \frac{w}{2L^2} \left[ \frac{L^2 x^2}{2} - \frac{x^4}{4} \right]_{x1}^{x2}$
3		$M_{AB}^F = \frac{1}{8} wL^2$
4		$M_{AB}^F = \frac{Pab^2}{L^2}$ $M_{BA}^F = -\frac{Pba^2}{L^2}$
5		$M_{AB}^F = \frac{w}{L^2} \left[ \frac{Lx^3}{3} - \frac{x^4}{4} \right]_{x1}^{x2}$ $M_{BA}^F = -\frac{w}{L^2} \left[ \frac{Lx^3}{3} - \frac{x^4}{4} \right]_{x4}^{x5}$
6.		$M_{AB}^F = \frac{1}{12} wL^2$ $M_{BA}^F = -\frac{1}{12} wL^2$

Catatan : untuk selanjutnya momen primer yang digunakan hanya pada kasus dukungan jepit-jepit, kasus nomor 4 sampai 6.

## B. Persamaan Slope Deflection

Momen ujung batang pada struktur dipengaruhi oleh beban luar pada batang, rotasi ujung dekat, rotasi ujung jauh dan perpindahan joint. Hal ini dapat dijelaskan seperti pada gambar.



Gambar 0.16 Rotasi dan Translasi Joint Pada Balok

Dengan menggunakan tabel dapat ditentukan :

$$\theta_{A1} = \frac{M1L}{3EI} \qquad \theta_{A2} = \frac{M2L}{3EI}$$

$$\theta_{B1} = \frac{M1L}{6EI} \qquad \theta_{B2} = \frac{M2L}{3EI}$$

pada gambar a :  $\theta_A = \theta_{A1} + \theta_{A2}$

$$\theta_B = \theta_{B1} + \theta_{B2}$$

dari persamaan diatas dieliminasi sehingga didapatkan :

$$M1 = \frac{2EI}{L}(-2\theta_A - \theta_B) \dots\dots\dots(0.13)$$

$$M2 = \frac{2EI}{L}(-2\theta_B - \theta_A) \dots\dots\dots(0.14)$$

Akibat penurunan relatif joint B terhadap A sebesar  $\Delta$  akan diperoleh hubungan :

$$M3 = \frac{6EI}{L^2} \Delta \dots\dots\dots(0.15)$$

Sehingga momen ujung pada A adalah jumlah dari momen ujung  $M^{FAB}$ ,  $M1$  dan  $M3$  sedangkan momen ujung pada B merupakan jumlah momen  $M^{FBA}$ ,  $M2$  dan  $M3$  dan dapat dituliskan sebagai :

$$MAB = M^{FAB} + \frac{2EI}{L}(-2\theta_A - \theta_B + 3R) \dots\dots\dots(0.16)$$

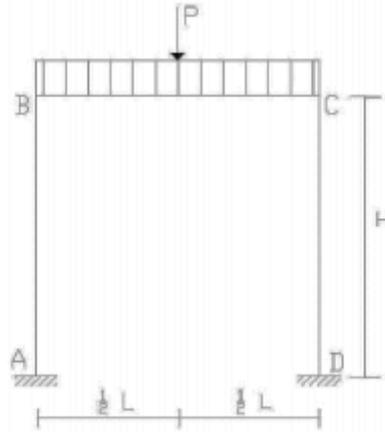
$$MAB = M^{FAB} + \frac{2EI}{L}(-2\theta_A - \theta_A + 3R) \dots\dots\dots(0.17)$$

Persamaan tersebut disebut dengan persamaan Slope Deflection Perjanjian tanda untuk momen, rotasi, translasi dan reaksi gaya ditentukan sebagai berikut :

1. Momen searah jarum jam diberi tanda negatif, sedang momen berlawanan arah jarum jam diberi tanda positif;
2. Rotasi searah jarum jam diberi tanda positif, rotasi berlawanan arah jarum jam diberi tanda negatif;
3. Translasi ke kanan/atas diberi tanda positif, translasi ke kiri/bawah diberi tanda negatif;

4. Reaksi arah ke kanan dan ke atas diberi tanda positif, sedang reaksi arah kekiri dan kebawah diberi tanda negatif.

Menentukan momen ujung/ ujung primer portal jepit :



**Gambar 0.17** Portal Jepit

$$M_{0BA} = M_{0AB} = 0$$

$$M_{0Bc} = \left[ \frac{qL^2}{12} + \frac{p\left(\frac{L}{2}\right)\left(\frac{L}{2}\right)^2}{L} \right]$$

$$M_{0Bc} = \left[ \frac{qL^2}{12} + \frac{p\left(\frac{L}{2}\right)\left(\frac{L}{2}\right)^2}{L} \right]$$

$$M_{0CD} = M_{0DC} = 0$$

Persamaan slope deflection

$$M_{AB} = M_{0BA} + 2EI/L (-2\theta_B - \theta_B + 3R)$$

$$M_{BA} = M_{0BA} + 2EI/L (-2\theta_B - \theta_B + 3R)$$

$$M_{BC} = M_{0BC} + 2E(\epsilon I)/L (-2\theta_B - \theta_C)$$

$$M_{CB} = M_{0CB} + 2E(\epsilon I)/L (-2\theta_C - \theta_B)$$

$$M_{CD} = M_{0CD} + 2EI/L (-2\theta_C - \theta_D + 3R)$$

$$M_{DC} = M_{0DC} + 2EI/L (-2\theta_D - \theta_C + 3R)$$

Syarat dan ketentuan :

Joint A jepit sehingga  $\theta_A = 0$

Joint D jepit sehingga  $\theta_D = 0$

Pada joint B  $\sum MB = 0$  sehingga  $M_{BA} + M_{BC} = 0$

Pada joint C  $\sum MC = 0$  sehingga  $M_{CB} + M_{CD} = 0$

$$(M_{0BA} + 2EI/L (-2\theta_B - \theta_B + 3R)) + (M_{0BC} + 2E(\varepsilon I)/L (-2\theta_B - \theta_C)) = 0$$

$$(M_{0CB} + 2E(\varepsilon I)/L (-2\theta_C - \theta_B)) + (M_{0CD} + 2EI/L (-2\theta_C - \theta_D + 3R)) = 0$$

Persamaan goyangan :

$$RHA = - \left( \frac{MAB + MBA}{h} \right)$$

$$RHD = - \left( \frac{MCD + MDC}{h} \right)$$

$$HA + HB = 0$$

$$- \left( \frac{MAB + MBA}{h} \right) - \left( \frac{MCD + MDC}{h} \right) = 0$$

Reaksi perletakan akibat beban :

$$RVB1 = qL/2 + p/2$$

$$RVC1 = - qL/2 - p/2$$

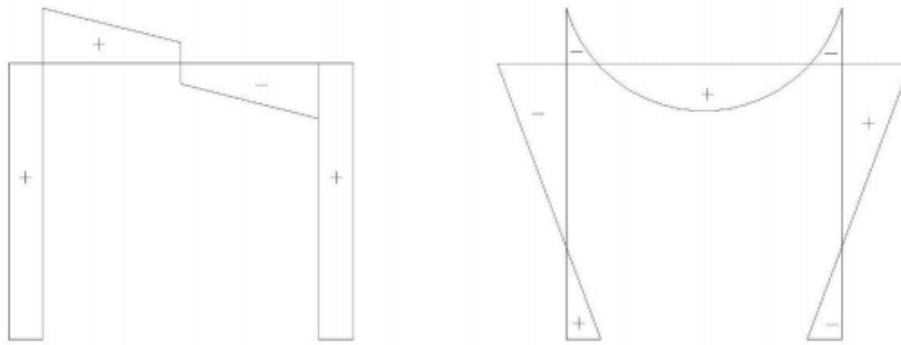
Reaksi perletakan akibat momen :

$$RHA = \left( \frac{MAB + MBA}{h} \right)$$

$$RHD = \left( \frac{-MCD - MDC}{h} \right)$$

$$RVB2 = \left( \frac{-MBC + MCB}{h} \right)$$

$$RVC2 = \left( \frac{MCB - MBC}{h} \right)$$



**Gambar 0.18** SFD dan BMD

### 1.7.4.3. Metode Persamaan Tiga Momen

Pada suatu struktur balok dan portal, sambungan antara batang-batang pada struktur tersebut diasumsikan sebagai sambungan kaku, dimana dalam sambungan kaku harus dipenuhi dua persyaratan yaitu :

1. Keseimbangan jumlah momen batang-batang yang bertemu pada sebuah titik simpul yang disambung secara kaku sama dengan nol ( $\sum MT_i = 0 \text{ } n \text{ } i=1$ )
2. Kestabilan : rotasi batang-batang yang bertemu pada sebuah titik simpul yang disambung secara kaku sama besar dan arahnya ( $\theta T_1 = \theta T_2 = \dots \theta T_3$ )

Metode “Persamaan Tiga Momen”, memakai momen-momen batang dan pergoyangan (defleksi  $\Delta$ ) pada struktur-struktur yang dapat bergoyang sebagai variabel (bilangan yang tidak diketahui). Untuk menentukan apakah sebuah struktur dapat bergoyang atau tidak, dapat dilihat dari teori sebagai berikut :

suatu titik simpul mempunyai dua kemungkinan arah pergerakan, yaitu vertikal dan horizontal. Perletakan jepit dan perletakan sendi tidak dapat bergerak vertikal maupun horizontal, sedangkan perletakan rol dapat bergerak hanya pada satu arah yaitu searah bidang perletakan. Batang dibatasi oleh dua titik simpul, sehingga pergerakan titik simpul searah batang sama.

Dari konsep tersebut dapat dirumuskan :

$$n = 2j - (m + 2f + 2h + r) \dots\dots\dots(0.18)$$

Dimana :

$n$  = jumlah derajat kebebasan dalam pergoyangan.

$j$  = “joint”, titik simpul termasuk perletakan

$m$  = “member”, jumlah batang yang dibatasi oleh dua joint.

$f$  = “fixed”, jumlah perletakan jepit.

$h$  = “hinge”, jumlah perletakan sendi.

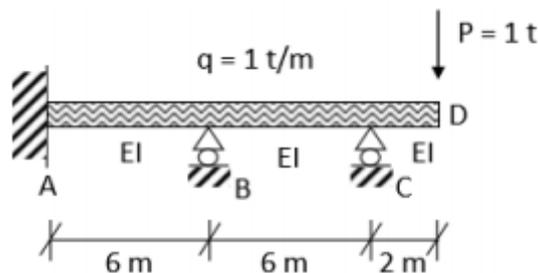
$r$  = “rol”, jumlah perletakan rol Apabila  $n < 0$ , struktur tidak dapat bergoyang.

Untuk menghitung variabel yang ada, disusun persamaan-persamaan sejumlah variabel yang ada, dari dua ketentuan syarat sambungan kaku seperti yang disebutkan diatas yaitu :

- Jumlah momen-momen batang yang bertemu pada satu titik simpul sama dengan nol.
- Rotasi batang-batang yang bertemu pada satu titik sama, besar dan arahnya. Dan kalau ada variabel  $\Delta$  perlu persamaan keseimbangan struktur.

Langkah-langkah penyelesaian metode persamaan tiga momen :

1. Tentukan apakah struktur statis tidak tertentu tersebut mempunyai pergoyangan, dengan rumus (2.12)

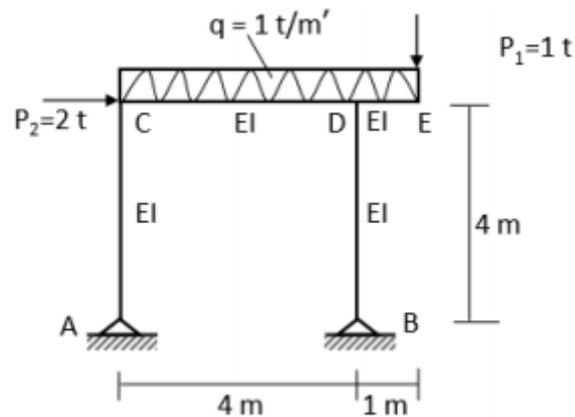


Balok diatas tiga tumpuan, A jepit, B dan C rol, dengan beban seperti tergambar :

$$n = 2j - (m + 2f + 2h + R)$$

$$n = 2 \times 3 - (2 + 2 \times 1 + 2 \times 0 + 2)$$

$$n = 0 \text{ (Tidak ada penggoyangan)}$$



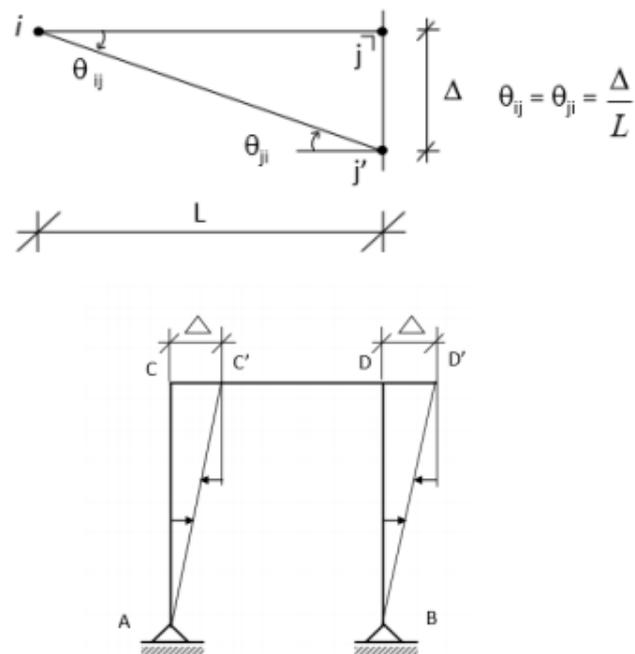
Suatu portal dengan perletakan A dan B sendi, dengan ukuran dan beban seperti tergambar

$$n = 2j - (m + 2f + 2h + R)$$

$$n = 2 \times 4 - (3 + 2 \times 0 + 2 \times 2 + 0)$$

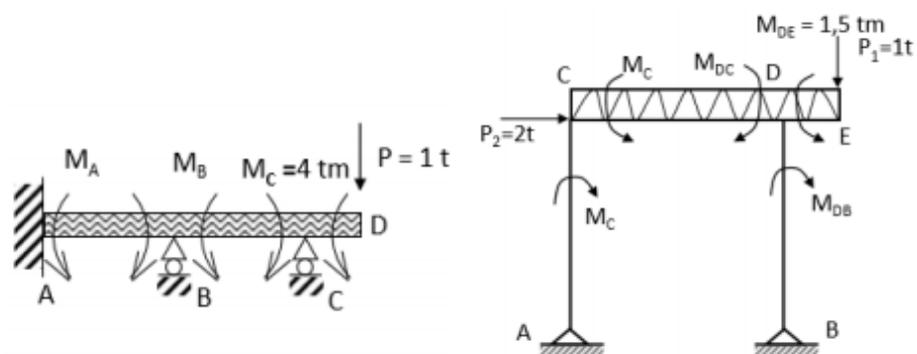
$$n = 1 \text{ (ada sebuah bentuk pergoyangan)}$$

- Apabila ada pergoyangan, gambarkan bentuk pergoyangan dan tentukan arah rotasi batang – batang akibat pergoyangan tersebut. Dalam menggambarkan bentuk pergoyangan ada dua ketentuan yang harus diperhatikan yaitu : -  
 Batang tidak berubah panjang, Suatu batang ( ij ) kalau joint i bergerak ke kanan sebesar  $\Delta$  , maka joint j juga akan berpindah ke kanan sebesar  $\Delta$ . -  
 Batang dapat berotasi akibat perpindahan relatif ujung-ujung batang. Perpindahan relatif antara ujung-ujung batang dapat digambarkan tegak lurus sumbu batang dan arah rotasi digambarkan dari arah asli sumbu batang ke arah sumbu batang setelah bergoyang,



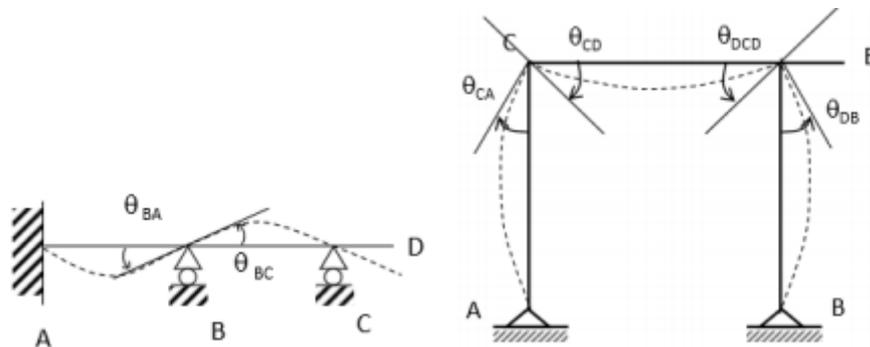
**Gambar 0.19** Portal Pengoyangan

3. Gambarkan permisalan arah momen-momen batang. Untuk momen kantilever, dapat dihitung besarnya dan ditentukan secara pasti arah putarannya, sedangkan untuk momen- momen batang yang lain besar maupun arahnya dimisalkan dengan mengingat ketentuan bahwa jumlah momen-momen batang yang bertemu pada satu titik simpul sama dengan nol. Jadi kalau pada satu titik simpul bertemu dua batang, maka besarnya momen-momen batang tadi sama, tetapi arahnya berlawanan.



**Gambar 0.20** Pemisalan Arah Momen Batang

4. Gambarkan pemisalan bentuk garis elastis struktur. Untuk menggambarkan pemisalan bentuk garis elastis struktur, harus mengingat ketentuan bahwa rotasi batang-batang yang bertemu pada satu titik simpul adalah sama, besar maupun arahnya. Jadi kalau salah satu batang yang bertemu pada satu titik dimisalkan rotasinya searah jarum jam, maka batang-batang yang lain yang bertemu pada titik simpul tersebut harus digambarkan dengan arah rotasi yang sama yaitu searah jarum jam.

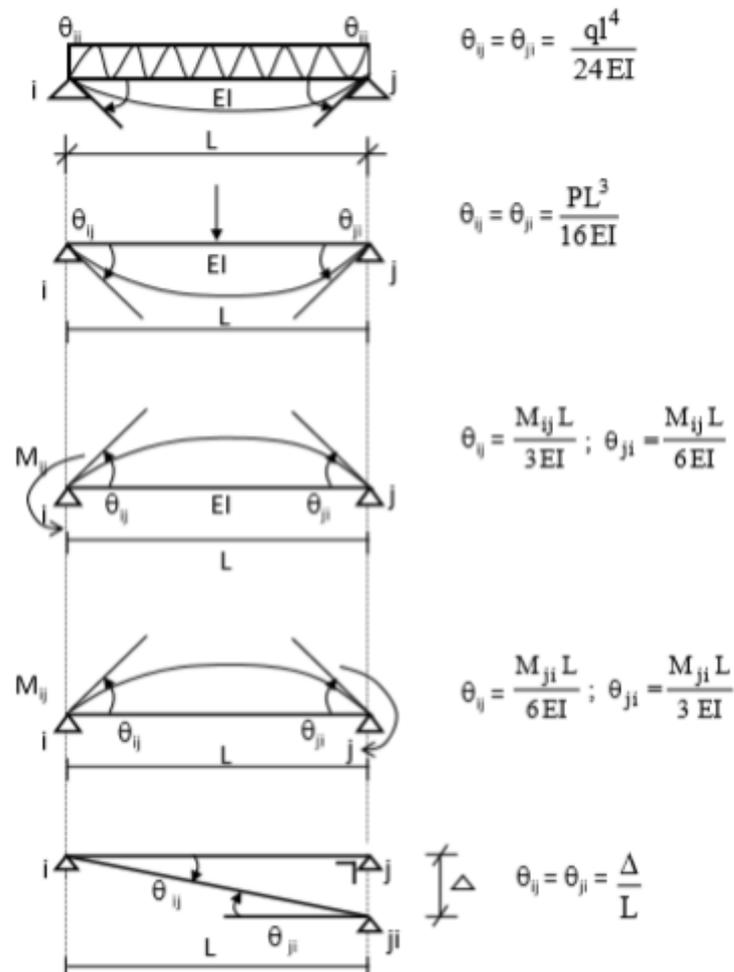


**Gambar 0.21** Pemisalan Garis Elastis

5. Dari langkah 1-4 yang telah dikerjakan diatas dapat ditentukan jumlah variabelnya, yaitu momen-momen batang yang belum diketahui besarnya dan perpindahan relatif ujung batang ( $\Delta$ ) kalau ada goyangan.
6. Untuk menghitung variable-variable diatas, susunlah persamaan-persamaan sejumlah variable yang ada. Penyusunan persamaan – persamaan tersebut berdasarkan ketentuan keseimbangan momen dan rotasi batang-batang pada titik simpul atau perletakan. a. Momen batang-batang yang bertemu pada satu titik simpul sama dengan nol. Untuk momen batang yang digambarkan dengan arah sama, diberi tanda sama. Misalnya kalau searah jarum jam diberi tanda positif (+). Maka yang berlawanan arah jarum jam diberi tanda negatif

(-) , atau sebaliknya. b. Rotasi batang dengan perletakan jepit sama dengan nol. c. Rotasi batang-batang yang bertemu pada satu titik simpul sama besar maupun arahnya . Untuk menyusun persamaan rotasi harus memperhatikan permisalan garis elastis (rotasi batang) dengan beban dan momen – momen yang ada pada batang tersebut. Kalau arah rotasi batang pada permisalan garis elastis sesuai dengan rotasi batang yang diakibatkan oleh beban dan momen batang yang bekerja diberi tanda positif (+) , kalau sebaliknya diberi tanda negatif (-). d. Kalau ada variable pergoyangan ( $\Delta$ ) maka perlu tambahan persamaan keseimbangan struktur. Disini kita buat perhitungan “ free body diagram” dengan arah momen-momen batang seperti yang dimisalkan , sehingga kita mendapatkan satu persamaan yang menghubungkan antara variable satu dengan yang lainnya.

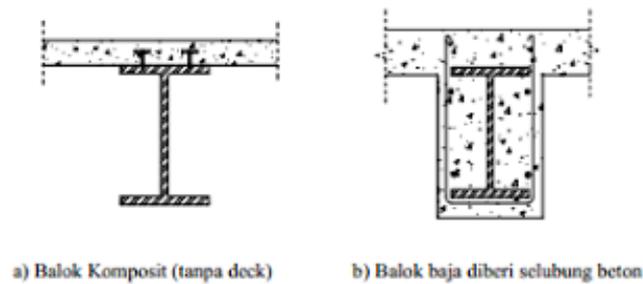
7. Dari persamaan-persamaan yang disusun diatas , maka variable-variable yang berupa momen-momen batang tadi dapat dihitung besarnya. Kalau nilai variable yang didapat positif (+), maka arah momen permisalan benar, sedangkan kalau nilainya negatif (-), maka arah momen yang dimisalkan terbalik.
8. Setelah momen-momen diperoleh, dengan perhitungan keseimbangan tiaptiap batang (free body diagram), bidang momen, gaya lintang dan gaya normal dari struktur statis tidak tertentu tersebut dapat digambarkan.



**Gambar 0.22** Nilai Rotasi Pada Balok

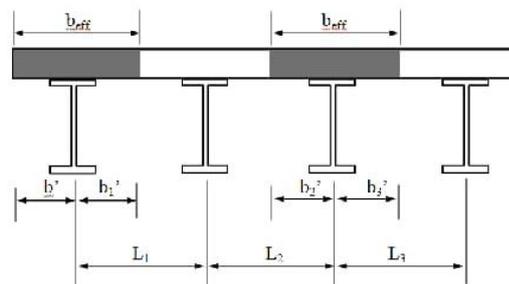
### 1.8. Balok Komposit

Balok adalah salah satu diantara elemen-elemen struktur yang paling banyak dijumpai pada setiap struktur. Balok adalah elemen struktur yang memikul beban yang bekerja tegak lurus dengan sumbu longitudinalnya. Hal ini akan menyebabkan balok melentur. Balok komposit dapat dibentuk dari profil baja yang diberi penghubung geser (*shear connector*) pada sayap atas profil baja atau dapat pula dari profil baja yang dibungkus dengan beton.



**Gambar 0.23** Balok komposit (Setiawan, 2008)

### 1.8.1. Lebar Efektif Balok Komposit



**Gambar 0.24** Lebar Efektif Balok

Perencanaan lebar efektif ( $b_{eff}$ ) balok komposit dengan tidak lagi memperhitungkan batasan-batasan yang berhubungan dengan tebal plat beton. Lebar efektif plat beton pada setiap sisi sumbu memanjang balok maksimal adalah:

- Balok Interior
  - a.  $b_{eff} \leq L/4$  bentang balok yaitu jarak tumpuan as ke as.
  - b.  $b_{eff} \leq b_o$  jarak antar balok.
- Balok Exterior
  - a.  $b_{eff} \leq L/8$  bentang balok yaitu jarak tumpuan as ke as.
  - b.  $b_{eff} \leq 1/2 \times b_o$  jarak antar balok.

Dari perhitungan di atas tersebut, nilai terkecil yang menentukan.

### 1.8.2. Tegangan pada Balok Komposit

- Modulus elastisitas penampang komposit

$$E_c = 0,041.W^{1,5}.\sqrt{f'c} \dots\dots\dots(0.19)$$

- Modulus elastisitas penampang baja

$$E_s = 200000 \text{ Mpa} \dots\dots\dots(0.20)$$

- Rasio modulus elastisitas ( $n$ )

$$n = \frac{E_s}{E_c} \dots\dots\dots(0.21)$$

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. Metode konversi adalah sebagai berikut:

- Lebar transformasi

$$b_{tr} = \frac{b_e}{n} \dots\dots\dots(0.22)$$

- Luas penampang komposit

$$A_{tr} = b_{tr}.t_s \dots\dots\dots(0.23)$$

Dimana :

$b_e$  = lebar efektif balok komposit

$n$  = 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)

### 1.8.3. Kuat Lentur Balok Komposit

Kuat lentur rencana momen positif  $\phi_b M_n$  ditentukan dari kondisi batas leleh ( $\phi_b = 0,9$ ) tetapi dibatasi oleh stabilitas pelat badan. Oleh sebab itu perlu juga dievaluasi kelangsingan elemennya.

- a. Untuk pelat badan dengan  $h/t_w \leq 3,76 \sqrt{\left(\frac{E}{F_y}\right)} \rightarrow$  Kompak

Pelat badan berklasifikasi kompak tidak berisiko terhadap stabilitas, seperti tekuk lokal atau torsi lateral. Profil baja dapat dibebani sampai kondisi plastis. Jadi kapasitas lentur balok komposit,  $M_n$  dihitung berdasarkan momen plastisnya. Hitungannya relatif sederhana dan tidak terpengaruh tahapan beban. Selanjutnya dibandingkan hasilnya dengan kondisi beban perlu terfaktor (beban batas/ultimate).

- b. Untuk pelat badan dengan  $h/t_w \geq 3,76 \sqrt{\left(\frac{E}{F_y}\right)} \rightarrow$  Non-kompak

Pelat badan berklasifikasi non-kompak atau langsing. Berarti ketika dibebani sebelum mencapai kondisi plastis atau tegangan leleh, akan mengalami kegagalan stabilitas, tekuk lokal, terlebih dahulu. Untuk mengatasinya maka perencanaan balok dilakukan dengan menganggap balok pada kondisi elastis saja, yaitu memakai penampang transformasi elastis atau cara  $n$ . Prosedur sama seperti perhitungan lendutan balok komposit, hanya berbeda dalam hal faktor beban. Pada kondisi elastisitas, setiap tahapan beban perlu dievaluasi sendiri, bertahap dan dijumlah dengan superposisi. Prosedur perhitungannya relatif lebih panjang (kompleks) dibandingkan cara plastis.

#### 1.8.4. Penampang Plastis Balok Komposit

Momen plastis hanya terjadi jika pelat badan profil baja komposit memenuhi ketentuan  $h/tw < 3,76 \sqrt{\left(\frac{E}{F_y}\right)}$  atau klasifikasi kompak. Momen plastis diperoleh dengan menganggap bahwa penampang balok komposit dalam kondisi plastis. Untuk penampang profil baja cukup jelas, kondisi plastis adalah jika tegangan pada keseluruhan penampang mengalami leleh atau  $f_y$ . Baik tegangan tarik maupun tegangan tekan. Untuk pelat beton yang diperhitungkan adalah jika mengalami tekan. Bila yang terjadi tarik, maka kekuatannya diabaikan. Untuk beton tekan, kondisi plastis ekuivalen jika keseluruhan penampang mengalami tegangan merata  $0,85.f'_c$ .

Momen plastis penampang balok komposit sangat tergantung dari kekuatan geser yang ditahan *shear-stud*. Jika ternyata tidak cukup, maka momen plastis yang dimaksud tidak akan tercapai. Untuk itu dapat dihitung gaya geser nominal,  $V'$  antara profil baja dan pelat beton yang ditahan *shear-stud*, yang terjadi diantara titik dengan momen positif maksimum, sampai titik dengan momen nol.

Besarnya  $V'$  dihitung dari nilai terkecil dari tiga kondisi batas, yaitu (1) beton pecah; (2) profil baja mencapai leleh tarik; atau (3) kuat *shear-stud* yang tersedia, yang dihitung sebagai berikut.

1. Beton pecah  $V' = 0,85.f'_c.A_c$
2. Profil baja leleh  $V' = f_y.A_s$
3. Kuat geser total *shear-stud*, seperti  $V' = \sum Q_n$

Dimana :

$A_c$  = luasan pelat beton diantara lebar efektif pelat

$A_s$  = luas penampang profil baja

$\sum Q_n$  = jumlah kuat geser nominal *shear-stud* yang terpasang antara titik momen maksimum sampai titik momen nol pada balok komposit. Agar terjadi efek komposit penuh, nilainya tidak boleh yang terkecil.

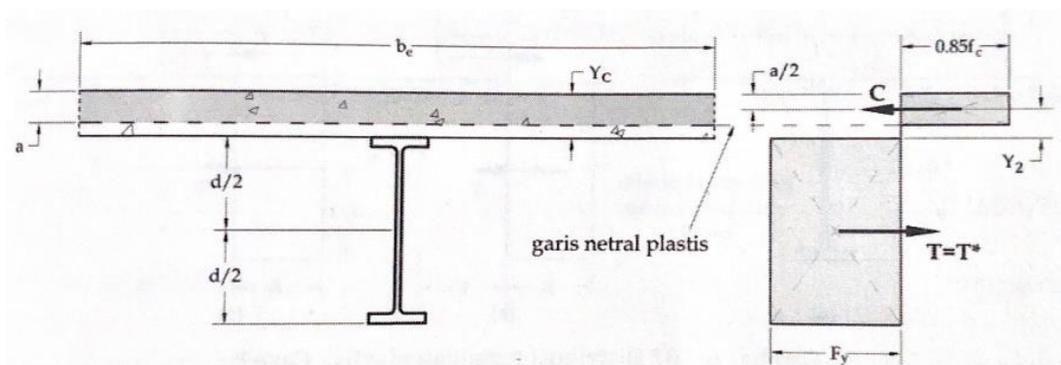
Gaya geser  $V'$  dari beton pecah atau profil baja leleh sama dengan resultan gaya tekan dan tarik, yang ditulis sebagai berikut.

Resultan gaya tekan maksimum  $C = 0,85 \cdot f_c' \cdot A_c$

Resultan gaya tarik maksimum  $T = F_y \cdot A_s$

Untuk menghitung momen plastis balok komposit dicari posisi sumbu netral plastis, yang tergantung proporsi  $C$  dan  $T$ . Ada tiga kondisi distribusi tegangan plastis yang mungkin terjadi, yaitu :

- $T \leq C$  sumbu netral plastis di dalam pelat beton.
  - $T \geq C$  sumbu netral plastis di baja  $\rightarrow$  pelat sayap.
  - $T \geq C$  sumbu netral plastis di baja  $\rightarrow$  pelat badan
1.  $T \leq C$  sumbu netral plastis di dalam pelat beton.



**Gambar 0.25** Distribusi Tegangan Plastis Sumbu Netral Plastis Didalam Pelat Beton

Ini suatu kondisi yang ideal bagi penampang komposit, dan sering dijumpai di lapangan. Volume pelat betonnya relatif besar, sehingga ketika terjadi momen lentur positif, profil baja mengalami leleh terlebih dahulu. Itu berarti kopel gaya tarik yang menentukan.

Tinggi blok tegangan tekan pada pelat beton ( $a$ ) dapat dihitung sebagai berikut :

$$a = \frac{F_y \cdot A_s}{0,85 \cdot f_c' \cdot b_e} \dots \dots \dots (0.24)$$

Asumsi benar jika  $a < t_c$  jika pakai dek-baja, atau  $a < t$  pelat solid.

Jika  $Y_c$  adalah jarak dari tepi atas profil baja ke bagian tepi atas pelat beton, kemudian  $Y_2$  adalah jarak dari tepi atas profil baja ke resultan gaya tekan pelat beton yang dicari, maka :

$$Y_c = t \text{ (pelat beton solid)}$$

$$Y_c = h_r + t_c \text{ (pelat komposit dengan dek-baja)}$$

$$Y_c = h_h + t \text{ (pelat solid dengan haunch / penebalan)}$$

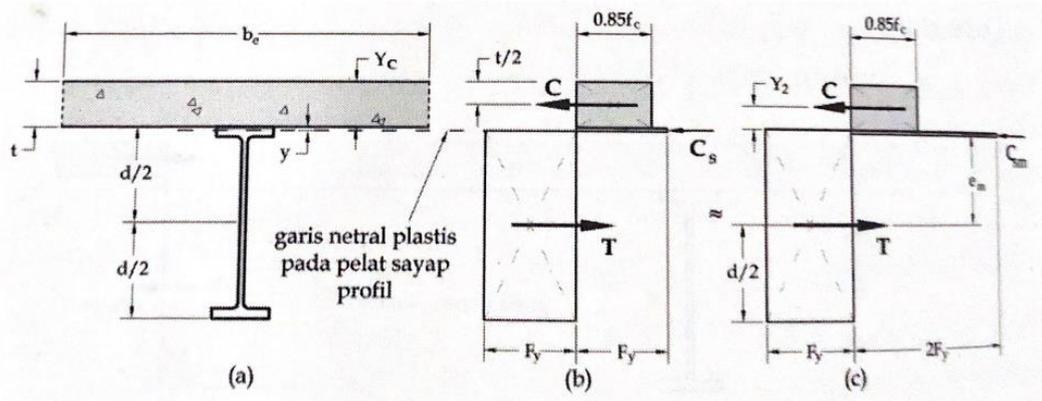
$$Y = Y_c - 1/2a$$

dimana  $t$  adalah tebal pelat beton solid (tanpa dek-baja);  $h_r$  adalah tinggi rusuk pada pelat komposit dengan dek-baja;  $t_c$  adalah tebal Pelat beton di atas elevasi rusuk pada pelat komposit dengan dek baja;  $h_h$  atau tinggi haunch atau penebalan di atas profil balok.

Maka dapat dihitung kapasitas momen plastis dari penampang balok komposit untuk Case a sebagai berikut:

$$M_n = M_p = F_y \cdot A_s (Y + 1/2d)$$

2.  $T \geq C$  sumbu netral plastis di baja  $\rightarrow$  pelat sayap.



**Gambar 0.26** Distribusi Tegangan Plastik Sumbu Netral Plastik Didalam Pelat Baja Sayap

Kondisi ini terjadi jika luasan pelat beton relatif lebih kecil dibanding kopel tarik profil baja. Oleh sebab itu ketika terjadi momen positif maka profil baja juga masih mengalami desak. Itu terjadi jika  $t_f > y > 0$  yang dihitung dengan rumusan berikut :

$$T = F_y \cdot A_s \dots\dots\dots(0.25)$$

$$C = 0.85 \cdot f_c' \cdot b_e \cdot t \dots\dots\dots(0.26)$$

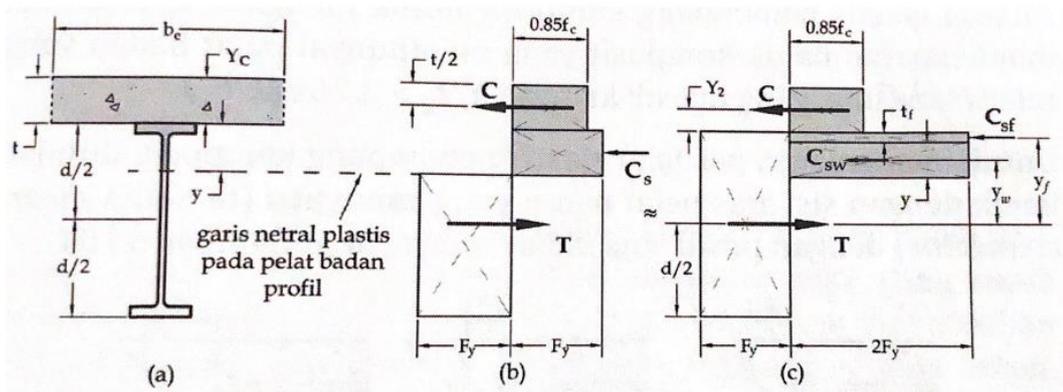
$$Y = \frac{T - C}{b_f \cdot x \cdot f_y} \leq t_f \dots\dots\dots(0.27)$$

Jika  $y > t_f$  maka kondisi ini yang mungkin terjadi. Jika persyaratan terpenuhi maka kuat lentur penampang komposit dapat dihitung sebagai berikut :

$$C_{sm} = 2 \cdot F_y \cdot y \dots\dots\dots(0.28)$$

$$M_n = M_p = C(Y_2 + 1/2d) + C_{sm} (d - y) \dots\dots\dots(0.29)$$

3.  $T \geq C$  sumbu netral plastik di baja  $\rightarrow$  pelat badan.



**Gambar 0.27** Distribusi Tegangan Plastis Sumbu Netral Plastis Didalam Pelat Baja Badan

Kondisi ini terjadi jika luas pelat beton relatif kecil dibanding luas profil baja. Untuk keseimbangan gaya, akibatnya bagian pelat badan dari profil baja juga masih mengalami tekan.

Kondisi ini dapat terjadi jika  $T - C - C_{sf} > 0$ . Adapun nilai-nilainya dihitung sebagai berikut :

$$T = F_y \cdot A_s \dots \dots \dots (0.30)$$

$$C = 0.85 \cdot f_c \cdot b_e \cdot t \dots \dots \dots (0.31)$$

$$C_{sf} = b_f \cdot t_f \cdot 2 \cdot f_y \dots \dots \dots (0.32)$$

$$y = \frac{T - C - 2f_y}{t_w \times f_y} \dots \dots \dots (0.33)$$

$$C_{sw} = t_w \cdot y \cdot 2 \cdot f_y \dots \dots \dots (0.34)$$

$$y_f = \frac{1}{2} (d - t_f) \dots \dots \dots (0.35)$$

$$y_w = \frac{1}{2} (d + y) - t_f \dots \dots \dots (0.36)$$

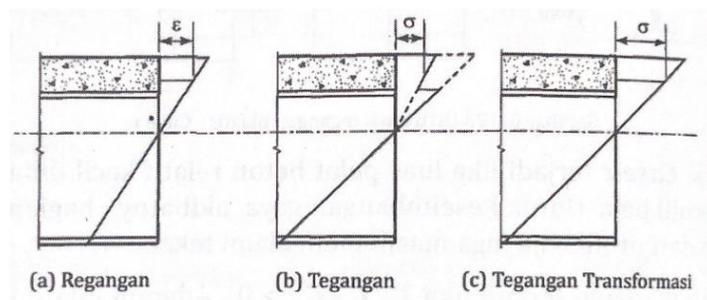
Selanjutnya dapat dicari kapasitas momen plastis sebagai berikut :

$$M_n = M_p = C(Y_2 + 1/2d) + C_{sf} \cdot y_f + C_{sw} \cdot y_w \dots \dots \dots (0.37)$$

### 1.8.5. Penampang Elastis Balok Komposit

Analisa elastis penampang komposit untuk menghitung lendutan dan kekuatan balok komposit yang mempunyai pelat badan yang relatif langsing, yang masuk kriteria  $h/tw > 3,76 \sqrt{\left(\frac{E}{F_y}\right)}$ .

Untuk mempelajari perilaku elastis penampang komposit, ditinjau balok dengan sisi atas pelat beton yang menyatu dengan profil baja di bawahnya.



**Gambar 0.28** Perilaku Tegangan – Regangan Elastis Penampang Komposit

Akibat momen positif, sisi atas desak dan bawah tarik. Kondisi regangan linier di sepanjang penampang. Ini ciri khas balok Ientur (Gambar 2.29a). Untuk kondisi tegangan pada bahan yang sama, ternyata bersifat linier membentuk slope terhadap garis netral, ini ciri khas kondisi elastis linier umumnya. Hanya saja slope-nya berbeda antara bagian penampang dengan material beton di atas, dan bagian penampang dari baja di bawahnya (Gambar 2.29b).

Jika regangannya sama, tetapi kondisi tegangan yang ditunjukkan dengan slope, menunjukkan perbedaan, maka hal itu diakibatkan oleh modulus elastis kedua bahan yang berbeda, ingat  $\sigma = \varepsilon E$ .

Jika dapat dibuat transformasi penampang sehingga modulus elastis-nya "setara" maka kondisi tegangan berbeda menjadi tidak ada, atau slope tegangan sama di sepanjang penampang (Gambar 2.29c). Ini biasa disebut sebagai cara n

atau rasio modular, bisa juga disebut penampang elastis transformasi. Hitungan berikutnya, lendutan atau tegangan, dikerjakan seperti penampang utuh biasa.

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{0,043 \cdot w_c^{1,5} \cdot \sqrt{f_c'}} \dots\dots\dots(0.38)$$

Untuk beton berat normal  $W_c$  antara 1440~2560 kg/m<sup>3</sup> maka

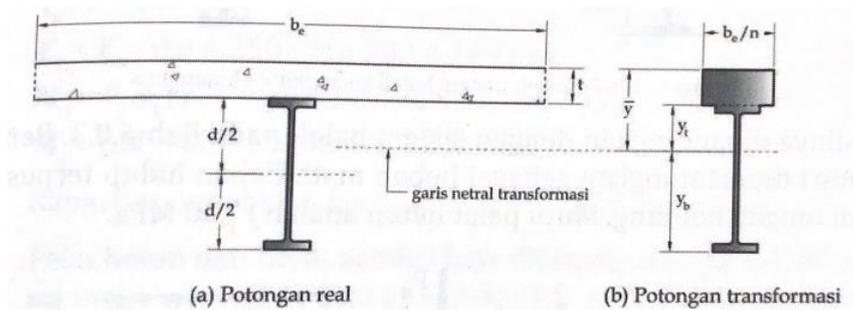
$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{4700 \cdot \sqrt{f_c'}} \approx \frac{42,6}{\sqrt{f_c'}} \dots\dots\dots(0.39)$$

Gambar 2.29 akan diungkapkan dalam bentuk rumus berikut :

$$\epsilon_s = \epsilon_c \text{ atau } \frac{f_s}{E_s} = \frac{f_c'}{E_c} \dots\dots\dots(0.40)$$

$$F_s = \frac{E_s}{E_c} f_c' \text{ atau } f_s = n f_c' \dots\dots\dots(0.41)$$

Rumus di atas dapat diinterpretasikan sebagai berikut : n kali unit luasan beton yang diperlukan untuk memikul gaya yang sama seperti yang dipikul oleh satu unit luasan baja. Untuk menentukan luas penampang baja yang memikul gaya yang sama pada beton, maka luasan beton dibagi n. Itu berarti mengganti  $A_c$  dengan  $A_c / n$ , hasilnya adalah penampang dengan luasan tertransformasi. Terkait dengan balok komposit, maka yang dibagi cukup bagian  $b_e$  saja.



**Gambar 0.29** Konversi Menjadi Penampang Balok Biasa

Setelah dicari inersia potongan transformasi,  $I_{tr}$  dapat dicari tegangan pada profil baja sisi atas dan sisi bawah sebagai berikut :

$$f_{st} = \frac{My_t}{I_{tr}} \text{ dan } f_{sb} = \frac{My_b}{I_{tr}} \dots\dots\dots(0.42)$$

Pada penampang beton, tegangan maksimumnya adalah .

$$F_c = \frac{M\bar{y}}{nltr} \dots\dots\dots(0.43)$$

Dalam mencari titik berat penampang komposit, ada baiknya penampang dibagi dalam segmen-segmen sederhana, dihitung statis momennya terhadap suatu acuan, misal elevasi atas pelat beton. Perhitungan akan lebih mudah jika dibuat tabulasi. Rumus untuk perhitungan yang biasa digunakan adalah :

$$\bar{y} = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} \dots\dots\dots(0.44)$$

$$ltr = \sum I_o + \sum A_i (\bar{y} - y_i)^2 \dots\dots\dots(0.45)$$

### 1.8.6. Gaya Geser Balok

Perencanaan balok komposit terhadap gaya geser ternyata tidak berbeda dibanding balok biasa. Itu terjadi karena kekuatan geser ditentukan oleh kuat geser profil balok baja itu sendiri, yaitu pelat badan. Pelat beton dalam hal ini tidak memberi pengaruh apa-apa.

Itu juga berarti kuat geser yang dihasilkan dari shear-stud tidak ditujukan untuk meningkatkan gaya geser balok komposit, tetapi hanya sarana untuk menyatukan pelat beton bertulang dan profil baja terhadap kapasitas momen lenturnya.

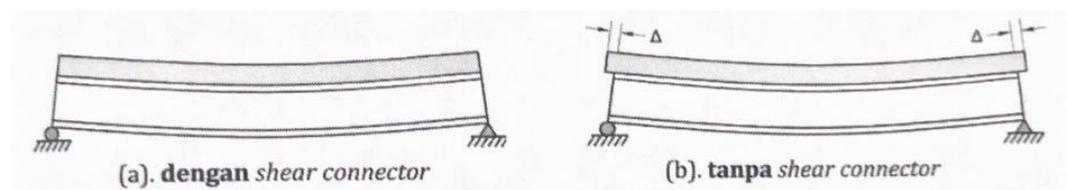
### 1.8.7. Lendutan Balok Komposit

Meskipun telah memenuhi persyaratan kekuatan, balok komposit harus dievaluasi juga terhadap persyaratan Iayan atau kekakuan. Umumnya itu berkaitan dengan lendutan struktur. Kondisi beban yang dievaluasi tentu saja semua. Hanya saja, untuk kondisi beban mati jika ada permasalahan lendutan yang besar. Itu dapat diatasi dengan memberikan lawan lendut (camber). Jika demikian, maka hanya lendutan dari beban hidup saja yang perlu dihitung. Secara umum,

persyaratan lendutan maksimum terhadap beban hidup adalah  $< L/360$ . Untuk kondisi tertentu, tergantung fungsi lantai yang akan digunakan, misalnya lantai yang berisi alat-alat instrumen yang peka, maka bisa saja diperlukan persyaratan lendutan yang lebih ketat, misalnya  $L/800$ , dan lain sebagainya.

### 1.8.8. Penghubung Geser

Gambar 2.30 memperlihatkan komponen penting balok komposit, yaitu shear stud, atau disebut juga shear connector atau steel anchor. Fungsinya untuk menahan gaya geser yang menyebabkan pelat beton di atas profil baja, tidak bergeser satu sama lain (lihat Gambar 2.30a). Jika tidak diberikan shear connector akan terjadi pergeseran (lihat Gambar 2.30b). Adanya pergeseran ( $\Delta$ ) secara lateral menunjukkan bahwa keduanya, pelat beton dan profil baja, tidak lagi menjadi satu kesatuan, sehingga tidak bekerja lagi sebagai balok komposit. Balok profil baja bekerja sendiri, sedangkan pelat beton bertulang di atasnya hanya bekerja sebagai beban.



**Gambar 0.30** Perilaku Pelat Beton diatas Profil Baja Balok

Diameter shear-stud yang biasa dipakai  $\text{Ø}19$  mm;  $\text{Ø}22$  mm dan  $\text{Ø}25$  mm (ref. Nelson Stud Welding). Diameter lebih kecil,  $\text{Ø}13$  mm dan  $\text{Ø}16$  mm, biasanya digunakan untuk konstruksi beton pracetak.

Bahan materialnya terdiri dari baja kadar karbon rendah dengan kuat tarik  $F_u$  60 ksi minimum (ref. SWF shear stud) atau  $F_u$  450 Mpa minimum (ref. SMD shear stud).

Penentuan diameter stud yang dapat dipakai, tergantung tebal pelat dasar, yaitu  $\varnothing_{studs} 2.5 \times$  tebal pelat dasar untuk pengelasannya. Boleh lebih besar dari batasan tersebut jika stud dipasangnya pada bagian pelat sayap, yang tepat di atas pelat badannya. Panjang stud dari pelat dasar sampai ujungnya  $L_{stud} > 4 \times \varnothing_{stud}$ .

Kuat geser nominal shear-stud tunggal,  $Q_n$  yang tertanam pada pelat beton solid atau pelat beton komposit dengan dek-baja, dapat dihitung memakai rumus baru AISC (2010) sebagai berikut.

$$Q_n = 0,5 \times A_{sc} \sqrt{f'_c \times E_c} \dots \dots \dots (0.46)$$

dimana

$A_{sc}$  = luas penampang shear stud ( $\text{mm}^2$ )

$E_c$  = modulus elastisitas beton  $0.043w_c^{1.5} \sqrt{f'_c}$  atau  $4700 \sqrt{f'_c}$  (Mpa) untuk beton normal

$F_u$  = kuat tarik minimum shear stud (MPa)

#### a. Jumlah Konektor

Gaya geser perlu,  $V'$  dihitung dari kuat lentur maksimum balok, khususnya nilai terkecil resultan desak beton atau tarik profil baja.

Jumlah shear-stud perlu  $n = V'/Q_n =$  tiap 1/2 bentangnya.

#### b. Jarak Konektor

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

$$s = \frac{L}{N} \dots \dots \dots (0.47)$$

Dimana :

$L$  = bentang yang ditinjau per-segmen

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

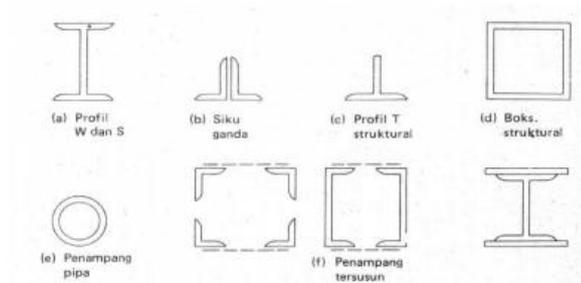
### 1.9. Kolom Baja

Pada struktur baja terdapat 2 macam batang tekan, yaitu :

1. Batang : merupakan elemen dari suatu rangka batang. Batang ini menerima gaya tekan aksial searah dengan panjang batangnya. Umumnya pada suatu rangka batang pada bagian batang tepi atas merupakan batang tekan.
2. Kolom : merupakan batang tekan tegak yang bekerja untuk menahan balok – balok induk, balok anak lantai dan dudukan rangka atap. Selanjutnya kolom berfungsi menyalurkan beban tersebut ke pondasi.

Batang-batang lurus yang mengalami tekanan akibat bekerjanya gaya - gaya aksial dikenal dengan sebutan kolom. Kekuatan kolom pendek menahan gaya tekan ditentukan oleh kekuatan leleh dari bahannya. Kolom - kolom yang panjang, kekuatan menahan gaya tekan ditentukan oleh faktor tekuk elastis yang terjadi. Sedangkan kolom-kolom yang ukurannya tergolong sedang, kekuatannya ditentukan oleh faktor tekuk plastis yang terjadi. Sebuah kolom yang sempurna yaitu kolom yang dibuat dari bahan yang bersifat isotropis, bebas dari tegangan-tegangan sampingan, dibebani pada pusatnya serta mempunyai bentuk yang lurus, akan mengalami perpendekan yang seragam akibat terjadinya regangan tekan yang seragam pada penampangnya. Kalau beban yang bekerja pada kolom ditambah besarnya secara berangsur-angsur, maka akan mengakibatkan kolom mengalami lenturan lateral dan kemudian mengalami keruntuhan akibat

terjadinya lenturan tersebut. Beban yang mengakibatkan terjadinya lenturan lateral pada kolom disebut beban kritis dan merupakan beban maksimum yang masih dapat ditahan oleh kolom dengan aman.



**Gambar 0.31** Beberapa Tipe Penampang Batang Tekan

Sumber : Salmon dkk, 1991

## 1.9.1. Kekuatan Kolom Baja

### 1.9.1.1. 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 pertambahan 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)

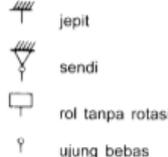
Panjang efektif kolom atau KL adalah cara sederhana tetapi cukup efektif dalam memprediksi kekuatan kolom, yaitu dengan mencari korelasi bentuk tekuk

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 :

a) rangka tidak bergoyang :  $0,5 \leq K \leq 1,0$

b) rangka bergoyang :  $1,0 \leq K \leq \infty$

**Tabel 0.9** 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
K desain	0,65	0,80	1,2	1,0	2,10	2,0
Keterangan	 <ul style="list-style-type: none"> <li> jepit</li> <li> sendi</li> <li> rol tanpa rotasi</li> <li> ujung bebas</li> </ul>					

#### 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 :

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g \dots \dots \dots (0.48)$$

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:

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{F_y}{F_e}\right) \cdot F_y \dots \dots \dots (0.49)$$

$$\text{Jika } \frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ atau } \frac{F_y}{F_e} > 2,25 \dots \dots \dots (0.50)$$

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 :

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g \dots \dots \dots (0.51)$$

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

Jika penampang siku ganda atau tee

$$F_{cr} = \left( \frac{F_{cry} + F_{crz}}{2H} \right) \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4 F_{cry} \cdot F_{crz} \cdot H}{(F_{cry} + F_{crz})^2}} \right] \dots \dots \dots (0.52)$$

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:

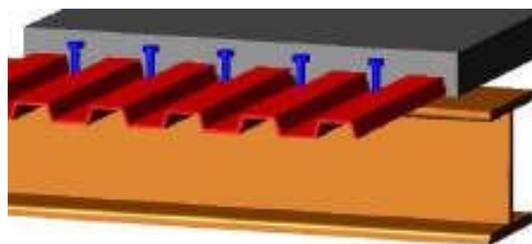
$$F_e = \left( \frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2} + G I \right) \frac{1}{I_x + I_y} \dots \dots \dots (0.53)$$

Profil dengan sumbu simetri tunggal, maka:

$$F_e = \left( \frac{F_{ey} + F_{ez}}{2H} \right) \cdot \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4 F_{ey} \cdot F_{ez} \cdot H}{(F_{ey} + F_{ez})^2}} \right] \dots \dots \dots (0.54)$$

### 1.10. Dek Baja Gelombang

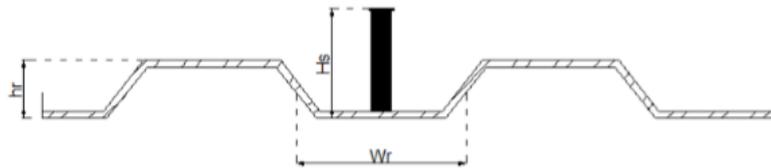
Perkembangan struktur komposit dimulai dengan digunakannya dek baja gelombang atau lebih dikenal dengan istilah bondek. Selain berfungsi sebagai bekisting saat pelat beton belum mengeras, juga berfungsi sebagai tulangan positif bagi pelat beton. Penggunaan dek baja juga dapat dipertimbangkan sebagai dukungan dengan arah lateral dari balok sebelum beton mulai mengeras. Arah dari lekuk dek baja biasanya diletakkan tegak lurus balok penopangnya.



**Gambar 0.32** Pemasangan Dek Baja Gelombang pada Balok

Persyaratan dek baja berlekuk dan penghubung geser untuk digunakan dalam komponen struktur komposit diatur dalam SNI 1729:2015 pasal I3.2c dalam pasal ini disyaratkan :

1. Tinggi rusuk nominal tidak lebih besar dari  $h_r \leq 75$  mm.
2. Lebar rata-rata minimum dari gelombang dek,  $W_r > 50$ mm, lebar ini tidak boleh lebih besar dari lebar bersih minimum pada tepi atas dek baja = 50 mm.
3. Tebal pelat diatas dek baja tidak boleh kurang dari 50 mm.
4. Diameter maksimum studs yang dipakai = 20 mm dan dilas langsung pada flens balok baja.
5. Tinggi minimum studs diukur dari sisi dek baja paling atas = 40 mm.



**Gambar 0.33** 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 :

$$r_s = \frac{0,85}{\sqrt{Nr}} \left( \frac{W_r}{h_r} \right) \left[ \left( \frac{H_s}{h_r} \right) - 1 \right] \leq 1,0 \dots \dots \dots (0.55)$$

Dimana :

$r_s$  = Faktor reduksi

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

$H_s$  = Tinggi pada penghubung geser jenis paku  $\leq (h_r + 75$  mm)

$h_r$  = Tinggi nominal pada gelombang dek baja

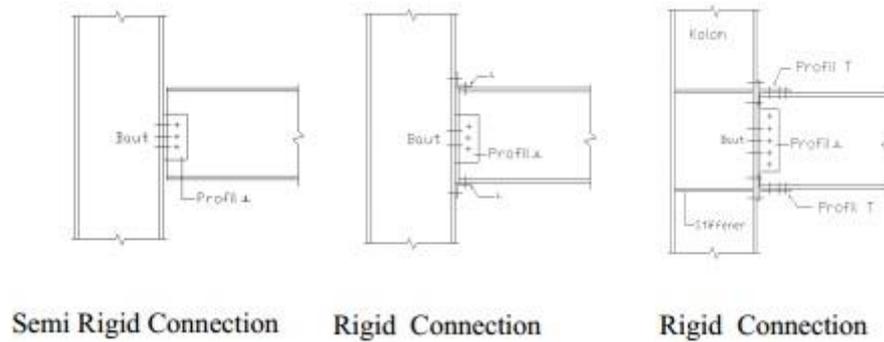
$w_r$  = Lebar efektif dari gelombang dek baja 2

### **1.11. Alat Penyambung geser (*Shear Connector*)**

Sambungan terdiri dari komponen struktur sambungan (pelat pengisi, pelat buhul, pelat pendukung, dan pelat penyambung) dan alat pengencang (baut dan las).

#### **1.11.1. Klasifikasi Sambungan**

1. Sambungan kaku / rigid connector adalah sambungan yang dianggap memiliki kekakuan yang cukup untuk mempertahankan sudut-sudut diantara komponen-komponen struktur yang akan disambung.
2. Sambungan semi kaku / semi rigid connector adalah sambungan yang tidak memiliki kekakuan yang cukup mempertahankan sudut-sudut diantara komponen-komponen struktur yang disambung, namun harus dianggap memiliki kapasitas yang cukup untuk memberikan kekang yang dapat diukur terhadap perubahan sudut-sudut tersebut.
3. Sambungan sendi / simple connector adalah sambungan yang pada kedua ujung komponen struktur dianggap bebas momen. Sambungan sendi harus dapat berubah bentuk agar memberikan rotasi yang diperlukan pada sambungan. Sambungan tidak boleh mengakibatkan momen lentur terhadap komponen struktur yang disambung.



**Gambar 0.34** Sambungan pada baja

### 1.11.2. Perencanaan Sambungan

Kuat rencana setiap komponen tidak boleh kurang dari beban terfaktor yang dihitung. Perencanaan sambungan harus memenuhi persyaratan ( SNI 03-1729-2002 Ps. 13.1.3) :

- a. Gaya dalam yang disalurkan berada dalam keseimbangan dengan gaya-gaya yang bekerja pada sambungan.
- b. Deformasi pada sambungan masih berada dalam batas kemampuan deformasi sambungan.
- c. Sambungan dan komponen yang berdekatan harus mampu memikul gaya-gaya yang bekerja padanya.

### 1.11.3. Sambungan Baut

Kuat geser

$$\phi V_d = \phi \cdot r_1 \cdot f_{ub} \cdot A_b \cdot m \dots \dots \dots (0.56)$$

Dengan :

$r_1 = 0,50$  untuk baut tanpa ulir pada bidang geser

$r_1 = 0,40$  untuk baut dengan ulir pada bidang geser

$f_{ub}$  = kuat tarik baut (MPa)

$A_b$  = luas bruto penampang baut pada daerah tak berulir

$m$  = jumlah bidang geser

Kuat tarik

$$\varphi Td = \varphi \cdot 0,75 \cdot f_{ub} \cdot A_b \dots \dots \dots (0.57)$$

Dengan :

$f_{ub}$  = kuat tarik baut (MPa)

$A_b$  = luas bruto penampang baut pada daerah tak berulir

Kuat tumpu

$$\varphi R_d = \varphi \cdot (2,4) db \cdot t_p \cdot f_{up} \dots \dots \dots (0.58)$$

Dengan :

$db$  = diameter baut pada daerah tak berulir

$t_p$  = tebal pelat

$f_{up}$  = kuat tarik putus pelat

Kuat slip

$$\varphi V_n = \mu \cdot 1,13 \cdot \phi \cdot m \cdot T_b \dots \dots \dots (0.59)$$

**Tabel 0.10** Gaya Tarik Baut Minimum (Tb)

Diameter nominal baut (mm)	Gaya tarik minimum (KN)
16	95
20	145
24	210
30	335
36	490

Dengan :

$\mu$  = koefisien gesek yang ditentukan (bersih 0,35 ; dilgavanis 0,16 – 0,26 ; dicat 0,07 – 0,10 ; berkarat bersih 0,45 – 0,70 ; sand-blasted 0,40 – 0,70)

$m$  = jumlah bidang geser

$T_b$  = gaya tarik baut minimum pada pemasangan seperti yang disyaratkan pada tabel (2.10)

$$\text{Jumlah baut } n = \frac{Vu}{\phi Vd}$$

Kontrol jarak baut :

$$\text{Jarak tepi minimum} = 1,5db \quad (\text{LRFD 13.4.2})$$

$$\text{Jarak tepi maksimum} = (4tp + 100 \text{ mm}) \text{ atau } 200 \text{ mm} \quad (\text{LRFD 13.4.3})$$

$$\text{Jarak minimum antar baut} = 3db \quad (\text{LRFD 13.4.1})$$

$$\text{Jarak maksimum antar baut} = 15tp \text{ atau } 200 \text{ mm} \quad (\text{LRFD 13.4.3})$$

Kontrol kekakuan pelat :

$$\phi Pn = 0,75 \times 0,6 \times fu \times Anv \dots\dots\dots(0.60)$$

$$Vu < \phi Pn \dots\dots\dots(0.61)$$

#### 1.11.4. Sambungan Las

$$Ru \leq \phi Rnw \dots\dots\dots(0.62)$$

##### 1.11.4.1. Las Tumpul

a. Tebal rencana las

Tebal rencana las tumpul dibagi menjadi dua jenis, yaitu las tumpul penetrasi penuh dan las tumpul penetrasi sebagian, sesuai dengan yang telah diatur dalam SNI 03-1729-2002 pasal 13.5.2.3

b. Kuat rencana las tumpul

Kuat rencana penetrasi penuh, ditentukan sebagai berikut :

- Bila sambungan dibebani dengan gaya tarik atau gaya tekan aksial terhadap luas efektif, maka :

Bahan dasar

$$\phi Rnw = 0,90 \cdot te \cdot fy \dots\dots\dots(0.63)$$

las

$$\phi Rnw = 0,75 \cdot te \cdot fyw \dots\dots\dots(0.64)$$

- Bila sambungan dibebani dengan gaya geser terhadap luas efektif, maka :

Bahan dasar

$$\phi R_{nw} = 0,90 \cdot t_e \cdot (0,6 \cdot f_{uw}) \dots \dots \dots (0.65)$$

las

$$\phi R_{nw} = 0,80 \cdot t_e \cdot (0,6 \cdot f_{uw}) \dots \dots \dots (0.66)$$

Dengan :

$f_{uw}$  = tegangan tarik putus logam las, Mpa

$f_u$  = tegangan tarik putus bahan dasar, Mpa

$t_e$  = tebal rencana las, mm

#### 1.11.4.2. Las Sudut

Ukuran minimum las sudut, selain dari las sudut yang digunakan untuk memperkuat las tumpul, berikut ukuran las sudut :

**Tabel 0.11** Ukuran Las Sudut

Tebal bagian paling tebal, t (mm)	Tebal minimum las sudut, a (mm)
$t \leq 7$	3
$7 < t \leq 10$	4
$10 < t < 15$	5
$15 < t$	6

a. Ukuran maksimum las sudut sepanjang tepi

- Untuk komponen dengan tebal kurang dari 6,4 mm, diambil setebal komponen
- Untuk komponen dengan tebal 6,4 mm atau lebih, diambil 1,6 mm kurang dari tebal komponen

b. Panjang efektif

Panjang efektif las sudut adalah seluruh panjang las sudut berukuran penuh dan paling tidak harus 4 kali ukuran las, jika kurang maka ukuran las untuk perencanaan dianggap sebesar  $\frac{1}{4}$  kali panjang efektif.

c. Kuat las sudut

Kuat rencana persatuan panjang las sudut, ditentukan sebagai berikut :

$$\phi R_{nw} = 0,75 \cdot t_e \cdot (0,6 \cdot f_{uw}) \dots \dots \dots (0.67)$$

$$\phi R_{nw} = 0,75 \cdot t_e \cdot (0,6 \cdot f_u) \dots \dots \dots (0.68)$$

Dengan :

$f_{uw}$  = tegangan tarik putus logam las, Mpa

$f_u$  = tegangan tarik putus bahan dasar, Mpa

$t_e$  = tebal rencana las, mm

### 1.12. Core Wall

Pada denah bangunan tertentu, dinding geser dapat dirangkai dan diletakkan di inti bangunan. Sistem penempatan dinding geser seperti ini sering juga disebut dinding inti (*core wall*). Gaya lateral yang bekerja pada struktur, misalnya beban angin atau beban gempa dapat ditahan dengan berbagai cara. Kekakuan dari struktur apabila ditambah dengan kekakuan dari dinding geser akan meningkatkan daya tahan untuk beban angin pada beberapa kasus. Ketika struktur direncanakan untuk menahan beban lateral yang lebih besar, seperti gempa bumi, biasanya digunakan dinding geser pada bangunan gedung. Persyaratan Tulangan Dinding Struktural (SNI 2847:2013 Pasal 21.9.2) :

1. Jika gaya geser  $V_u > 0,083A_{cv}\lambda\sqrt{f'c}$ , rasio penulangan transversal maupun rasio penulangan longitudinal tidak boleh kurang dari 0,0025.
2. Apabila  $V_u < 0,083A_{cv}\lambda\sqrt{f'c}$ , maka dapat digunakan rasio tulangan minimum seperti pada dinding struktural biasa (SNI 2847: pasal 14.3).
  - a. Rasio minimum tulangan vertikal terhadap luas bruto penampang beton,  $\rho_t$ , harus diambil:
    - 1) 0,0012 untuk tulangan ulir dengan diameter tidak lebih dari D16 dan  $f_y$  tidak kurang dari 420 Mpa.
    - 2) 0,0015 untuk tulangan ulir lainnya
    - 3) 0,0012 untuk jaring kawat baja las yang memiliki diameter tidak lebih dari 16 mm.
  - b. Rasio tulangan minimum horizontal terhadap luas bruto penampang beton,  $\rho_t$ , harus diambil:
    - 1) 0,0020 untuk tulangan ulir dengan diameter tidak lebih dari D16 dan  $f_y$  tidak kurang dari 420 Mpa
    - 2) 0,0025 untuk tulangan ulir lainnya, atau
    - 3) 0,0020 untuk jaring kawat baja las yang berdiameter tidak lebih dari 16 mm.
  - c. Jarak antar tulangan masing-masing arah tidak boleh melebihi 450 mm.
3. Kuat Geser Dinding Struktural (SNI 2847:2013 Pasal 21.9.2)
 

Kuat geser dinding struktural dikatakan mencukupi apabila dipenuhi kondisi berikut:

$$V_u \leq \phi V_n \dots\dots\dots (0.69)$$

Dengan :

$V_u$  = gaya geser terfaktor

$V_n$  = gaya geser nominal dinding struktural

$\Phi$  = faktor reduksi kekuatan

Faktor reduksi kuat geser untuk dinding struktural khusus yang direncanakan memikul beban gempa (E) menurut pasal 9.3.4 SNI 2847: 2013, nilai faktor reduksi kekuatan harus diambil sebesar 0,6 jika kuat geser nominalnya lebih kecil daripada gaya geser yang timbul sehubungan dengan pengembangan kuat lentur nominalnya. Kekuatan lentur nominal ditentukan dengan memperhitungkan beban aksial paling kritis termasuk beban gempa (E). Untuk kondisi lainnya faktor reduksi kuat geser dapat diambil sebesar 0,75.

Kuat geser nominal dinding struktural berdasarkan pasal 21.9.4.1 SNI 2847: 2013 adalah:

$$V_n = A_{cv} (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) \dots\dots\dots(0.70)$$

Dengan :

$$\alpha_c = 0,25 \text{ untuk } h_w/l_w \leq 1,5$$

$$\alpha_c = 0,17 \text{ untuk } h_w/l_w \geq 2,0$$

Bervariasi secara linier nilai  $\alpha_c$  untuk  $h_w/l_w$  di antara 1,5 hingga 2,0.

Beberapa persyaratan lain mengenai perencanaan geser dinding struktural adalah sebagai berikut:

- 1) Jika rasio dari  $h_w/l_w < 2,0$  maka rasio penulangan vertikal ( $\rho_l$ ) tidak boleh kurang dari rasio penulangan horizontal ( $\rho_t$ ).
- 2) Kuat geser nomina ( $V_n$ ) sistem dinding struktural yang secara bersamaan memikul beban lateral tidak boleh melebihi  $0,66A_{cv}\sqrt{f'_c}$  dan untuk salah satu

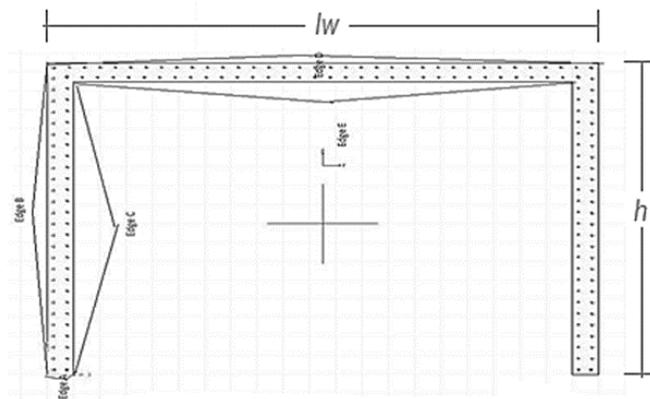
dari segmen dinding vertikal individu nilai kuat geser nominal ( $V_n$ ) tidak boleh diambil lebih besar dari  $0,83A_{cw}\sqrt{f'c}$

Dimana:

$A_{cv}$ = luas penampang total sistem dinding structural

$A_{cw}$ = luas penampang beton dari segmen dari dinding vertikal yang ditinjau.

- 3) Untuk segmen dinding horizontal, termasuk balok kopel, nilai  $V_n$  tidak boleh diambil lebih besar dari  $0,83A_{cw}\sqrt{f'c}$  dengan  $A_{cw}$  adalah luas penampang dinding horizontal atau balok kopel.



**Gambar 0.35** Dinding Struktural Khusus

Dinding geser berfungsi sebagai pengaku yang menerus sampai pondasi dan juga merupakan dinding inti untuk memperkaku seluruh bangunan yang dirancang untuk menahan gaya geser dan gaya lateral akibat gempa bumi. Dinding geser pada umumnya bersifat kaku, sehingga *deformasi* ( lendutan ) horizontal menjadi kecil.

Pada aplikasinya dinding geser sering ditempatkan di bagian ujung dalam fungsi suatu ruangan ataupun ditempatkan memanjang di tengah searah tinggi bangunan untuk menahan beban gempa yang di transfer melalui struktur portal

ataupun struktur lantai. Dengan adanya dinding geser yang kaku pada bangunan, gaya gempa sebagian besar akan terserap oleh dinding geser.

Perencanaan dinding geser sebagai elemen struktur penahan beban gempa pada gedung bertingkat dilakukan dengan konsep gaya dalam (yaitu hanya meninjau gaya-gaya dalam akibat kombinasi beban gempa), kemudian setelah itu direncanakan penulangan dinding geser. Berdasarkan letak dan fungsinya, dinding geser dapat diklasifikasikan dalam 3 jenis yaitu :

1. *Bearing wall* adalah dinding geser yang juga mendukung sebagian besar beban gravitasi. Tembok – tembok ini juga menggunakan dinding partisi yang berdekatan.
2. *Frame wall* adalah dinding geser yang menahan beban lateral, dimana beban gravitasi berasal dari *frame* beton bertulang. Tembok- tembok ini di bangun diantara baris kolom.
3. *Core wall* adalah dinding geser yang terletak di dalam wilayah inti pusat dalam gedung yang biasanya diisi tangga atau poros lift. Dinding yang terletak dikawasan inti pusat memiliki fungsi ganda dan dianggap menjadi pilihan paling ekonomis.

Pada denah bangunan tertentu, dinding geser dapat dirangkai dan diletakkan di inti bangunan. Sistem penempatan dinding geser seperti ini sering juga disebut dinding inti (*core wall*).

Perencanaan awal dimensi *core wall*, mengacu pada SNI-2847-2013 pasal 9.5.2.2 tabel 9.5 (a) yaitu tebal dinding tidak boleh kurang dari  $l/24$  dari tinggi ( $hw$ )/panjang bebas ( $lw$ ). Dan tidak boleh kurang dari 140 mm.

Berdasarkan SNI 05-7052-2004 tentang syarat-syarat umum konstruksi lift penumpang yang dijalankan dengan motor traksi tanpa kamar mesin, berikut ini merupakan beban rata-rata dan luas kereta maksimal yang ditampilkan pada Tabel berikut.

**Tabel 0.12** Beban Rata – Rata dan Luas Kereta Maksimal

No.	Luas Kereta Maksimal (m <sup>2</sup> ) Toleransi ± 0,10 m <sup>2</sup>	Jumlah Penumpang Maksimal (orang)	Pembulatan Beban (kg)
1.	0,9	4	300
2.	1	5	375
3.	1,2	6	450
4.	1,3	7	500
5.	1,5	8	550
6.	1,6	9	600
7.	1,8	10	680
8.	1,9	11	750
9.	2,05	12	820
10.	2,2	13	900
11.	2,35	14	950
12.	2,5	15	1000
13.	2,65	16	1100
14.	2,75	17	1150
15.	2,85	18	1250
16.	3	19	1300
17.	3,15	20	1360
18.	3,56	23	1600

(Sumber: SNI 05-7052-2004 Syarat-syarat umum konstruksi lift penumpang yang dijalankan dengan motor traksi tanpa kamar mesin)

**Tabel 0.13** Besar Faktor Bobot Imbang

Kapasitas Elevator	Faktor Keseimbangan
> 1200 kg	40% s/d 42,5 %
600 kg s/d 1150 kg	45%
300 kg s/d 580 kg	50% s/d 55 %

(Sumber : CV. Mitra Lift Indo Pratama)

Pada denah bangunan tertentu, dinding geser dapat dirangkai dan diletakkan di inti bangunan. Sistem penempatan dinding geser seperti ini sering juga disebut dinding inti (*core wall*).

Dasar perhitungan untuk dinding geser, yaitu :

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

$$A_s = \frac{P}{s \times f_y} \dots\dots\dots(0.71)$$

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

$$A_s = \frac{P - (s \times f'_c)}{s \times f_y} \dots\dots\dots(0.72)$$

Dimana :

$A_s$  = luasan tulangan yang dibutuhkan

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

$f'_c$  = tegangan nominal dari beton

$f_y$  = tegangan leleh dari baja

$\phi$  tekan = 0,6

$\phi$  tarik = 0,8

3. Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 11.9.3.  $V_n$  pada semua penampang horisontal untuk geser dalam bidang dinding tidak boleh diambil lebih besar dari  $0,83 \sqrt{f'c}hd$ , dimana  $h$  adalah tebal dinding.
4. Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 11.9.9.3 Spasi tulangan geser horisontal tidak boleh melebihi yang terkecil dari  $lw/5$ ,  $3h$ , dan 450 mm, dimana  $lw$  adalah panjang keseluruhan dinding.
5. Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 11.9.4. Untuk desain untuk gaya geser horisontal dalam bidang dinding,  $d$  harus diambil sama dengan  $0,8lw$ . Nilai  $d$  yang lebih besar, sama dengan jarak dari serat tekan terjauh ke pusat gaya semua tulangan yang tertarik, boleh digunakan bilamana ditentukan dengan analisis kompatibilitas regangan.
6. Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 11.9.9.4: Rasio luas tulangan geser vertikal terhadap luas beton bruto penampang horisontal,  $\rho_l$  tidak boleh kurang dari :
 
$$\rho_l = 0,0025 + 0,5\left(2,5 - \frac{hw}{lw}\right)(\rho_l - 0,0025) \dots\dots\dots(0.73)$$

$lw$  adalah panjang keseluruhan dinding, dan  $hw$  adalah tinggi keseluruhan dinding.
7. Menentukan kuat geser sesuai dengan SNI 2847-2013 Pasal 11.9.6 untuk *shear wall* penahan gempa atau tidak menahan gempa.

$$V_c = \frac{1}{4} \times \sqrt{f'c} \times hd + \frac{Nu \times d}{4lw} \dots\dots\dots(0.74)$$

$$V_c = \left[ \frac{1}{2} \sqrt{f'c} + \frac{Lw \left( 0,1 \sqrt{f'c} + 0,2 \frac{Nu}{lwh} \right)}{\frac{Mu - Lw}{Vu} - \frac{Lw}{2}} \right] \times hd \dots\dots\dots(0.75)$$

Dimana nilai  $V_c$  diambil yang paling kecil dari kedua persamaan di atas. dimana  $lw$  adalah panjang keseluruhan dinding, dengan  $Nu$  adalah negatif

untuk tarik. Persamaan diatas tidak berlaku bila  $(M_u / V_u - l_w/2)$  bernilai negatif.

#### 8. Perhitungan Tulangan Geser

$$\frac{\phi V_c}{2} < V_u \dots\dots\dots(0.76)$$

Setelah direncanakan tulangan geser maka :

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s} \dots\dots\dots(0.77)$$

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s) \dots\dots\dots(0.78)$$

Dimana :

$V_u$  = Gaya geser terfaktor

$V_n$  = Kuat geser nominal dinding structural

$\phi$  = Faktor reduksi kekuatan

### 1.13. Pondasi

Struktur bawah dari suatu bangunan adalah pondasi. Pondasi berperan penting dalam menopang suatu bangunan karena merupakan komponen struktur bawah yang berfungsi untuk meneruskan gaya dari segala arah bangunan di atasnya ke tanah. Pembangunan pondasi harus dapat mnjamin kestabilan bangunan terhadap berat pondasi itu sendiri, beban-beban berguna, dan gaya-gaya luar seperti tekanan angin, gempa, dan lain-lain.

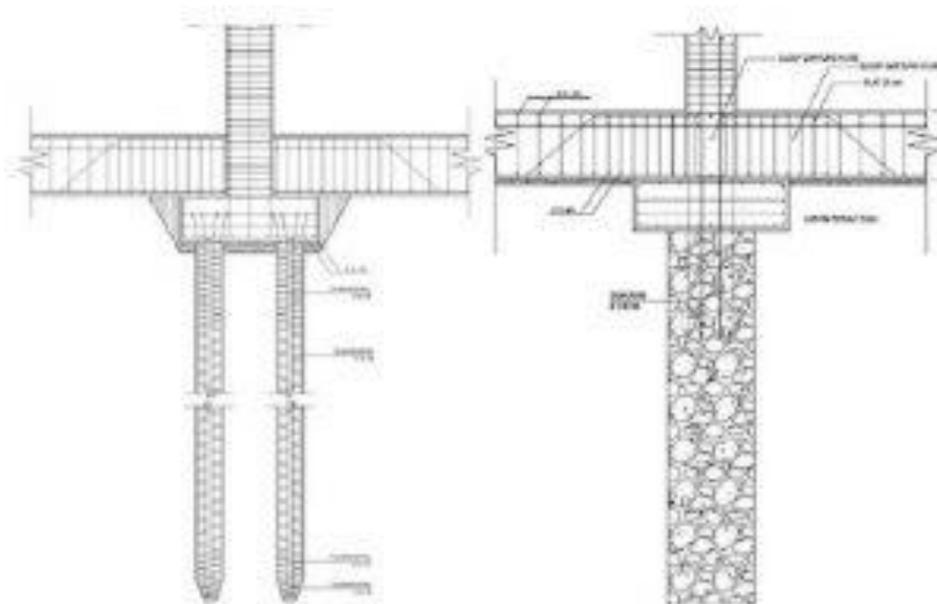
Dalam pemilihan jenis pondasi yang didasarkan pada daya dukung tanah, ada beberapa hal perlu diperhatikan, yaitu :

1. Bila tanah keras terletak pada permukaan tanah atau 2-3 meter di bawah permukaan tanah, maka fondasi yang dipilih sebaiknya jenis fondasi dangkal (fondasi setempat, fondasi menerus, fondasi pelat).

2. Bila tanah keras terletak pada kedalaman hingga 10 meter atau lebih di bawah permukaan tanah maka jenis fondasi yang biasanya dipakai adalah fondasi tiang minipile dan fondasi sumuran atau fondasi bored pile.
3. Bila tanah keras terletak pada kedalaman hingga 20 meter atau lebih di bawah permukaan tanah maka jenis fondasi yang biasanya dipakai adalah fondasi tiang pancang.

### 1.13.1. Perencanaan Tiang Pancang

Analisa-analisa kapasitas daya dukung, dilakukan dengan cara pendekatan untuk memudahkan perhitungan. Persamaan yang dibuat, dikaitkan dengan sifat-sifat tanah dan bidang geser yang terjadi saat keruntuhan.



**Gambar 0.36** Pondasi Tiang Pancang

1. Daya Dukung Vertikal yang Dijinkan untuk Tiang Tunggal Tes sondir atau *Cone Penetration Test (CPT)*

Pada dasarnya adalah untuk memperoleh tahanan ujung ( $q$ ). Tes sondir ini biasanya dilakukan pada tanah-tanah kohesif, dan tidak dianjurkan pada tanah

berkerikil dan lempung keras. Pondasi dihitung berdasarkan tahanan ujung, dan memindahkan beban yang diterima ke lapisan tanah keras dibawahnya.

Perhitungan untuk menentukan daya dukung tanah pada tiang:

$$Q_{tiang} = \left[ \frac{A_{tiang} \times P}{SF} \right] \dots \dots \dots (0.79)$$

Dimana :

$Q_{tiang}$  = daya dukung keseimbangan tiang (ton)

$A_{tiang}$  = luas permukaan tiang ( $m^2$ )

$P$  = nilai *conus* hasil sondir (ton/  $m^2$ )

SF= Faktor Keamanan, biasanya diambil 3

Menurut *Wesley*

$$Q_{sp} = \frac{qc \times A_b}{F_b} + \frac{TF \times U}{F_s} \dots \dots \dots (0.80)$$

Dimana :

$Q_{sp}$  = daya dukung vertikal yang diijinkan untuk sebuah tiang tunggal (ton)

$qc$  = tahanan konus pada ujung tiang (ton/ $m^2$ )

$A_b$  = luas penampang ujung tiang ( $m^2$ )

$U$  = keliling tiang (m)

TF= tahanan geser (*cleef*) total sepanjang tiang (ton/m)

$F_b$  = faktor keamanan = 3

$F_s$  = faktor keamanan = 5

Daya Dukung Tiang Berdasarkan SPT  $P = \frac{(q_d \times A + U \times \Sigma l f_1)}{SF}$

Nilai  $q_d$  untuk pondasi tiang yang dicor di tempat diambil berdasarkan berikut:

**Tabel 0.14** Nilai SPT dan Qd untuk Berbagai Jenis Tanah

Jenis Tanah	Nilai SPT	Qd (t/m <sup>2</sup> )
Lapisan Kerikil	$N \geq 50$	750
	$50 > N \geq 40$	525
	$40 > N \geq 30$	300
Lapisan Berpasir	$N \geq 30$	300
Lapisan Lempung Keras		3qu

Untuk intensitas gaya geser dinding tiang ( $f_i$ ) pada tiang yang dicor di tempat adalah  $N/2$ , tetapi tidak boleh lebih besar dari 12.

Kemampuan tiang terhadap kekuatan bahan,

$$P_{\text{tiang}} = \sigma_{\text{bahan}} \times A_{\text{tiang}} \dots \dots \dots (0.81)$$

Dimana :

$P_{\text{tiang}}$  = kekuatan yang diijinkan pada tiang

$A_{\text{tiang}}$  = luas penampang tiang (cm<sup>2</sup>)

$\sigma_{\text{bahan}}$  = tegangan tekan ijin bahan tiang (kg/cm<sup>2</sup>)

## 2. Pondasi Tiang Kelompok (*Pile Group*)

Dalam pelaksanaan, jarang dijumpai pondasi yang hanya terdiri dari satu tiang saja, tetapi terdiri dari kelompok tiang. Teori membuktikan dalam daya dukung kelompok tiang geser tidak sama dengan daya dukung tiang secara individu dikalikan jumlah tiang dalam kelompok, melainkan akan lebih kecil karena adanya faktor efisiensi. Daya dukung kelompok tiang dihitung berdasarkan cleef. Persamaan-persamaan yang digunakan dirumuskan berdasarkan efisiensi kelompok tiang.

$$Q_f = eff \times Q_s \dots \dots \dots (0.82)$$

$$Eff = 1 - \frac{s}{90} \left[ \frac{(n-1)m + (m-1)n}{(m \times n)} \right] \dots \dots \dots (0.83)$$

Dimana:

m = jumlah baris

n = jumlah tiang 1 baris

$\theta = \tan^{-1}(d/s)$

d = diameter tiang (cm)

s = jarak antar tiang (cm)

Pada struktur dengan kolom yang memikul beban berat, atau jika struktur kolom tidak didukung oleh tanah yang kuat dan seragam, umumnya digunakan pondasi menerus untuk menyalurkan beban ke tanah. Pondasi menerus dapat terdiri dari *pile cap* menerus yang mendukung kolom-kolom yang berada dalam satu baris, tetapi jenis pondasi menerus yang paling sering digunakan ialah pondasi *pile cap* menerus yang menggabungkan dua baris *pile cap* yang berpotongan, sehingga mereka membentuk pondasi grid. Namun, kasus beban yang lebih besar lagi/tanah yang lebih lemah, baris-baris *pile cap* digabungkan menjadi satu *pile cap* monolit membentuk pondasi rakit (*raft foundation*).

Pondasi rakit (*raft foundation*) adalah pondasi yang membentuk rakit melebar ke seluruh bagian dasar bangunan. Bila luasan pondasi yang diperlukan > 50% dari luas bagian bawah bangunan maka lebih disarankan untuk menggunakan pondasi rakit, karena lebih memudahkan untuk pelaksanaan penggalian dan penulangan beton.

Penentuan dari dimensi atau ketebalan pondasi *pile cap* ditentukan oleh daya dukung yang dibutuhkan, faktor keamanan dan batas penurunan yang masih diizinkan, dengan memperhatikan kondisi dan jenis tanah di lokasi bangunan.

Area maksimal yang tertutup oleh pondasi rakit umumnya adalah seluas bagian dasar bangunan. Jika daya dukung yang dibutuhkan masih belum tercapai, maka solusinya adalah memperdalam pondasi atau memperdalam ruang bawah tanah dari bangunan. Penurunan pondasi *pile cap* umumnya lebih seragam dibandingkan dengan penurunan pada pondasi telapak.

Pada proses analisisnya, pondasi *pile cap* dianggap sebagai material yang sangat kaku dan distribusi tekanan yang ditimbulkan akibat beban dapat dianggap linier. Pada pondasi *pile cap* setiap titik didukung secara langsung oleh tanah dibawahnya, sehingga momen lentur yang terjadi sangat kecil. Penyebaran tekanan pada dasar pondasi dihitung dengan persamaan berikut:

$$q = \frac{\Sigma}{A} + \frac{\Sigma(P \ x \ y)}{I_x} + \frac{\Sigma(P \ x \ X)}{I_y} \dots\dots\dots(0.84)$$

Dimana :

$\Sigma P$  = Jumlah total beban pondasi

A = Luas total pondasi pile cap

x, y = jarak eksentrisitas dari pusat beban kolom ke pusat pondasi

$I_x, I_y$  = Momen inersia pondasi pile cap terhadap sumbu-x dan sumbu-y