

STRUKTUR BETON II



Oleh :

Ir. SEMPURNA BANGUN, MT.

Digunakan Untuk Kalangan Sendiri

**FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS TAMA JAGAKARSA
JAKARTA
2023**

Bahan acuan dan SAP MATA KULIAH: SI – 322 Struktur Beton II

Bahan Acuan:

1. ACI Committee 318 1995, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI-318)", ACI, Detroit.
2. Dept. PU, 1991, "Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung (SK SNI T-15-1991-03)", Yayasan LPMB, Bandung.
3. MacGregor, J.G., 1997, "Reinforced Concrete: Mechanics and Design", Prentice Hall.
4. Nawy, E.G., 1995, "Reinforced Concrete", Prentice Hall.

SATUAN ACARA PENGAJARAN (SAP)

MINGGU	BAHAN PENGAJARAN	BAB
1	Pendahuluan	1
	- Pendahuluan	
	- Rencana Kuliah	
2	Balok Menerus Dan Pelat Satu Arah	2
	- Kontinuitas pada Struktur Beton Bertulang	
	- Momen dan Geser pada Balok Menerus	
3	Balok Menerus Dan Pelat Satu Arah	2
	- Koefisien-Koefisien Momen SK-SNI T-15 1991	
	- Contoh Perhitungan	
4	Kolom Langsing	3
	- Pendahuluan	
	- Prosedur Desain ACI-95	
5	Kolom Langsing	3
	- Prosedur Desain ACI-95	
	- Contoh Perhitungan	
6	Pelat Dua Arah: Metoda Desain Langsung	4
	- Pendahuluan	
	- Ketebalan Minimum Pelat Dua Arah - Metoda Desain Langsung (Direct Desain Method)	
7	Pelat Dua Arah: Metoda Desain Langsung	4
	- Kekuatan Geser Pelat Dua Arah	
	- Kombinasi Geser dan Transfer Momen pada Pelat Dua Arah	
8	Pelat Dua Arah: Metoda Desain Langsung	4
	- Contoh Perhitungan	
9	Pelat Dua Arah: Metoda Rangka Ekuivalen	5
	- Pendahuluan	
	- Analisis Rangka Ekuivalen - Contoh Perhitungan	
10	Pelat Dua Arah: Metoda Rangka Ekuivalen	5
	- Penggunaan Software Analisis Struktur pada Metoda Portal Ekuivalen	
	- Analisis Portal ekuivalen untuk Beban lateral	

11	Pelat Dua Arah: Analisis Elastik & Garis Leleh	6
	- Analisis Elastik	
	- Desain Tulangan Pelat Berdasarkan Momen Hasil Analisis Elemen Hingga	
12	Pelat Dua Arah: Analisis Elastik & Garis Leleh	6
	- Analisis Garis Leleh pada Pelat	
	- Contoh Perhitungan	
13	Geser Friksi Dan Transfer Geser Horizontal	7
	- Geser-Friksi	
	- Transfer Geser Horizontal - Contoh Perhitungan	
14	Perencanaan Daerah Terganggu	8
	- Umum	
	- Metode Strut-Tie	
15	Perencanaan Daerah Terganggu	8
	- Analisis Kekuatan Material pada Model <i>Strut-Tie</i>	
	- Contoh Perhitungan	
16	Perencanaan Daerah Terganggu	8
	- Geser pada Balok Tinggi, Konsol dan Dinding Berdasarkan SNI Beton	
	- Contoh Perhitungan	

DAFTAR ISI

BAB 1	PENDAHULUAN	1-1
	1.1 Umum	1-1
	1.2 Layout Catatan Kuliah	1-1
BAB 2	BALOK MENERUS & PELAT SATU ARAH	2-1
	2.1 Kontinuitas pada Struktur Beton Bertulang	2-1
	2.2 Momen & Geser pada Balok Menerus	2-2
	2.3 Koefisien Momen SK-SNI	2-4
BAB 3	KOLOM LANGSING	3-1
	3.1 Pendahuluan	3-1
	3.2 Prosedur Desain	3-4
BAB 4	PELAT DUA ARAH: METODA DESAIN LANGSUNG	4-1
	4.1 Pendahuluan	4-1
	4.2 Ketebalan Minimum Pelat Dua Arah	4-1
	4.3 Metoda Desain Langsung	4-3
	4.4 Kekuatan Geser Pelat Dua Arah	4-9
	4.5 Kombinasi Geser dan Transfer Momen	4-10
BAB 5	PELAT DUA ARAH: METODA RANGKA EKIVALEN	5-1
	5.1 Pendahuluan	5-1
	5.2 Analisis Rangka Ekuivalen	5-1
	5.3 Penggunaan Software Analisis	5-16
	5.4 Analisis Portal Ekuivalen untuk Beban Lateral	5-16
BAB 6	PELAT DUA ARAH: ANAL. ELASTIK DAN GRS LELEH	6-1
	6.1 Analisis Elastik	6-1
	6.2 Desain Tulangan Pelat	6-2
	6.3 Analisis Garis Leleh	6-5
BAB 7	FRIKSI GESER	7-1
	7.1 Geser Friksi	7-1
	7.2 Transfer Geser Horizontal	7-4
BAB 8	PERENCANAAN DAERAH TERGANGGU DAN ELEMEN- ELEMEN STRUKTUR KHUSUS	8-1
	8.1 Umum	8-1
	8.2 Metode Strut-Tie	8-6
	8.3 Analisa Kekuatan Material	8-15
	8.4 Geser pada Balok Tinggi, Konsol dan Dinding	8-27

DAFTAR PUSTAKA

BAB I

PENDAHULUAN

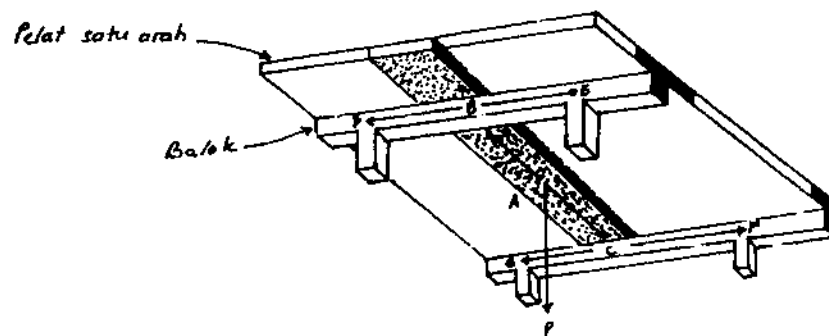
1.1. Umum

Bahan Kuliah Struktur Beton II ini merupakan kelanjutan Bahan Kuliah Struktur Beton I. Berbeda dengan bahan kuliah Struktur Beton I yang lebih menekankan pada pembahasan perilaku penampang beton bertulang, bahan kuliah Struktur Beton II ini lebih mengutamakan pada pembahasan perilaku elemen struktur beton bertulang seperti perilaku pelat beton bertulang satu arah, pelat dua arah, kolom langsing, konsol dan elemen-elemen struktur beton bertulang lainnya.

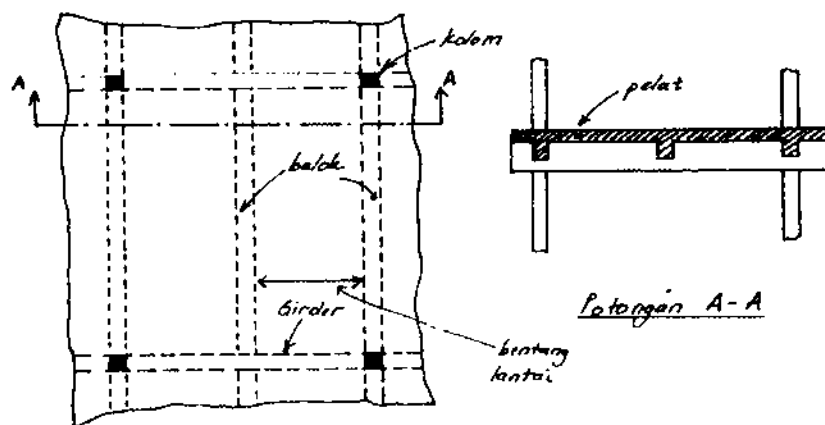
1.2. Layout Catatan Kuliah

Bahan kuliah ini di susun dengan menengahkan terlebih dahulu pembahasan mengenai teori dan perencanaan balok menerus dan pelat beton bertulang satu arah. Pendekatan dengan menggunakan koefisien momen SNI'92 merupakan salah satu cara yang dibahas dalam bab ini. Pembahasan selanjutnya di arahkan pada teori-teori perencanaan kolom langsing, dimana dalam hal ini digunakan aturan-aturan baru yang terdapat pada ACI'95 yang nantinya akan menjadi acuan pada penyempurnaan SNI'92. Pada bab selanjutnya diberikan pembahasan teori dan perencanaan untuk pelat beton bertulang dua arah. Beberapa pendekatan analisis akan diuraikan di sini, yaitu pendekatan elastik, metoda desain langsung, metoda portal ekuivalen dan metoda garis leleh. Pembahasan kemudian di lanjutkan dengan uraian mengenai konsep friksi geser beserta contoh aplikasinya pada perencanaan dan juga mengenai perencanaan struktur-struktur khusus seperti konsol, balok tinggi, dan dinding beton bertulang. Di akhir kuliah ini mahasiswa diharapkan sudah dapat melakukan perhitungan perencanaan pada berbagai tipe elemen struktur beton bertulang.

tersebut beban pada pelat ditransfer ke balok (balok anak) yang kemudian mentransfer beban tersebut ke balok induk. Balok induk kemudian mentransfer beban tersebut ke kolom-kolom penumpunya. Pada perencanaan sistem pelat seperti ini, pelat lantai biasanya direncanakan terlebih dahulu. Setelah itu dilakukan perencanaan balok anak dan kemudian balok induk.



Gambar 2.1 Pelat Satu Arah dan Balok Menerus



Gambar 2.2 Pelat Satu Arah dan Lantai Balok

2.2. Momen dan Geser pada Balok Menerus

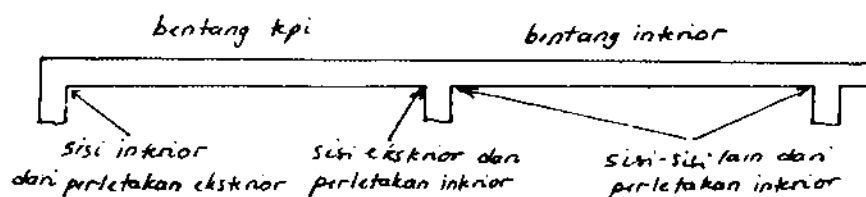
Pelat dan balok menerus merupakan suatu struktur yang bersifat statis tak tentu. Beberapa cara yang biasanya ditempuh untuk menghitung gaya-gaya dalam pada struktur seperti ini adalah:

1. Analisis Elastik (misalnya slope deflection, distribusi momen atau metoda matriks).
2. Analisis Plastik
3. Analisis Pendekatan (seperti koefisien momen SK-SNI T-15 1991, dan lain-lain).

Dalam melakukan analisis 1 atau 2, kombinasi pembebanan yang harus diperhitungkan meliputi (Pasal 3.1.9 SK- SNI T-15 1991):

1. Untuk perhitungan momen negatif dan geser maksimum pada perletakan antar 2 bentang bersebelahan yang dibebani digunakan pembebanan:
 - Beban mati terfaktor diaplikasikan pada semua bentang.
 - Beban hidup merata yang hanya diaplikasikan pada dua bentang bersebelahan yang berada disebelah kiri dan kanan perletakan yang momennya dihitung.
2. Untuk perhitungan momen positif maksimum di tengah bentang yang dibebani dan momen positif minimum (kemungkinan juga negatif) di tengah bentang yang tidak dibebani dan momen negatif maksimum di perletakan eksterior, maka digunakan pembebanan :
 - Beban mati terfaktor diaplikasikan pada semua bentang.
 - Beban hidup terfaktor yang di atur mengikuti pola papan catur.

Berbagai terminologi balok menerus, seperti perletakan eksterior dan lain-lain, yang perlu di ketahui dalam pembahasan bab ini dapat dilihat pada Gambar 2.3.



Gambar 2.3 Terminologi Balok Menerus

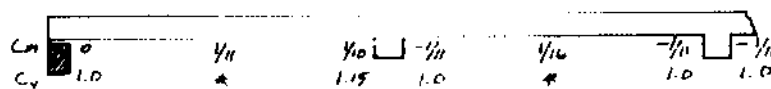
2.3. Koefisien-Koefisien Momen SK-SNI T-15 1991

Perhitungan dengan cara analisis 1 dan 2 yang memperhitungkan semua kombinasi pembebanan yang mungkin akan memerlukan usaha yang cukup besar. Sebagai alternatif, dapat digunakan metode pendekatan untuk sistem struktur menerus yang memenuhi persyaratan berikut:

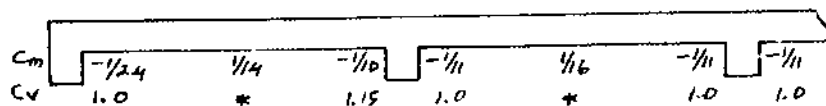
1. Terdiri dari ≥ 2 bentang
2. Panjang bentang tidak jauh berbeda satu sama lain (bentang terpanjang $\leq 1,2$ bentang terpendek)
3. Beban terdistribusi merata
4. Beban hidup ≤ 3 x beban mati (tidak terfaktor)
5. Balok bersifat prismatic

Berdasarkan pendekatan ini gaya-gaya dalam pada struktur balok menerus di tentukan berdasarkan koefisien momen seperti yang diperlihatkan pada Gambar 2.4.

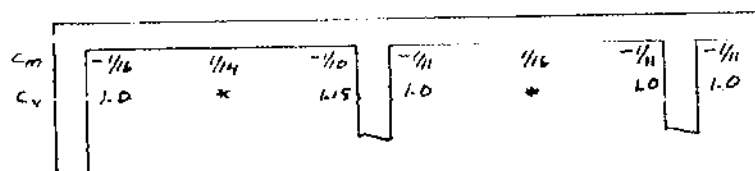
- Koefisien momen untuk struktur dengan perletakan ujung bebas



- Koefisien momen untuk struktur dengan perletakan ujung menumpu pada balok tepi sprendel beam



- Koefisien momen untuk struktur dengan perletakan monolit dengan kolom



Gambar 2.4 Koefisien Momen dan Geser SK-SNI T15 1991

Momen positif, negatif, dan geser maksimum dihitung sebagai berikut:

$$M_u = C_m \times q_u \times l_n^2$$

$$V_u = C_v \times \frac{q_u \times l_n}{2}$$

q_u = beban hidup dan mati terfaktor

l_n = bentang bersih yang ditinjau untuk perhitungan momen negatif pada muka interior dari perletakan eksterior dan untuk perhitungan momen positif dan geser.

atau

l_n = nilai rata-rata bentang bersih disebelah kiri dan kanan perletakan interior pada perhitungan momen negatif pada perletakan interior tersebut.

Untuk kondisi tertentu, terkadang bekerja beban-beban terpusat pada bentang balok menerus (beban-beban tersebut dapat berasal dari balok-balok anak yang menumpu pada balok tersebut). Pada kondisi yang seperti ini, koefisien momen/geser SK-SNI T-15 1991 tidak berlaku lagi. Namun, sebagai pendekatan dapat dilakukan hal-hal berikut ini untuk menghitung nilai-nilai pendekatan dari gaya-gaya dalam yang diinginkan, yaitu:

- Hitung momen M_o pada bentang yang ditinjau dengan memperlakukan bentang tersebut sebagai balok sederhana.
- Hitung momen sebagai: $M_u = 8 C_m M_o$

Nilai-nilai geser di tengah bentang dari sistem balok menerus yang ditinjau sebelumnya dapat di ambil sebagai nilai terbesar dari persamaan berikut ini:

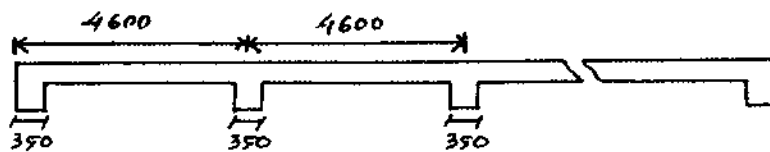
$$V_u = \frac{0,25 q_{Lu}}{q_u} \left(\frac{q_u l_n}{2} \right)$$

atau

$$V_u = 0,15 \left(\frac{q_u l_n}{2} \right)$$

Contoh Perencanaan Pelat Satu Arah

Desain pelat lantai menerus berikut ini (jumlah bentang = 8)



$$f'_c = 25 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

Beban hidup yang harus di pikul $\Rightarrow q_{LL} = 480 \text{ kg/m}^2$. Desain pelat satu arah tersebut sebagai balok dengan lebar 1 m.

1. Estimasi ketebalan pelat (gunakan tabel 3.2.5 (a) SK-SNI Beton)

- Untuk bentang tepi :

$$h_{min} = \frac{l}{24} = \frac{4600 - \frac{350}{2}}{24} = 184 \text{ mm}$$

- Untuk bentang interior :

$$h_{min} = \frac{l}{28} = \frac{4600}{28} = 164 \text{ mm}$$

\therefore Gunakan $h = 190 \text{ mm}$

Asumsi tebal selimut bersih = 20 mm (Pasal 3.16.7) & $d_b = 16 \text{ mm}$

maka $d = 190 - \left(20 + \frac{16}{2} \right) = 162 \text{ mm}$

2. Hitung beban terfaktor

- Berat sendiri pelat = $q_{DS} = 0,19 \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 456 \text{ kg/m}^2$
- Beban superimposed = $q_{SDL} = 34 \text{ kg/m}^2$

Sehingga berat mati total = $q_D = 456 + 34 = 490 \text{ kg/m}^2$

$$\begin{aligned}\therefore q_u &= 1,2(490 \text{ kg/m}^2) + 1,6(480 \text{ kg/m}^2) = 1356 \text{ kg/m}^2 \\ &= 13,56 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

3. Check kecukupan tebal pelat dalam memikul momen.

Karena $q_{LL} < 3q_D$, maka koefisien momen SK-SNI dapat digunakan (Pasal 3.1.3)

- Perletakan interior tepi (I)

$$M_u = \frac{q_u l_n^2}{10}$$

$$l_n = \frac{(4600 - 350 - \frac{350}{2}) + (4600 - 350)}{2} = 4162 \text{ mm}$$

$$\therefore M_u = \frac{13,56 \times (4,162)^2}{10} = 23,49 \text{ kN - m/m}$$

- Perletakan interior tengah (II)

$$M_u = \frac{q_u l_n^2}{11} \rightarrow l_n = 4600 - 350 = 4250 \text{ mm}$$

$$\therefore M_u = \frac{13,56 \times (4,25)^2}{11} = 22,27 \text{ kN - m/m}$$

$$\therefore M_u \text{ maksimum} = 23,49 \text{ kN-m/m}$$

Sebagaimana yang pernah di pelajari pada struktur beton I (Bab Lentur), kebutuhan ketinggian efektif penampang di hitung sebagai berikut:

$$bd^2 = \frac{M_u}{\phi [f'_c \omega (1 - 0,59 \omega)]} \quad ; \omega = \rho f_y / f'_c$$

$$\rightarrow \text{ambil } \rho \leq 0,01 \rightarrow \omega = 0,01 \frac{(400)}{25} = 0,160$$

$$d^2 = \frac{23,49 \times 10^6}{1000 (0,8) [25 (0,16) (1 - 0,59 (0,16))]} = \frac{23,49 \times 10^6}{2897,92}$$

$$d = \sqrt{8106} = 90 \text{ mm} \quad (\text{ok!})$$

4. Check apakah ketebalan pelat memadai terhadap gaya geser.

Tulangan geser diperlukan pada pelat jika:

$$V_u > \phi V_c \text{ (SK-SNI Pasal 3.4.1.1)}$$

Namun, karena pemasangan tulangan geser pada pelat sulit untuk dilaksanakan, maka V_u pada pelat biasanya dibatasi sebesar ϕV_c .

- Perletakan interior tepi (I)

$$l_n = 4600 - 350 - \frac{350}{2} = 4075 \text{ mm (untuk perhitungan geser)}$$

$$V_u = \frac{1,15 \times 13,56 \times 4,075}{2} = 31,77 \text{ kN/m}$$

- Perletakan interior tengah (II)

$$l_n = 4600 - 350 = 4250 \text{ mm}$$

$$V_u = \frac{13,56 \times 4,250}{2} = 28,82 \text{ kN/m}$$

$$\phi V_c = 0,60 \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6} b_n d \right)$$

$$\phi V_c = 0,60 \left(\frac{\sqrt{25}}{6} (1000) (162) \right) = 81 \text{ kN}$$

$$\phi V_c > V_u \dots > \text{ok! tebal pelat sudah memadai}$$

5. Desain baja tulangan yang dibutuhkan.

Sebagai contoh, akan diperlihatkan perhitungan kebutuhan tulangan pada perletakan interior tengah. Seperti yang sudah dihitung di atas momen maksimum yang bekerja pada perletakan interior tengah adalah:

$$M_u = 23,49 \text{ kN-m/m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y j d} \Rightarrow \text{untuk pelat } j d \approx 0,925 d$$

$$A_s = \frac{23,49 \times 10^6}{0,8 (400) (0,925 \times 162)} \Rightarrow 490 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Check apakah asumsi $j d$ adalah benar!

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{490 \times 400}{0,85 (25) \times 1000} = 9,22 \text{ mm}$$

$$j d = d - \frac{a}{2} = 162 - \frac{9,22}{2} = 157,4 \text{ m} (> 0,925 d)$$

Hitung A_s berdasarkan nilai $j d$ yang baru:

$$A_s = \frac{23,49 \times 10^6}{0,8 (400) (157,4)} = 466,4 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,min} = 0,0018 b h \quad (\text{Pasal 3.16.12}) \\ = 0,0018 \times 1000 \times 190 = 342 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Spasi tulangan maksimum (Pasal 3.16.12):

$$S_{max} = 3 h = 3 \times 190 = 570 \text{ mm}$$

Namun S_{max} harus lebih kecil dari 500 mm

Sehingga $S_{max} = 500 \text{ mm}$

$$\therefore A_s = 466,4 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\text{Gunakan d10} \rightarrow A_b = 78,5 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{466,4}{78,5} = 5,94 / \text{m}$$

\therefore pasang d10 – 150 sebagai tulangan atas pada penampang di perletakan interior tengah

Lakukan perhitungan yang sama untuk penampang-penampang lainnya.

6. Tulangan susut/suhu

SK-SNI Pasal 3.16.12 mensyaratkan di pasanganya tulangan susut / suhu pada arah tegak lurus bentang pelat:

$$A_s = 0,0018 bh = 342 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

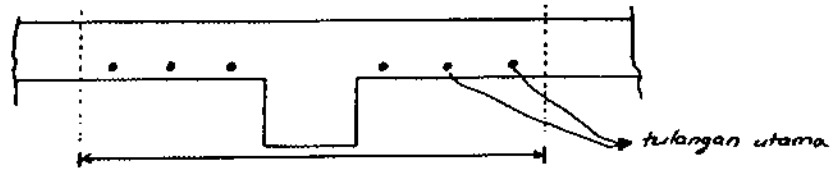
$$n = \frac{342}{78,5} = 4,36 / \text{m}$$

\therefore pasang d10 – 220

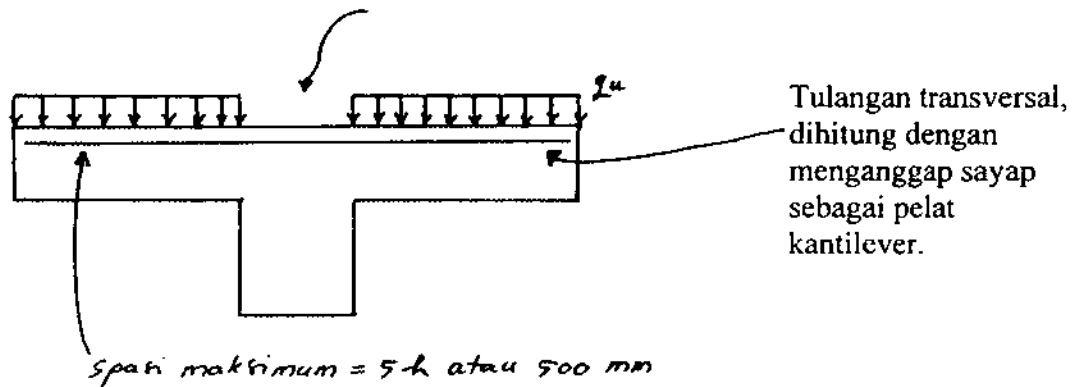
7. Desain tulangan transversal atas pada balok.

Karena adanya aksi dua arah yang terlokalisasi pada pelat di dekat balok penumpu, maka perlu di pasang tulangan atas pada pelat pada arah tegak lurus sumbu balok penumpu.

Perhitungan untuk tulangan ini dapat dilakukan dengan Pasal 3.1.10 ayat 5. dimana bagian pelat selebar-lebar efektifnya di anggap bekerja sebagai kantilever dalam menahan beban terfaktor pada pelat.

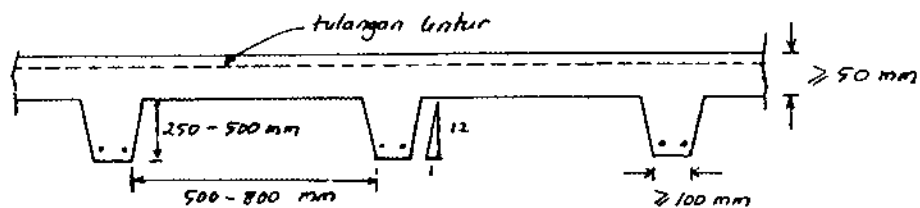


Lebar efektif sesuai dengan pasal 3.1.10.

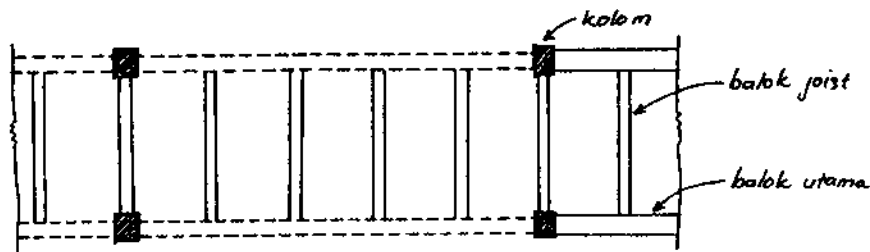


Konstruksi Pelat Rusuk (Joist Floors) → Pasal 3.1.11.

Pelat lantai bentang panjang yang memikul beban hidup yang tidak terlalu besar dapat dikonstruksi sebagai rangkaian balok T atau joist dengan spasi yang dekat satu sama lain (Gambar).



Tulangan lentur pada pelat dalam arah normal rusuk harus disediakan sesuai dengan kebutuhan lentur dan memenuhi persyaratan tulangan minimum.



Jika dimensi joist memenuhi persyaratan spasi, tinggi, tebal seperti pada gambar di atas, maka:

- Tebal selimut beton untuk balok joist dapat diambil lebih kecil daripada tebal selimut beton untuk balok biasa.
- Kekuatan geser beton dapat diambil sebagai berikut:

$$\phi V_c = \phi(1,10) \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6} b_w d \right)$$

Jika persyaratan di atas tidak dipenuhi, maka balok joist harus diperlakukan seperti balok biasa.

Redistribusi Momen

Jika balok menerus di bebani melebihi beban layannya, tulangan tarik di beberapa penampang di sepanjang balok dapat mengalami kelelahan. Dengan penambahan beban, penampang dengan tulangan tarik yang sudah leleh tersebut akan menyebabkan peningkatan momen total pada balok. Tetapi, karena sendi plastis tidak bisa menyerap tambahan momen, maka bentuk diagram momen akan bergeser tambahan momen akan terdistribusi ke bagian penampang yang masih elastik.

Karena adanya kemungkinan redistribusi momen seperti di atas pada balok menerus, maka SK-SNI beton memperbolehkan redistribusi momen sebagai berikut:

- Momen negatif pada perletakan dapat diperbesar atau di perkecil dengan nilai tidak lebih dari

$$20\left(1 - \frac{\rho - \rho'}{\rho_b}\right)\%$$

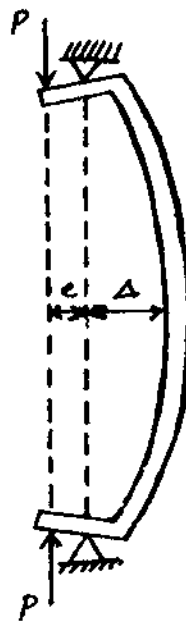
Hal ini hanya dapat dilakukan pada penampang dimana:

$$\rho - \rho' < 0,5 \rho_b$$

BAB 3

KOLOM LANGSING

3.1. Pendahuluan



- Definisi

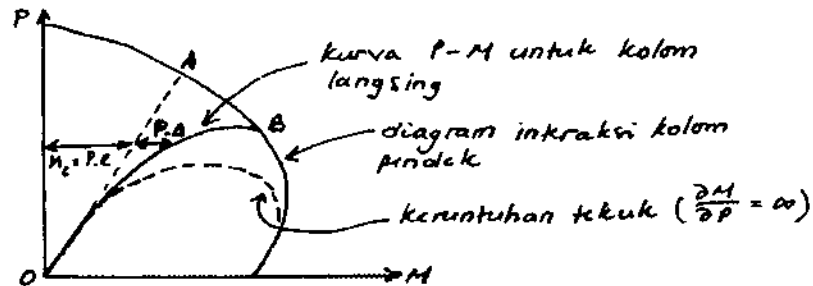
Pada gambar diatas diperlihatkan kolom yang dibebani P dengan eksentrisitas e . Momen yang terjadi pada ujung kolom adalah:

$$M_e = P \times e$$

Akibat beban P , kolom mengalami perpindahan lateral sebesar Δ yang meningkatkan besarnya momen yang terjadi disepanjang tinggi kolom. Pada lokasi defleksi maksimum (ditengah bentang kolom), besarnya momen yang terjadi adalah:

$$M_c = P (e + \Delta)$$

Jadi ada peningkatan momen akibat defleksi Δ , yaitu tambahan momen akibat pengaruh $P-\Delta$. Hal ini tentu saja akan mempengaruhi diagram interaksi-kolom.



Gambar diatas ini menunjukkan bahwa terjadi pengurangan kapasitas aksial tekan pada kolom (dari A ke B) akibat pengaruh kelangsingan kolom

Kolom langsing dapat didefinisikan sebagai kolom yang mengalami pengurangan kapasitas aksial tekan yang cukup besar ($\pm 5\%$) akibat pengaruh $P-\Delta$.

- Tekuk pada Kolom Elastik

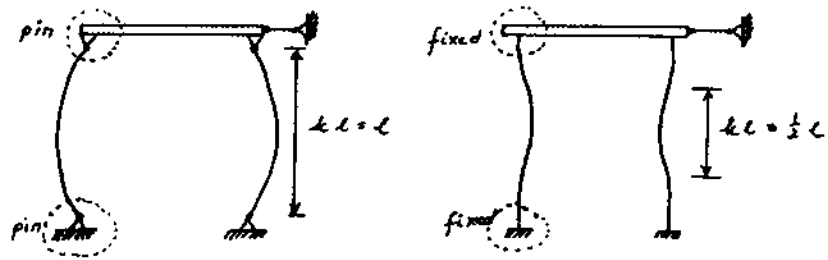
Seperti yang pernah dipelajari pada kuliah mekanika rekayasa, beban tekuk Euler untuk kolom dengan tumpuan sendi-sendi adalah:

$$P_e = \frac{\pi^2 EI}{l^2}$$

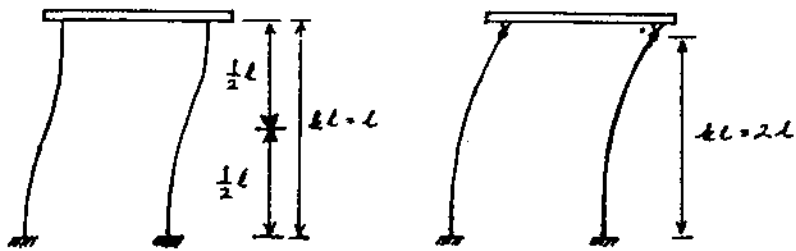
Beban tekuk untuk kolom dengan kondisi restraint (kekangan) yang berbeda dapat dinyatakan secara umum sbb.:

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(kl)^2}$$

dimana k = faktor panjang efektif



Portal tidak Bergoyang



Portal Bergoyang

Kondisi join pada portal di atas jarang terjadi pada struktur aktual. Umumnya, pada struktur portal kondisi kekangan pada join/ujung batang berada antara kondisi sendi (pin) dan kondisi jepit sempurna (*fixed*). Untuk struktur dengan kondisi kekangan tersebut, ACI memberikan persamaan untuk menghitung nilai k , yaitu:

a) Unsur tekan yang tidak bergoyang

$$\left. \begin{aligned} k &= 0,7 + 0,05 (\psi_A + \psi_B) \leq 1,0 \\ k &= 0,85 + 0,05 \psi_{min} \leq 1,0 \end{aligned} \right\} \text{Ambil nilai } k \text{ yang terkecil}$$

dimana: $\psi_{min} = \min(\psi_A, \psi_B)$

$$\psi = \frac{\sum E_c I_c / l_{uc}}{\sum E_b I_b / l_b} : l_{uc} = \text{panjang bersih kolom tanpa kekangan}$$

$l_b = \text{panjang balok diukur dari pusat ke pusat join.}$

b) Unsur tekan yang bergoyang dan yang terkekang di kedua ujungnya.

$$\text{Untuk } \psi_m < 2: k = \frac{20 - \psi_m}{20} \sqrt{1 + \psi_m}$$

$$\text{Untuk } \psi_m \geq 2: k = 0,9 \sqrt{1 + \psi_m}$$

dimana ψ_m = harga rata-rata dari nilai-nilai ψ di kedua ujung unsur tekan yang ditinjau.

c) Unsur Tekan bergoyang dengan kondisi sendi di salah satu ujungnya

$$k = 2,0 + 0,3 \psi$$

dimana ψ adalah nilai pada ujung yang terkekang.

3.2. Prosedur Desain ACI-95

Ada dua jenis analisis kolom langsing:

- 1) Analisis orde kesatu → perbesaran momen
- 2) Analisis orde kedua → analisis P- Δ

Kedua cara tersebut dapat digunakan untuk kolom dengan angka kelangsingan kurang dari 100. ACI mensyaratkan penggunaan analisis orde kedua untuk kolom dengan angka kelangsingan > 100.

- Batasan Angka Kelangsingan untuk Kolom Langsing

Pengaruh Kelangsingan pada kolom/unsur tekan dapat diabaikan, jika:

- a) Untuk kolom tidak bergoyang atau kolom dengan tumpuan sendi:

$$\frac{kl_u}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \rightarrow \left(\frac{kl_u}{r} = \text{angka kelangsingan} \right)$$

dimana $r = \sqrt{\frac{I}{A}} \cong 0,3 h$ untuk penampang persegi

$\cong 0,25 h$ untuk penampang bundar

Rasio (M_1/M_2) \rightarrow lihat gambar $\rightarrow (M_1/M_2) \geq -0.5$.

b) Untuk kolom bergoyang:

$$\frac{kl_u}{r} < 22$$

3.1.1 Analisis Orde Kesatu (Analisis Perbesaran Momen)

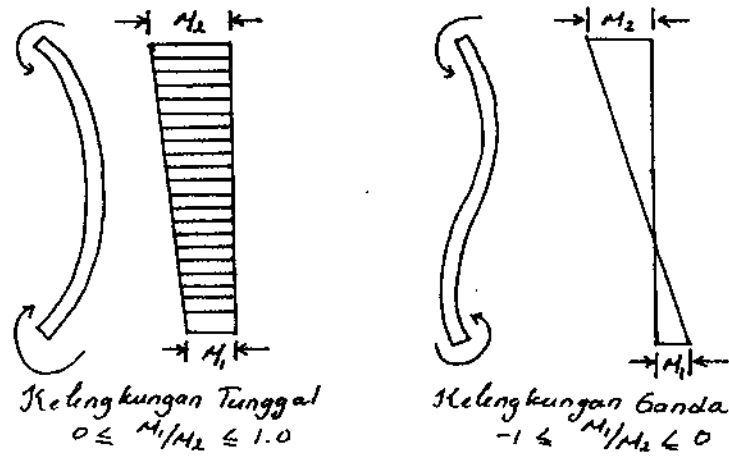
Untuk analisis ini sifat penampang dapat diambil sebagai berikut:

a) $E_c = 4700 \sqrt{f'_c}$

b) Momen Inersia:

- Balok $\rightarrow 0,35 I_g$
- Kolom $\rightarrow 0,70 I_g$
- Dinding $\rightarrow 0,70 I_g$ (tidak retak)
 $\rightarrow 0,35 I_g$ (retak)
- Flat plates/slabs $\rightarrow 0,25 I_g$

c) Luas $\rightarrow 1,0 A_g$



Gambar Nilai M_1/M_2 ($M_2 > M_1$)

- Gaya aksial terfaktor P_u dan momen terfaktor M_1 dan M_2 pada ujung-ujung kolom dan storey drif Δ_o idealnya dihitung dengan menggunakan sifat-sifat penampang yang telah memperhitungkan pengaruh beban aksial, retak dan durasi pembebanan. Namun sebagai alternatif, nilai-nilai momen inersia diatas dapat digunakan sebagai nilai pendekatan dalam analisis struktur orde kesatu.
- Nilai-nilai momen inersia di atas harus dibagi dengan $1 + \beta_d$ bilamana:
 - a) pada struktur bekerja gaya lateral permanen (mis. Tekanan lateral tanah)
 - b) untuk pengecekan stabilitas

$$\beta_d = \text{faktor rangkai} = \frac{\text{beban permanen (mati) aksial terfaktor maksimum}}{\text{beban aksial terfaktor maksimum}}$$

3.1.1.1 Perbesaran Momen untuk Portal tak Bergoyang

- Kecuali analisis memberikan nilai k yang lebih rendah, nilai k (faktor panjang efektif) harus diambil sama dengan satu.
- Perbesaran momen, M_c (kolom langsing harus didesain terhadap P_u & M_c)

$$M_c = \delta_{ns} M_2$$

dimana:

$$\delta_{ns} \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75 P_c}} \geq 1,0$$

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(kl_u)^2}$$

$$EI = \frac{(0,2 E_c I_g + E_s I_{se})}{1 + \beta_d} \text{ atau } EI = \frac{0,40 E_c I_g}{1 + \beta_d}$$

I_{se} = momen inersia tulangan terhadap sumbu pusat penampang

$$C_m = 0,6 + 0,4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0,4$$

Momen terfaktor M_2 pada persamaan diatas tidak boleh diambil kurang dari:

$$M_{2, \min} = P_u (15,24 + 0,03 h)$$

Jika ternyata $M_{2, \min} > M_2$, maka nilai $C_m = 1$ atau dihitung berdasarkan rasio momen ujung aktual.

Pada persamaan δ_{ns} , nilai $C_m = 1$ jika ada beban transversal yang bekerja diantara kedua tumpuan kolom.

3.1.1.2 Perbesaran Momen untuk Portal Bergoyang

- Momen ujung M_1 & M_2 dihitung sebagai berikut:

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= M_{1ns} + \delta_s M_{1s} \\ M_2 &= M_{2ns} + \delta_s M_{2s} \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} ns = non\ sway \\ n = sway \end{array}$$

dimana:

$\delta_s, M_s \rightarrow$ dapat dihitung berdasarkan analisis orde kedua (menggunakan nilai I yang tereduksi)

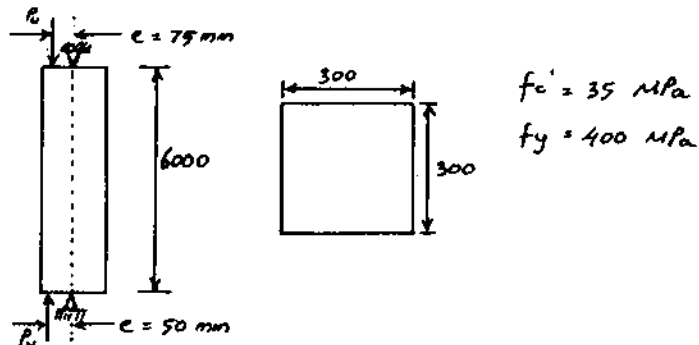
$$1^{st} \text{ order} \left\{ \begin{array}{l} \text{atau } \delta_s M_s = \frac{M_s}{1 - \frac{\Sigma P_u \times \Delta_o}{V_u \times l_c}} \geq M_s \quad \begin{array}{l} \text{(Analisis P-}\Delta \text{ langsung)} \\ \rightarrow \text{hanya jika } \delta_s \leq 1,5 \end{array} \\ \text{atau } \delta_s M_s = \frac{M_s}{1 - \frac{\Sigma P_u}{0,75 \Sigma P_c}} \geq M_s \quad \text{(Perbesaran momen portal bergoyang)} \end{array} \right.$$

ACI mendefinisikan suatu tingkat pada portal adalah tidak bergoyang apabila:

$$Q = \frac{\Sigma P_u \Delta_o}{V_u l_c} \leq 0,05$$

M_{ns} ditentukan berdasarkan pembebanan yang tidak menimbulkan goyangan pada struktur yang nilainya melebihi $1/1500 h$,

Contoh Analisis Kolom Langsing



Kolom beton setinggi 6 m pada gambar memikul beban mati 40 ton dan beban hidup 35 ton dengan eksentrisitas 75 mm pada ujung atas kolom dan eksentrisitas 50 mm pada ujung bawah kolom. Hitung momen rencana untuk kolom tersebut?

- Check jenis kolom (kolom langsing atau pendek?)

$$\frac{kl_u}{r} = \frac{1,0 \times 6000}{0,3 (300)} = 66,67$$

$$P_u = 1,2 (40 \text{ ton}) + 1,6 (35 \text{ ton}) = 104 \text{ ton}$$

$$M_2 = 104 (0,075) = 7,8 \text{ tm}$$

$$M_1 = 104 (0,050) = 5,2 \text{ ton-m}$$

$$34 - 12 \frac{M_1}{M_2} = 34 - 12 \frac{5,2}{7,8} = 26$$

$$\frac{kl_u}{r} > 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \rightarrow \text{kolom langsing}$$

- Check $M_{2, \text{ min}}$

$$M_{2, \text{ min}} = P_u (15 + 0,03 h) = 104 (15 + 0,03 (300)) \times 10^{-3}$$

$$M_{2, \text{ min}} = 2,5 \text{ t.m.} < M_2 \text{ (Ok!) Gunakan } M_2$$

- Hitung EI

Karena luas tulangan belum diketahui, maka EI dihitung sebagai berikut:

$$EI = \frac{0,40 E_c I_g}{1 + \beta_d}$$

dimana:

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} = 27800 \text{ MPa}$$

$$I_g = \frac{bh^3}{12} = 6,75 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$\beta_d = \frac{1,2 \times 40}{104} = 0,46$$

$$EI = \frac{0,4 (27800) (6,75 \times 10^8)}{1 + 0,46} = 5,14 \times 10^{12} \text{ Nmm}^2$$

- Hitung momen desain!

$$M_c = \delta_{ns} M_2$$

dimana:

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - P_u / 0,75 P_c} \geq 1,0$$

$$C_m = 0,6 + 0,4 \frac{M_1}{M_2} = 0,6 + 0,4 \frac{5,2}{7,8} = 0,867$$

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(kl_u)^2} = \frac{\pi^2 (5,14 \times 10^{12})}{(6000)^2} = 140,8 \text{ ton}$$

$$\delta_{ns} = \frac{0,867}{1 - \frac{0,75 (140,8)}{140,8}} = 57,22$$

Nilai δ_{ns} yang didapat \rightarrow terlalu besar!!!

Jadi, harus menggunakan ukuran penampang yang lebih besar!

Catatan:

- Umumnya batas maksimum nilai δ_{ns} yang masih ekonomis adalah $\delta_{ns} = 2,0$.

Prosedur desain kolom langsing pada portal bergoyang:

- Hitung M_{ns} akibat beban yang tidak menimbulkan goyangan untuk kombinasi beban:

$$U = 0,75 (1,2 D + 1,6 L + 1,6 W)$$

Maka beban yang tidak menimbulkan goyangan adalah:

$$U = 0,9 D + 1,2 L$$

- Hitung $\delta_s M_s \rightarrow$ ada 3 alternatif cara yang dapat digunakan untuk kombinasi beban yang disebutkan di atas; maka beban yang harus diperhitungkan untuk M_s adalah

$$U = 1,2 W$$

- Hitung $M_i = M_{ins} + \delta_s M_{is}$ disetiap ujung i pada semua kolom
- Check apakah momen maksimum terjadi pada bentang diantara ujung-ujung kolom. Pengecekan ini perlu dilakukan jika rasio l_u/r pada kolom melebihi nilai berikut ini:

$$\frac{l_u}{r} > \frac{35}{\sqrt{\frac{P_u}{f'_c A_g}}}$$

- Check stabilitas akibat beban grafitasi saja ($U = 1,2 D + 1,6 L$)

- Jika $\delta_s M_s$ dihitung dengan analisis orde ke dua,

maka: $\frac{\Delta_{so}}{\Delta_{to}} \leq 2,5 \rightarrow$ Pada perhitungan Δ_{so} & Δ_{to} pengaruh beban

lateral tetap diperhitungkan

- Jika $\delta_s M_s$ dihitung dengan rumus $\delta_s M_s = \frac{M_s}{1-Q}$.

maka: $Q \leq 0,6$

- Jika $\delta_s M_s$ dihitung dengan rumus $\delta_s M_s = \frac{M_s}{1 - \frac{\Sigma P_u}{0,75 \Sigma P_c}}$,

maka: $0 < \delta_s \leq 2,5$

Contoh Soal:

Kolom persegi 550 x 550 yang merupakan bagian dari suatu struktur portal mempunyai tinggi $l_u = 5,55$ m dan tidak dikekang terhadap goyangan. Akibat kombinasi beban gravitasi terfaktor pada kolom bekerja:

$$P_u = 3204 \text{ kN}; M_1 = 64 \text{ kN-m}; M_2 = 170 \text{ kN-m}$$

Sedangkan akibat beban angin terfaktor:

$$P_u = 400 \text{ kN}; M_u = 138 \text{ kN-m}$$

Jumlah total beban pada lantai yang ditinjau adalah:

$$\Sigma P_u = 70000 \text{ kN}$$

$$\Sigma P_c = 140000 \text{ kN}$$

Jika $f'_c = 35$ Mpa & $f_y = 400$ MPa, hitung M_{desain} ?

Jawab:

- Check apakah momen maksimum terjadi dilokasi selain di ujung-ujung kolom:

$$\frac{l_u}{r} = \frac{5,55 \times 10^3}{0,30 \times 550} = 33,6$$

$$\frac{35}{\sqrt{\frac{P_u}{f'_c \times A_g}}} = \frac{35}{\sqrt{\frac{3204 \times 10^3}{35(550 \times 550)}}} = 63,6$$

Karena $33,6 < 63,6 \rightarrow$ tidak perlu pengecekan!

- Kombinasi beban yang diperhitungkan adalah:

$$U = 0,75 (1,2 D + 1,6 L + 1,6 W)$$

$$\therefore P_u = 0,75 (3204 + 400) = 2703 \text{ kN}$$

$$M_{2ns} = 0,75 (170) = 127,5 \text{ kN-m}$$

$$M_{2s} = 0,75 (138) = 103,5 \text{ kN-m}$$

$$\delta_s = \frac{1,0}{1 - \frac{\Sigma P_u}{0,75 \Sigma P_c}} = \frac{1,0}{1 - \frac{70000}{0,75 (140000)}} = 3 > 1,0 \text{ (ok!)}$$

$$\therefore M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_{2s} = 127,5 + 3 (103,5) = 438 \text{ kN-m}$$

- Check Stabilitas:

$$\delta_s > 2,5 \text{ (tidak ok!} \rightarrow \text{perkaku atau perbesar kolom)}$$

BAB 4

PELAT DUA ARAH: METODA DESAIN LANGSUNG

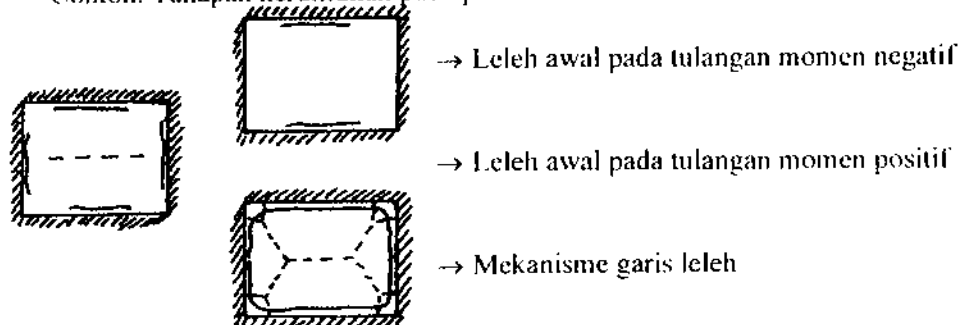
4.1. Pendahuluan

Berbeda dengan pelat satu arah, pada pelat dua arah beban ditransfer ke perletakan pelat dalam dua arah.

Ada berbagai bentuk pelat dua arah:

- Flat plate → ekonomis untuk bentang 4,5 – 6m.
→ untuk beban ringan (bangunan apartemen)
- Waffle slab (sistem rusuk (joist) dua arah)
 - *) dibentuk dengan fiberglass atau metal form.
 - *) ekonomis untuk bentang 7,5 – 12 m.
 - *) pelat berbentuk solid pada / sekitar kolom.
- Flat slab :
 - *) untuk beban besar / berat ($>500 \text{ kg/m}^2$)
 - *) bagian pelat dipertebal di sekitar kolom :
 - drop panels dengan lebar $1/3$ panjang bentang
 - column capital → diameter = 20-25% panjang bentang.
 - *) bentang ekonomis = 6 – 9 m.
- Pelat Lantai dengan Balok

Contoh. Tahapan keruntuhan pada pelat dua arah :



4.2. Ketebalan Minimum Pelat Dua Arah

SK-SNI memberikan batasan tebal minimum pelat untuk membatasi agar defleksi yang terjadi lebih kecil daripada defleksi yang diizinkan. Tebal pelat yang lebih tipis daripada tebal minimum yang disyaratkan masih diperbolehkan asalkan dilakukan pengecekan defleksi.

Tebal Minimum Pelat tanpa Balok Interior

275	$l_n/33$	$l_n/36$	$l_n/36$	$l_n/36$	$l_n/40$	$l_n/40$
400	$l_n/30$	$l_n/33$	$l_n/33$	$l_n/33$	$l_n/36$	$l_n/36$
500	$l_n/28$	$l_n/31$	$l_n/31$	$l_n/31$	$l_n/34$	$l_n/34$

Catatan :

- *) Tebal pelat tanpa drop panel tidak boleh kurang dari 125 mm
- *) Tebal pelat dengan drop panel tidak boleh kurang dari 100 mm
- *) Nilai α untuk balok tepi tidak boleh kurang dari 0,8.

Tebal Minimum Pelat dengan Balok Interior

a) Untuk $\alpha_m \leq 0,2 \rightarrow$ Gunakan Tabel di atas

b) Untuk $0,2 < \alpha_m < 2,0$

$$h_{min} = \frac{l_n [0,8 + \frac{f_y}{1380}]}{36 + 5\beta(\alpha_m - 0,2)} \geq 125 \text{ mm}$$

c) Untuk $\alpha_m > 2,0$

$$h_{min} = \frac{l_n [0,8 + \frac{f_y}{1380}]}{36 + 9\beta} \geq 90 \text{ mm}$$

d). Pada pelat tepi harus di beri:

- *) balok tepi dengan $\alpha \geq 0,8$ atau
- *) penebalan pelat tepi sebesar minimal 10%

Keterangan : h = tebal pelat total

l_n = panjang bentang bersih terpanjang pelat yang ditinjau

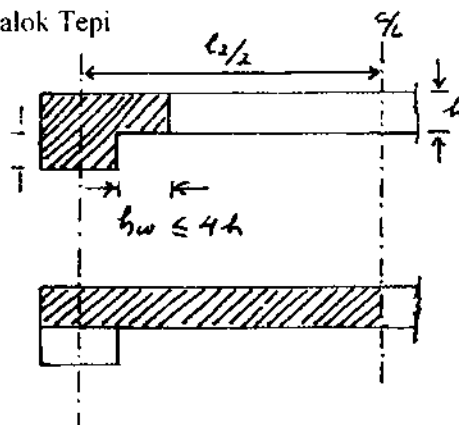
α_m = nilai rata-rata α untuk keempat sisi panel

$$\beta = \frac{l}{n} \begin{matrix} \text{terpanjang} \\ \text{terpendek} \end{matrix}$$

Rasio Kekakuan Balok- Pelat ($=\alpha$) dihitung sebagai berikut :

$$\alpha = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s}$$

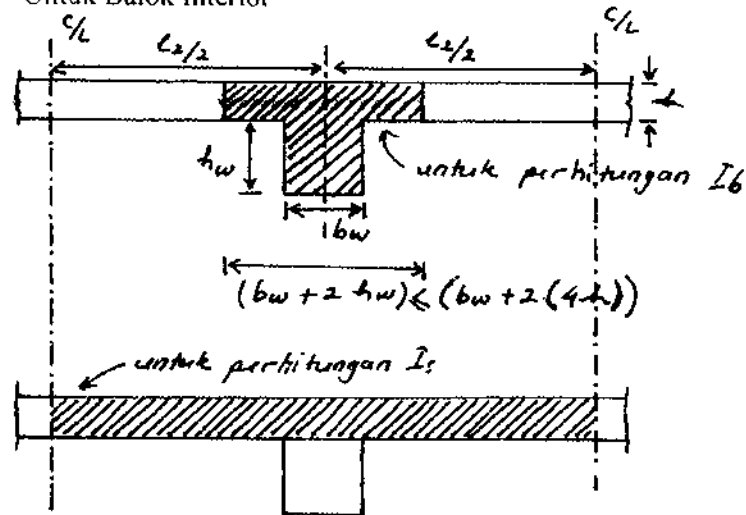
- Untuk Balok Tepi



\rightarrow untuk perhitungan I_b

\rightarrow untuk perhitungan I_s

- Untuk Balok Interior



Ketebalan minimum pelat dapat juga dikontrol oleh pengaruh geser → akan di bahas nanti !

Namun sebagai "rule of thumb" :

- Untuk Kolom Tepi → $V_u \approx 0,5 \rightarrow 0,55 \phi V_c$
- Untuk Kolom Interior → $V_u \approx 0,85 \rightarrow 1,0 \phi V_c$

4.3. Metoda Desain Langsung (Direct Design Method)

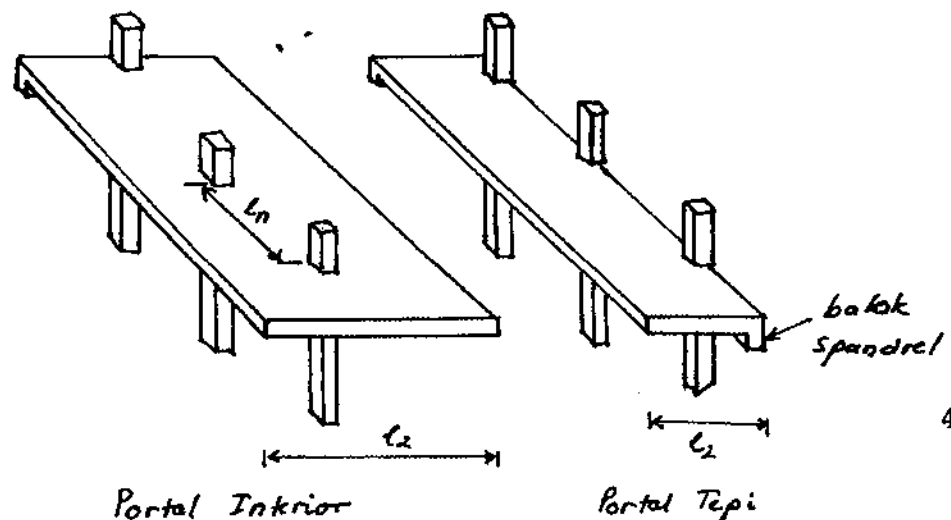
Metoda ini menggunakan koefisien untuk menghitung momen-momen positif dan negatif pada pelat.

Metoda ini merupakan metoda yang paling sederhana namun ada batasan-batasan yang harus diperhatikan, seperti:

- Jumlah bentang minimum di setiap arah = 3
- Rasio *bentang* terpanjang – bentang terpendek pada panel persegi tidak melebihi 2
- Panjang bentang panel yang berurutan tidak boleh berbeda melebihi $\frac{1}{3}$ bentang terpanjang.
- Beban yang bekerja hanya beban gravitasi saja.

- Distribusi Momen pada Panel-panel

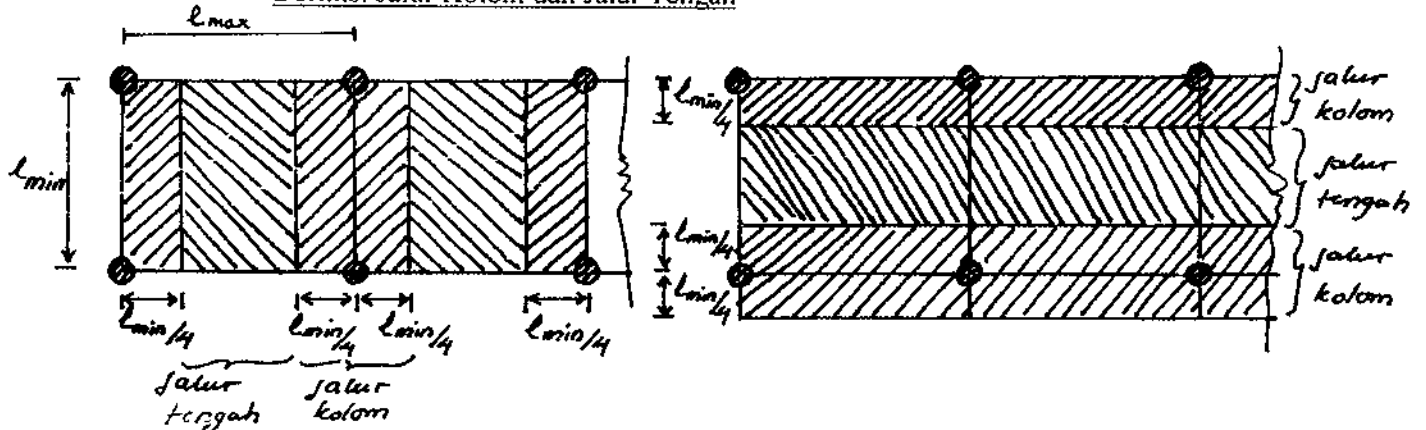
Dalam desain, pelat lantai diperlakukan sebagai rangkaian portal dalam dua arah. Portal-portal tersebut memanjang sejauh centerline pelat (kekiri dan kekanan).



Pada masing-masing bentang pada portal, perlu di hitung terlebih dahulu momen statis total, M_o , yaitu :

$$M_o = \frac{q_u l_2 l_n^2}{8}$$

• Definisi Jalur Kolom dan Jalur Tengah



(a). Pada arah pendek

(b). Pada arah panjang

Pada umumnya, momen pada pelat bervariasi secara kontinu disepanjang lebar pelat. Untuk mempermudah pemasangan tulangan, momen desain biasanya dirata-ratakan di sepanjang lebar jalur kolom untuk pelat disekitar kolom dan dirata-ratakan disepanjang lebar jalur tengah untuk pelat yang berada diantara jalur kolom.

Gambar diatas memperlihatkan pembagian jalur kolom dan jalur pada panel, baik pada arah pendeknya maupun pada arah panjangnya.

• Momen-momen Positif dan Negatif pada Panel

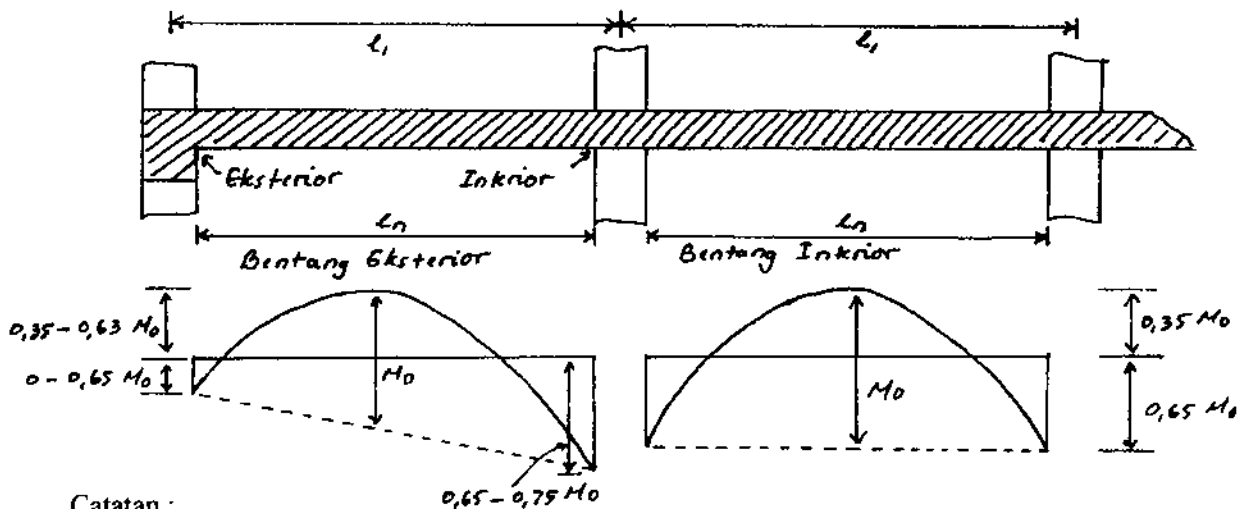
Pada DDM, momen stasi total M_o di bagi menjadi momen positif dan negatif

→ Untuk bentang interior

Pada bentang interior, 65% M_o dialokasikan pada region momen negatif dan 35% M_o dialokasikan pada region momen positif.

→ Untuk bentang eksterior → Lihat tabel di bawah

	Panel Bentang Interior	Panel Bentang Eksterior	Panel Bentang Eksterior	Panel Bentang Eksterior	Panel Bentang Eksterior
	Terfaktor	Terfaktor	Terfaktor	Terfaktor	Terfaktor
Momen Negatif					
Terfaktor Interior	0,75	0,70	0,70	0,70	0,65
Momen Positif					
Terfaktor	0,63	0,57	0,52	0,50	0,35
Momen Negatif					
Terfaktor Eksterior	0	0,16	0,26	0,30	0,65



Catatan :

- *) DDM hanya dapat digunakan jika beban hidup kurang dari 2 kali beban mati
- *) Pengaruh beban terpusat sebesar 1 ton (yang dianggap bekerja pada luasan 750 mm x 750 mm) pada pelat dapat diabaikan jika ukuran pelat minimum adalah 6 m. (Beberapa studi memperlihatkan bahwa pengaruh beban terpusat 1 ton pada pelat berukuran minimal 6 m adalah lebih kecil daripada pengaruh beban merata yang umum digunakan pada pelat, yaitu antara 250 – 400 kg/m²).

• Distribusi Momen antara Jalur Kolom & Jalur Tengah

Pasal 3.6.6 butir 4 pada SK-SNI' 91 mengatur pembagian momen panel yang harus diberikan pada jalur kolom dan jalur tengah. Besarnya pembagian yang diterima masing-masing jalur merupakan fungsi aspek rasio panel (yaitu, l_2/l_1) dan kekakuan relatif balok ($= \alpha_1$) yang membentang pada arah bentang panel yang ditinjau.

Pembagian momen negatif terfaktor interior pada jalur kolom

l_2/l_1	0,5	1,0	2,0
$(\alpha_1 l_2/l_1) = 0$	75%	75%	75%
$(\alpha_1 l_2/l_1) \geq 1,0$	90%	75%	45%

Pembagian momen negatif terfaktor eksterior pada jalur kolom

l_2/l_1		0,5	1,0	2,0
$(\alpha_1 l_2/l_1) = 0$	$\beta_i = 0$	100%	100%	100%
	$\beta_i \geq 2,5$	75%	75%	75%
$(\alpha_1 l_2/l_1) \geq 1,0$	$\beta_i = 0$	100%	100%	100%
	$\beta_i \geq 2,5$	90%	75%	45%

Pembagian momen positif terfaktor

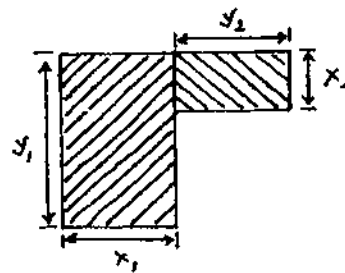
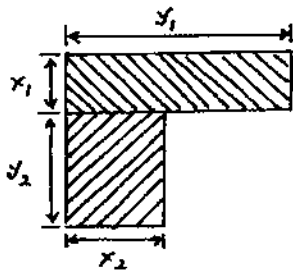
l_2/l_1	0,5	1,0	2,0
$(\alpha_1 l_2/h) = 0$	60%	60%	60%
	90%	75%	45%

dimana :

$$\beta_t = \frac{E_{cb} C}{2 E_{cs} I_s} ;$$

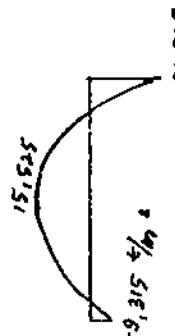
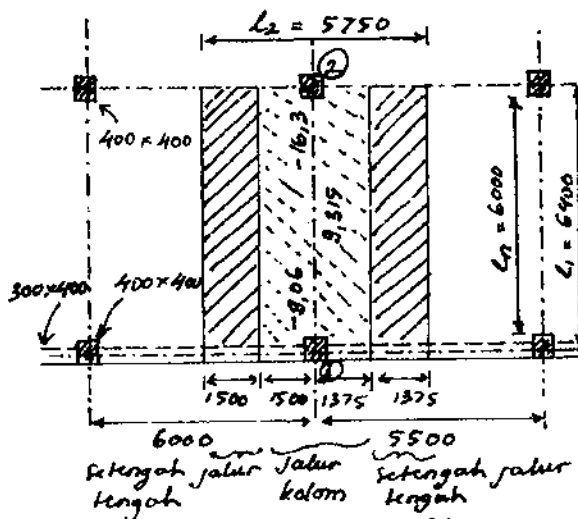
C = konstanta torsi balok tepi

$$C = \sum \left[\left(1 - 0,63 \frac{x}{y} \right) \frac{x^3 y}{3} \right] \rightarrow X < Y$$



Contoh Perhitungan

Hitung momen positif dan negatif pada jalur kolom dan tengah dari suatu panel eksterior seperti tergambar (bentang 1-2)



Tebal pelat = 200 mm

$$q_{SDL} = 120 \text{ kg/m}^2$$

$$q_{LL} = 300 \text{ kg/m}^2$$

$$f'_{cs} = f'_{cb}$$

1. Hitung beban terfaktor

$$q_u = 1,2 (0,2 \times 2400 + 120) + 1,6 (300) = 720 + 480 = 1200 \text{ kg/m}^2$$

2. Hitung momen pada bentang 1-2 :

*) Momen statis total, M_o :

$$M_o = \frac{q_u l_2 l_n^2}{8} = \frac{1200(5,750)(6,000)^2}{8} = 31,05 \text{ tm}$$

*) Momen negatif interior = $0,70 M_o = 21,735 \text{ tm}$
 Momen positif = $0,50 M_o = 15,525 \text{ tm}$
 Momen negatif exterior = $0,30 M_o = 9,315 \text{ tm}$

*) Pembagian momen pada jalur kolom dan jalur tengah,

→ Momen negatif interior $\Rightarrow \alpha_1 = 0$ dan $\frac{l_2}{l_1} = 0,90$

$$M_i \text{ pada jalur kolom} = 0,75 \times 21,735 = -16,3 \text{ t-m}$$

$$= \frac{-16,3}{2,875} = -5,67 \text{ t-m/m}$$

$$M_i \text{ pada jalur tengah} = 0,25 \times 21,735 = -5,435 \text{ t-m}$$

Setengah dari jumlah momen ini didistribusikan ke setengah jalur tengah atas dan sisanya didistribusikan ke setengah jalur tengah bawah.

→ Momen positif $\Rightarrow \alpha_1 = 0$ dan $\frac{l_2}{l_1} = 0,90$

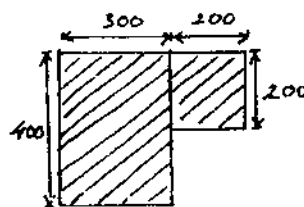
$$M^+ \text{ pada jalur kolom} = 0,6 \times 15,525 = 9,315 \text{ tm}$$

$$= 3,24 \text{ t-m/m}$$

$$M^+ \text{ pada jalur tengah} = 0,4 \times 15,525 = 6,21 \text{ tm}$$

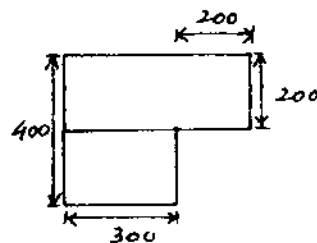
→ Momen negatif eksterior $\Rightarrow \alpha_1 = 0$ dan $\frac{l_2}{l_1} = 0,90$

$$\beta_1 = \frac{E_{cb} C}{2 E_{cs} I_s}$$



$$C_1 = \left(1 - 0,63 \frac{300}{400}\right) \frac{300^3 (400)}{3} + \left(1 - 0,63 \frac{200}{200}\right) \frac{200^3 (200)}{3}$$

$$= 18,99 \times 10^8 + 1,97 \times 10^8 = 20,96 \times 10^8 \text{ mm}^4$$



$$C_2 = 16,16 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

Ambil nilai C' terbesar

$$\therefore C = 20,96 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$I_s = \frac{5750 \times 200^3}{12} = 38,3 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$E_{cb} = E_{cs} \quad (\text{karena } f_{cb}^I = f_{cs}^I)$$

$$\beta_t = \frac{20,96 \times 10^8}{2(38,3 \times 10^8)} = 0,274$$

Interpolasi → persentase distribusi = 97,26 %

$$M_e^- \text{ pada jalur kolom} = 0,9726 \times -(9,135) = -9,06 \text{ tm}$$

$$= -9,06/2,875 = -3,15 \text{ tm/m}$$

$$M_e^- \text{ pada jalur tengah} = -(9,315 - 9,06) = -0,255 \text{ tm}$$

Catatan :

*) Jika ada balok pada jalur kolom (yang sejajar dengan jalur kolom tersebut) maka sebagian dari momen pada jalur kolom tersebut dialokasikan pada balok dengan aturan sebagai berikut :

$$\Rightarrow (\alpha_1 \cdot \frac{l_2}{l_1}) = 0 \Rightarrow \begin{array}{l} \text{Momen yang diterima balok} = 0\% \\ \text{Momen yang diterima pelat} = 100\% \end{array}$$

$$\Rightarrow (\alpha_1 \cdot \frac{l_2}{l_1}) \geq 1,0 \Rightarrow \begin{array}{l} \text{Momen yang diterima balok} = 85\% \\ \text{Momen yang diterima pelat} = 15\% \end{array}$$

*) Momen positif dan negatif pada DDM dapat dimodifikasi sebesar + 10 % selama nilai M_o -nya tetap.

Transfer Momen pada Kolom

*) Kolom Eksterior

DDM mensyaratkan bahwa momen yang ditransfer dari pelat lantai ke kolom tepi adalah 0,3 M_o . Momen ini nantinya diperlukan untuk menghitung tegangan geser akibat transfer momen tersebut.

Momen ini ditahan oleh kolom-kolom di atas dan di bawah pelat yang ditinjau, yang pembagiannya sesuai dengan perbandingan kekakuan kolom-kolom tersebut,

yaitu $\frac{4EI}{l}$.

*) Kolom Interior

Untuk kolom interior, besarnya momen yang diperlukan untuk mendesain kolom ditentukan berdasarkan momen "unbalanced". Momen ini dihitung dengan mengasumsikan bahwa bentang terpanjang di sebelah kolom yang ditinjau di bebani dengan beban mati dan 1/2 beban hidup, sedangkan bentang terpendek memikul hanya beban mati saja. Sehingga momen negatif "unbalanced" pada join adalah:

$$M = 0,65 \left[\frac{(q_{dl} + 0,5 q_{ll}) l_2 l_n^2}{8} - \frac{q'_{dl} l_2' (l_n')^2}{8} \right]$$

bentang terpanjang bentang terpendek

Berdasarkan SK-SNI, momen tersebut disederhanakan menjadi :

$$M_{col} = 0,07 \left[(q_{dl} + 0,5 q_{ll}) l_2 l_n^2 - q'_{dl} l_2' (l_n')^2 \right]$$

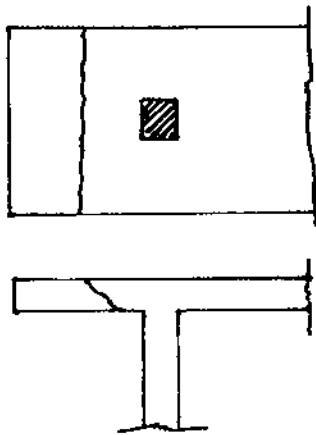
Momen ini kemudian digunakan untuk mendesain kolom-kolom di atas dan di bawah join dengan pembagian sesuai dengan perbandingan kekakuan kolom-kolom tersebut.

4.4. Kekuatan Geser Pelat Dua Arah

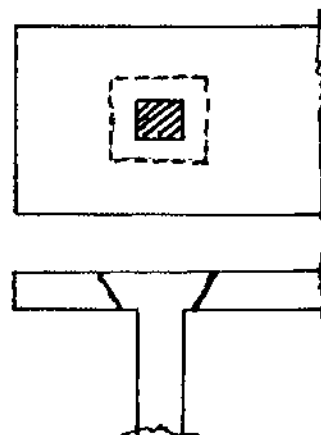
4.4.1. Untuk Pelat tanpa Balok Interior

Ada dua tipe keruntuhan geser yang perlu di check dalam desain pelat, yaitu :

- Geser satu arah (geser balok)
- Geser dua arah (*punching shear*)

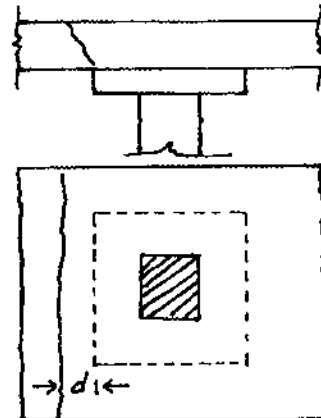
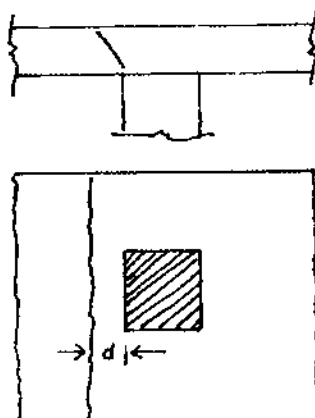


Keruntuhan Geser satu arah

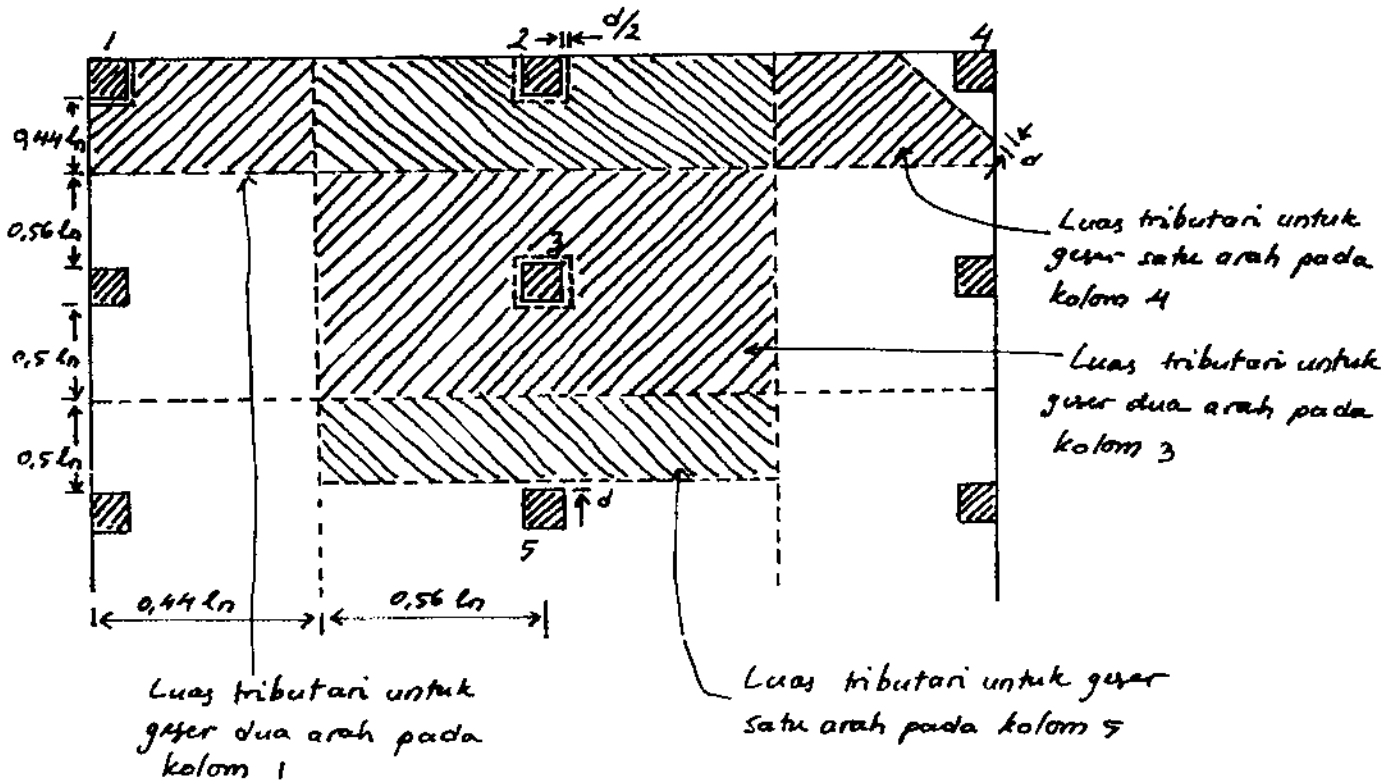


Keruntuhan Geser dua arah

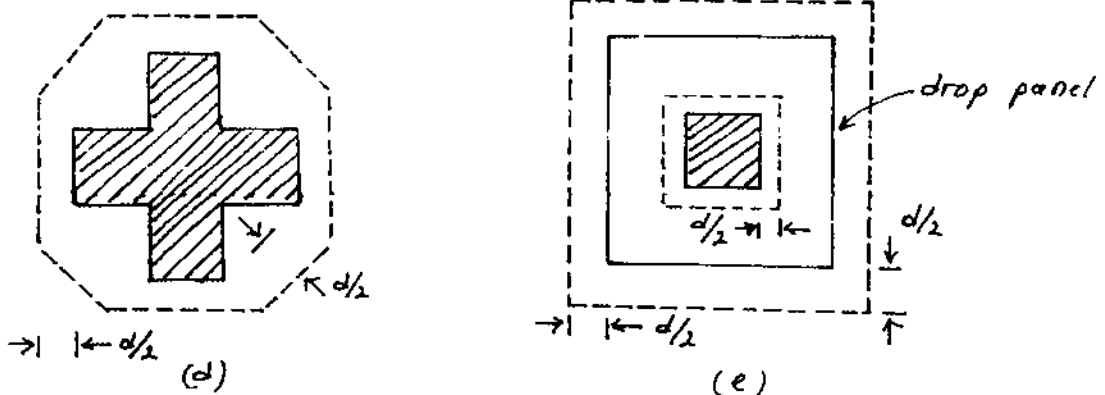
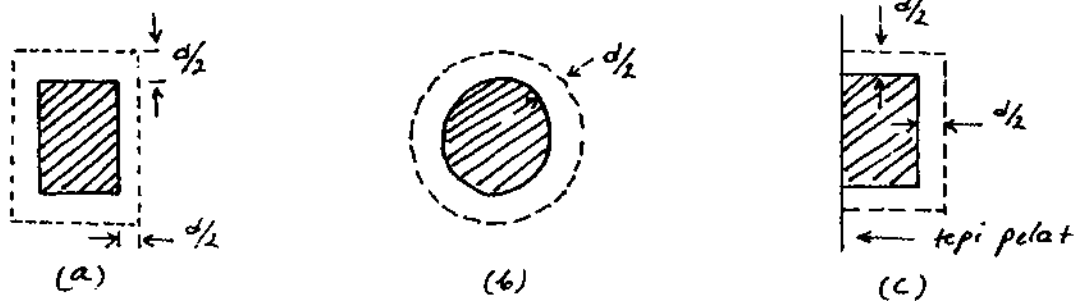
- * Geser satu arah
Pengecekan geser satu arah dilakukan seperti pada pelat satu arah. Penampang kritis untuk geser satu arah berada pada jarak d dari muka perletakan atau dari muka drop panel atau dari muka setiap perubahan ketebalan.



Luas tributari untuk pengecekan geser satu arah dan dua arah dapat dilihat pada gambar di bawah ini.



* Geser dua arah
Geser dua arah diasumsikan kritis pada penampang vertikal berjarak $d/2$ dari sekeliling muka kolom (Gambar).



Desain geser dua arah untuk kondisi tanpa transfer momen adalah sebagai berikut;

$$V_u \leq \phi V_n$$

Dimana V_n dihitung sesuai luas tributari geser yang ditinjau

$$V_n = V_c + V_s$$

Pada desain pelat, V_s umumnya 0 . Sedangkan V_c diambil sebagai nilai terkecil dari:

$$(a) \quad V_c = \left(\frac{1}{6} + \frac{1}{3\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} b_0 d$$

$$(b) \quad V_c = \left(\frac{\alpha_s d}{12 b_0} + \frac{1}{6} \right) \sqrt{f'_c} b_0 d$$

$$(c) \quad V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_0 d$$

dimana :

β_c = rasio sisi terpanjang dan sisi terpendek kolom

α_s = 40 untuk kolom interior

= 30 untuk kolom tepi

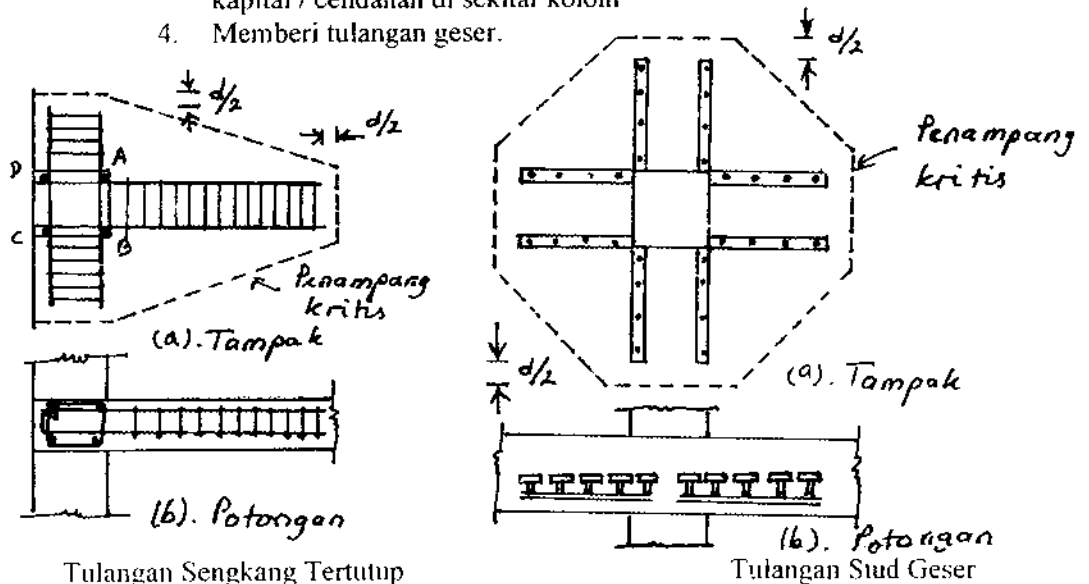
= 20 untuk kolom sudut

b_0 = panjang penampang kritis

* Tulangan Geser

Jika $\phi V_c < V_u$, kapasitas geser dapat ditingkatkan melalui :

1. Mempertebal pelat lantai secara keseluruhan
2. Mempertebal pelat lantai di sekitar kolom dengan menggunakan drop panel.
3. Memperbesar b_0 dengan memperbesar ukuran kolom atau menambah kapital / cendanan di sekitar kolom
4. Memberi tulangan geser.



Tulangan Sengkang Tertutup

Tulangan Stud Geser

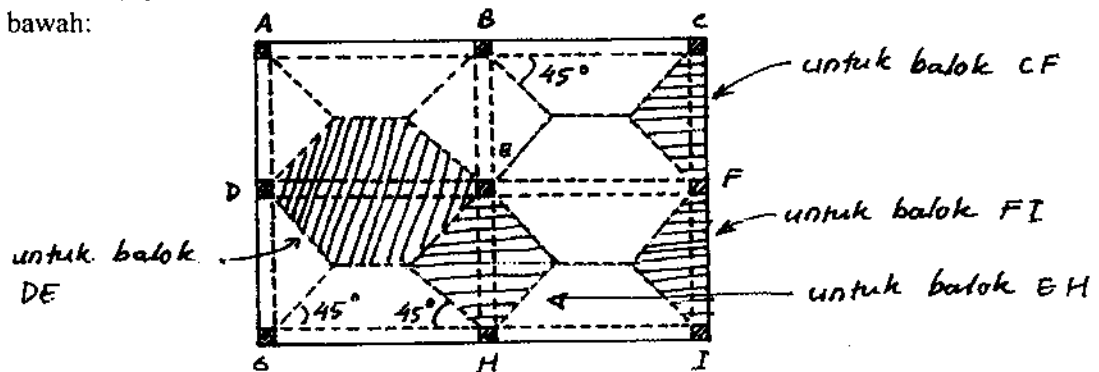
Tulangan geser di atas harus di pasang sejauh posisi penampang yang mempunyai kapasitas geser $\phi V_s \geq V_u$.

Catatan :

*) SK-SNI membatasi V_n sebesar $\frac{1}{2} \sqrt{f'_c} b_0 d$ pada muka kolom.

4.4.2. Untuk Pelat dengan Balok Interior

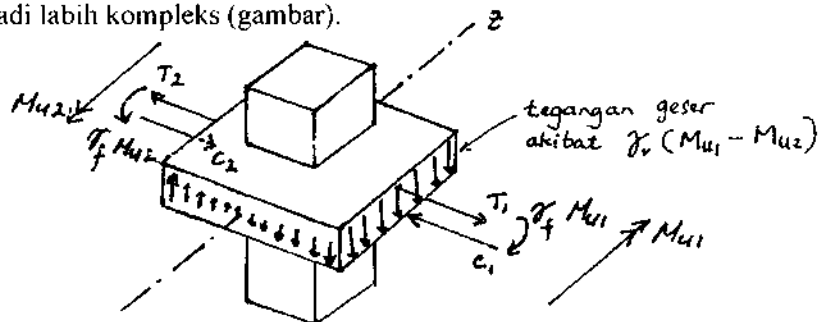
Jika $(\alpha_1 l_2/h) \geq 1.0$, maka semua gaya geser akan di pikul balok seperti pada gambar di bawah:



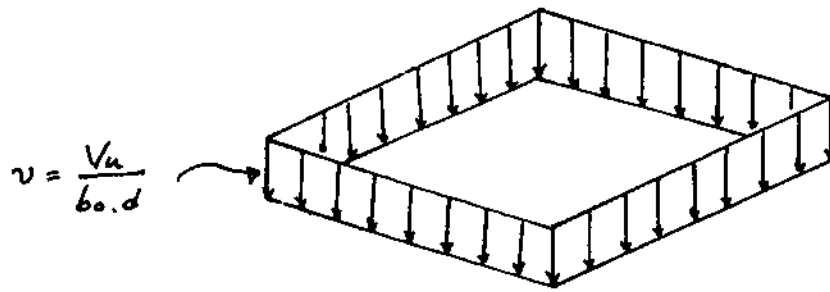
Jika balok mempunyai $(\alpha_1 l_2/h) < 1.0$, maka gaya geser yang dipikul oleh balok adalah $(\alpha_1 l_2/h)$ dikalikan dengan gaya geser yang dihitung berdasarkan luas tributari seperti pada gambar sebelumnya. Sisa geser dari perhitungan ini harus ditransfer oleh pelat lantai ke kolom, melalui mekanisme geser dua arah. Sedangkan geser yang di pikul oleh balok merupakan geser satu arah. Perhitungan desain untuk geser balok adalah sama dengan yang sudah pernah diberikan sebelumnya (Struktur Beton I).

4.5. Kombinasi Geser dan Transfer Momen pada Pelat Dua Arah

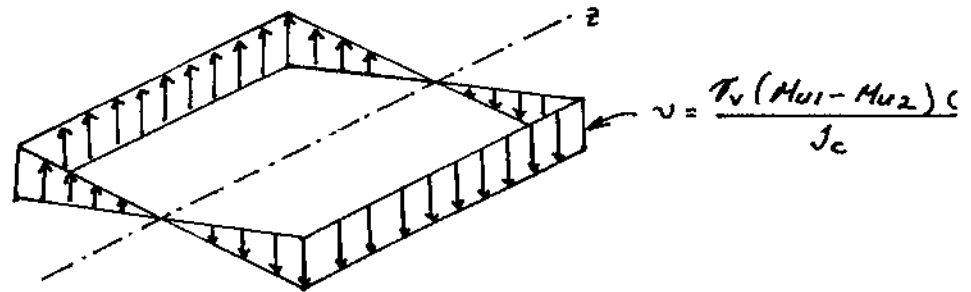
Unbalanced momen yang dapat timbul akibat pengaruh beban lateral atau beban gravitasi yang tidak "balanced" menyebabkan mekanisme transfer geser antara pelat dan kolom menjadi lebih kompleks (gambar).



(a) Transfer Unbalanced Momen pada Kolom



(b) Tegangan Geser akibat V_u



(c) Tegangan Geser akibat Unbalanced Momen

4.5.1. Motoda Desain

SK-SNI menggunakan pendekatan empiris untuk mendesain kombinasi geser dan transfer momen pada pelat dua arah. Asumsi yang digunakan adalah tegangan geser total yang bekerja pada penampang kritis berjarak $d/2$ dari muka kolom adalah gabungan (penjumlahan) dari tegangan geser akibat V_u dan tegangan geser akibat momen "unbalanced". Gambar pada halaman sebelum ini menunjukkan transfer geser V_u dan momen unbalanced, (M_{u1} , M_{u2}) dari pelat lantai ke kolom sebagian dari unbalanced momen tersebut, yaitu sebesar $\gamma_f (M_{u1} - M_{u2})$ di transfer melalui tegangan-tegangan lentur (T_1 , T_2 , C_1 , C_2) pada pelat. SK-SNI pasal 3.6.3.3 ayat 2 mensyaratkan bahwa momen tersebut ditransfer dengan menyediakan tulangan yang secukupnya pada jarak sejauh 1,5 x tebal pelat (*drop panel*) dari masing-masing sisi kolom. Sisa momen tersebut yaitu $\gamma_v (M_{u1} - M_{u2})$ di transfer melalui geser. Superposisi dari kedua tegangan tersebut menghasilkan :

$$v_u = \frac{V_u}{b_0 d} \pm \frac{\gamma_v M_u C}{J_c}$$

dimana :

M_u = momen unbalanced (i.e.: $M_{u1} - M_{u2}$)

C = jarak sumbu pusat keliling geser ke titik dimana tegangan geser dihitung

J_c = momen inersia polar keliling geser terhadap sumbu Z-Z

Nilai v_u tersebut di atas harus memenuhi.

$$v_u \leq \phi v_n$$

dimana: $\phi v_n = \frac{\phi V_c}{b_0 d} \Rightarrow$ untuk pelat tanpa tulangan geser

atau $\phi v_n = \frac{\phi (V_c + V_s)}{b_0 d} \Rightarrow$ untuk pelat dengan tulangan geser.

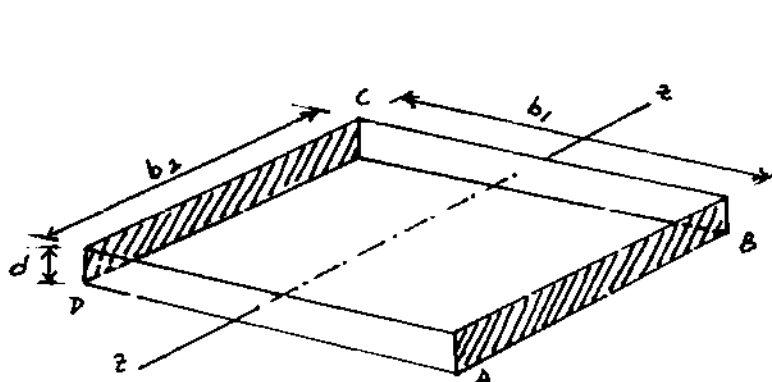
SK-SNI pasal 3.6.3.3 mendefinisikan γ_f sebagai :

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + \left(\frac{2}{3}\right)\sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \quad \text{dan } \gamma_v = 1 - \gamma_f$$

dimana: b_1 = lebar total penampang kritis yang diukur \perp terhadap sumbu momen
 b_2 = lebar total // sumbu momen

Perhitungan J_c

*) Untuk Kolom Interior



$$b_1 = c_1 + 2\left(\frac{d}{2}\right)$$

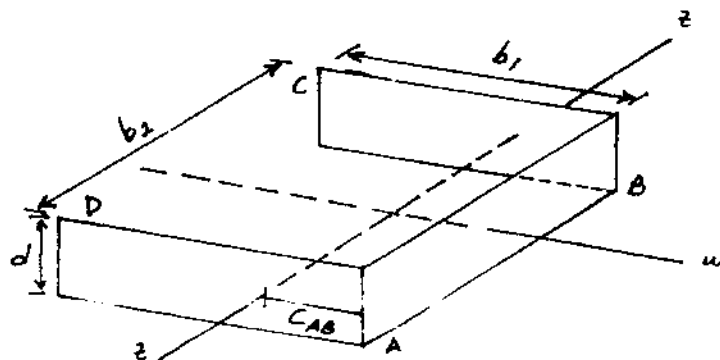
$$b_2 = c_2 + 2\left(\frac{d}{2}\right)$$

$$J_c = \frac{2(b_1 d^3)}{12} + \frac{2(b_2 d^3)}{12} + 2(b_2 d) \left(\frac{b_1}{2}\right)$$

J untuk muka-muka DA & BC

*) Untuk Kolom Tepi

→ Momen // Z-Z



$$C_{AB} = \frac{2(b_1 d)^{3/2}}{2(b_1 d) + b_2 d}$$

$$J_{C1} = 2 \left(\frac{b_1 d^3}{12} \right) + 2 \left(\frac{b_2 d^3}{12} \right) + 2(b_1 d) \left(\frac{b_1}{2} - C_{AB} \right)^2 + (b_2 d) C_{AB}^2$$

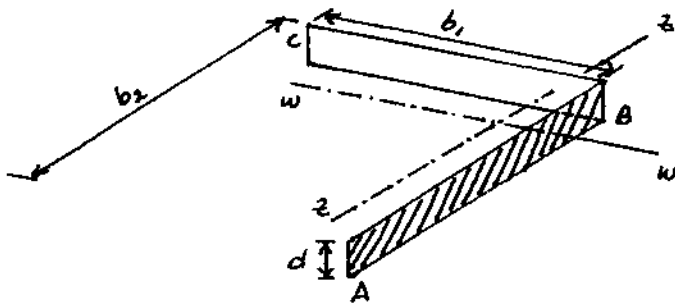
I_x I_y Ax^2

⇒ Momen ⊥ Z-Z

$$C_{CB} = C_{AD} = \frac{b_2}{2}$$

$$J_{c_2} = 2(b_1 d) C_{CB}^2 + \frac{b_2 d^3}{12} + \left(\frac{d b_2^3}{12} \right)$$

*) Untuk Kolom Sudut



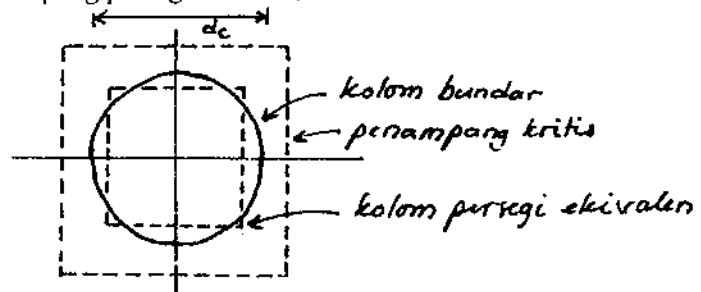
Lokasi sumbu centroid Z-Z :

$$C_{AB} = \frac{(b_1 d) b_1 / 2}{b_1 d + b_2 d}$$

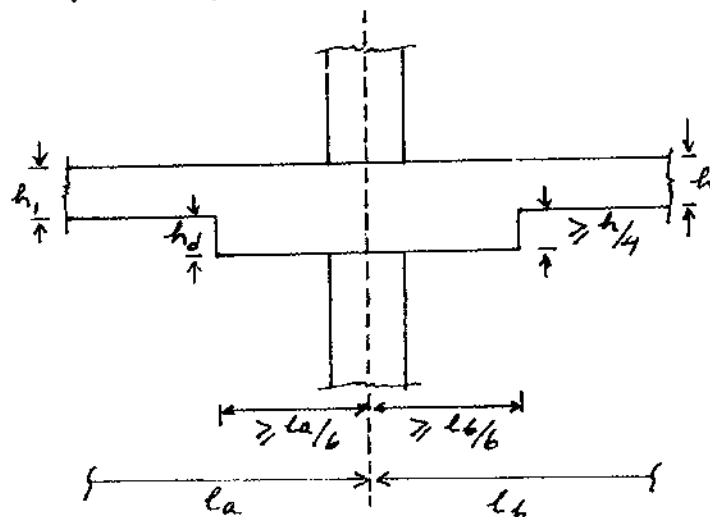
$$J_c = \frac{b_1 d^3}{12} + \frac{b_2 d^3}{12} + b_1 d \left(\frac{b_1}{2} - C_{AB} \right)^2 + (b_2 d) C_{AB}^2$$

Catatan :

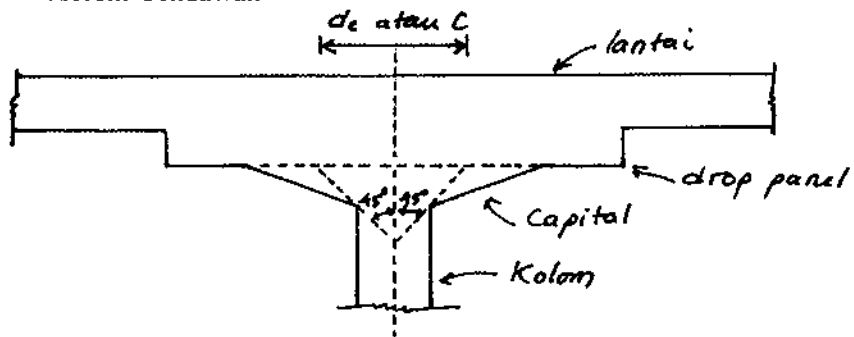
*) Untuk kolom bundar, perhitungan penampang kritisnya dapat dilakukan dengan menggunakan penampang persegi ekuivalen, dimana $C = 0,886 d_c$



*) Persyaratan Drop Panel (SK-SNI)

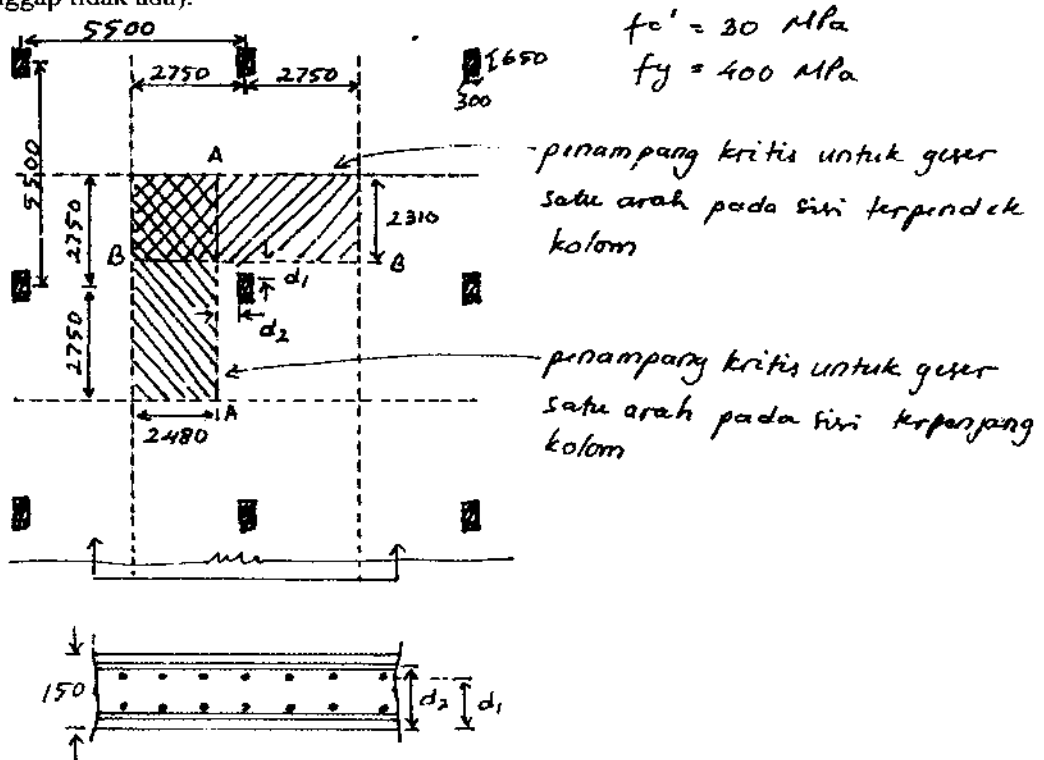


*) Kolom Cendawan



Contoh Soal

Gambar di bawah ini memperlihatkan denah suatu bangunan flat-plate. Tebal pelat = 150 mm. ($d_1=150$ mm dan $d_2 = 120$ mm). Beban mati tambahan yang bekerja pada pelat adalah 50 kg/m^2 dan beban hidup = 300 kg/m^2 . Check apakah pelat mempunyai kapasitas geser yang cukup pada kolom interior? (transfer momen antara pelat dan kolom pada soal ini dianggap tidak ada).



Jawab:

1. Tentukan beban terfaktor

$$q_u = 1.2 (0.15 \times 2400 + 50) + 1.6 (300) = 972 \text{ kg/m}^2$$

2. Check geser satu arah (lihat gambar !)

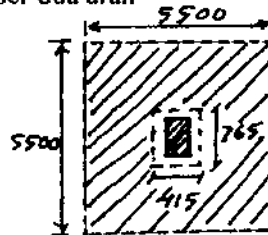
• Untuk penampang kritis A-A

$$F_u = 972 \times 2.48 \times 5.5 = 13258 \text{ kg} = \underline{13.26 \text{ ton}}$$

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0,6 \left(\frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b d_2 \right) \\ &= 0,6 \left(\frac{1}{6} \sqrt{30} \times 5500 \times (120) \right) = 36 \text{ ton} \\ V_u &< \phi V_c \quad (\text{ok!})\end{aligned}$$

- Untuk penampang kritis B-B
Karena luas tributari bebannya lebih kecil dari luas tributari penampang kritis A-A \Rightarrow maka tidak perlu di check!

3. Check geser dua arah



$$\begin{aligned}V_u &= 972 (5,500^2 - 0,415 (0,765)) = 29,1 \text{ ton} \\ \beta_c &= 650/300 = 2,17 \\ b_u &= 2(415 + 765) = 2360 \text{ mm} \\ \alpha_s &= 40\end{aligned}$$

$$\left. \begin{aligned}\text{(a)} V_c &= \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \sqrt{f_c'} b_0 d = 47,6 \text{ ton} \\ \text{(b)} V_c &= \left(\frac{\alpha_s d}{12 b_0} + \frac{1}{6} \right) \sqrt{f_c'} b_0 d = 48,9 \text{ ton} \\ \text{(c)} V_c &= \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} b_0 d = 49,6 \text{ ton}\end{aligned} \right\} \therefore V_c = 47,6 \text{ ton}, \quad \phi V_c = 0,6 (47,6) = 28,6 \text{ ton}$$

$$\therefore V_u > \phi V_c$$

\rightarrow Kapasitas pelat tidak cukup untuk memikul geser dua arah.

Contoh Soal

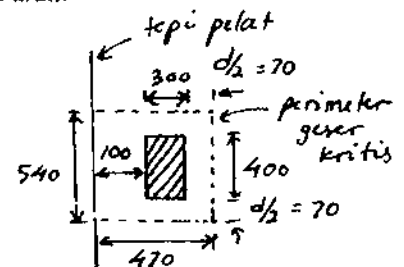
Check transfer geser dan momen pada kolom tepi tergambar.

Tebal pelat = 165 mm. Tinggi efektif, $d = 140$ mm.

$$f_c' = 25 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

Ukuran kolom = 300 x 400. Pada perhitungan contoh soal ini momen yang diperhitungkan hanyalah momen yang searah dengan tepi pelat. Momen statis total pada panel tepi adalah 21 tm (DDM), dan geser yang bekerja adalah 14,3 ton. Selain itu,



bagian pelat kantilever tepi menghasilkan gaya geser terfaktor 1,8 ton yang bekerja pada jarak 150 mm dari centerline kolom.

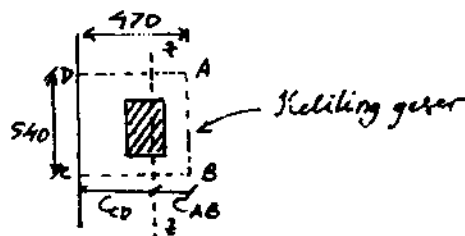
Jawab:

- *) Tentukan lokasi keliling geser kritis
Seperti yang sudah disebutkan, keliling geser kritis berada pada jarak $d/2$ dari sisi-sisi kolom (Gambar).
- *) Hitung pusat keliling geser kritis

$$C_{AB} = \frac{\sum A_y}{\sum A} \quad (\text{Y diukur dari sisi A B})$$

$$= \frac{2(470 \times 140) \cdot 470/2}{2(470 \times 140) + 540 \times 140} = \frac{30926000}{207200} = 149,26$$

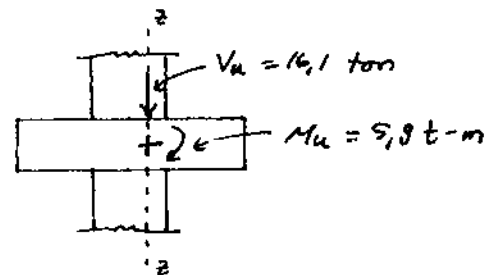
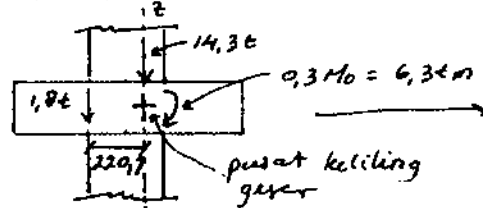
$\therefore C_{AB} = 149,26 \text{ mm} \ \& \ C_{CD} = 320,74 \text{ mm}$



- *) Hitung momen & geser terhadap pusat keliling geser.

$$\therefore M_u = 6,3 - 1,8(0,2207) = 5,9 \text{ tm}$$

$$\therefore V_u = 14,3 + 1,8 = 16,1 \text{ ton}$$



- *) Hitung ϕV_c dan $V_u / \phi V_c$

$$(a) \ V_c = \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \sqrt{f_c'} b_0 d$$

$$\beta_c = \frac{400}{300} = 1,33$$

$$b_0 = 2 \times 470 + 540 = 1480 \text{ mm}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{1,33} \right) \sqrt{25} (1480) (140) = 43,2 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0,6(43,2) = 25,92 \text{ ton}$$

$$(b) V_c = \left(\frac{\alpha_s d}{12 b_0} + \frac{1}{6} \right) \sqrt{f'_c} b_0 d \Rightarrow \alpha_s = 30 \text{ (kolom tepi)}$$

$$\phi V_c = 0,6 \left(\frac{30 \times 140}{12 \times 1480} + \frac{1}{6} \right) \sqrt{25} (1480)(140) = \underline{25 \text{ ton}}$$

$$(c) \phi V_c = \frac{1}{3} \sqrt{25} (1480)(140) = 34,5 \text{ ton} \quad V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_0 d$$

Ambil nilai ϕV_c yang terkecil, yaitu $\phi V_c = \underline{25 \text{ ton}}$.

$$\Rightarrow V_u / \phi V_c = 0,644$$

*) Tentukan fraksi momen yang ditransfer lewat lentur:

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} = \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{470}{540}}} = 0,616$$

Berdasarkan SK-SNI, nilai γ_f dapat ditingkatkan menjadi 1, jika $V_u / \phi V_c < 0,75$ dan $\rho \leq 0,375 \rho_b$ untuk pelat selebar $C_2 + 3h$. Dari step sebelumnya $V_u / \phi V_c < 0,75$, jadi coba $\gamma_f = 1,0$ dan hitung jumlah tulangan yang dibutuhkan.

*) Rencanakan tulangan untuk transfer momen lewat lentur.
 Lebar efektif untuk lentur = $C_2 + 3h = 400 + 3(165) = 895 \text{ mm}$
 Momen = $1 \times 5,9 \text{ tm} = 5,9 \text{ mm}$
 Asumsikan $Jd = 0,925 d = 129,5 \text{ mm}$

$$\text{Maka: } A_s = \frac{M_u}{\phi f_y Jd} = \frac{5,9 \times 10^7}{0,8(400)129,5} = 1423 \text{ mm}^2$$

Coba gunakan 12 d 13 ($A_s = 1592 \text{ mm}^2$)

Hitung a aktual \rightarrow check A_s yang dibutuhkan !

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{1592 \times 400}{0,85(25)(895)} = 33,5 \text{ mm}$$

Check A_s :

$$A_s \geq \frac{M_u}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})} = \frac{5,9 \times 10^7}{0,8(400)(140 - \frac{33,5}{2})} = \underline{14,95 \text{ cm}^2}$$

Jadi $A_s = 1592 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{ok! (12 d 13)}$

Check a balance :

$$\frac{a_b}{d} = \beta_1 \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,85(0,6) = \underline{\underline{0,51}}$$

$$0,375 \frac{a_b}{d} = 0,375(0,51) = \underline{\underline{0,191}}$$

$$\text{Check } \frac{a}{d} < 0,375 \frac{a_b}{d}$$

$$\frac{33,5}{140} < 0,191 \text{ not ok!}$$

$$\frac{a}{d} > 0,375 \frac{a_b}{d} \Rightarrow \rho > 0,375 \rho b$$

Sehingga γ_f tidak boleh diambil = 1, namun boleh diambil nilai antara 0,616 sampai 1, asalkan ρ dipertahankan selalu lebih kecil dari $0,375 \rho b$.

\Rightarrow Gunakan 8 d 13 ($A_s = 1056 \text{ mm}^2$).

Tulangan ini akan mentransfer momen sebesar:

$$M_u = \phi f_y A_s Jd = 0,8(400)(1056) 0,925(140) = \underline{\underline{4,376 \text{ tm}}}$$

Sehingga jumlah momen yang ditransfer lewat geser =

$$\gamma_v M_u = 5,9 - 4,376 = 1,524 \text{ tm}$$

check apakah $a/d < 0,375 a_u/d \Rightarrow$ (ok!).

*) Hitung momen inersia torsi, J_c :

$$J_c = 2 \left(\frac{b_1 d^3}{12} \right) + 2 \left(\frac{d b_1^3}{12} \right) + 2(b_1 d) \left(\frac{h_1}{2} - C'_{AB} \right)^2 + (b_2 d) C'^2_{AB} = 5,4 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

*) Hitung tegangan geser:

$$\begin{aligned} v_u &= \frac{v_u}{b_0 d} \pm \frac{\gamma_v M_u C'}{J_c} \\ &= \frac{16,1 \times 10^4}{1480 \times 140} \pm \frac{1,524 \times 10^7}{5,4 \times 10^9} C' \\ &= 0,78 \pm 2,82 C' \times 10^{-3} \end{aligned}$$

Tegangan geser pada AB:

$$\begin{aligned} v_{u, ab} &= 0,78 + 2,82(149,26) \times 10^{-3} \\ &= 1,2 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Tegangan geser pada CD:

$$\begin{aligned} v_{u, cd} &= 0,78 - 2,82(320,74) \times 10^{-3} \\ &= -0,17 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Kapasitas geser yang tersedia:

$$\phi V_c = \frac{\phi V_c}{b_0 d} = \frac{25 \times 10^4}{1480 \times 140} = 1,21 \text{ MPa}$$

$\therefore \phi V_c > V_u \rightarrow$ (ok!), \rightarrow tidak perlu tulangan geser.

BAB 5

PELAT DUA ARAH: METODA RANGKA EKIVALEN

5.1. Pendahuluan

Peraturan beton Indonesia memberikan dua metoda untuk menghitung momen dalam pada sistem pelat dua arah, yaitu metoda desain langsung (SNI Pasal 3.6.6) dan metoda rangka ekuivalen (SNI Pasal 3.6.7). Perbedaan kedua metoda ini terletak pada penentuan momen dalam. Pada metoda desain langsung, momen statis (M_0) dihitung pada setiap panel. Momen ini kemudian dibagi diantara daerah momen positif dan momen negatif dengan menggunakan koefisien momen sesuai dengan yang diatur dalam peraturan beton yang berlaku. Pada metoda rangka ekuivalen, penentuan momen-momen ini dilakukan melalui analisis struktur rangka (misalnya dengan menggunakan metoda distribusi momen). Oleh karena itu pada dasarnya metoda rangka ekuivalen dapat diaplikasikan untuk menghitung momen pada sebarang struktur rangka. Sehingga dapat dikatakan bahwa metoda ini lebih luas aplikasinya dibandingkan dengan metoda desain langsung.

Pada bab ini, uraian mengenai metoda rangka ekuivalen diberikan secara detail, yang dilengkapi dengan contoh-contoh aplikasi.

5.2. Analisis Rangka Ekuivalen

Pada metoda ini, pelat lantai bangunan dibagi atas rangkaian rangka ekuivalen yang diambil dalam arah longitudinal dan transversal bangunan (Pasal 3.6.7 Butir 2). Rangka-rangka ekuivalen tersebut dibagi atas jalur kolom dan jalur tengah. Rangka ekuivalen ini terdiri atas pelat lantai, balok (jika ada) dan bagian kolom di atas dan di bawah pelat.

Kekakuan Lentur, Faktor Carry Over dan Momen Ujung

Dalam metoda distribusi momen diperlukan perhitungan parameter-parameter Kekakuan Lentur (K), faktor carry over (COF), faktor distribusi (DF) dan momen jepit ujung (FEM) untuk setiap elemen – elemen rangka pada struktur. Sebagai contoh untuk elemen prismatis yang terjepit diujung terjauhnya, nilai-nilai parameter tersebut adalah:

$$K = \frac{4 EI}{L}$$
$$COF = \pm 0,5$$

Jika elemen tersebut dibebani secara merata maka:

$$FEM = \frac{wl^2}{12}$$

Tabel-tabel 5.1, 5.2, 5.3 dan 5.4 memberikan nilai-nilai k , COF dan FEM untuk berbagai kondisi geometri pada struktur rangka.

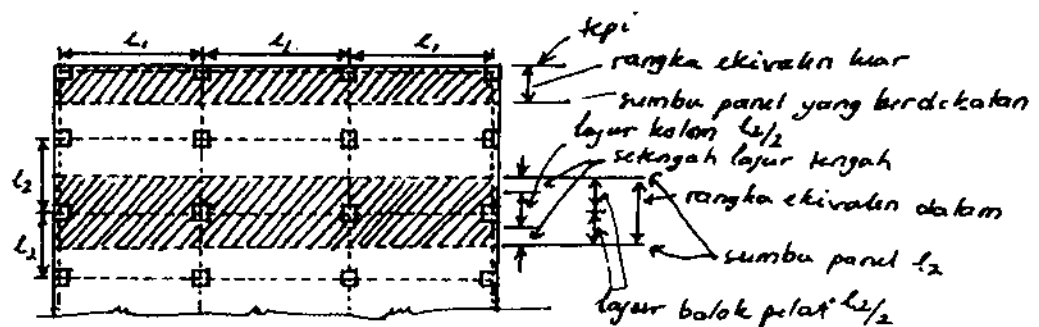
Sifat-Sifat Elemen Balok-Lantai (Pelat-Balok)

Pada metoda rangka ekuivalen, elemen-elemen rangka horisontal disebut sebagai elemen balok-lantai. Elemen-elemen balok lantai ini dapat terdiri atas sebuah pelat atau pelat dan penebalan pelat atau pelat dengan balok yang searah dengan rangka ekuivalen. SNI beton Pasal 3.6.7 butir 3 memberikan pemodelan elemen balok lantai untuk analisis, yaitu:

1. Perencanaan sistem pelat dengan cara rangka ekuivalen harus didasarkan pada anggapan yang diberikan pada ayat 3.6.7 butir 2 hingga 3.6.7 butir 6, dan semua penampang pelat dan komponen pendukungnya harus direncanakan terhadap momen dan geser yang

didapat dari perhitungan tersebut; momen dan geser ditentukan sebagai berikut:

- 1) bila digunakan kepala kolom dari baja maka pengaruhnya pada kekakuan dan kekuatan terhadap momen dan geser dapat diperhitungkan;
- 2) perubahan panjang kolom dan pelat, serta lendutan akibat geser, dapat diabaikan.



2. Rangka Ekuivalen:

- 1) struktur harus dianggap terdiri dari rangka ekuivalen pada bidang kolom yang diambil dalam arah longitudinal dan transversal bangunan;
- 2) setiap rangka terdiri dari sebaris kolom atau tumpuan dan lajur pelat-balok, dibatasi dalam arah lateral oleh sumbu panel pada setiap sisi dari sumbu kolom atau tumpuan;
- 3) kolom atau tumpuan dianggap dihubungkan pada lajur pelat-balok oleh komponen puntir (ayat 3.6.7 butir 5) yang arahnya transversal terhadap arah bentang yang sedang ditinjau momennya dan menerus hingga sumbu panel yang membatasi tiap sisi bidang kolom;
- 4) rangka yang berdekatan dan sejajar terhadap suatu tepi dibatasi oleh tepi tersebut dan sumbu panel yang berdekatan

- 5) setiap rangka ekuivalen dapat dianalisis sebagai suatu kesatuan; sebagai alternatif untuk perhitungan akibat beban gravitasi, setiap lantai dan atap dapat dianalisis secara terpisah dengan menganggap bahwa ujung jauh dari kolom adalah terjepit;
- 6) bila pelat-balok dianalisis secara terpisah, dalam menentukan momen pada suatu tumpuan, dapat dianggap bahwa tumpuan jauh pada dua bentang berikutnya adalah terjepit selama pelat-balok adalah meneris melewati tumpuan jepit tersebut.

3. Pelat – balok:

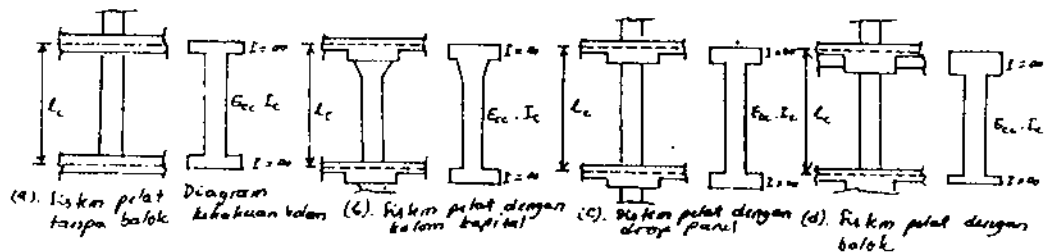
- 1) momen inersia dari pelat-balok pada sebarang penampang diluar hubungan balok-kolom atau kepala kolom, dapat didasarkan pada penampang bruto beton;
- 2) variasi dari momen inersia sepanjang sumbu pelat-balok harus diperhitungkan;
- 3) momen inersia pelat-balok dari sumbu kolom hingga muka kolom, konsol pendek, atau kepala kolom harus dianggap sama dengan momen inersia pelat-balok pada muka kolom, konsol pendek atau kepala kolom, dibagi dengan besaran $(1-c_2/l_2)^2$ dimana c_2 dan l_2 diukur dalam arah transversal terhadap bentang yang sedang ditinjau.

Properties Kolom

SK-SNI Pasal 3.6.7.4 (ACI sect 13.7.4) menyatakan:

1. Momen inersia kolom pada sebarang penampang diluar daerah joint atau perbesaran kolom dapat dihitung berdasarkan luas penampang bruto beton. Variasi momen inersia akibat perubahan penampang disepanjang sumbu kolom harus diperhitungkan.

2. Momen inersia kolom disepanjang tebal balok-pelat pada join dapat dianggap tidak terhingga nilainya.



Perhitungan Kekakuan, Carry Over (CO) dan Momen Jepit Ujung

Untuk analisis struktur dengan menggunakan metoda distribusi momen, perlu dilakukan perhitungan kekakuan lentur (k), faktor carry over (CO), faktor distribusi (DF), momen jepit ujung (FEM) untuk masing-masing elemen struktur.

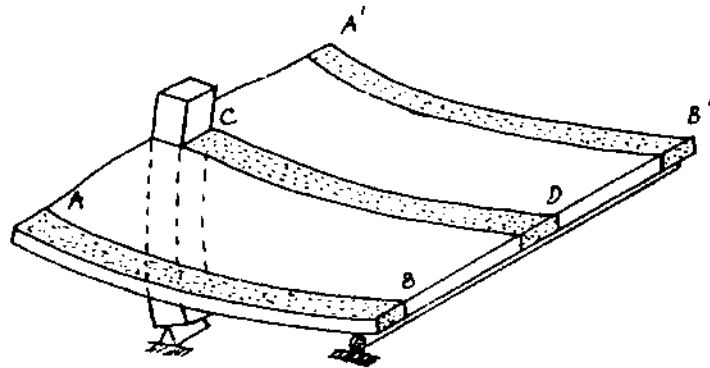
Untuk elemen struktur pada perhitungan portal ekuivalen, variasi penampang pada elemen harus diperhitungkan. Ada beberapa metoda yang dapat digunakan, yaitu:

- Metoda Analogi Kolom
- Tabel

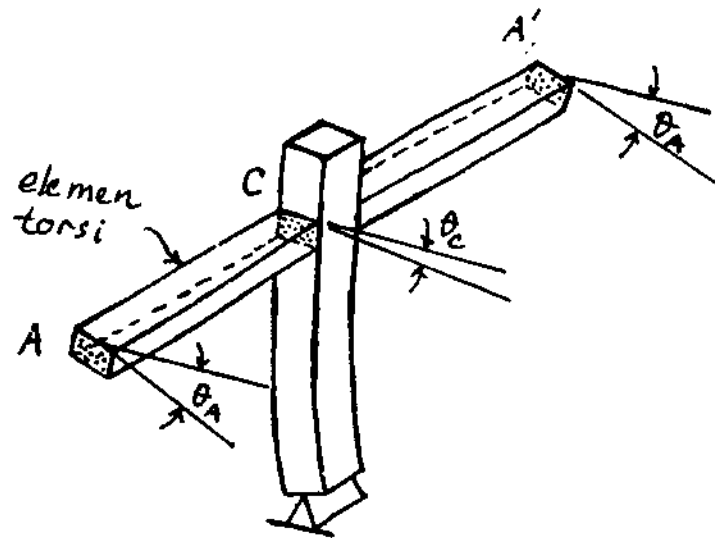
Contoh dapat dilihat pada tabel-tabel 5-1, 5-2, 5-3 dan 5-4 yang diambil dari Appendix A buku "Reinforced Concrete oleh McGregor". (Tabel A-20, A-21, A-22 dan A-23)

Elemen Torsi dan Kolom Ekuivalen

Pada elemen flat-plate yang dihubungkan dengan kolom seperti pada gambar, rotasi ujung kolom akan sama besarnya dengan rotasi strip (lajur) lantai C-D. Namun rotasi pada A yang terletak pada lajur lantai A-B akan lebih besar daripada rotasi di C. Hal ini disebabkan oleh karena lebih kecilnya kekangan yang bekerja pada lajur A-B. Dengan adanya perbedaan ini, nilai rata-rata rotasi pada tepi pelat akan lebih besar daripada nilai rotasi ujung kolom.



Untuk memperhitungkan hal ini dalam analisis lantai, maka kolom diasumsikan dihubungkan dengan balok lantai melalui elemen torsi A-C dan C-A'. Sehingga dalam analisis, kolom diubah menjadi kolom ekuivalen yang terdiri atas bagian kolom diatas dan dibawah lantai dan elemen torsi seperti tergambar.



Kekakuan kolom ekuivalen ini adalah:

$$K_{ec} = \frac{M}{\text{Nilai rotasi rata - rata pad balok tepi}}$$

dengan cara lain, K_{ec} dapat dihitung sebagai

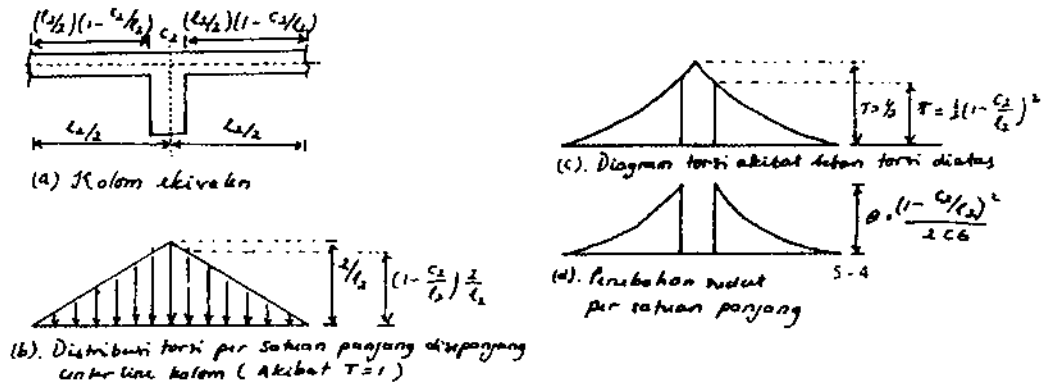
$$\frac{1}{K_{ec}} = \frac{1}{\Sigma K_c} + \frac{1}{K_t}$$

dimana:

ΣK_c = jumlah kekakuan lentur bagian kolom diatas dan dibawah lantai

K_t = kekakuan torsi elemen yang ditambahkan/balok tepi

Perhitungan K_t dapat dilihat pada gambar dibawah ini.



Total puntiran pada ujung elemen torsi relatif terhadap kolom adalah luas diagram perubahan sudut persatuan panjang pada gambar (d) diatas, yaitu:

$$\theta_{t, \text{ujung}} = \frac{1}{3} \frac{(1 - c_2/l_2)^2}{2CG} \left[\frac{l_2}{2} \left(1 - \frac{c_2}{l_2} \right) \right]$$

dimana:

C = konstanta torsi (momen inersia polar)

G = modulus rigiditi $\approx \frac{E}{2}$

$$\text{Jadi } \theta_{t, \text{ujung}} = \frac{l_2(1 - c_2/l_2)}{6CE}$$

$$\theta_{t, \text{rata-rata}} \approx 1/3 \theta_{t, \text{ujung}} = \frac{l_2(1 - c_2/l_2)^3}{18CE}$$

$$K_t = \frac{M}{\theta_{t, \text{rata-rata}}} = \frac{\frac{1}{2} 18CE}{l_2 \left(1 - \frac{c_2}{l_2} \right)^3} = \frac{9EC}{l_2 \left(1 - \frac{c_2}{l_2} \right)^3}$$

SK-SNI butir 3.6.7.5 (2) memberikan nilai kekakuan torsi kedua dengan elemen torsi sebagai berikut:

$$K_t = \sum \frac{9E_{cs}C}{l_2(1-c_2/l_2)^3}$$

dimana :

$$C = \sum \left[\left(1 - 0,63 \frac{x}{y} \right) \frac{x^3 y}{3} \right] \Rightarrow \text{lihat pembahasan DDM}$$

Pengaturan Beban Hidup untuk Analisis Struktur

SK-SNI butir 3.6.7.6 memberi spesifikasi pengaturan beban hidup pada analisis pelat dua arah agar dihasilkan momen maksimum pada pelat. Pengaturannya adalah sebagai berikut:

1. Jika beban hidup tak terfaktor $\leq 0,75$ beban mati tak terfaktor maka pola pembebanan tidak perlu diperhitungkan. Dalam hal ini, analisis dilakukan hanya dengan memperhitungkan beban mati dan hidup bekerja secara penuh pada semua bentang
2. Jika $LL > 0,75 DL$, maka pola beban yang harus dianalisis adalah:
 - a. untuk momen positif maksimum:
 - beban mati terfaktor pada semua bentang
 - $0,75 * \text{beban hidup terfaktor}$ pada bentang yang ditinjau dan bentang bentang lain yang berselang.
 - b. untuk momen negatif maksimum
 - beban mati terfaktor pada semua bentang
 - $0,75 * \text{beban hidup terfaktor}$ pada bentang – bentang di sebelah kiri dan kanan perletakan yang ditinjau.

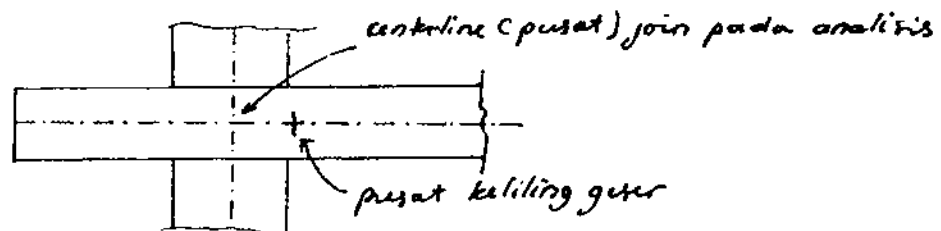
- c. Momen desain yang dihasilkan tidak boleh lebih kecil daripada momen-momen yang dihasilkan dengan memperhitungkan beban mati dan hidup bekerja secara penuh pada semua bentang

Momen pada Muka Tumpuan

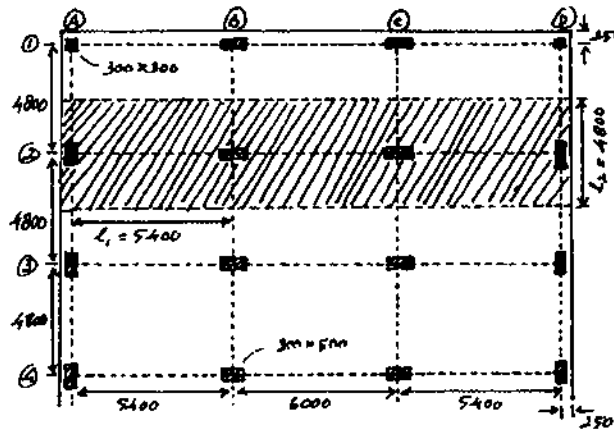
Hasil analisis portal ekuivalen adalah berupa momen pada centerline join. SK-SNI pasal 3.6.7.7 memperbolehkan penggunaan momen pada semua tumpuan (kolom) untuk mendesain tulangan pelat. Berdasarkan pasal ini penampang kritis untuk momen negatif pelat dapat diambil pada muka tumpuan (kolom) atau pada jarak $0,175 l_1$ dari sumbu kolom; ambil nilai yang terkecil.

Pembagian Momen ke Jalur Kolom, Tengah dan Balok

Setelah momen positif dan negatif dihitung untuk masing-masing portal ekuivalen, kemudian momen-momen tersebut didistribusikan ke jalur kolom dan tengah sama seperti yang dilakukan pada DDM.



Contoh Perencanaan Lantai Flat-Plate dengan Metoda Portal Ekuivalen



$f_c' = 27,5 \text{ MPa}$
 $f_y = 400 \text{ MPa}$
 Tinggi antar lantai = 2700
 $q_{SDU} = 120 \text{ kg/m}^2$
 $q_{LL} = 200 \text{ kg/m}^2$
 Rencanakan sistem lantai ini
 dengan metoda portal ekuivalen?
 5-6

Tentukan tebal pelat

Berdasarkan tabel 3.2.5 (C) - SK SNI '91:

$$t \geq \frac{l_n}{33} = \frac{5400 - \frac{300}{2} - \frac{500}{2}}{33} = 151,5 \text{ mm}$$

Gunakan tebal pelat = 175 mm.

$$q_{LL} \leq 0,75 q_{DL}$$

$$q_u = 1,2(0,175 \times 2400 + 120) + 1,6(200) = 968 \text{ kg/m}^2 \text{ disemua bentang}$$

Hitung momen pada portal ekuivalen; sebagai contoh ambil portal disepanjang garis kolom 2.

Dalam analisis, bagian pelat disepanjang garis kolom 2 dianggap sebagai portal kaku yang membentang diantara kolom-kolom A2, B2, C2 dan D2. Bagian atas

dan bawah kolom-kolom tersebut diasumsikan terjepit pada ujung-ujung terjauhnya.

a. Tentukan koefisien-koefisien distribusi momen untuk balok-pelat.

- Bentang A2-B2

Pada ujung A: $C_1=300$, $l_1=5400$, $C_2=500$, $l_2=4800$

$C_1/l_1=0,056$; $c_2/l_2=0,104$

Berdasarkan tabel 5-1, dengan bantuan interpolasi:

$$K_{A2-B2} = \frac{4,11EI}{l_1} = \frac{4,11E_c \frac{1}{12} 4800(175)^3}{5400} = 163,2 \times 10^4 E_c$$

$$COF_{A2-B2} = -0,508$$

$$FEM = 0,084 q_u l_2 l_1^2 = 0,084(968)(4,8)5,4^2 = 11,38 \text{ tm}$$

$$K_{A2-B2} ; COF_{B2-A2} = COF_{A2-B2} \\ = K_{B2-A2}$$

- Bentang C2-D2 sama dengan bentang A2-B2

- Bentang B2-C2

$C_1=500$, $l_1=6000$, $c_2=300$, $l_2=4800$

$C_1/l_1=0,0083$; $c_2/l_2=0,063$

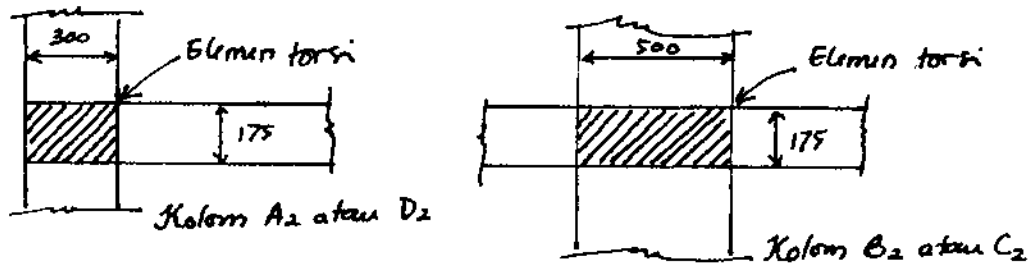
Berdasarkan nilai interpolasi pada tabel 5-1

$$K_{B2-C2} = \frac{4, EI_1}{l_1} = \frac{4,1 E_c \frac{1}{12} 4800(175)^3}{6000} = 146,5 \times 10^4 E_c$$

$$COF = -0,507$$

$$FEM = 0,084 q_u l_2 l_1^2 = 0,084(968)(4,8)(6)^2 = 14,05 \text{ tm}$$

b. Tentukan Koefisien-koefisien distribusi momen untuk kolom-kolom ekuivalen



- Kolom A2

(i) Penampang elemen torsi berdasarkan SK-SNI adalah seperti tergambar, dimana $x=175$ mm dan $y=300$ mm

(ii) Hitung C:

$$C = \sum \left(1 - 0,63 \frac{x}{y} \right) \frac{x^3 y}{3} = \left(1 - 0,63 \frac{175}{300} \right) \frac{175^3 \times 300}{3}$$

$$= 3,39 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

(iii) Hitung K_t

$$K_t = 2 \left[\frac{9E_{cs} (3,39 \times 10^8)}{4800 \left(1 - \frac{500}{4800} \right)^3} \right] = 176,8 \times 10^4 E_{cs}$$

(iv) Hitung $\sum K_c$

Tinggi lantai (antar sb pelat) = 2700 mm = l

$$I_c = \frac{1}{12} (500)(300)^3 = 1,125 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$l_u = (2700 - 175) = 2525 \text{ mm}$$

$$t_a = 87,5 \text{ mm}; t_b = 1,0$$

dengan menginterpolasi nilai-nilai pada Tabel A-23, maka

$$K_c = \frac{4,76EI_c}{l_c} = \frac{4,76E(1,125 \times 10^9)}{2700} = 198,33 \times 10^4 E_{cc}$$

$$COF = -0,55$$

$$\text{jadi } \Sigma K_c = 2 \times 198,33 \times 10^4 E_{cc} = 396,66 \times 10^4 E_{cc}$$

(v) Hitung kekakuan kolom ekivalen, K_{ec}

$$\frac{1}{K_{ec}} = \frac{1}{\Sigma K_c} + \frac{1}{K_t} = \frac{1}{396,66 \times 10^4 E_{cc}} + \frac{1}{176,8 \times 10^4 E_{cs}}$$

karena $E_{cc} = E_{cs} = E_c$, maka

$$K_{ec} = 1,223 \times 10^6 E_c \text{ dan } COF = -0,55$$

- Kolom B2 (lihat gambar)

(i) $x = 175 \text{ mm}$ dan $y = 500 \text{ mm}$

(ii) $C = \Sigma \left(1 - 0,63 \frac{x}{y} \right) \left(\frac{x^3 y}{3} \right) = 6,96 \times 10^8 \text{ mm}^4$

(iii) $K_t = 2$

$$\left[\frac{9E_{cs} \cdot C}{4800 \left(1 - \frac{300}{4800} \right)^3} \right] = 2(158,38 \times 10^4 E_{cs}) = 316,76 \times 10^4 E_{cs}$$

(iv) $I_c = \frac{1}{12} 300(500)^3 = 3,125 \times 10^9 \text{ mm}^4$

$$\Sigma K_c = 2 \left(\frac{4,76 E_c I}{l} \right) = 1,102 \times 10^7 E_c$$

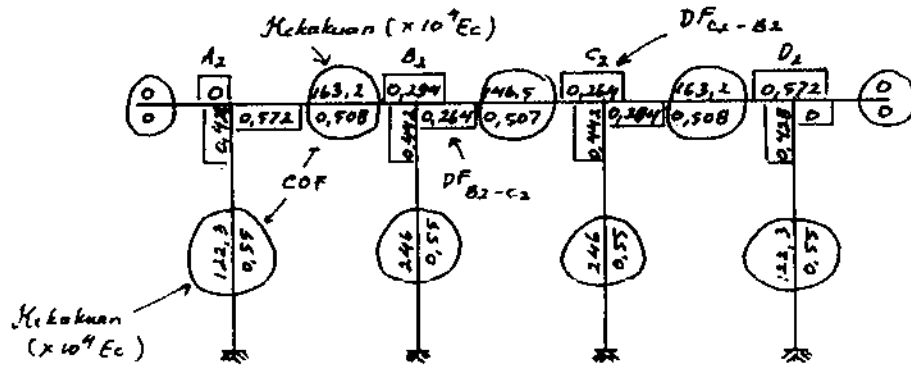
$$\frac{1}{K_{ec}} = \frac{1}{\Sigma K_c} + \frac{1}{K_t} = \frac{1}{1,102 \times 10^7 E_c} + \frac{1}{316,76 \times 10^4 E_c}$$

$$K_{ec} = 2,46 \times 10^6 E_c \text{ dan } COF = -0,55$$

c) Hitung Faktor Distribusi

$$DF_{A_2-B_2} = \frac{K_{A_2-B_2}}{K_{A_2-B_2} + K_{ec A_2}} = \frac{163,2 \times 10^4 E_c}{163,2 \times 10^4 E_c + 122,3 \times 10^4 E_c} = 0,572$$

$$DF_{kolom A_2} = \frac{122,3 \times 10^4 E_c}{163,2 \times 10^4 E_c + 122,3 \times 10^4 E_c} = 0,428$$



d) lakukan distribusi momen

Berdasarkan perhitungan sebelumnya:

$$FEM_{A_2-B_2} = 11,38 \text{ tm}$$

$$FEM_{C_2-D_2} = 11,38 \text{ tm}$$

$$FEM_{B_2-C_2} = 14,05 \text{ tm}$$

Selain momen yang bekerja pada kantilever (akibat beban mati dengan $l_{kan}=250$)

$$\frac{1}{2} (g_{DL}^u + q_{DL}^u) l_{kan}^2$$

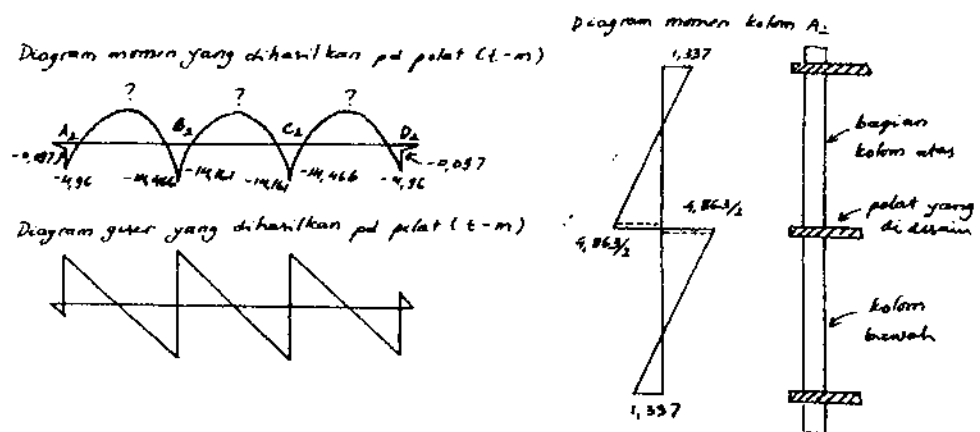
$$FEM_{kan} = \frac{1}{2} (1,2(0,175 \times 2400 + 120)) 4,8(0,25)^2 = 97,2 \text{ kgm}$$

$$= 0,097 \text{ tm}$$

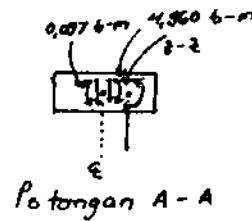
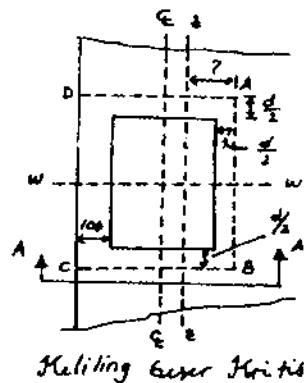
Dalam pendistribusian momen, momen positif adalah momen join yang berputar searah jarum jam

TABEL DISTRIBUSI MOMEN

join	A2			B2			C2			D2		
	Cof=0,508			Cof=0,507			Cof=0,508					
DF	0	0,428	0,572	0,294	0,442	0,264	0,264	0,442	0,394	0,572	0,428	0
	Kant	Kolom	Pelat	Pelat	Kolom	Pelat	Pelat	Kolom	Pelat	Pelat	Kolom	Kant
FEM	-0,097	0	+11,38	-11,38	0	+14,05	-14,05	0	+11,38	-11,38	0	+0,097
D1	0	-4,829	-6,454	-0,785	-1,180	-0,705	+0,705	+1,180	+0,785	+6,454	+4,829	0
C1			-0,399	-3,279		+0,357	-0,357		+3,279	+0,399		
D2	0	+0,171	+0,228	+0,859	+1,292	+0,771	-0,771	-1,292	-0,859	-0,228	-0,171	0
C2			+0,436	+0,116		-0,391	+0,391		-0,116	-0,436		
C3	0	-0,187	-0,249	+0,081	-0,121	+0,073	-0,073	-0,121	-0,081	+0,249	+0,187	
D4	0	-0,018	-0,023	+0,048	0,072	+0,043	-0,043	-0,072	-0,048	+0,023	+0,018	0
Jumlah	-0,097	-4,863	+4,960	-14,466	+0,305	+14,161	-14,161	-0,305	+14,466	-4,960	+4,863	+0,097
Ejoin	0,0			0,0			0,0			0,0		

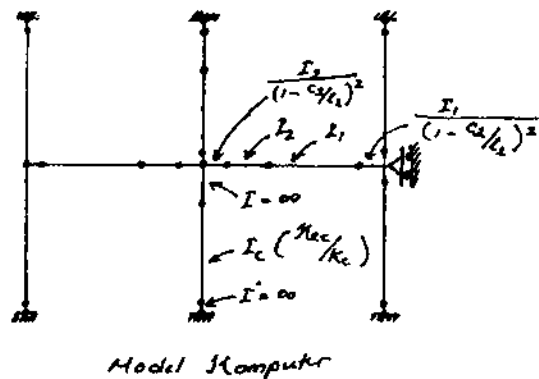
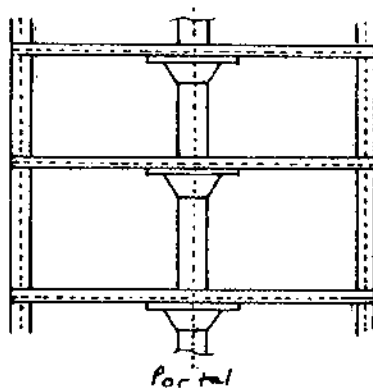


- Dengan cara yang sama hitung portal-portal ekuivalen lainnya
- Distribusikan momen-momen negatif dan positif pada jalur-jalur kolom dan tengah
- Desain tulangan yang dibutuhkan
- Check Geser pada kolom eksterior



5.3. Penggunaan Software Analisis Struktur pada Metoda Portal Ekvivalen

Analisis struktur pada metoda portal ekvivalen dapat juga dilakukan dengan menggunakan program analisis struktur komersial seperti SAP 90. Pada pemodelan struktur, variasi kekakuan pada elemen-elemen struktur seperti balok-pelat dan kolom harus diperhitungkan – butuh titik nodal yang banyak. Selain itu elemen torsi pada kolom (kekakuan kolom ekvivalen) juga harus diperhitungkan terlebih dahulu.



5.4. Analisis Portal ekvivalen untuk Beban lateral

Portal yang terdiri atas kolom dan flat-plate atau flat-slab saja, tanpa adanya dinding geser atau unsur pengaku lainnya, kurang efisien dalam menahan beban lateral dan umumnya akan mengalami defleksi lateral yang besar. Oleh karena itu umumnya untuk menahan beban lateral sistem struktur flat-plate/flat-slab diberi

pengaku berupa dinding geser. Dinding geser inilah yang nantinya berfungsi menahan beban lateral.

Namun, untuk bangunan tingkat rendah, sistem struktur flat-plate/flat-slab sering juga difungsikan untuk menahan beban lateral. Untuk analisis portal ekuivalen terhadap beban lateral, pengaruh retak dan tulangan pada penentuan kekakuan elemen struktur harus diperhitungkan. Hal ini dapat dilakukan dengan.

- menggunakan nilai I_2 tereduksi (yaitu 0,25-0,50 I_2) untuk perhitungan momen inersia balok-plat, atau
- menggunakan nilai inersia balok-pelat tereduksi (yaitu 0,33 I).

Sedangkan nilai kekakuan untuk kolom dapat diambil sebagaimana yang digunakan pada analisis portal ekuivalen terhadap beban gravitasi. Selanjutnya, analisis struktur sebaiknya dilakukan dengan menggunakan program komersial (seperti SAP 90 dan lain-lain.).

BAB 6

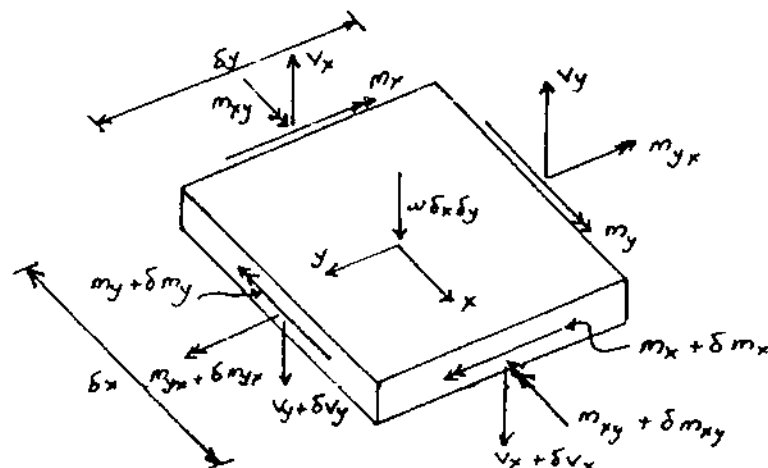
PELAT DUA ARAH: ANALISIS ELASTIK & GARIS LELEH

6.1. Analisis Elastik

Pelat lantai dapat dikelompokkan atas:

- Pelat tebal
 - $t \geq 1/10 L$
 - mekanisme transfer gaya → “flat arch” ($C > T$)
- Pelat tebal medium
 - antara pelat tebal & pelat tipis
 - mekanisme transfer gaya → “lentur” ($C = T$)
- Pelat tipis
 - $t \leq 1/40 L$
 - mekanisme transfer gaya → “aksial membrane” ($C < T$)

Gaya-gaya dalam yang bekerja pada pelat tebal medium dapat dilihat pada gambar dibawah ini:



Persamaan keseimbangan untuk pelat di atas:

$$\frac{\partial^2 m_x}{\partial x^2} + \frac{2\partial^2 m_{xy}}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 m_y}{\partial y^2} = -w$$

Dalam bentuk lain, persamaan tersebut dapat dituliskan sebagai berikut:

$$\frac{\partial^4 z}{\partial x^4} + 2\frac{\partial^4 z}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 z}{\partial y^4} = -\frac{w}{D}$$

dimana;

$$D = \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)}$$

Dalam analisis elastik, persamaan diferensial di atas diselesaikan untuk untuk mendapatkan defleksi z .

Setelah itu, nilai momen dalam dihitung sebagai berikut:

$$m_x = -D \left(\frac{\partial^2 z}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 z}{\partial y^2} \right)$$

$$m_y = -D \left(\frac{\partial^2 z}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 z}{\partial x^2} \right)$$

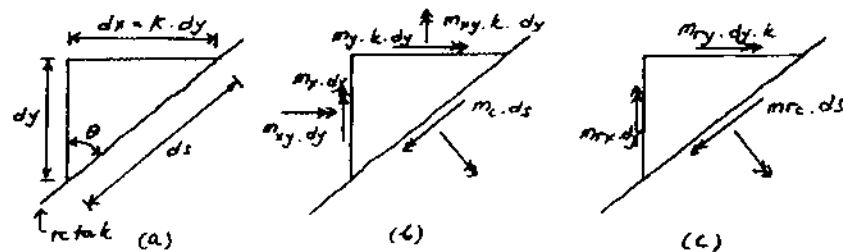
$$m_{xy} = -D(1-\nu) \frac{\partial^2 z}{\partial x \partial y}$$

Solusi persamaan-persamaan diatas untuk berbagai jenis pelat dengan berbagai variasi pembebanan dapat dijumpai pada buku-buku teori pelat (sebagai contoh "Tables for the Analysis of Plates, Slabs & Diaphragms" oleh BARES).

6.2. Desain Tulangan Pelat Berdasarkan Momen Hasil Analisis Elemen Hingga

Persamaan-persamaan di atas dapat juga diselesaikan dengan menggunakan program elemen hingga (seperti SAP 90). Hasil analisis dengan menggunakan program ini biasanya berupa nilai-nilai m_x , m_y , dan m_{xy} pada setiap elemen (dimana m_x , m_y & m_{xy} adalah momen persatuan lebar).

Gambar di bawah ini memperlihatkan elemen pelat yang dibatasi oleh retak diagonal;



Momen paralel terhadap sumbu retak (Gambar b)

$$m_c ds = (m_x dy + m_{xy} k dy) \cos \theta + (m_y k dy + m_{xy} dy) \sin \theta$$

atau

$$m_c = \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 (m_x + k^2 m_y + 2k m_{xy})$$

Pelat tersebut ditulangi pada arah x dan y dengan kapasitas momen positif, m_{rx} dan m_{ry} per satuan lebar. Kapasitas momen pada lokasi retak adalah:

$$m_{rc} = \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 (m_{rx} + k^2 m_{ry})$$

Nilai m_{rc} harus lebih besar atau sama dengan m_c , sehingga:

$$m_{ry} = m_y + \frac{1}{k} m_{xy}$$

Karena $m_{ry} \geq m_y$, maka:

$$m_{ry} = m_y + \frac{1}{k} |m_{xy}|$$

dan

$$m_{rx} = m_x + k |m_{xy}|$$

dimana k adalah nilai positif yang bergantung pada orientasi retak. Pilihan terbaik untuk nilai k adalah $k = 1$. Sehingga tulangan pada bagian bawah pelat untuk menahan momen positif:

$$m_{ry} = m_y + |m_{xy}| \geq 0$$

$$m_{rx} = m_x + |m_{xy}| \geq 0$$

Sedangkan bagian atas pelat didesain untuk mempunyai kapasitas momen negatif sebesar:

$$m_{ry} = m_y - |m_{xy}| \leq 0$$

$$m_{rx} = m_x - |m_{xy}| \leq 0$$

Contoh:

Hasil analisis elemen hingga memberikan nilai-nilai momen pada elemen sebesar:

$$m_x = 0,5 \text{ tm}, m_y = -0,1 \text{ tm} \text{ \& } m_{xy} = -0,2 \text{ tm}.$$

Hitung momen untuk mendesain tulangan yang diperlukan

a) Tulangan pada bagian bawah pelat

$$m_{ry} = -0,1 + |-0,2| = +0,1 \text{ tm} \geq 0 \text{ (ok!)}$$

$$m_{rx} = 0,5 + |-0,2| = +0,7 \text{ tm} \geq 0$$

b) Tulangan pada bagian atas pelat

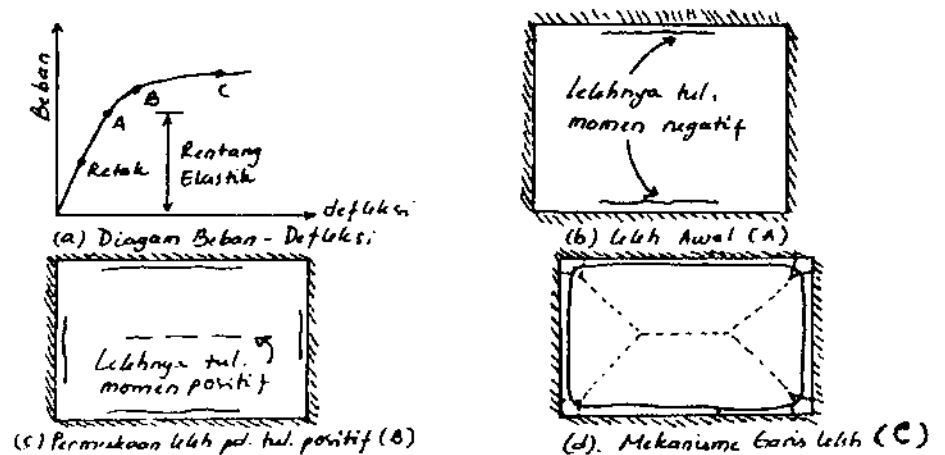
$$m_{ry} = -0,1 - |-0,2| = -0,3 \text{ tm} \leq 0 \text{ (ok!)}$$

$$m_{rx} = 0,5 - |-0,2| = +0,3 \text{ tm}$$

Karena $m_{rx} > 0$, maka $m_{rx} = 0 \text{ tm}$

6.3. Analisis Garis Leleh pada Pelat

- Pendahuluan



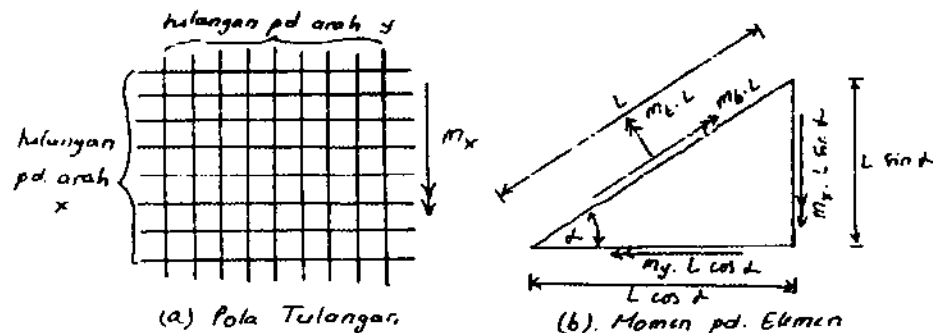
Pada kondisi beban berlebih, pelat lantai yang telah mencapai kapasitas lenturnya akan mengalami kelelahan tulangan pada daerah momen maksimum. Dengan lelehnya tulangan ini, bagian pelat tersebut akan beraksi sebagai sendi plastis (Gambar b.) Jika beban ditingkatkan, daerah sendi plastis akan berotasi secara plastis dan momen yang timbul akibat penambahan beban akan didistribusi pada penampang disekitar daerah sendi plastis sehingga menyebabkan ikut lelehnya penampang tersebut. Dengan semakin meluasnya daerah plastis tersebut akan terbentuk pita-pita yang membagi pelat menjadi rangkaian pelat-pelat elastik (Gambar c). Pita-pita tersebut disebut sebagai garis leleh. Pada akhirnya garis-garis leleh tersebut akan membentuk suatu mekanisme plastik (Gambar d), dimana

pelat lantai dapat berdeformasi secara plastis tanpa mampu menahan peningkatan beban tambahan. Analisis garis leleh dilakukan berdasarkan mekanisme plastik yang terjadi pada pelat.

- **Kriteria Leleh**

Analisis garis leleh didasarkan atas teori rigid plastik untuk menghitung beban runtuh yang berkaitan dengan kapasitas momen plastik bagian-bagian pelat yang dianalisis. Hasil analisis ini tidak memberi informasi apapun mengenai deformasi yang terjadi pada pelat. Dalam analisis, hubungan momen-kelengkungan bagian-bagian pelat diasumsikan bersifat elastik-plastik dengan kapasitas momen plastik ditentukan sama dengan kapasitas lentur rencana penampang, yaitu ϕM_n .

Gambar dibawah ini menunjukkan elemen pelat yang ditulangi secara orthogonal



Jika kelelahan terjadi pada sepanjang garis yang membentuk sudut α terhadap tulangan, maka momen lentur dan torsi diasumsikan seragam disepanjang garis leleh dengan nilai maksimum ditentukan oleh kapasitas lentur tulangan yang melintasi garis leleh tersebut. Jika arah-arah momen pada gambar diatas adalah arah positif, maka dengan meninjau keseimbangan elemen didapat:

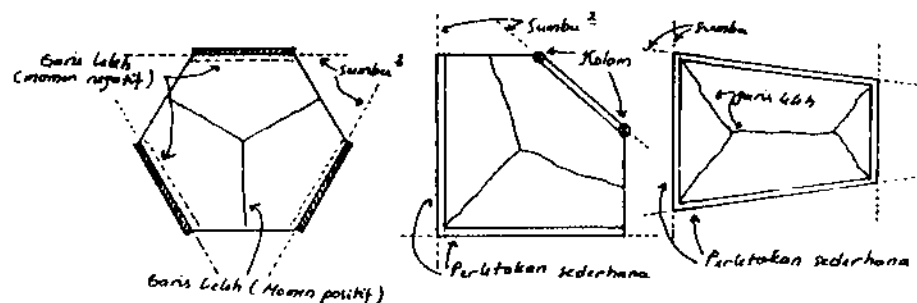
$$m_h = m_x \sin^2 \alpha + m_y \cos^2 \alpha$$

$$m_t = \frac{m_x - m_y}{2} \sin 2\alpha$$

Persamaan diatas berlaku untuk pelat yang ditulangi secara orthogonal. Jika $m_x = m_y$, maka $m_h = m_x = m_y$ dan $m_t = 0$

Lokasi Sumbu Putar dan Garis-garis Leleh

Pada saat garis-garis leleh sudah terbentuk, deformasi pada pelat akan terkonsentrasi pada garis-garis leleh dan pelat akan melendut/berdefleksi sebagai rangkaian pelat-pelat kaku yang dihubungkan oleh sendi-sendi yang panjang. Pola deformasi yang terjadi dikendalikan oleh sumbu-sumbu yang melalui perletakan garis atau kolom-kolom dan oleh garis-garis leleh. Karena bagian-bagian pelat akan berotasi terhadap sumbu-sumbu/garis-garis leleh tersebut, maka sumbu-sumbu dan garis-garis leleh tersebut haruslah berupa garis lurus. Gambar berikut ini memperlihatkan lokasi sumbu putar dan garis leleh untuk berbagai contoh pelat.



Contoh Pola - Pola Garis leleh

Metoda Solusi

Nilai momen untuk pola garis leleh yang dipilih dapat dihitung dengan metoda kerja maya. Pada metoda ini beberapa titik pada pelat diberi perpindahan maya, δ . Kerja luar yang dihasilkan dengan adanya perpindahan maya ini adalah:

$$\begin{aligned} \text{Kerja luar} &= \sum \iint w \delta \, dx \, dy \\ &= \sum (W \Delta_c) \end{aligned}$$

- dimana
- w = beban merata pada elemen
 - δ = defleksi pada elemen (maya)
 - W = gaya total pada segmen pelat
 - Δ_c = defleksi pada titik pusat segmen pelat tersebut (maya)

Total kerja luar pada pelat adalah jumlah kerja pada masing-masing segmen pelat. Kerja dalam yang dihasilkan rotasi garis-garis leleh adalah:

$$\text{Kerja dalam} = \Sigma (m_b l\theta)$$

dimana;

m_b = momen lentur persatuan panjang garis leleh

l = panjang garis leleh

θ = perubahan sudut pada garis leleh (maya)

Total kerja dalam pada pelat akibat perpindahan maya adalah jumlah kerja dalam yang dihasilkan oleh masing-masing garis leleh pada pelat tersebut. Berdasarkan prinsip kerja maya, sistem berada dalam keseimbangan jika:

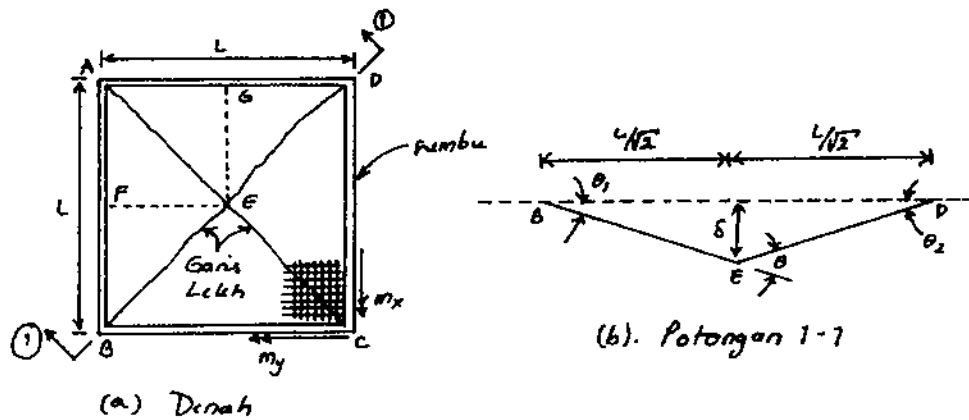
$$\text{Kerja luar} = \text{Kerja dalam}$$

$$\Sigma (W\Delta_c) = \Sigma (m_b l\theta)$$

Solusi yang didapat dengan metoda ini merupakan solusi batas atas (upper bound solution), dimana gaya W adalah lebih besar atau sama dengan beban runtuh yang sebenarnya.

Contoh Analisis Garis Leleh dengan Metoda Kerja Maya

Pelat bujur sangkar dibawah ini ditumpu sederhana dikeempat sisinya. Pelat tersebut mempunyai kapasitas momen positif $m_x = m_y$. Hitung besarnya \underline{m} yang diperlukan untuk memikul beban merata \underline{w} .



- Tentukan sumbu rotasi dan garis leleh.
Garis-garis leleh akan terbentuk sepanjang diagonal-diagonal seperti tergambar. Segmen-segmen pelat akan berotasi terhadap sumbu-sumbu sepanjang keempat sisi-sisi perletakan.
- Beri pelat perpindahan maya.
Dalam hal ini, titik E diberi perpindahan maya δ .
- Hitung kerja luar
Segmen pelat ABE:

$$\text{Beban total yang bekerja} = W = w \cdot \frac{L^2}{4}$$

$$\text{Defleksi pada titik berat segmen pelat ABE} = \Delta_c = \frac{\delta}{3}$$

$$\text{Kerja luar pada pelat ABE} = W\Delta_c = \left(w \frac{L^2}{4} \right) \frac{\delta}{3}$$

Kerja luar total pada pelat:

$$\Sigma W\Delta_c = 4 \left(\frac{wL^2}{4} \right) \frac{\delta}{3} = \left(\frac{wL^2\delta}{3} \right)$$

- Hitung kerja dalam

Perhatikan garis leleh AE dengan panjang $l = \frac{L}{\sqrt{2}}$. Rotasi pada garis leleh AE adalah (lihat Gambar (b) diatas)

$$\theta = \theta_1 + \theta_2$$

$$\text{dimana } \theta_1 = \left(\frac{\delta}{L/\sqrt{2}} \right) = \sqrt{2} \delta/L \quad ; \theta_2 = \sqrt{2} \delta/L$$

$$\theta = 2\sqrt{2} \delta/L$$

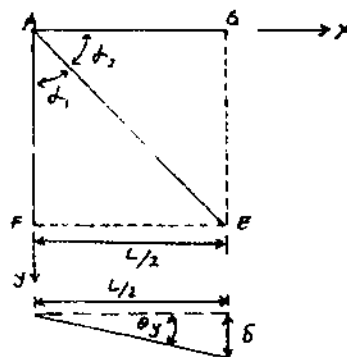
Jadi kerja dalam pada garis leleh AE = $m_b \theta = m \frac{L}{\sqrt{2}} (2\sqrt{2} \delta/L) = 2 m \delta$

Kerja dalam total pada keempat garis leleh = $4 (2 m \delta) = 8 m \delta$.

- $\Rightarrow \frac{wL^2 \delta}{3} = 8 m \delta \Rightarrow m = \frac{wL^2}{24}$

Cara Lain untuk Menghitung Kerja Dalam

Untuk menghitung kerja dalam disepanjang garis leleh seperti pada contoh sebelumnya perlu diketahui terlebih dahulu nilai m_b dan rotasi pada garis leleh. Sebagai alternatif dapat digunakan rotasi segmen pelat terhadap sumbu rotasinya apalagi jika sumbu tersebut sejajar atau tegak lurus terhadap sumbu tulangan. Untuk dapat menggunakan ini, perlu dicari hubungan antara rotasi garis leleh dan rotasi segmen pelat.



Gambar pelat diatas merupakan bagian dari pelat yang dianalisis pada contoh sebelumnya. Rotasi garis leleh AE terdiri atas rotasi θ_1 yang disebabkan oleh rotasi θ_y pada pelat AFE terhadap sumbu A-F dan rotasi θ_2 yang disebabkan oleh rotasi θ_x pada pelat AGE terhadap sumbu AG, dimana:

$$\theta_1 = \theta_y \cos \alpha_1$$

$$\theta_2 = \theta_x \cos \alpha_2$$

Sehingga kerja dalam pada garis leleh A-E adalah:

$$\begin{aligned} m_b l \theta &= m_b l (\theta_y \cos \alpha_1 + \theta_x \cos \alpha_2) \\ &= m_b [\theta_y (l \cos \alpha_1) + \theta_x (l \cos \alpha_2)] \end{aligned}$$

dimana;

$$l \cos \alpha_1 = \text{proyeksi panjang garis leleh pada sumbu } y = L_y$$

$$l \cos \alpha_2 = \text{proyeksi panjang garis leleh pada sumbu } x = L_x$$

Sehingga:

$$m_b l \theta = m_b L_y \theta_y + m_b L_x \theta_x$$

Karena komponen m_b yang menghasilkan kerja pada rotasi θ_y hanyalah m_x dan komponen m_b yang menghasilkan kerja pada rotasi θ_x hanyalah m_y , maka:

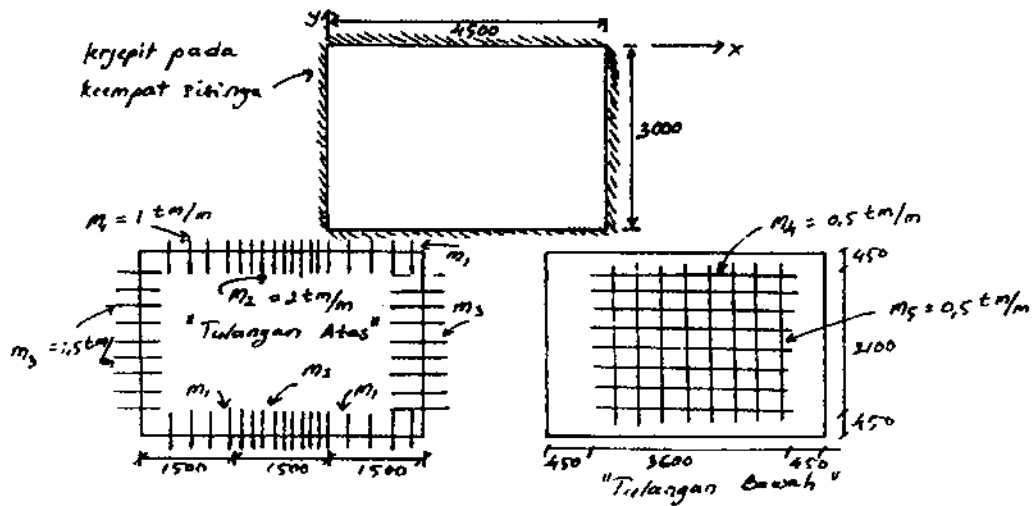
$$m_b l \theta = m_x L_y \theta_y + m_y L_x \theta_x$$

Sehingga total kerja dalam dapat dinyatakan sebagai:

$$\text{Kerja dalam total} = \Sigma (m_x L_y \theta_y + m_y L_x \theta_x)$$

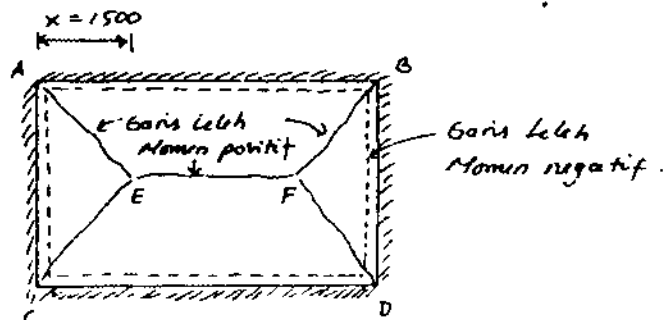
Contoh:

Gambar dibawah ini memperlihatkan pelat persegi yang dijepit sempurna pada keempat sisi perletakannya. Kapasitas momen negatif dan positif dari tulangan yang terpasang dapat dilihat pada Gambar. Hitung beban w yang menyebabkan pelat runtuh?



- Pilih sumbu rotasi dan garis-garis leleh.

Sumbu rotasi akan terbentuk disepanjang keempat sisi perletakan pelat. Garis-garis leleh momen negatif dan positif diasumsikan seperti pada gambar. Jarak X , untuk percobaan pertama, diambil sebesar 1500 mm.



Pola Garis Leleh yang Diambil

- Beri pelat perpindahan maya.
Garis EF diberi perpindahan maya sebesar δ

- Hitung kerja luar:

- Panel ACE:

$$\begin{aligned} W \Delta_c &= (w \cdot 3,000 \cdot 1,500/2) \cdot \delta/3 \\ &= 0,75 w \delta \text{ tm} \end{aligned}$$

- Panel ABFE:

$$\begin{aligned} W \Delta_c &= (w \cdot 1,5 \cdot 1,5/2) \cdot 2 \cdot \delta/3 + (w \cdot 1,5 \cdot 1,5) \cdot \delta/2 \\ &= 1,875 w \delta \text{ tm} \end{aligned}$$

∴ Kerja luar total pada pelat:

$$\begin{aligned} \Sigma W \Delta_c &= 2 \times 0,75 w \delta + 2 \times 1,875 w \delta \\ &= 5,25 w \delta \text{ tm} \end{aligned}$$

- Hitung kerja dalam:

- Panel ACE:

$$\begin{aligned} m_x L_y \theta_y &= (m_3 \times 3 \times \delta/1,5) + (m_4 \times 2,1 \times \delta/1,5) = 3,7 \delta \\ &\quad \downarrow \qquad \qquad \downarrow \\ &\quad \text{momen negatif} \quad \text{momen positif} \end{aligned}$$

- Panel ABFE:

$$\begin{aligned} m_y L_x \theta_x &= (m_1 \times 1,5 \times \delta/1,5) \cdot 2 + (m_2 \times 1,5 \times \delta/1,5) + (m_5 \times 3,6 \times \delta/1,5) \\ &\quad \qquad \qquad \downarrow \qquad \qquad \qquad \downarrow \\ &\quad \qquad \qquad \text{momen negatif} \qquad \qquad \text{momen negatif} \\ &= 5,2 \delta \text{ t-m} \end{aligned}$$

∴ Kerja dalam total pada pelat:

$$\Sigma m l \theta = 2 \times 3,7 \delta + 2 \times 5,2 \delta = 17,8 \delta \text{ t-m.}$$

- Terapan prinsip kerja maya untuk menghitung W .

Kerja luar total = kerja dalam total

$$5,25 w\delta = 17,8 \delta$$

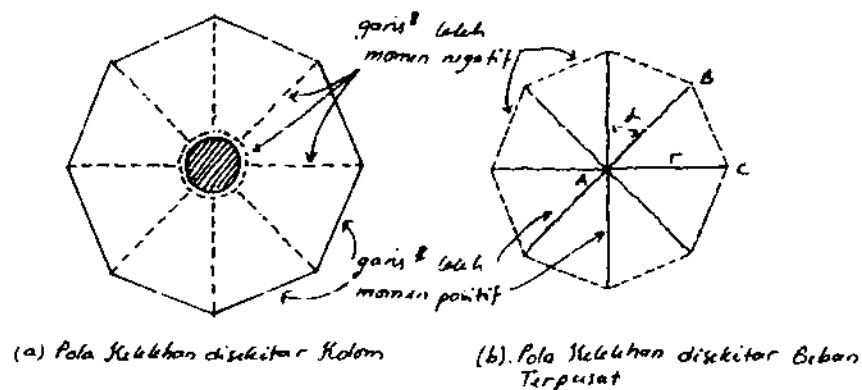
$$\therefore w = 3,4 \text{ ton/m}^2$$

Jadi untuk pola garis leleh yang diasumsikan dengan nilai $x = 1500 \text{ mm}$, nilai w yang menyebabkan pelat runtuh adalah $w = 3,4 \text{ ton/m}^2$.

Nilai x harus dicoba-coba sehingga didapatkan beban w yang terendah (setelah dilakukan trial & error didapatkan $x \cong 1,83 \text{ m}$). Nilai w ini merupakan kapasitas beban terfaktor yang didapat dipikul pelat.

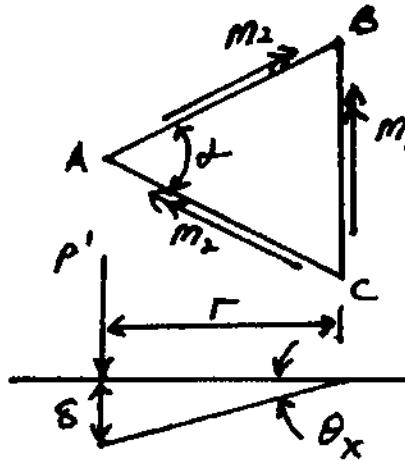
Pola Leleh Kipas

Pola kelelahan pelat disekitar kolom (untuk sistem struktur *flat-plate*) umumnya berbentuk seperti kipas yang terdiri atas garis-garis leleh momen positif dan garis-garis leleh momen negatif. Bentuk yang sama juga terbentuk pada pelat yang dibebani gaya terpusat.



Untuk pelat dengan pola kelelahan seperti pada gambar (b) di atas hitung beban P maksimum yang dapat dipikul? Kapasitas momen positif pelat = m_2 dan momen negatif = m_1 .

Tinjauan segmen ABC:



- Beri titik A perpindahan maya δ
- Hitung kerja luar:
 Kerja luar = $P'\delta$ (pada segmen ABC)
 Kerja luar total = $P\delta$

- Hitung kerja dalam:
 Kerja dalam = $\Sigma (m_x L_y \theta_y + m_y L_x \theta_x)$
 dimana $\theta_1 =$ rotasi terhadap garis BC = δ/r
 $\theta_y = 0$

Untuk garis leleh AB \rightarrow kerja dalam = $m_2 \alpha r/2 \delta/r = m_2 \alpha \delta/2$.

Untuk garis leleh BC \rightarrow kerja dalam = $m_1 \alpha r \delta/r = m_1 \alpha \delta$

\therefore Kerja dalam pada $\Delta ABC = m_1 \alpha \delta + m_2 \alpha \delta/2 \times 2$

Jumlah total segi tiga = $2\pi/\alpha$, sehingga kerja dalam total adalah:

$$\text{Kerja dalam total} = 2\pi\delta (m_1 + m_2)$$

- Terapkan metoda kerja maya:

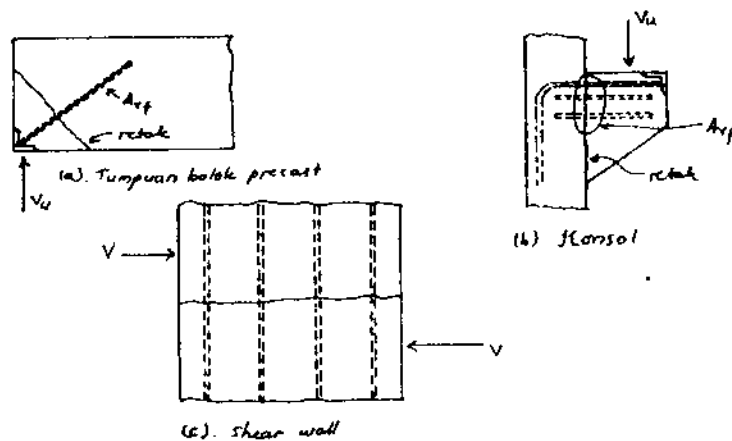
$$2\pi\delta (m_1 + m_2) = P\delta \rightarrow (m_1 + m_2) = P/2\pi$$

BAB 7

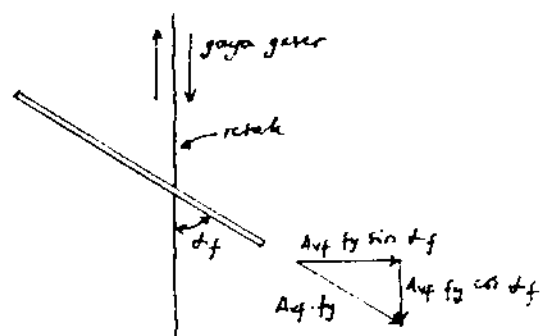
GESER FRIKSI DAN TRANSFER GESER HORIZONTAL

7.1. Geser-Friksi

Pada dasarnya gaya geser harus ditransfer menyeberangi interface di antara dua permukaan yang dapat bergeser relatif antara satu dengan lainnya. Mekanisme transfer geser seperti ini disebut sebagai geser friksi. Dalam praktek, permasalahan geser friksi ini dapat dijumpai pada interface antara dua tahapan pengecoran yang berbeda ataupun juga pada suatu bidang yang mempunyai potensi retak atau potensi untuk bergeser antara satu dengan lainnya, misalnya pada struktur konsol.



Gambar 7.1 Contoh geser friksi



Gambar 7.2 Komponen gaya pada tulangan

7.1.1 Prosedur Desain Geser Friksi Berdasarkan SNI BETON

SNI Beton Pasal 3.4.7 memberikan aturan perencanaan untuk kasus “penyaluran geser antara dua bidang yang mempunyai potensi retak ataupun yang sudah retak, atau pada bidang kontak antara bahan-bahan yang berlainan, atau pada bidang kontak antara dua beton yang dicor pada waktu yang berbeda.

Perencanaan penampang yang memikul penyaluran geser seperti tersebut di atas harus didasarkan pada persamaan berikut:

$$\phi V_n \geq V_n$$

dimana, bila tulangan geser friksi dipasang tegak lurus terhadap bidang geser. maka:

$$V_n = A_{vf} f_y t \quad (7.1)$$

sedangkan bila tulangan geser-friksi membentuk sudut terhadap bidang geser sedemikian rupa hingga gaya geser yang bekerja menghasilkan gaya tarik pada tulangan geser-friksi, maka kuat geser V_n harus dihitung menurut

$$V_n = A_{vf} f_y (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \quad (7.2)$$

dimana α , adalah sudut yang terbentuk antara tulangan geser-friksi dan bidang geser.

Suatu retakan harus diasumsikan akan terjadi di sepanjang bidang geser yang ditinjau. Luas A_{vf} yang diperlukan untuk penulangan geser-friksi disepanjang

bidang geser tersebut dapat dihitung dengan menggunakan persamaan (7.1) atau (7.2).

Koefisien friksi μ pada persamaan-persamaan (7.1) dan (7.2) harus diambil sebagai berikut:

Beton yang dicor monolit	1,4 λ
Beton yang dicor di atas permukaan beton yang telah mengeras dengan kondisi permukaan yang sengaja dikasarkan;	1,0 λ
Beton yang dicor di atas permukaan beton yang telah mengeras dengan kondisi permukaan yang tidak secara sengaja dikasarkan;	0,6 λ
Beton yang diangkur pada baja gilas struktural dengan menggunakan stud berkepala atau batang tulangan	0,7 λ

dimana $\lambda = 1.0$ untuk beton normal, 0.85 untuk beton berpasir ringan dan 0,75 untuk beton ringan total.

Beberapa batasan yang perlu diperhatikan dalam desain geser friksi diantaranya adalah (lihat SNI Beton Pasal 3.4.7):

- 1) Kuat geser V_n tidak boleh diambil melebihi $0.2f_c A_c$; ataupun $5.5A_c$.
- 2) Kuat leleh rencana tulangan geser-friksi tidak boleh lebih besar daripada 420 MPa.
- 3) Gaya tarik netto yang bekerja pada bidang geser harus dipikul oleh tulangan tambahan. Gaya tekan netto permanen yang bekerja pada bidang geser boleh diperhitungkan sebagai tambahan terhadap gaya pada tulangan geser-friksi $A_{vf} f_y$, pada saat menghitung A_{vf} perlu.

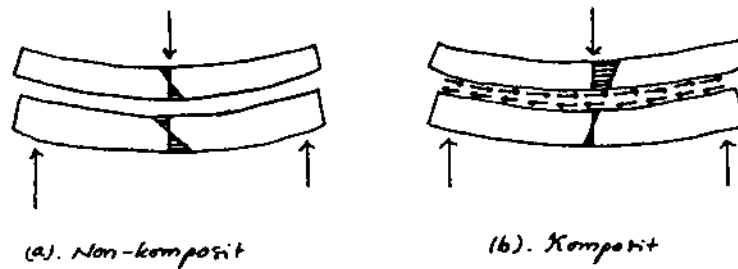
- 4) Tulangan geser-friksi harus ditempatkan sebaik mungkin disepanjang bidang geser dan harus diangkurkan untuk mengembangkan kuat leleh yang disyaratkan pada kedua sisinya.
- 5) Bila beton dicor terhadap beton yang telah mengeras, maka bidang kontak yang digunakan untuk penyaluran geser harus bersih dan bebas dari kotoran atau serpihan beton. Jika μ dianggap sama dengan $1,0\lambda$, maka bidang kontak harus dikasarkan hingga mencapai amplitudo penuh sebesar ± 5 mm.
- 6) Bila geser disalurkan antara baja struktural gelas dan beton dengan menggunakan stud berkepala atau batang tulangan yang dilas, maka permukaan baja harus bersih dan bebas dari cat.

7.2. Transfer Geser Horizontal

Permasalahan transfer geser horizontal umumnya dapat dijumpai pada sistem gabungan antara pelat beton dan balok prategang/beton biasa yang diharapkan bekerja secara komposit. Gambar 7.3.a menunjukkan kondisi deformasi balok yang tidak mengalami transfer geser horizontal, sedangkan gambar 7.3.b menunjukkan kondisi deformasi balok dengan adanya transfer geser horizontal antara balok dan pelat yang bekerja sebagai komposit.

Berdasarkan SNI Beton Pasal 3.10. komponen struktur lentur beton komposit didefinisikan sebagai elemen beton pracetak dan/atau beton dicor ditempat yang dibuat dengan tahap pengecoran yang terpisah tetapi saling berhubungan sedemikian hingga seluruh elemen bereaksi terhadap beban sebagai satu kesatuan.

Komponen struktur beton komposit harus diperiksa terhadap seluruh tahapan kritis pembebanan. Semua elemen harus direncanakan untuk memikul semua beban yang bekerja sebelum kuat rencana komponen struktur komposit tercapai secara penuh.



Gambar 7.3 Transfer geser horizontal pada balok komposit

7.2.1. Kuat Geser Horizontal

Perencanaan penampang terhadap geser horizontal harus didasarkan pada kondisi sebagai berikut:

$$V_u \leq \phi V_{nh}$$

di mana V_u adalah gaya geser terfaktor pada penampang yang ditinjau dan V_{nh} adalah kuat geser horizontal nominal sebagaimana yang ditentukan pada Tabel 7.1 (SNI Beton Pasal 3.10).

Tabel 7.1 Perhitungan V_{nh}

Kondisi Permukaan	Senggang/Pengikat	V_{nh}
Bidang kontakny bersih, bebas dari serpihan dan sengaja dikasarkan	Tanpa	$0,60 b,d$
Dipasang sengkang pengikat minimum dan bidang kontakny bersih dan bebas dari serpihan, tetapi tidak dikasarkan	Minimum	$0,6 b,d$
Bila dipasang sengkang pengikat minimum, dan bidang kontakny bersih, bebas dari serpihan dan sengaja dikasarkan hingga mencapai tingkat kekasaran penuh dengan amplitudo 3,5 mm.	Minimum	$(1,8 + 0,6\rho_f)\lambda b,d$, tetapi tidak lebih besar daripada $3,5b,d$

Keterangan:

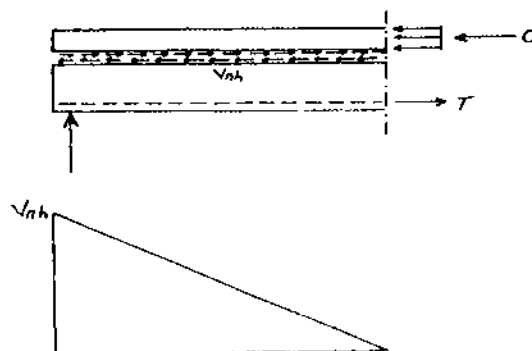
b_v = lebar penampang yang mengalami geser horizontal

A_v = rasio sengkang pengikat terhadap luas permukaan kontak = $\frac{A_v}{b_v \cdot s}$

s = spasi sengkang pengikat

Jika gaya geser terfaktor V_u pada penampang yang ditinjau melebihi $\phi(3,5b_v d)$, maka perencanaan untuk geser horizontal harus dilakukan dengan menggunakan konsep geser friksi (Sub-Bab 7.1.1)

Sebagai alternatif, berdasarkan SNI Beton Pasal 3.10, geser horizontal dapat ditentukan dengan jalan menghitung perubahan aktual gaya tekan atau gaya tarik di dalam sebarang segmen, dengan syarat bahwa struktur harus dapat menyalurkan gaya tersebut sebagai geser horizontal kepada elemen pendukung. Dalam hal ini, gaya geser horizontal terfaktor tidak boleh melebihi kuat geser horizontal ϕV_{nh} yang diberikan pada Tabel 7.1 di atas, di mana luas bidang kontak A_c harus digunakan sebagai pengganti $b_v d$ pada persamaan-persamaan dalam Tabel 7.1. Sebagai ilustrasi dapat dilihat pada Gambar 7.4.



Gambar 7.4 Tegangan geser horizontal pada balok komposit

Perlu diperhatikan bahwa bila terdapat tarik pada bidang kontak antara elemen-elemen yang saling dihubungkan, maka asumsi bahwa geser dipindahkan secara kontak hanya boleh digunakan bila dipasang sengkang pengikat minimum.

7.2.2. Ketentuan Mengenai Sengkang Pengikat untuk Geser Horizontal

Berdasarkan SNI Beton Pasal 3.10, ada beberapa ketentuan yang harus dipenuhi dalam merencanakan sengkang pengikat untuk geser horizontal, yaitu:

- 1) Luas sengkang pengikat tidak boleh diambil kurang dari yang diperlukan berdasarkan kebutuhan tulangan geser minimum. Sengkang pengikat tidak boleh melebihi empat kali dimensi terkecil dari elemen yang didukung, atau 600 mm.
- 2) Sengkang pengikat untuk geser horizontal boleh terdiri dari batangan tulang tunggal atau kawat, sengkang berkaki banyak, atau kaki vertikal dari jaring-kawat (poios atau ulir).
- 3) Semua sengkang pengikat harus dijangkarkan sepenuhnya ke dalam elemen-elemen yang saling dihubungkan.

BAB 8

PERENCANAAN DAERAH TERGANGGU DAN ELEMEN –ELEMEN STRUKTUR KHUSUS

8.1. Umum

Berdasarkan distribusi tegangan dan regangannya, struktur beton dapat dibagi menjadi dua daerah utama yaitu:

1. Bagian dimana trayektori tegangannya mempunyai pola yang relatif teratur, disebut sebagai daerah Bernoulli (Daerah-B). Di daerah ini berlaku asumsi Bernoulli yaitu bahwa bidang rata penampang, tetap rata, setelah pembebanan. Dengan kata lain, distribusi regangan pada penampang bersifat linier.
2. Pada bagian lain, terdapat daerah dimana trayektori tegangannya tidak teratur atau berpola turbulen. Biasanya gejala ini terjadi pada daerah dekat perletakan, daerah dekat beban terpusat, daerah dekat bukaan, dan pada daerah dimana terjadi perubahan ukuran dan bentuk penampang. Distribusi tegangan menjadi non-linier karena perubahan bentuk geometrik struktur atau akibat pembebanan. Pada daerah ini asumsi Bernoulli tidak dapat diterapkan, karena tegangan menjadi tidak teratur dan distribusi regangan pada penampang menjadi tidak linier. Daerah ini dinamai daerah terganggu (*Disturbed Regions*) atau Daerah-D.

Umumnya konsep desain yang ada mengutamakan desain pada daerah-B, karena pada daerah ini tegangan yang terjadi bersifat teratur sehingga prinsip elastis dapat diterapkan. Sementara itu pada daerah-D, konsep desain yang ada pada peraturan yang berlaku relatif masih sedikit.

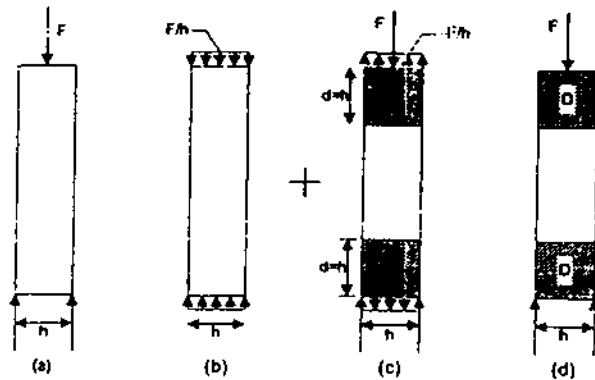
Untuk mengatasi masalah ini, pada praktek di lapangan perencana biasanya merancang daerah D dengan konsep *detailing*. Proses *detailing* berkaitan dengan pendimensian daerah struktur dan penetapan jumlah dan detail tulangan. Perencanaan dengan konsep *detailing* biasanya dilakukan berdasarkan pengalaman perencana atau mengikuti aturan-aturan umum yang berlaku (*rules of thumb*).

Metode *Strut and Tie*, yang dikembangkan dari metode *analogi model truss* untuk balok, merupakan salah satu metode pendekatan untuk menganalisis struktur beton pada daerah-D. Metode Strut dan Tie adalah sebuah metode yang didasarkan pada sistem keseimbangan gaya-gaya yang bekerja pada sebuah struktur ketika dihuni. Komponen utama dari metoda strut dan tie ini terdiri atas daerah tekan (*compressive struts*), daerah tarik (*tension ties*), dan daerah nodal (*nodal zone*) sebagai daerah pertemuan.

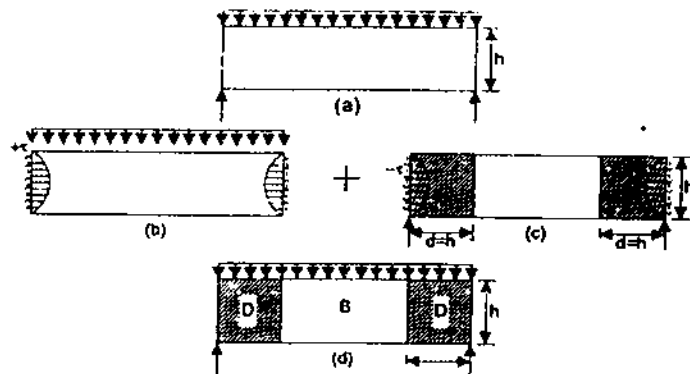
8.1.1. Prosedur Pemisahan Daerah-D dan Daerah B

Pada struktur yang sesungguhnya kedua daerah di atas dapat terjadi. Oleh karena itu diperlukan pengenalan pembagian daerah-daerah struktur agar kita dapat menerapkan prosedur desain yang sesuai. Pada daerah-B biasanya digunakan metode Truss Analogi dan pada daerah-D digunakan metode Strut-Tie.

Gambar 8.1 menunjukkan kontur tegangan pada balok pada kondisi beban yang berbeda. Pada daerah tengah bentang pola tegangan teratur, daerah ini adalah daerah-B. Sedangkan pada daerah dekat beban terpusat dan dekat tumpuan, terlihat pola tegangan tidak teratur dan turbulen, daerah ini adalah daerah-D. Intensitas tegangan makin berkurang pada daerah yang jauh dari pusat beban.



Gambar 8.1 (a) Kolom dengan beban terpusat



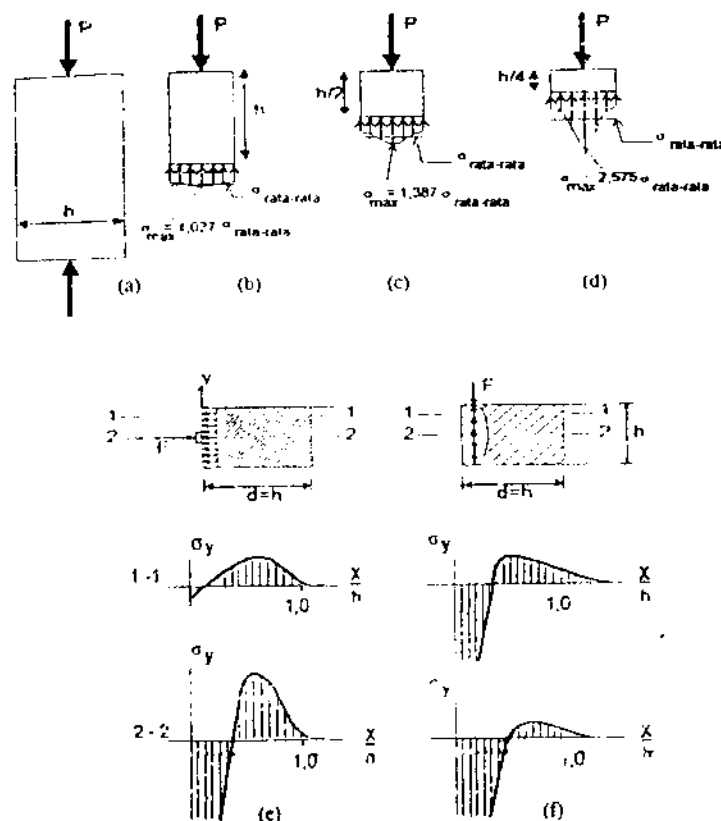
Gambar 8.1 (b) Balok dengan beban merata

- (a) sebuah struktur
- (b) beban dan reaksi sesuai dengan hipotesis Bernoulli
- (c) kesetimbangan tegangan dalam struktur
- (d) struktur dengan daerah -B dan daerah-D

Untuk dapat menentukan daerah-D dengan jelas, perlu ditentukan lebih dahulu garis batas antara daerah-D dan daerah-B. Konsep Saint-Venant dapat digunakan untuk tujuan ini.

Pada gambar 8.2 (a) sebuah balok pendek dibebani oleh gaya terpusat P . Hasil distribusi tegangan normal pada berbagai irisan diperlihatkan dalam diagram-diagram distribusi tegangan gambar 8.2 (b), (c), dan (d). Terlihat bahwa puncak yang tertinggi dari tegangan normal pada suatu irisan terjadi pada daerah dekat beban terpusat dan makin melandai seiring bertambahnya jarak dari pusat beban. Pada daerah tepi balok, tegangan yang terjadi berada di bawah tegangan rata-rata.

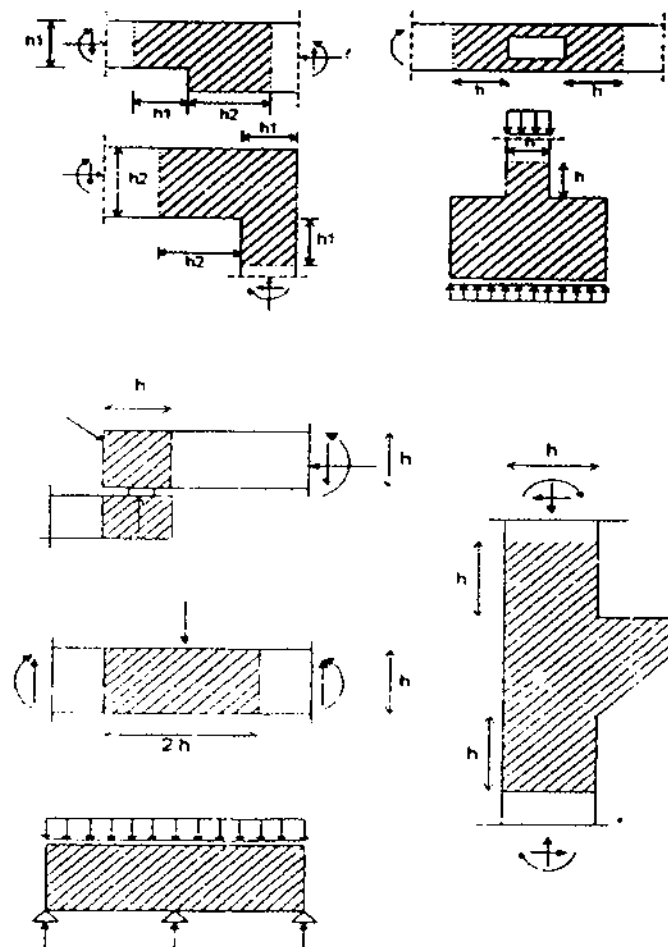
Pada tiap irisan, tegangan maksimum yang terjadi berbeda sesuai jarak irisan dari permukaan tempat beban bekerja. Makin jauh irisan, tegangan maksimum yang terjadi makin kecil, pada jarak sejauh h dari permukaan tegangan maksimum yang terjadi mendekati tegangan rata-rata. Gambar 8.2 (e) dan (f) menunjukkan besarnya tegangan yang terjadi pada tiap irisan terhadap jarak irisan dari permukaan tempat beban bekerja.



Gambar 8.2 Konsep Saint-Venant Distribusi tegangan disekitar gaya terpusat

Ilustrasi di atas dikenal sebagai azas Saint-Venant tentang penyebaran tegangan. Azas ini menyatakan bahwa efek gaya atau tegangan yang bekerja di suatu luas yang kecil pada suatu benda boleh diperlakukan sebagai suatu sistem yang setara secara statis pada jarak selebar atau setebal benda tersebut.

Dengan pendekatan sederhana ini kita dapat menentukan batasan dari daerah-D dan daerah-B. Gambar 8.3 menunjukkan penerapan azas Saint-Venant dalam menentukan daerah-daerah pada beberapa struktur seperti balok, konsol, balok dengan perubahan dimensi, join balok-kolom dan balok dengan bukaan.



Gambar 8.3 Daerah-D (diarsir) dengan distribusi tegangan nonlinier karena (a) perubahan geometrik struktur (b) pengaruh pembebanan struktur

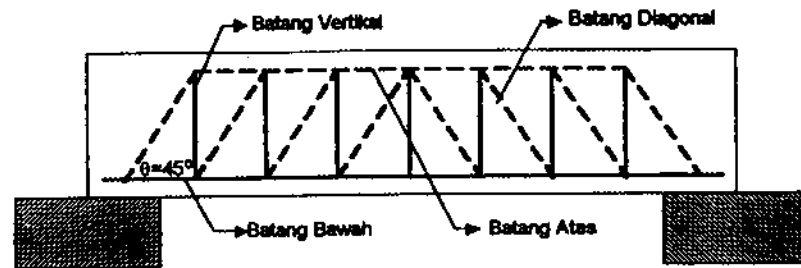
Analisis daerah-D dapat dilakukan secara dua dimensi dan tiga dimensi. Untuk struktur yang memiliki ketebalan yang sama, seperti balok, konsol dan bukaan pada pelat, kondisi yang terjadi merupakan kondisi tegangan bidang, sehingga analisis dapat disederhanakan menjadi dua dimensi. Sedangkan untuk struktur dimana kondisi tegangannya bersifat tiga dimensi seperti efek punching akibat beban terpusat pada pile cap dan pier cap, maka analisis harus dilakukan secara tiga dimensi.

8.2. Metode Strut-Tie

Metode strut-tie pertama kali dikembangkan oleh Schlaich untuk menganalisis daerah-D. Metode ini pada dasarnya merupakan pengembangan dari metode analogi rangka yang awalnya dikemukakan oleh Ritter (Gambar 8.4). Karena keunggulan dan kesederhanaannya untuk menganalisis daerah terganggu, metode ini sudah diadopsi oleh banyak peraturan-peraturan perencanaan diberbagai negara.

Untuk mendesain struktur beton pada daerah-D dengan menggunakan metode *strut-tie* diperlukan beberapa tahap analisis yang secara umum dapat dikelompokkan menjadi:

1. Pemodelan Struktur, yaitu pembuatan model yang sesuai dengan keadaan aktual struktur.
2. Optimasi Model, yaitu memilih model yang paling baik berdasarkan kriteria optimasi dari beberapa model yang diusulkan.
3. Penentuan dimensi komponen-komponen struktur menurut keadaan batas struktur (*boundary condition*) dan kriteria kekuatan batas yang disyaratkan.
4. Desain tulangan yang dibutuhkan berdasarkan prinsip kesetimbangan dan pembuatan detailnya.



Gambar 8.4 Model truss dari Ritter (1899)

Berdasarkan analisis elastik, seperti analisis elemen hingga kita dapat menurunkan kontur tegangan pada daerah-D dalam kondisi belum retak (*uncracked*). Tegangan yang diperoleh merupakan tegangan normal atau tegangan utama. Kontur tegangan menghubungkan daerah yang sama tegangannya. Berdasarkan kontur tegangan, dapat ditentukan aliran tegangan yang terjadi. Aliran tegangan ini kemudian disebut *trayektori tegangan*. Dari trayektori tegangan kita memperoleh dua informasi yaitu; jenis trayektori tegangan yaitu trayektori tegangan tekan (*compressive stress trajectories*) dan trayektori tegangan tarik (*tensile stress trajectories*), serta arah aliran tegangan. Penentuan trayektori tegangan ini diperlukan dalam proses pemodelan *strut* dan *tie*, terutama trayektori tegangan tekan, yang akan memberikan arah dalam pemodelan *strut*.

Metode *strut-tie* menganalogikan aliran gaya yang terjadi pada suatu elemen struktur dengan menggunakan rangka batang atau truss. Rangka batang tersebut berupa elemen struktur yang hanya dapat menerima gaya pada arah aksial. Batang yang menerima gaya aksial tekan disebut *Strut* dan yang menerima gaya aksial tarik disebut *Tie*. Sedangkan titik pertemuan antar batang disebut dengan *nodal*.

Strut adalah elemen beton yang memikul tegangan tekan uniaksial pada arah tegak lurus penampangnya. Ukuran *strut* tergantung dari kekuatan batas yang mampu ditahan oleh elemen beton. *Ties* adalah elemen tulangan baja atau kabel prategang yang menahan tegangan tarik uniaksial pada arah tegak lurus penampangnya.

Sedangkan nodal merupakan daerah pertemuan antara *strut-strut* atau *strut-tie*, dan merupakan daerah dengan kondisi tegangan multiaksial.

Dalam menggunakan metode *strut-tie* ada tiga proses penting yang harus diperhatikan oleh perencana yaitu;

- (1) pemilihan konfigurasi model;
- (2) penghitungan gaya pada tiap elemen dan;
- (3) perhitungan kekuatan batas tiap elemen.

8.2.1. Prosedur Umum dalam Pemodelan *Strut-Tie*

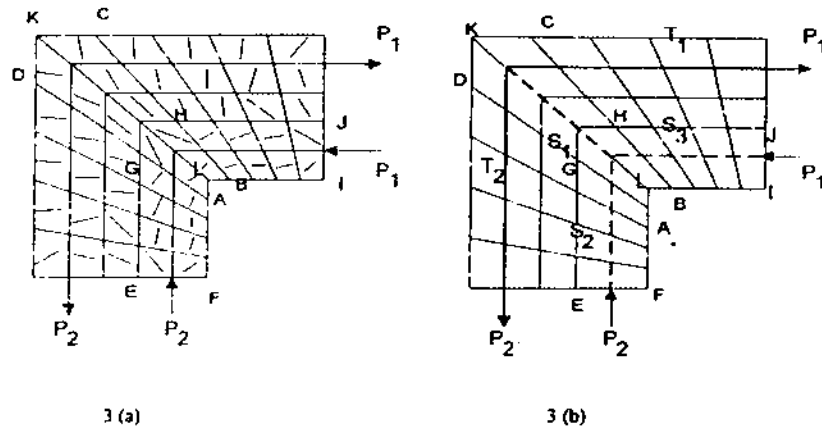
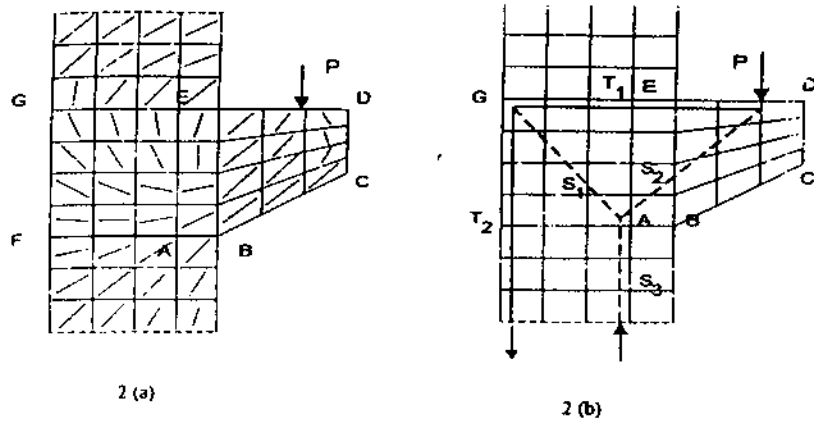
Langkah pertama dalam analisis daerah-D dengan menggunakan metode *strut-tie* adalah pembuatan model. Model *strut-tie* terdiri dari tiga unsur utama yaitu: *strut* yang mewakili daerah tegangan tekan (*compressive stress*), *tie* yang mewakili daerah tegangan tarik (*tension stress*) dan nodal yaitu titik pertemuan antara *strut* dan *tie*.

Proses pemilihan model yang tepat adalah bagian penting dari penerapan metode *strut-tie*. Perencana bebas menentukan model yang akan dipakai dalam analisis, tetapi hal yang terpenting adalah memastikan apakah model yang dibuat dapat mewakili kenyataan yang sesungguhnya terjadi.

Pendekatan yang dapat dipakai untuk memudahkan pembuatan model adalah:

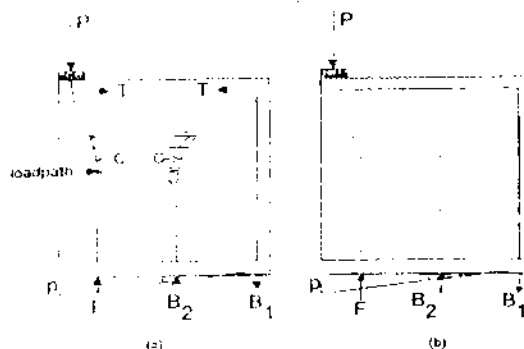
1. Metode Trayektori Tegangan Tekan (*Compressive Stress Trajectories*).
(Gambar 8.5)

2. Metode Lintasan Beban (*Load Path Method*). (Gambar 8.6 dan 8.7)



Gambar 8.5 (a) Trayektori Tegangan Tekan

(b) Model strut-tie pada (1) balok tinggi (2) konsol (3) join balok-kolom pojok



Gambar 8.6 (a) Lintasan beban (b) Model strut-tie

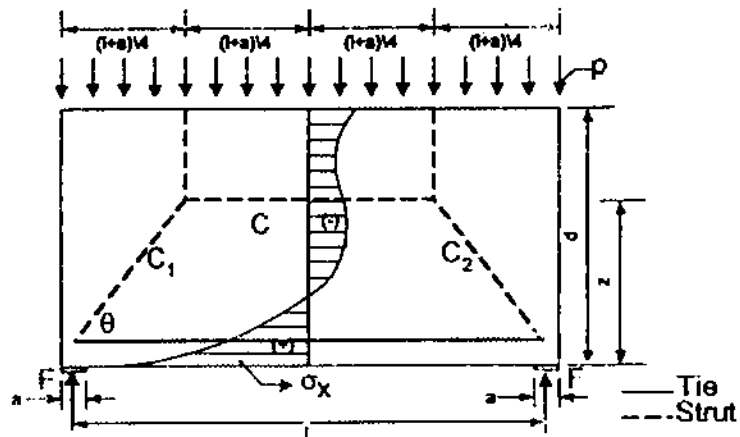


Diagram σ_x dan model strut-tie-nya

Gambar 8.7 Balok tinggi dengan diagram tegangan dan model strut-tie-nya

8.2.2. Optimasi Model

Proses pemilihan model adalah tahap paling penting, karenanya menjadi sangat penting untuk memilih model mana yang terbaik, yaitu model yang paling mendekati kenyataan sesungguhnya. Untuk membantu pemilihan model beberapa kriteria berikut dapat digunakan;

1. Arah sudut *compression strut* pada tiap bagian harus sesuai dengan arah tegangan tekan utama pada daerah tersebut. Umumnya arah strut adalah $\pm 15^\circ$ dari arah tegangan tekan utama yang bersesuaian.
2. Model yang paling tepat adalah model yang membutuhkan tulangan yang paling sedikit. Seperti telah disebutkan bahwa beban akan berusaha mengikuti lintasan dengan gaya dan deformasi yang paling sedikit. Dan karena tie lebih mudah terdeformasi daripada strut (regangan pada baja biasanya jauh lebih besar daripada regangan pada beton), maka model terbaik adalah model yang paling sedikit mengandung ties. Kriteria ini dapat dinyatakan sebagai;

$$\sum T_i l_i \epsilon_i = \text{minimum} \quad (8.1)$$

dimana;

T_i = Gaya pada elemen ties

l_i = Panjang ties

ϵ_i = Regangan rata-rata tie

Persamaan ini diturunkan dari prinsip Energi Regangan minimum pada analisis linier elastik strut dan tie setelah retak.

Melalui keseimbangan statika disetiap titik kumpul didapat gaya pada masing-masing elemen. Sesuai persamaan (8.1) hanya elemen tie yang dianalisis, gaya dalam elemen adalah T_i dengan panjang elemen l_i . Diasumsikan tulangan berada dalam kondisi leleh, sehingga didapat luas tulangan yang dibutuhkan yaitu;

$$A_{s_y} = T_i / f_y$$

Tegangan yang terjadi pada ties adalah;

$$\sigma_s = T_i / A_s$$

atau pada keadaan leleh

$$\sigma_s = f_y$$

regangan yang terjadi pada keadaan elastis adalah:

$$\epsilon_s = \sigma_s / E_s$$

$$\epsilon_s = f_y / E_s$$

Persamaan (8.1) dapat dinyatakan kembali sebagai

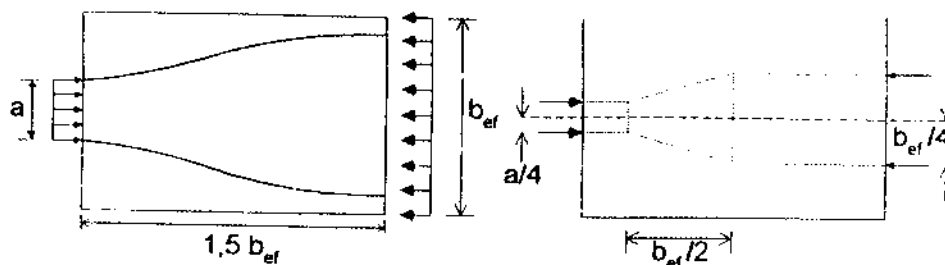
$$\sum T_i l_i \epsilon_i = \sum T_i l_i f_y / E_s = \text{minimum} \quad (8.2)$$

8.2.3. Prosedur Umum Pendimensian

Setelah kita menentukan model yang paling optimal, tahap selanjutnya adalah pendimensian elemen-elemen *strut-tie*. Selain itu untuk menjamin terjadinya transfer gaya antar tiap elemen, dilakukan pengecekan pada daerah-daerah pertemuan (nodal).

8.2.3.1. Pendimensian *Compression Strut* (S_i)

Pada dasarnya *strut* terbentuk dari resultan medan tegangan tekan yang memiliki keseragaman baik dalam arah maupun besarnya. Oleh karena itu, *strut* dimodelkan sebagai elemen yang memiliki tegangan uniaksial. Pemodelan ini tentu saja adalah idealisasi dari kenyataan sesungguhnya (Gambar 8.8).



Gambar 8.8 Penyederhanaan model *strut-tie* bentuk botol

Pada proses pendimensian *strut* yang perlu ditentukan adalah lebar *strut* (w_s). Lebar *strut* tergantung dari gaya aksial pada *strut* yang didapat dari kesetimbangan gaya (S_i) dan kekuatan efektif *strut* (f_{ce}), dinyatakan sebagai;

$$w_s \geq \frac{S_i}{f_{ce} \cdot b_w} \quad (8.3)$$

8.2.3.2. Pendimensian *Tension Tie* (T_t)

Tension Tie digunakan untuk menahan tegangan tarik yang terjadi karena pada desain tegangan tarik beton diabaikan dan dilimpahkan sepenuhnya pada tulangan baja. Tegangan tarik yang terjadi bersifat uniaksial dan diasumsikan sebagai gaya aksial tarik yang bekerja sejajar sumbu utama *tie*. Karena efek *dowel* yang bekerja pada tulangan longitudinal diabaikan.

Dalam pendimensian sumbu utama tulangan harus berimpit dengan garis *tie* pada model untuk menjamin terjadinya transfer gaya dengan sempurna. Dimensi yang perlu ditentukan dalam desain adalah luas tulangan baja (A_s) atau kabel prategang (A_p). Desain dilakukan terhadap kekuatan batas baja yaitu tegangan leleh baja (f_{sy}) dan tegangan leleh kabel prategang (f_{sp}).

$$T_t \leq A_s f_{sy} + A_p + \Delta f_p \quad (8.4)$$

Untuk desain struktur yang menggunakan kabel prategang, kekuatan kabel yang digunakan adalah selisih antara kekuatan awal dengan kekuatan yang digunakan pada proses penegangan kabel (Δf_p)

8.2.3.3. Pendimensian Daerah Nodal

Daerah nodal adalah daerah pertemuan *strut* dengan *strut* atau *strut* dengan *tie*. Mengingat tegangan pada masing-masing *strut* adalah uniaksial, maka pada

daerah nodal yang merupakan *strut*, tegangan yang terjadi bersifat multiaksial. Daerah nodal dibatasi dan dibentuk oleh pertemuan *strut*, *tie*, dan daerah perletakan (*bearing plate*). Gaya-gaya yang bertemu pada nodal harus memenuhi persamaan kesetimbangan statik yaitu $\Sigma F_x = 0$, $\Sigma F_y = 0$, $\Sigma M_x = 0$.

Pada dasarnya ada empat tipe utama nodal, yaitu (Gambar 8.9)

1. Nodal CCC, yaitu pertemuan tiga *compression strut*.

Contoh nodal seperti ini terjadi pada nodal dibawah beban terpusat.

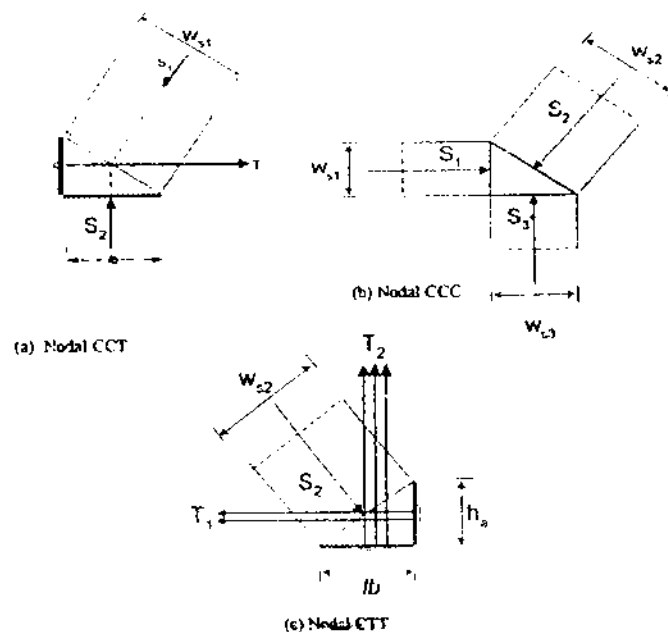
2. Nodal CCT, yaitu pertemuan dua *compression-strut* dan satu *tension-tie*.

Contoh nodal seperti ini terjadi pada perletakkan ujung balok, daerah pengangkutan pada balok prategang, dan daerah di bawah beban terpusat pada korbel.

3. Nodal CTT, yaitu pertemuan satu *compression-strut* dan dua *tension-tie*.

Contoh nodal seperti ini terjadi pada *strut* yang diangkur oleh tulangan transversal.

4. Nodal TTT, yaitu pertemuan tiga *tension-tie*.



Gambar 8.9 Jenis-jenis nodal

Dalam pendimensian daerah nodal, beberapa hal yang perlu diperhatikan ialah; (1) permukaan nodal berbatasan tegak lurus dengan sumbu utama strut, (2) sumbu utama *strut* dan *tie* pembentuk nodal harus bertemu di dalam daerah nodal, (3) tegangan yang terjadi pada tiap sisi nodal diasumsikan tetap dan tersebar merata.

Secara umum proses pendimensian daerah nodal berarti:

- a) Menjamin terpenuhinya syarat-syarat geometrik nodal yaitu bertemunya sumbu-sumbu utama *strut* dan *tie* dalam daerah nodal, menentukan batas-batas daerah nodal yaitu permukaan nodal yang berbatasan tegak lurus dengan *strut* daerah tumpuan (*bearing area*).
- b) Menjamin agar tegangan yang terjadi dalam daerah nodal tidak melampaui syarat batas kekuatan beton. Ada dua cara untuk menguji apakah kekuatan beton telah melampaui kekuatan batasnya, pertama adalah dengan menjamin tegangan yang terjadi ada tiap permukaan batas-batas daerah nodal tidak melampaui tegangan batas ijin, kedua adalah dengan mengecek apakah kekuatan dalam daerah nodal (tegangan utama maksimum σ_1 dan minimum σ_2) masih dalam batas-batas tegangan yang diijinkan. Bagian ini akan dibahas lebih lanjut pada pembahasan kekuatan material.
- c) Menjamin agar detailing yang dibutuhkan pada desain nodal, misalnya pengangkuran (*anchore plate* dan panjang penjangkaran), desain kekuatan daerah perletakkan (*bearing plate*) dapat terlaksana dengan baik. Hal ini perlu dilakukan untuk menjamin agar proses transfer gaya antar elemen dapat berjalan seperti yang direncanakan.

8.3. Analisis Kekuatan Material pada Model *Strut-Tie*

Untuk menjamin perilaku daktil struktur dilakukan pembatasan kekuatan elemen struktur pada level tertentu. Perhatian utama ditujukan pada keadaan tiap elemen: strut, tie dan nodal dan mekanisme keruntuhan yang terjadi. Bagian berikut ini akan memaparkan beberapa konsep analisis kekuatan batas material yang telah dikembangkan sampai saat ini.

8.3.1. Kekuatan Material Tension Tie

Kekuatan batas tension tie yang digunakan adalah kekuatan leleh tulangan baja yang terdefinisi sebagai tegangan leleh baja (f_{sy}). Karena perilaku daktil diasumsikan terjadi, maka dalam perencanaan, struktur diusahakan berada dalam kondisi *under-reinforced*.

8.3.2. Kekuatan Material Compression Strut

Strut adalah elemen beton yang berada pada daerah tegangan tekan dan diidealisasikan sebagai medan tegangan tekan uniaksial. Kekuatan material strut berhubungan dengan kekuatan maksimum beton pada daerah tegangan tekan diagonal. Agar dapat menentukan kekuatan maksimum strut, harus diketahui lebih dulu kekuatan maksimum yang dapat disediakan oleh beton untuk mencegah kehancuran yang disebabkan oleh tegangan tekan diagonal (*web crushing*).

Secara umum faktor-faktor yang mempengaruhi kekuatan beton pada daerah tegangan tekan diagonal adalah:

1. Keberadaan retakan dan arah orientasi retak.
2. Besarnya regangan tarik pada arah tegak lurus tegangan tekan rata-rata.
3. Keberadaan tegangan tarik pada arah tegak lurus tegangan tekan rata-rata.

Umumnya besarnya pengaruh dari ketiga kondisi di atas dinyatakan dalam faktor reduksi dari kekuatan karakteristik beton terhadap tekan uniaksial (f_c') yaitu:

$$f_{cs} = v f_c'$$

dimana v adalah faktor reduksi yang besarnya kurang dari 1.

8.3.2.1. Kekuatan Strut Sebagai Fungsi dari Keberadaan Retak

Metode Strut-Tie dirumuskan terhadap keadaan batas (*ultimate limit state*), karena itu adanya retak elemen beton pada daerah tekan akan mengurangi kekuatan beton. Faktor reduksi kemudian digunakan untuk menyatakan besarnya kekuatan efektif yang dapat digunakan. Besarnya faktor reduksi ini bervariasi menurut hasil eksperimen yang dilakukan beberapa ahli. Berikut ini disajikan beberapa nilai kekuatan efektif yang memperhitungkan keberadaan retak dan arahnya.

Menurut Mac Gregor beton menjadi makin getas (*brittle*) bila kekuatannya meningkat. Hal ini diperhitungkan sebagai faktor reduksi v_2 yang besarnya dalam satuan MPa,

$$v_2 = 0.55 + \frac{1.25}{\sqrt{f'_c}} \quad (8.5)$$

dan kekuatan efektif strut dinyatakan sebagai

$$f_{ce} = v_1 v_2 f'_c \quad (8.6)$$

dengan v_1 koefesien reduksi yang berasal dari kondisi retak strut dan nilainya adalah;

- $v_1 = 1.0$ untuk strut belum retak dengan tegangan uniaksial.
- $v_1 = 0.8$ untuk strut berbentuk botol dengan retak longitudinal dan memiliki tulangan transversal sesuai yang disyaratkan.
- $v_1 = 0.65$ untuk strut berbentuk botol dengan retak longitudinal tanpa tulangan transversal.
- $v_1 = 0.6$ untuk strut yang berada pada daerah retak dan terjadi tegangan tarik akibat tulangan transversal.

Untuk kasus ketiga, tulangan transversal harus memenuhi syarat tulangan minimum yaitu;

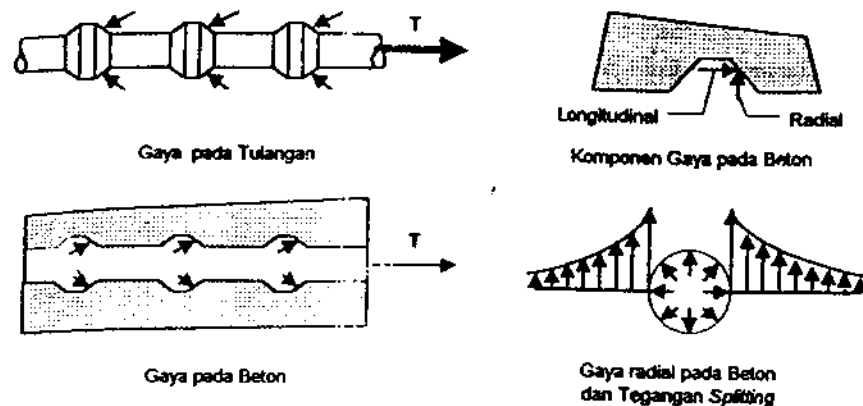
$$A_s f_y \geq \Sigma \left[\frac{S_i}{4} \left(1 - \frac{a}{b_{ef}} \right) \right] \quad (8.7)$$

Tanda Σ menandakan jumlah dari kedua ujung strut. Persamaan di atas digunakan untuk strut berbentuk botol dengan a dan b_{ef} seperti pada Gambar 8.8.

8.3.3. Analisis Kekuatan Material Daerah Nodal

Kegagalan yang terjadi pada daerah nodal umumnya disebabkan oleh kehancuran beton. Proses kehancuran ini terjadi akibat tegangan pada daerah nodal melebihi kapasitas tegangan efektif yang mampu ditahan nodal. Kekuatan daerah nodal dipengaruhi oleh;

- a) Efek kekangan yang ditimbulkan oleh reaksi tumpuan (*bearing plate*), pengangkuran akibat tension-tie (*hoop reinforcement*) dan pertemuan strut. Akibat efek kekangan ini nodal berada dalam keadaan tekan dan kekuatannya meningkat.
- b) Efek diskontinuitas regangan di dalam nodal. Akibat efek kekangan, beton pada daerah nodal mengalami regangan tekan, sedangkan regangan pada tie yang melintasi nodal adalah regangan tarik. Kedua keadaan inilah yang menyebabkan diskontinuitas pada daerah pertemuan nodal dan tie.
- c) Efek dari tegangan splitting yang terjadi pada bidang pertemuan beton dan tulangan. Pada beton khususnya daerah permukaan yang berbatasan dengan tulangan akan terjadi gaya dalam arah radial akibat reaksi dari tulangan ulir baja (Gambar 8.10).
Gaya ini akan menimbulkan tegangan yang disebut tegangan splitting dan dapat mengakibatkan kegagalan pada bidang pertemuan beton dan tulangan.



Gambar 8.10 Mekanisme transfer gaya beton dan tulangan

Kapasitas daerah nodal dinyatakan sebagai tegangan efektif dengan mempertimbangkan ketiga faktor yang mempengaruhi kekuatan nodal di atas. Ada dua metode yang dipakai: cara pertama adalah dengan membatasi tegangan yang terjadi pada tiap sisi nodal dalam tingkat tertentu (tegangan efektif) dan cara kedua adalah dengan menentukan besarnya tegangan biaksial dalam nodal dan kemudian menentukan kekuatan batasnya.

8.3.3.1. Kekuatan Efektif Nodal

Mac Gregor mendasarkan kekuatan batas nodal menurut keberadaan tie. Selain itu diikutsertakan juga faktor reduksi kekuatan beton v_2 yang besarnya tergantung pada kekuatan karakteristik beton.

Menurut Mac Gregor kekuatan efektif pada tiap sisi nodal adalah

$$f_{ce} = v_1 \cdot v_2 \cdot f'_c \quad (8.8)$$

dengan ketentuan besarnya v_1 tergantung dari keadaan nodal yaitu,

$v_1 = 1.0$ untuk nodal yang dibentuk oleh strut dan daerah tumpuan

$v_1 = 0.85$ untuk nodal yang dibentuk beberapa *tie* pada satu arah saja

$v_1 = 0.75$ untuk nodal yang dibentuk oleh beberapa *strut* pada dua arah berbeda

Sedangkan faktor kekuatan material beton, v_2 adalah;

$$v_2 = 0.5 + \frac{1.25}{\sqrt{f'_c}} \quad (8.9)$$

dengan f'_c dalam satuan MPa

8.3.4. Prosedur Umum Perencanaan

Secara umum prosedur perencanaan daerah-D dengan menggunakan metode *strut-tie* dapat dirangkum dalam langkah-langkah berikut;

1. Tentukan Model *Strut-Tie* yang akan digunakan, yaitu mulai dari penggambaran aliran gaya, pemilihan model dan optimasi model. Tentukan letak dari nodal, *strut* dan *tie*.
2. Tentukan dimensi dari masing-masing elemen sesuai batasan geometrik struktur seperti tinggi pengangkuran, luas daerah perletakan dan daerah pembebanan. Kemudian hitung semua gaya luar yang terjadi pada struktur.
3. Tentukan geometrik model *strut-tie*. *Strut* digambarkan dengan garis lurus pada sumbu *strut*. *Tie* digambarkan sebagai garis lurus yang berhimpit dengan sentroid tulangan. Nodal adalah daerah tempat perpotongan *strut*, *tie*, dan garis kerja beban. Dimensi nodal dibatasi oleh keadaan geometrik struktur seperti luas daerah perletakan, tinggi pengangkuran dan luas pelat tumpu (*bearing plate*).
4. Tentukan gaya-gaya dalam pada setiap elemen *strut-tie*. Untuk model *strut-tie* statis tak tentu, dilakukan estimasi terhadap kekakuan relatif struktur untuk menentukan gaya-gayanya.
5. Periksa apakah tegangan pada tiap *strut* dan nodal memenuhi syarat kapasitas tegangan efektif.

6. Tentukan luas tulangan yang dibutuhkan berdasarkan besarnya gaya pada tie dan luas daerah pengangkurannya.

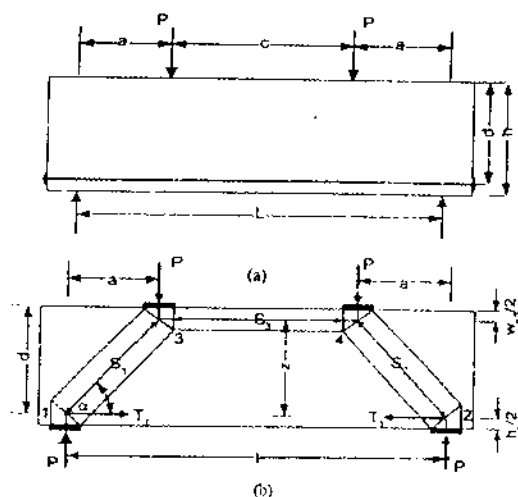
Proses perencanaan ini melibatkan iterasi, terutama bila dalam pemeriksaan tegangan yaitu langkah ke-5 tidak memberikan nilai yang memenuhi ketentuan.

8.3.5 Contoh Perhitungan dengan Metode *Strut-Tie*

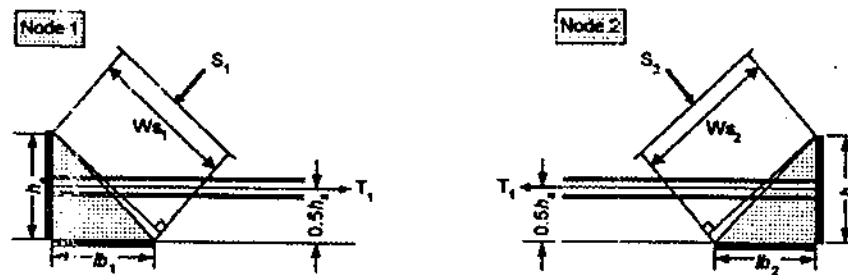
Analisis dilakukan pada salah satu balok kani, yaitu balok Ka-67 (Gambar 8.11, 8.12, dan 8.13) dengan data sebagai berikut; $b_w = 158.72$ mm, $d = 533.33$ mm, $h = 616$ mm, $a = 547,69$ mm, $l = 2121.03$ mm, $a/d = 1.03$, $A_s = 2329.4$ mm², $\rho = 2.75\%$, $f'_c = 30.340$ MPa dan $f_y = 406.9$ MPa.

Ada dua tipe strut dari model strut-tie pada analisis balok Kani (Gambar 8.11) yaitu;

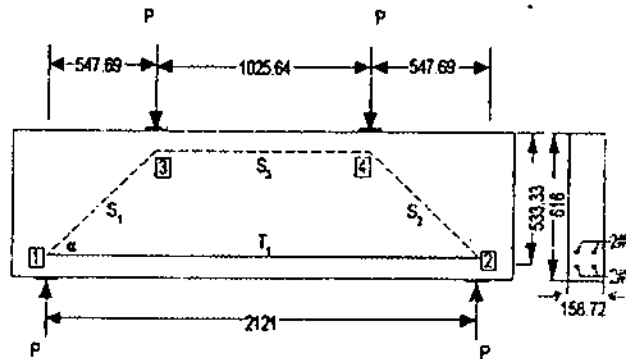
- Tipe 1, strut pada daerah diagonal compression, yaitu S_1 , yang dibatasi oleh nodal 1 dengan nodal 3 dan S_2 , yang dibatasi oleh nodal 2 dan nodal 4.
- Tipe 2, strut pada daerah flexural compression, yaitu S_3 , yang dibatasi oleh nodal 3 dan nodal 4.



Gambar 8.11 (a) Geometri balok Kani. (b) Model Strut-tie



Gambar 8.12 Gambar nodal dari model strut-tie balok Kani (1979)



Gambar 8.13 Geometri balok Ka-67 dengan model strut-tienya

Ada dua tipe nodal dari model strut-tie pada balok Kani (Gambar 8.12), yaitu,

- Nodal 1 dan nodal 2 bertipe CCT yang dibatasi oleh lebar *bearing plate* ($lb_{1,2}$), lebar sisi nodal tegak lurus sumbu strut 1,2 ($WS_{13,24}$) dan tension tie dengan tinggi pengankuran (h_a).
- Nodal 3 dan nodal 4 bertipe CCC yang dibatasi oleh lebar *bearing plate* ($lb_{3,4}$), lebar sisi nodal tegak lurus sumbu strut S_1, S_2 (WS_{31}, WS_{32}) dan lebar strut S_3 (WS_3).

Langkah-langkah analisis adalah sebagai berikut:

- **Langkah Pertama:** Estimasi geometri model strut-tienya.

Tinggi pengangkuran h_a , untuk a/d dan d diketahui nilai h_a dapat dihitung. Sebagai batasan dari geometrik balok, didapat;

$$0.5 h_a = h - d$$

$$h_a = 2 (h - d)$$

Dari keseimbangan gaya pada arah horizontal diperoleh besarnya gaya pada strut atas S_3 harus sama dengan besarnya gaya pada tie T_1 .

$$S_3 = T_1$$

$$\sigma_{34} \times W_{S_3} \times b_w = \sigma_a \times h_a \times b_w$$

untuk keadaan batas, yaitu kapasitas tegangan nodal maksimum diperoleh

$$W_{S_3} = \frac{f_{ce1}}{f_{ce3}} h_a$$

Sehingga jarak lengan beban z didapat

$$z = d - 0.5 W_{S_3}$$

- **Langkah kedua:** Menentukan gaya-gaya dalam, pada *strut-tie*

$$\sin \alpha = \left[\frac{z}{\sqrt{a^2 + z^2}} \right] \quad ; \quad \cos \alpha = \left[\frac{a}{\sqrt{a^2 + z^2}} \right]$$

$$\text{Ctg } \alpha = \frac{a}{z}$$

$$S_1 = S_2 = P / \sin \alpha$$

$$S_3 = T_1 = P \cdot \text{ctg } \alpha$$

- **Langkah ketiga:** Memeriksa kondisi tegangan pada nodal dan *strut*.

Analisis *Strut*

Adanya retak pada daerah *strut* akan mengurangi kekuatan efektif beton sampai batas tertentu. Untuk mencegah keruntuhan akibat retak pada *strut* kekuatan direduksi dengan koefisien reduksi (ν).

Dengan menghitung besarnya lebar maksimum *strut* pada kedua ujungnya, maka dapat ditentukan besarnya beban batas yang dapat diterima oleh beton dengan kekuatan efektif beton yang telah ditentukan untuk *strut*. *Strut* diasumsikan mengalami keruntuhan jika pada kondisi tegangan *strut* sama dengan kapasitas tegangan efektifnya, lebar *strut* melebihi lebar maksimum. Adapun lebar maksimum ditentukan oleh geometrik nodal pada kedua ujung *strut*.

Strut 1

Tegangan efektif dibatasi oleh lebar *strut* dan dimensi geometri nodal pada ujung sebelah atas nodal CCC dan ujung sebelah bawah nodal CCT.

$$\text{Diatas} \quad : \quad W_{S31 \text{ maks}} = lb_{3,4} \cdot \sin \alpha + h_a \cdot \cos \alpha$$

$$\text{Dibawah} \quad : \quad W_{S13 \text{ maks}} = lb_{1,2} \cdot \sin \alpha + h_a \cdot \cos \alpha$$

Lebar *strut*, $W_{S1,2}$ adalah sebagai berikut.

$$W_{S1,2} = \frac{S_{1,2}}{f_{ce} \cdot b_w}$$

Strut 3

Tegangan efektif dibatasi oleh lebar *strut* dari nodal CCC pada kedua ujungnya, yaitu $W_{S3 \text{ maks}} = 139.48 \text{ mm}$

$$W_{S_3} = \frac{S_3}{b_w f_{ce}}$$

Analisis Nodal

Analisis nodal dilakukan dengan memperhatikan kekuatan batas nodal yaitu kapasitas tegangan efektif nodal dan kondisi batas geometriknnya. Kekuatan efektif nodal ditentukan oleh tipe nodal. Pada contoh ini terdapat dua tipe yaitu nodal 1 dan 2 bertipe CCT, sedangkan nodal 3 dan 4 tipenya CCC. Pemeriksaan kekuatan nodal dilakukan dengan memastikan bahwa tegangan yang terjadi pada setiap permukaan nodal yang berbatasan tegak lurus dengan strut, dan tegangan pada *bearing plate* tidak melebihi tegangan efektif nodal yang diijinkan. Sedangkan tegangan yang terjadi akibat pembebanan pada sisi-sisi nodal dapat ditentukan dari dimensi geometri nodal yaitu lebar maksimum masing-masing sisi nodal. Besarnya kapasitas tegangan efektif nodal untuk balok Ka-67 diberikan pada tabel dibawah ini.

v strut	v nodal 1	v nodal 3	f_{ce} strut (MPa)	f_{ce} nodal 1,2 (MPa)	f_{ce} nodal 3,4 (MPa)
0,504	0,66	0 776	15,291	20,024	23,544

Nodal 1 dan Nodal 2

Syarat batas geometri nodal 1 dan nodal 2 adalah: lebar bidang perletakan (lb_1), tinggi pengankuran (h_a) dan lebar maksimum strut S_1 bawah ($W_{S_{13}}$ maks), yang besarnya masing-masing adalah: $lb_1 = 153.8$ mm, $h_a = 164.1$ mm,

$$\begin{aligned} W_{S_{13}} \text{ maks} &= lb_{1,2} \cdot \sin \alpha + h_a \cdot \cos \alpha \\ &= 153.8 \sin \alpha + 164.1 \cos \alpha \end{aligned}$$

Tegangan-tegangan yang terjadi pada sisi-sisi nodal adalah:

Tegangan pada sisi tegak lurus strut $S_{1,2}$, ($W_{S_{13,24}}$).

$$\sigma_{13,24} = \frac{S_1}{W_{S_{13,24}} \cdot b_w}$$

Tegangan pada sisi *bearing plate*, ($lb_{1,2}$).

$$\sigma_{lb_{1,2}} = \frac{P}{(lb_{1,2})(b_w)}$$

Tegangan pada sisi bidang pengankuran, (h_a).

$$\sigma_{1a,2a} = \frac{P \cdot \text{ctg} \alpha}{(h_a)(b_w)}$$

Nodal 3 dan Nodal 4

Syarat batas geometri nodal 3 dan nodal 4 adalah: lebar bidang pembebanan (lb_3), lebar maksimum strut S_3 ($W_{S_{34 \text{ maks}}}$) dan lebar maksimum strut S_1 atas ($W_{S_{31 \text{ maks}}}$).

yang besarnya masing-masing adalah: $lb_3 = 153.8 \text{ mm}$, $W_{S_3} = \frac{f_{cc1}}{f_{cc3}} \cdot h_a$ dan $W_{S_{31}}$

$$\text{maks} = lb_{3,4} \sin \alpha + h_a \cdot \cos \alpha$$

Tegangan-tegangan yang terjadi pada sisi-sisi nodal adalah:

Tegangan pada sisi tegak lurus $S_{1,2}$ ($W_{S_{31,42}}$)

$$\sigma_{31,42} = \frac{S_{1,2}}{W_{S_{31,42}} \cdot b_w}$$

Tegangan pada sisi *bearing plate*, ($lb_{3,4}$)

$$\alpha_{lb_{3,4}} = \frac{P}{(lb_{3,4})(b_w)}$$

Tegangan pada sisi tegak lurus *strut* S_3 (WS_3 maks).

$$\sigma_{s_3} = \frac{P \cdot ctg\alpha}{(WS_3 \text{ maks})(b_w)}$$

Dari pendekatan analisis seperti di atas dapat diestimasi keruntuhan nodal. Permukaan nodal dianggap runtuh jika pada saat tegangan yang terjadi sama dengan kapasitas tegangan efektifnya, luas daerah yang diperlukan melebihi luas maksimum. Hasil estimasi dengan metoda strut-tie pada balok Kani-67 disajikan pada tabel dibawah ini.

WS_3 maks (mm)	WS_4 maks (mm)	WS_1 maks (mm)	$S^1 = S^2(P)$ (mm)	$S^3 = S^2(P)$ (mm)	$S^2 = S^2(P)$ (mm)	WS_3 (mm)	V_{ult} (kN)
139,49	224,62	210,26	1,548	1,181	2.89 e-3	2.22 e-3	281,44

8.4. Geser pada Balok Tinggi, Konsol dan Dinding Berdasarkan SNI Beton

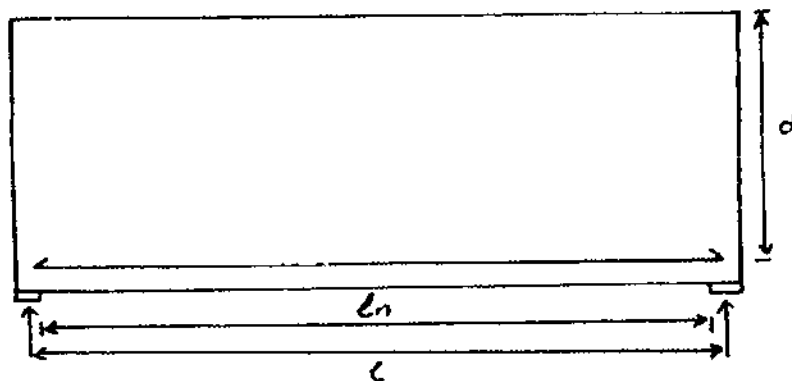
8.4.1. Komponen Struktur Lentur Tinggi

Berdasarkan SNI Beton Pasal 3.4.8, komponen struktur lentur tinggi adalah komponen struktur dengan l_n/d kurang daripada 5, yang dibebani pada satu sisi dan ditumpu pada sisi lainnya yang berlawanan sedemikian rupa hingga lintasan tekan dapat terbentuk antara beban dan tumpuan.

Pada perencanaan geser untuk komponen struktur lentur tinggi, kuat geser V_n tidak boleh diambil lebih besar daripada $(2/3\sqrt{f'_c})b_w d$ bila l_n/d kurang daripada 2. Bila l_n/d bernilai diantara 2 dan 5, maka

$$V_n = \frac{1}{18} \left(10 + \frac{l_n}{d} \right) \sqrt{f'_c} b_w d \quad (8.10)$$

Diukur dari muka tumpuan, penampang kritis untuk geser harus diambil sejarak $0,15 l_n$ untuk balok dengan beban merata dan $0,50a$ untuk balok dengan beban terpusat, tetapi tidak lebih besar daripada d . Sebagai ilustrasi dapat dilihat Gambar 8.14.



Gambar 8.14 Balok Tinggi

Kuat geser beton dapat ditentukan sbb.:

$$V_c = \frac{1}{8} \sqrt{f'_c} b_w d \quad (8.11)$$

atau dengan cara lain, kuat geser juga dapat dihitung sebagai:

$$V_c = \left(3,5 - 2,5 \frac{M_u}{V_u d} \right) \left(\sqrt{f'_c} + 120 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) \frac{b_w d}{7} \quad (8.12)$$

dimana pada persamaan di atas suku

$$\left(3,5 - 2,5 \frac{M_u}{V_u d} \right)$$

tidak melebihi 2,5 dan V_c tidak diambil lebih besar daripada $(1/2) \sqrt{f'_c} b_w d$. M_u merupakan momen terfaktor yang terjadi secara bersamaan dengan V_u pada penampang kritis.

Bila gaya geser terfaktor V_u melebihi kuat geser ϕV_c , maka tulangan geser harus dipasang. Kuat geser V_s dapat dihitung sbb.:

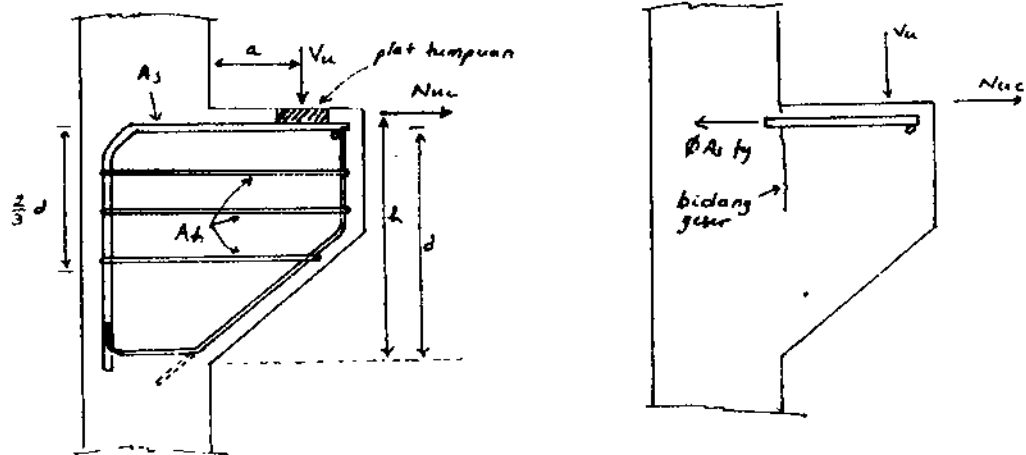
$$V_s = \left[\frac{A_v}{s} \left(\frac{1 + \frac{l_n}{d}}{12} \right) + \frac{A_{vh}}{s_2} \left(\frac{11 - \frac{l_n}{d}}{12} \right) \right] f_y d \quad (8.13)$$

dimana A_v adalah luas tulangan geser yang tegak lurus terhadap tulangan tarik lentur dalam jarak s , dan A_{vh} adalah luas tulangan geser yang sejajar dengan tulangan lentur dalam jarak s_2 . Berdasarkan SNI Beton Pasal 3.4.8 ditetapkan bahwa:

1. Luas tulangan geser A_v tidak boleh kurang daripada **0,0015** $b_w s$, dan s tidak boleh melebihi $d/3$, ataupun 500 mm.
2. Luas tulangan geser horizontal A_{vh} tidak boleh kurang daripada **0,0025** $b_w s_2$, dan s_2 tidak boleh melebihi $d/3$ ataupun 500 mm.
3. Tulangan geser yang diperlukan tersebut harus dipasang disepanjang bentang.

8.4.2. Konsol Pendek

SNI Beton Pasal 3.4.9 mendefinisikan konsol pendek sebagai konsol dengan rasio bentang geser terhadap tinggi efektif a/d tidak lebih besar daripada satu, dan memikul gaya tarik horizontal N_{uc} yang tidak lebih besar daripada V_u . Berdasarkan ketentuan SNI beton, jarak d harus diukur pada muka tumpuan. Selain itu, tinggi konsol pada tepi luar daerah tumpuan tidak boleh kurang daripada $0,5d$. Sebagai ilustrasi dapat dilihat Gambar 8.15.



Gambar 8.15 Konsol Pendek

Pada perhitungan perencanaannya, penampang konsol pada muka tumpuan harus direncanakan untuk memikul suatu geser V_u , suatu momen $V_u a + N_{uc} (h - d)$, dan suatu gaya tarik horizontal N_{uc} secara bersamaan. Gaya geser terfaktor V_u dipikul oleh tulangan geser-friksi A_{vf} .

Untuk beton normal, kuat geser V_n pada konsol dibatasi sebesar $0,2 f'_c b_w d$ ataupun $5,5 b_w d$. Sedangkan untuk beton ringan total atau beton pasir ringan, kuat geser V_n tidak boleh diambil melebihi $(0,2 - 0,07 a/d) f'_c b_w d$ ataupun $(5,5 - 1,9 a/d) b_w d$.

Momen [$V_u a + N_{uc} (h - d)$] pada tumpuan konsol ditahan oleh tulangan lentur A_f . Sedangkan gaya tarik N_{uc} ditahan oleh tulangan A_n yang harus ditentukan dari $N_{uc} \leq \phi A_n f_y$. Gaya tarik N_{uc} tidak boleh diambil kurang daripada $0,2 V_u$, kecuali bila digunakan suatu cara khusus untuk mencegah terjadinya gaya tarik. Dalam perhitungan tersebut gaya tarik N_{uc} harus dianggap sebagai suatu beban hidup. Ketentuan-ketentuan lain yang harus diperhatikan dalam perencanaan konsol tinggi:

1. Luas tulangan tarik utama A_s harus diambil sama dengan nilai terbesar dari ($A_f + A_n$) atau $(2A_v/3 + A_n)$.
2. Sengkang tertutup atau sengkang ikat yang sejajar dengan A_s , dengan luas total A_h yang tidak kurang daripada $0,5(A_s - A_n)$, harus disebarakan secara merata dalam batas dua pertiga dari tinggi efektif konsol, dan dipasang bersebelahan dengan A_s .
3. Rasio $\rho = A_s/bd$ tidak boleh diambil kurang daripada $0,04(f'_c/f_y)$.

8.4.3. Dinding

Berdasarkan SNI Beton Pasal 3.4.10, perencanaan untuk gaya geser yang tegak lurus muka dinding harus mengikuti ketentuan yang berlaku untuk pelat lantai. Sedangkan perencanaan untuk gaya geser horizontal yang sejajar bidang dinding dilakukan sebagai berikut.

Kuat geser V_n pada sebarang penampang horisontal terhadap geser yang sejajar bidang dinding tidak boleh lebih besar daripada $\left(\frac{5}{6} \sqrt{f'_c}\right) hd$.

Untuk perencanaan terhadap gaya geser horisontal yang sejajar bidang dinding, d harus diambil sebesar $0,8l_w$. Nilai d yang lebih besar, yaitu jarak antara serat tekan tertuar hingga titik pusat tulangan tarik, boleh digunakan apabila analisis didasarkan pada kompatibilitas regangan.

Kuat geser V_c untuk dinding yang dibebani gaya tekan N_u tidak boleh diambil lebih besar daripada $\frac{1}{6}(\sqrt{f'_c})hd$ atau untuk dinding yang dibebani gaya tarik N_u , V_c tidak boleh diambil melebihi nilai yang diberikan dalam Bab 5.

Dengan cara yang lebih rinci, kuat geser V_c dapat dihitung sebagai nilai terkecil dari:

$$V_c = \frac{1}{4}\sqrt{f'_c}hd + \frac{N_u d}{4l_w} \quad (8.14)$$

atau

$$V_c \left[\frac{1}{2}\sqrt{f'_c} + \frac{l_w \left(\sqrt{f'_c} + 2 \frac{N_u}{l_w h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right] \frac{hd}{10} \quad (8.15)$$

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

Penampang yang berada dalam daerah yang dibatasi oleh jarak terkecil dari nilai $l_w/2$ atau setengah tinggi dinding dari dasar dinding dapat direncanakan dengan nilai V_c yang sama dengan nilai V_c yang dihitung pada penampang yang berjarak $l_w/2$ atau setengah tinggi dinding dari dasar dinding.

Bila gaya geser terfaktor V_u adalah kurang daripada $\phi V_c/2$, maka tulangan harus disediakan sesuai dengan Ayat 3.4.10 Butir 9 atau sesuai dengan ketentuan dalam Pasal 3.7. Bila V_u melebihi $\phi V_c/2$, maka tulangan dinding untuk menahan geser harus disediakan sesuai dengan Ayat 3.4.10 Butir 9.

Bila gaya geser terfaktor V_u lebih besar dari kuat geser ϕV_c , maka harus disediakan tulangan geser horizontal, dimana kuat geser V_s harus dihitung dari

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s_2} \quad (8.16)$$

dimana A_v adalah luas tulangan geser horizontal dalam jarak s_2 dan jarak d .

Ketentuan lain yang harus diperhatikan berdasarkan SNI beton Pasal 3.4.10:

- (1) Rasio tulangan geser horizontal, ρ_h , tidak boleh kurang dari 0,0025.
- (2) Spasi tulangan geser horizontal s_2 tidak boleh lebih besar daripada $l_w/5$, $3h$, ataupun 500 mm.
- (3) Rasio tulangan geser vertikal, ρ_v , tidak boleh kurang daripada:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_w}{\lambda_w} \right) (\rho_h - 0.0025) \quad (8.17)$$

ataupun 0,0025, tetapi tidak perlu lebih besar daripada tulangan geser horizontal perlu.

- (4) Spasi tulangan geser vertikal s_1 tidak boleh melebihi $l_w/3$, $3h$, ataupun 500 mm.

DAFTAR PUSTAKA

Bahan-bahan untuk catatan kuliah ini diambil dari beberapa buku acuan beton bertulang, yaitu:

1. ACI Committee 318 1995, "*Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI-318)*", ACI, Detroit.
2. CEB/FIP, 1990, "CEB-FIP Model Code 90", *Committee Euro-International du Beton*, Lausanne.
3. Dept. PU, 1991, "*Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung (SK SNI T-15-1991-03)*", Yayasan LPMB, Bandung.
4. MacGregor, J.G., 1997, "*Reinforced Concrete: Mechanics and Design*", Prentice Hall.
5. Nawy, E.G., 1995, "*Reinforced Concrete*", Prentice Hall.
6. Wang, C.K. & Salmon, C.G., 1996, "*Reinforced Concrete Design*".
7. M.P. Collins dan D. Mitchell, 1994, "*Prestressed Concrete Structures*", Prentice Hall.
8. Schlaich, J., Schafer, K. And Jenrewin, M., 1987, "Toward a Consistent Design of Structural Concrete", *PCI Journal*, May – June, pp. 76 – 149.