

2 LANDASAN TEORI

2.1 Rumah Sakit

Menurut WHO (*World Health Organization*) rumah sakit adalah bagian integral dari struktur organisasi kesehatan dengan fungsi menyediakan pelayanan paripurna, penyembuhan penyakit dan pencegahan penyakit kepada masyarakat, serta merupakan pusat pelatihan bagi tenaga kesehatan dan pusat penelitian medik.

Menurut Permenkes No. 3 Tahun 2020, rumah sakit adalah institusi pelayanan kesehatan yang menyelenggarakan pelayanan kesehatan perorangan secara paripurna yang menyediakan pelayanan rawat inap, rawat jalan, dan gawat darurat.

Dari pengertian di atas, maka dapat diklasifikasi jenis-jenis dari rumah sakit s antara lain:

1. Rumah Sakit Tipe A

Merupakan rumah sakit yang mampu memberikan pelayanan kedokteran spesialis dan subspesialis luas sehingga oleh pemerintah ditetapkan sebagai tempat rujukan tertinggi (*Top Referral Hospital*) atau biasa juga disebut sebagai Rumah Sakit Pusat.

2. Rumah Sakit Tipe B

Merupakan rumah sakit yang telah mampu memberikan pelayanan kedokteran spesialis dan subspesialis namun dalam jumlah yang terbatas. Rumah sakit ini didirikan di setiap Ibukota Provinsi yang mampu menampung pelayanan rujukan dari Rumah Sakit tingkat Kabupaten.

3. Rumah Sakit Tipe C

Merupakan rumah sakit yang mampu memberikan pelayanan kedokteran spesialis terbatas, yaitu pelayanan penyakit dalam, pelayanan beda, pelayanan kesehatan anak dan pelayanan kebidanan dan kandungan. Rumah sakit tipe ini didirikan di setiap Ibukota Kabupaten yang menampung pelayanan rujukan dari puskesmas.

4. Rumah Sakit Tipe D

Merupakan rumah sakit yang bersifat transisi karena pada satu saat akan di tingkatkan menjadi rumah sakit kelas C. Kemampuan rumah sakit kelas D hanya memberikan pelayanan kedokteran umum dan kedokteran gigi. Rumah sakit kelas D juga menampung pelayanan rujukan yang berasal dari puskesmas.

5. Rumah Sakit Tipe E

Merupakan rumah sakit khusus (*special hospital*) yang menyelenggarakan satu macam pelayanan dokter saja, misalnya rumah sakit paru-paru, rumah sakit kanker, rumah sakit ibu dan anak, rumah sakit gigi dan lain sebagainya.

2.2 Uraian Umum

Sebagian besar wilayah di Indonesia merupakan wilayah yang memiliki tingkat kerawanan yang tinggi terhadap gempa. Hal ini dapat dilihat pada berbagai kejadian gempa dalam beberapa tahun terakhir yang melanda beberapa daerah di Indonesia dan menyebabkan kerusakan berbagai sarana dan prasarana di daerah-daerah yang terkena dampak bencana tersebut. Kondisi alam ini menyebabkan perlunya pemenuhan terhadap kaidah-kaidah perencanaan/pelaksanaan sistem struktur tahan gempa pada setiap struktur bangunan yang akan didirikan di wilayah Indonesia. Khususnya yang dibangun di wilayah dengan kerawanan (risiko gempa) menengah hingga tinggi. Hal ini bertujuan agar pada saat terjadi gempa, struktur bangunan dapat bertahan dan melindungi penghuninya dari risiko bahaya gempa.

Prinsip-prinsip dasar berikut perlu diperhatikan dalam perencanaan, perancangan dan pelaksanaan struktur bangunan beton bertulang tahan gempa, yaitu:

1. Sistem struktur yang digunakan harus sesuai dengan tingkat kerawanan (risiko) daerah tempat struktur bangunan tersebut berada terhadap gempa.
2. Aspek kontinuitas dan integrasi struktur bangunan perlu diperhatikan.

3. Dalam pendetailan penulangan dan sambungan-sambungan, unsur struktur bangunan harus terikat secara efektif menjadi satu kesatuan untuk meningkatkan integritas struktur secara menyeluruh.
4. Konsistensi sistem struktur yang diasumsikan dalam disain dengan sistem struktur yang dilaksanakan harus terjaga.
5. Material beton dan baja tulangan yang digunakan harus memenuhi persyaratan material konstruksi untuk struktur bangunan tahan gempa.
6. Unsur-unsur arsitektural yang memiliki masa yang besar harus terikat dengan kuat pada sistem portal utama dan harus diperhitungkan pengaruhnya terhadap sistem struktur.
7. Metode pelaksanaan, sistem quality control dan quality assurance dalam tahapan konstruksi harus dilaksanakan dengan baik dan harus sesuai dengan kaidah yang berlaku.

Berdasarkan SNI 03-2847-2002 beton bertulang merupakan beton yang ditulangi dengan luas dan jumlah tulangan yang tidak kurang dari nilai minimum, yang disyaratkan dengan atau tanpa prategang, dan direncanakan berdasarkan asumsi bahwa kedua material bekerja bersama-sama dalam menahan gaya yang bekerja. Sifat utama dari beton yaitu kuat terhadap beban tekan tetapi lemah terhadap tarik. Sementara sifat utama dari baja tulangan yaitu kuat terhadap beban tarik. Oleh karena itu kedua bahan ini dipadukan menjadi kesatuan secara komposit, maka akan diperoleh bahan baru yang disebut beton bertulang. Sistem struktur bangunan yang dibuat dengan beton bertulang dirancang dari prinsip dasar desain dan penelitian elemen beton bertulang yang menerima gaya-gaya dalam seperti gaya geser, gaya aksial, momen lentur, dan momen puntir.

Berdasarkan bentuknya, tulangan baja terdiri dari tulangan baja polos dan tulangan baja sirip/deform. Mutu dari baja tulangan sendiri ditentukan berdasarkan kuat lelehnya (f_y).

Tabel 2.1 Mutu Tulangan Baja SNI 03-6861-2002, Spesifikasi Bahan Bangunan dari Besi/Baja

Jenis	Kelas	Simbol	Kuat Leleh Minimum, f_y , kg/mm^2 (MPa)	Kuat Tarik Minimum, f_u , kg/m^2 (MPa)
Polos	1	Bj.TP 24	24 (235)	39 (382)

Jenis	Kelas	Simbol	Kuat Leleh Minimum, f_y , kg/mm^2 (MPa)	Kuat Tarik Minimum, f_u , kg/m^2 (MPa)
	2	Bj.TP 30	30 (294)	49 (480)
Deform	1	Bj.TD 24	24 (235)	39 (382)
	2	Bj.TD 30	30 (294)	49 (480)
	3	Bj.TD 35	35 (343)	50 (490)
	4	Bj.TD 40	40 (392)	57 (559)
	5	Bj.TD 50	50 (490)	63 (610)

Sementara itu berdasarkan SNI 03-2847-2019 Tabel 20.6.1.3.1 untuk melindungi tulangan terhadap bahaya korosi maka di sebelah tulangan luar harus diberi selimut beton. Untuk beton bertulang, tebal selimut beton minimum yang harus disediakan untuk tulangan harus memenuhi ketentuan Tabel 2.2.

Tabel 2.2 Batasan Tebal Selimut Beton

No.	Paparan	Komponen Struktur	Tulangan	Ketebalan Selimut, mm
1	Dicor dan secara permanen kontak dengan tanah	Semua	Semua	75
2	Terpapar cuaca atau kontak dengan tanah	Semua	Batang D19 hingga D57	50
			Batang D16, Kawat $\varnothing 13$ atau D13 dan yang lebih kecil	40
3	Tidak terpapar cuaca atau kontak dengan tanah	Pelat, pelat berusuk dan dinding	Batang D43 dan D57	40
			Batang D36 dan yang lebih kecil	20
		Balok, kolom, pedestal dan batang tarik	Tulangan utama, Sengkang, Sengkang ikat, spiral dan Sengkang pengekang	40

2.3 Jenis Pembebanan

Beban pada struktur bangunan merupakan salah satu hal yang terpenting dalam perencanaan sebuah gedung. Kesalahan dalam perencanaan beban atau penerapan beban pada perhitungan akan mengakibatkan kesalahan yang fatal pada hasil desain bangunan tersebut. Untuk itu sangat penting bagi kita untuk merencanakan pembebanan pada struktur bangunan dengan sangat teliti agar bangunan yang didesain tersebut nantinya akan aman pada saat dibangun dan

digunakan. Definisi utama beban adalah sekelompok gaya yang akan bekerja pada suatu luasan struktur.

2.3.1 Beban Mati (Dead Load)

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 3.10, beban mati adalah berat semua bagian dari suatu gedung yang bersifat tetap, termasuk segala beban tambahan, finishing, mesin-mesin serta peralatan tetap yang memerlukan bagian yang tak terpisahkan dari gedung tersebut. Beban mati yang diperhitungkan terdiri dari berat sendiri kolom, berat sendiri balok, pelat lantai, dll. Berdasarkan Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung (SKBI-1.3.53.1987) berikut merupakan berat sendiri bangunan serta komponen gedung lainnya yang dapat dilihat pada Tabel 2.3 dan Tabel 2.4.

Tabel 2.3 Berat Sendiri Bahan Bangunan

No.	Bahan Bangunan	Berat (kg/m ³)
1	Baja	7850
2	Batu alam	2600
3	Batu belah, batu bulat, batu gunung (berat teumpuk)	1500
4	Batu karang (berat tumpuk)	700
5	Batu pecah	1450
6	Besi tuang	7250
7	Beton	2200
8	Beton Bertulang	2400
9	Kayu (kelas I)	1000
10	Kerikil, koral (kering udara sampai lembab, tanpa diayak)	1650
11	Pasangan bata merah	1700
12	Pasangan batu belah, batu bulat, batu gunung	2200
13	Pasangan batu cetak	2200
14	Pasangan batu karang	1450
15	Pasir (kering udara sampai lembab)	1600
16	Pasir (jenuh air)	1800
17	Pasir kerikil, koral (kering udara sampai lembab)	1850
18	Tanah lempung dan lanau (kering udara sampai lembab)	1700
19	Tanah lempung dan lanau (basah)	2000
20	Timah hitam (timbel)	11400

Tabel 2.4 Berat Sendiri Komponen Gedung

No.	Komponen Gedung	Berat (kg/m ²)
1	Adukan, per cm tebal:	
	– dari semen	21
	– dari kapur, semen merah atau tras	17
2	Aspal, termasuk bahan-bahan mineral penambah, per cm tebal	14
3	Dinding pasangan bata merah	
	– satu bata	450
	– setengah batu	250
4	Dinding pasangan batako:	
	Berlubang:	
	– tebal dinding 20 cm (HB 20)	200
	– tebal dinding 10 cm (HB 10)	120
	Tanpa Lubang:	
	– tebal dinding 15 cm	300
– tebal dinding 10 cm	200	
5	Langit-langit dan dinding (termasuk rusuk-rusuknya, tanpa penggantung langit-langit atau pengaku), terdiri dari:	
	– semen asbes (eternit dan bahan lain sejenis), dengan tebal maksimum 4 mm	11
	– kaca, dengan tebal 3 – 5 mm	10
6	Lantai kayu sederhana dengan balok kayu, tanpa langit-langit dengan bentang maksimum 5 m dan untuk beban hidup maksimum 200 kg/m ²	40
7	Penggantung langit-langit (dari kayu), dengan bentang maksimum 5 m dan jarak s.k.s. minimum 0,80 m	7
8	Penutup atap genting dengan reng dan usuk/kaso per m ² bidang atap	50
9	Penutup atas sirap dengan reng dan usuk/kaso, per m ² bidang atap	40
10	Penutup atap seng gelombang (BJLS-25) tanpa gordeng	10
11	Penutup lantai dari ubin semen portland, teraso dan beton, tanpa adukan, per cm tebal	24
12	Semen asbes gelombang (tebal 5 mm)	11

2.3.2 Beban Hidup (LL)

Berdasarkan SNI 03-2847-2002 pasal 3.8, beban hidup merupakan semua beban yang terjadi akibat pemakaian dan penghunian suatu gedung, termasuk beban-beban pada lantai yang berasal dari barang-barang yang dapat berpindah dan/atau beban akibat air hujan pada atap. Berdasarkan Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung (SKBI-1.3.53.1987) berikut merupakan beban hidup pada lantai gedung yang disajikan dalam Tabel 2.5.

Tabel 2.5 Beban Hidup pada Lantai Gedung

No.	Beban Hidup	Berat (kg/m ²)
a.	Lantai dan tangga rumah tinggal, kecuali yang disebut dalam b	200
b.	Lantai dan tangga rumah tinggal sederhana dan gudang-gudang tidak penting yang bukan untuk toko, pabrik atau bengkel.	125
c.	Lantai sekolah, ruang kuliah, kantor, toko, toserba, restoran, hotel, asrama dan rumah sakit	250
d.	Lantai ruang olahraga	400
e.	Lantai ruang dansa	500
f.	Lantai dan balkon dalam dari ruang-ruang untuk pertemuan yang lain daripada yang disebut dalam a s/d e, seperti mesjid, gereja, ruang pagelaran, ruang rapat, bioskop dan panggung penonton dengan tempat duduk tetap.	400
g.	Panggung penonton dengan tempat duduk tidak tetap atau untuk penonton yang berdiri	500
h.	Tangga, bordes tangga dan gang dari yang disebut dalam c	300
i.	Tangga, bordes tangga dan gang dari yang disebut dalam d, e, f dan g	500
j.	Lantai ruang pelengkap dari yang disebut dalam c, d, e, f dan g	250
k.	Lantai untuk pabrik, bengkel, gudang, perpustakaan, ruang arsip, toko buku, toko besi, ruang alat-alat dan ruang mesin, harus direncanakan terhadap beban hidup yang ditentukan tersendiri, dengan minimum	400
l.	Lantai gedung parkir bertingkat:	
	– untuk lantai bawah	800
	– untuk lantai tingkat lainnya	400
m.	Balkon-balkon yang menjorok bebas keluar harus direncanakan terhadap beban hidup dari lantai ruang yang berbatasan, dengan minimum	300

Sementara itu, beban hidup pada atap dan/atau bagian atap serta struktur tudung (*canopy*) yang dapat dicapai dan dibebani oleh orang, harus diambil minimum sebesar 100 kg/m^2 bidang datar.

2.3.3 Beban Angin

Beban angin ditentukan dengan menganggap adanya tekanan positif dan tekanan negatif (isapan), yang bekerja tegak lurus pada bidang-bidang yang ditinjau. Besarnya tekanan positif dan tekanan negatif ini dinyatakan dalam kg/m^2 , ditentukan dengan mengalikan tekanan tiup yang ditentukan dengan koefisien-koefisien angin yang ditentukan (Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung, 1987).

Berikut ini merupakan ketentuan untuk beban angin menurut Pedoman Pembebanan untuk Rumah dan Gedung (SKBI-1.3.53.1987) sebagai berikut:

1. Tekanan tiup harus diambil minimal 25 kg/m^2 .
2. Tekanan tiup ditepi laut dan ditepi laut sampai sejauh 5 km dari pantai harus diambil 40 kg/m^2 .
3. Untuk daerah-daerah di dekat laut dan daerah-daerah lain tertentu, di mana terdapat kecepatan-kecepatan angin yang mungkin menghasilkan tekanan tiup yang lebih besar daripada yang ditentukan di atas, tekanan tiup (p) dihitung dengan rumus:

$$p = \frac{V^2}{16} (\text{kg/m}^2) \dots\dots\dots(2.3.1)$$

Keterangan:

p = tekanan angin tiup (kg/m^2)

V = kecepatan angin (m/s)

4. Apabila dapat dijamin suatu gedung terlindungi efektif terhadap angin dari satu jurusan tertentu oleh gedung-gedung lain, hutan-hutan pelindung atau penghalang lain, maka tekanan angin tiup dari jurusan itu dapat dikalikan dengan koefisien reduksi sebesar 0,5.
5. Sedangkan koefisien angin untuk gedung tertutup, ditentukan sebagai berikut:

- a. Dinding vertikal:

$$\text{Dipihak angin} = +0,9$$

$$\text{Dibelakang angin} = -0,4$$

$$\text{Sejajar dengan arah angin} = -0,4$$

b. Atap segi segitiga dengan kemiringan α :

Dipihak angin:

$$\alpha < 65^\circ = (0,02 \alpha - 0,4)$$

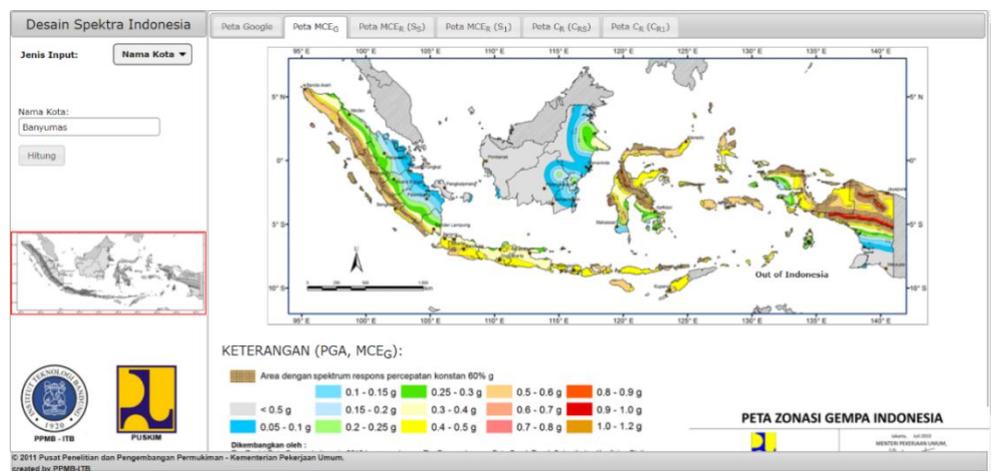
$$65^\circ < \alpha < 90^\circ = +0,9$$

$$\text{Dibelakang angin, untuk semua, } \alpha = -0,4$$

2.3.4 Beban Gempa

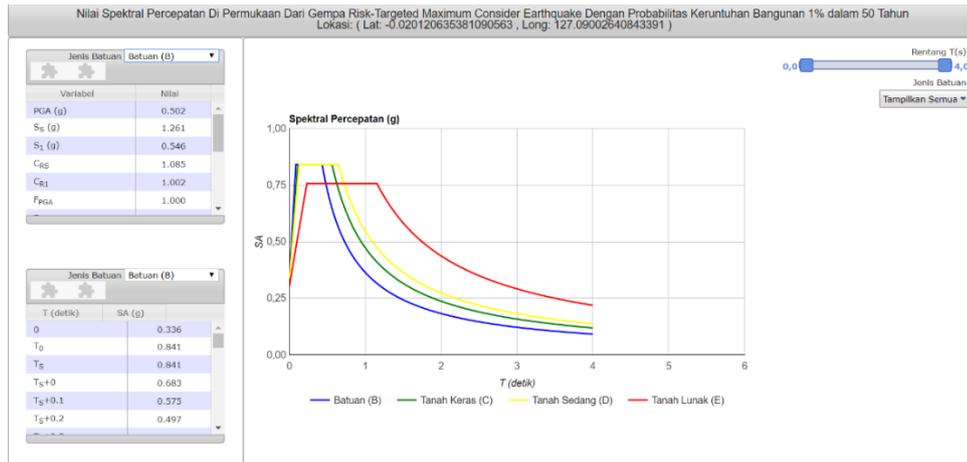
Beban gempa ialah semua beban statik ekuivalen yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang menirukan pengaruh dari gerakan tanah akibat gempa itu. Dalam hal pengaruh gempa pada struktur gedung ditentukan berdasarkan suatu analisa dinamik, maka yang diartikan dengan beban gempa di sini adalah gaya-gaya di dalam struktur tersebut yang terjadi oleh gerakan tanah akibat gempa itu.

Berdasarkan peraturan SNI 1726:2012 tiap kota atau wilayah di Indonesia memiliki grafik spektrum respons masing-masing, tidak hanya terbatas pada 6 Wilayah Gempa seperti sebelumnya. Dibawah ini adalah peta zona gempa di seluruh wilayah Indonesia yang disajikan dalam Gambar 2.1.



Gambar 2.1 Peta Zona Gempa Indonesia

Adapun grafik spektrum respon gempa untuk perencanaan struktur gedung Instalasi Rawat Jalan RSUD Banyumas melalui program grafik gempa, yang disajikan dalam Gambar 2.2.



Gambar 2.2 Grafik Spektrum Respon Gempa Banyuwangi

Menurut SNI 1726:2012 pasal 7 dijelaskan prosedur analisis dan desain seismik yang digunakan dalam perencanaan struktur bangunan gedung dan komponennya, sebagai berikut:

1. Geser dasar seismik

Pada pasal 7.8.1, geser dasar seismik (V) dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan dengan persamaan berikut:

$$V = C_s \cdot W \dots\dots\dots (2.3.1)$$

Keterangan:

- C_s = koefisien respons seismik
- W = berat seismik efektif

2. Perhitungan koefisien respons seismik

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

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e} \right)} \dots\dots\dots (2.3.2)$$

Keterangan:

- S_{DS} = parameter percepatan spectrum respons desain dalam rentan perioda pendek.
- R = faktor modifikasi respons.
- I_e = faktor keutamaan gempa.

Nilai C_s yang dihitung sesuai dengan persamaan (2.2.3) tidak perlu melebihi:

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e} \right)} \dots\dots\dots (2.3.3)$$

Cs harus tidak kurang dari:

$$C_s = 0,044 S_{DS} \cdot I_e \geq 0,01 \dots\dots\dots (2.3.4)$$

Untuk struktur yang berlokasi pada daerah dengan nilai S1 sama dengan atau lebih besar dari 0,6g, maka Cs tidak boleh kurang daripada:

$$C_s = \frac{0,5S_1}{\left(\frac{R}{I_e} \right)} \dots\dots\dots (2.3.5)$$

Keterangan:

S_{D1} = parameter percepatan spektrum respons desain pada perioda sebesar 1,0 detik.

T = periode fundamental struktur (detik).

S_1 = parameter percepatan spektrum respons maksimum yang ditetapkan.

3. Distribusi vertikal gaya gempa

Gaya gempa lateral (F_x) (kN) yang timbul di semua tingkat harus ditentukan dari persamaan berikut:

$$F_x = C_{vx} \cdot V \dots\dots\dots (2.3.6)$$

$$C_{vx} = \frac{w_x \cdot h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i \cdot h_i^k} \dots\dots\dots (2.3.7)$$

Keterangan:

C_{vx} = faktor distribusi

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

W_1 dan W_2 = bagian lateral seismic efektif total struktur (W) yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat I atau x.

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

k = eksponen yang terkait dengan perioda struktur sebagai berikut:

- Untuk struktur yang mempunyai periode 0,5 detik atau kurang, $k = 1$.
- Untuk struktur yang mempunyai periode sebesar 2,5 detik atau lebih, $k = 2$.
- Untuk struktur yang mempunyai periode antara 0,5 dan 2,5 detik, k harus sebesar 2 atau harus ditentukan dengan interpolasi linier antara 1 dan 2.

4. Distribusi horizontal gaya gempa

Geser tingkat desain gempa di semua tingkat (V_x) (kN) harus ditentukan dari persamaan berikut:

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i \dots\dots\dots (2.3.8)$$

Keterangan:

F_i adalah bagian dari geser dasar seismik (V) yang timbul di tingkat i , dinyatakan dalam kilo newton (kN).

2.4 Faktor Keamanan

2.4.1 Faktor Beban

Besar faktor beban yang diberikan untuk masing-masing beban yang bekerja pada suatu penampang struktur akan berbeda-beda, tergantung dari jenis kombinasi beban yang digunakan. Menurut Pasal 5.3.1 SNI 2847-2019, kekuatan perlu U harus paling tidak sama dengan pengaruh berbagai macam kombinasi beban terfaktor sebagai berikut:

$$U = 1,4D \dots\dots\dots (2.4.1)$$

$$U = 1,2D + 1,6L + 0,5(L_r \text{ atau } R) \dots\dots\dots (2.4.2)$$

$$U = 1,2D + 1,6(L_r \text{ atau } R) + (1,0L \text{ atau } 0,5W) \dots\dots\dots (2.4.3)$$

$$U = 1,2D + 1,0W + 1,0L + 0,5(L_r \text{ atau } R) \dots\dots\dots (2.4.4)$$

$$U = 1,2D + 1,0E + 1,0L \dots\dots\dots (2.4.5)$$

$$U = 0,9D + 1,0W \dots\dots\dots (2.4.6)$$

$$U = 0,9D + 1,0E \dots\dots\dots (2.4.7)$$

Faktor beban pada beban hidup L dalam Persamaan (2.4.3), (2.4.4) dan (2.4.5) diizinkan direduksi sampai 0,5 kecuali untuk garasi, ruang pertemuan dan semua luasan yang beban hidupnya lebih besar dari 500 kg/m^2 .

Dengan:

U = kuat perlu atau kombinasi beban terfaktor, kN, kN/m' atau kNm.

D = beban mati (*Dead Load*), kN, kN/m' atau kNm.

L = beban hidup (*Life Load*), kN, kN/m' atau kNm.

L_r = beban hidup atap, kN, kN/m' atau kNm.

R = beban air hujan, kN, kN/m' atau kNm.

W = beban angin (*Wind Load*), kN, kN/m' atau kNm.

E = beban gempa (*Earthquake Load*), kN, kN/m' atau kNm.

Pengaruh beban gempa E, harus dihitung sesuai dengan ketentuan yang tercantum pada SNI 1726-2012 pasal 7.4.2.3 sebagai berikut:

1. Untuk penggunaan dalam kombinasi , maka E ditentukan sebagai berikut.

$$E = E_h + E_v \dots\dots\dots (2.4.8)$$

2. Untuk penggunaan dalam kombinasi (2.4.7), E ditentukan sesuai perencanaan berikut:

$$E = E_h - E_v \dots\dots\dots (2.4.9)$$

Keterangan :

E_h = pengaruh gaya seismik horizontal = ρQ_E

E_v = pengaruh gaya seismik vertikal = $0,25 S_{DS}D$

Q_E = pengaruh gaya seismik horizontal dari V

ρ = koefiensi redundansi, dapat diambil sebesar 1,00 untuk KDS A, B dan C, dan 1,30 untuk KDS D, E, F. Nilai ρ tidak perlu lebih besar dari 1,30.

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

Selanjutnya dengan menggunakan persamaan diatas, maka kombinasi (2.4.5) menjadi:

1. $(1,2 + 0,2 S_{DS}) D + \rho Q_E + L \dots\dots\dots (2.4.10)$

Sedangkan untuk persamaan (2.3.7) menjadi :

$$2. (0,9 - 0,2 S_{DS}) D + \rho Q_E \dots \dots \dots (2.4.11)$$

2.4.2 Faktor Reduksi Kekuatan

Kuat rencana suatu komponen struktur sehubungan dengan perilaku lentur, beban normal, geser, dan torsi harus diambil sebagai hasil kali kuat nominal yang dihitung dengan suatu faktor reduksi kekuatan (ϕ). Sesuai dengan SNI 2847:2019 pasal 21.2.1. Faktor reduksi kekuatan (ϕ) disajikan dalam Tabel 2.6.

Tabel 2.6 Faktor Reduksi Kekuatan (ϕ)

Gaya atau Elemen Struktur		ϕ	Pengecualian
a)	Momen, gaya aksial, atau kombinasi momen dan gaya aksial	0,65 – 0,90 sesuai 21.2.2	Di dekat ujung komponen pratarik (<i>pretension</i>) dimana <i>strand</i> belum sepenuhnya bekerja, ϕ harus sesuai dengan 21.2.3
b)	Geser	0,75	Persyaratan tambahan untuk struktur tahan gempa terdapat pada 21.2.4
c)	Torsi	0,75	-
d)	Tumpu (<i>bearing</i>)	0,65	-
e)	Zona angkur pascatarik (<i>post-tension</i>)	0,85	-
f)	Bracket dan korbel	0,75	-
g)	<i>Strut, ties</i> , zona nodal, dan daerah tumpuan yang dirancang dengan <i>strut-and-tie</i> di Pasal 23	0,75	-
h)	Komponen sambungan beton pracetak terkontrol leleh oleh elemen baja dalam tarik	0,90	
i)	Beton polos	0,60	
j)	Angkur dalam elemen beton	0,45 – 0,75 sesuai Pasal 17	

2.5 Perencanaan Desain Struktur Atas

Struktur atas suatu gedung adalah seluruh bagian struktur gedung yang berada di atas muka tanah. Komponen-komponen struktur atas gedung meliputi struktur atap, balok dan pelat lantai, serta kolom.

2.5.1 Rangka Atap Struktur Baja

Atap merupakan struktur yang paling atas dari suatu bangunan gedung. Struktur atap dapat terbuat dari kayu, beton ataupun dari baja. Dalam perencanaan struktur gedung Instalasi Rawat Jalan RSUD Banyumas ini direncanakan menggunakan struktur baja. Dengan bantuan program SAP 2000 v.14.0.0, gaya-gaya batang dari rangka dapat dihitung untuk kemudian menentukan dimensi struktur. Untuk persyaratan perencanaan konstruksi baja adalah:

1. Perencanaan panjang panjang *truss*

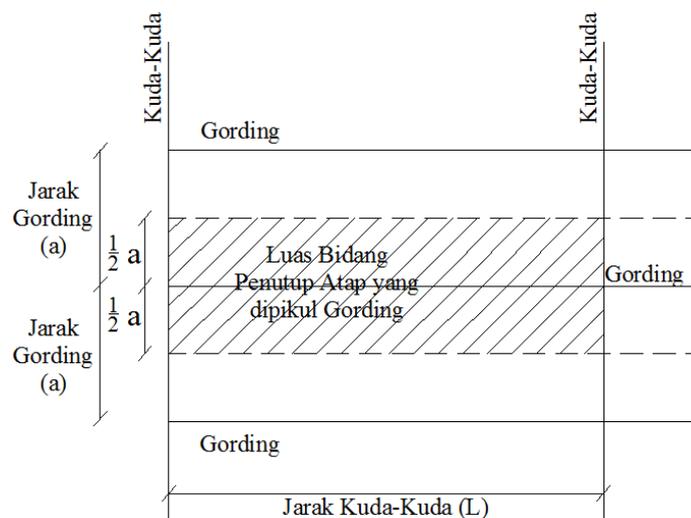
Perhitungan panjang setiap batang meliputi batang atas, bawah, vertical serta diagonal.

2. Perencanaan gording

Pembebanan:

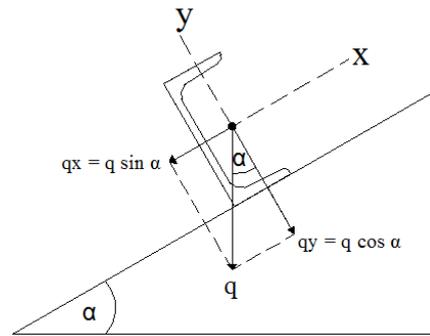
- a. Beban mati (DL)

- 1) Berat penutup atap: (*galvalume*) = kg/m^2
 = jarak gording x berat penutup atap per m^2 (kg/m)



Gambar 2.3 Berat Penutup Atap yang Dipikul Gording

- 2) Berat sendiri gording



Gambar 2.4 Beban Mati pada Gording

$$q_x = q \cdot \sin \alpha \dots\dots\dots(2.5.1)$$

$$q_y = q \cdot \cos \alpha \dots\dots\dots(2.5.2)$$

Keterangan:

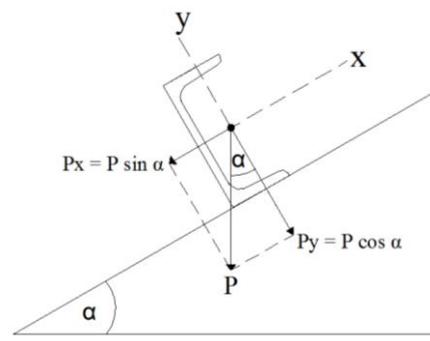
q_x = Beban mati arah x (kg/m).

q_y = Beban mati arah y (kg/m).

α = Sudut kemiringan ($^\circ$)

b. Beban hidup (LL)

Beban hidup diperhitungkan sebesar $P = 100$ kg, berada di tengah bentang gording. Selain itu juga diperhitungkan beban hujan. Gording diletakkan di atas beberapa tumpuan (kuda-kuda) sehingga merupakan balok menerus.



Gambar 2.5 Beban Hidup yang Bekerja pada Gording

Beban terpusat PL (orang dan alat)

$$P_{Lx} = P_L \cdot \sin \alpha \dots\dots\dots(2.5.3)$$

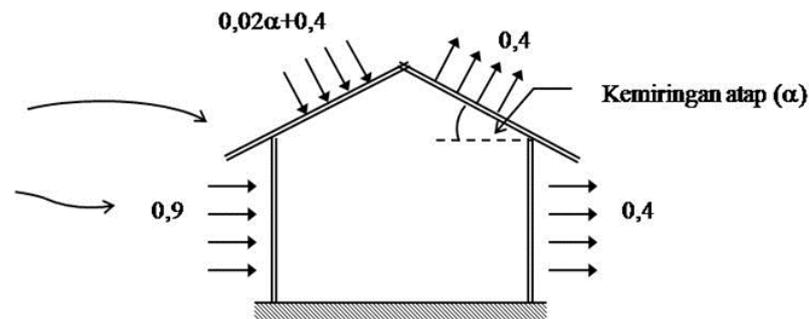
$$P_{Ly} = P_L \cdot \cos \alpha \dots\dots\dots(2.5.4)$$

Keterangan:

P_{Lx} = beban hidup arah x (kg).

P_{Ly} = beban hidup arah y (kg).

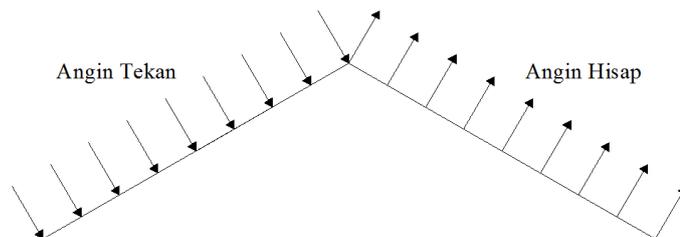
c. Beban angin (WL)



Gambar 2.6 Gaya Angin

Beban angin diperhitungkan dengan menganggap adanya tekanan positif (tiup) dan tekan negatif (hisap) yang bekerja tegak lurus pada bidang atap. Menurut PPPURG 1987, tekan tiup harus diambil 25 kg/m^2 .

- 1) Kemiringan atap = α
- 2) Jarak antar gording = (a)
- 3) Lokasi = Banyumas
- 4) Muatan angin (q) = Daerah jauh dari tepi laut, diambil $\text{min } 25 \text{ kg/m}^2$.
- 5) Koefisien angin tekan = $(0,02\alpha - 0,4)$
- 6) Koefisien angin hisap = $(-0,4)$

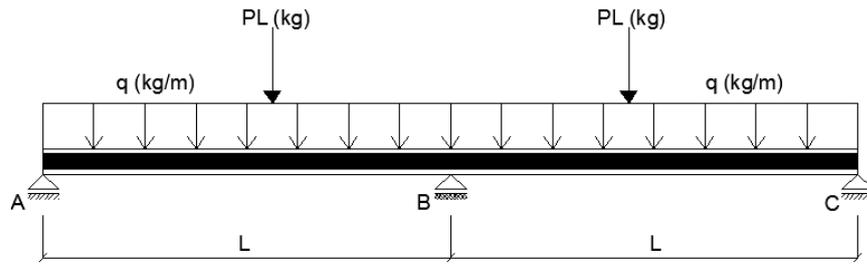


Gambar 2.7 Arah Angin Tekan dan Angin Hisap

- 7) Angin tekan = $(0,02\alpha - 0,4) \times q \times \text{jarak gording}$
- 8) Angin hisap = $(-0,4) \times q \times \text{jarak gording}$

3. Momen maksimum pada gording

Gording diletakkan di atas beberapa kuda-kuda, sehingga digambarkan sebagai balok menerus. Momen pada gording dapat dihitung dengan menggunakan metode persamaan 3 momen (*clayperon*).



Gambar 2.8 Gaya yang Bekerja pada Gording

Bentang ABC

$$MA \left(\frac{L1}{I1} \right) + 2MB \left(\frac{L1}{I1} + \frac{L2}{I2} \right) + MC \left(\frac{L2}{I2} \right) = -6 \frac{\alpha_1 (A_1 + A'_1)}{IL_1} - 6 \frac{\alpha_2 (A_2 + A'_2)}{IL_2} \dots (2.5.5)$$

Berdasarkan persamaan di atas didapat momen maksimum yang terjadi pada gording.

4. Kontrol Tegangan

Kontrol tegangan untuk mutu baja yang telah direncanakan.

$$\sigma_{ijin} = \frac{fy}{1,5} \dots (2.5.6)$$

Akibat beban tetap, yaitu beban mati + beban hidup.

$$\sigma = \frac{Mx}{\omega y} + \frac{My}{\omega x} \leq \bar{\sigma} \dots (2.5.7)$$

Akibat beban sementara, yaitu beban mati + beban hidup + beban angin + beban hujan, maka besarnya tegangan dasar dapat dinaikkan sebesar 30%, berdasarkan PPBBI 1984 Bab 2 pasal 2.2.(8).

$$\sigma = \frac{Mx}{\omega y} + \frac{My}{\omega x} \leq 1,3 \cdot \bar{\sigma} \dots (2.5.8)$$

Keterangan:

- σ = tegangan yang bekerja (kg/cm²)
- $\bar{\sigma}$ = tegangan ijin maksimal (kg/cm²)
- Mx = beban arah x (kgm)
- My = beban arah y (kgm)

5. Kontrol Lendutan

Lendutan yang diijinkan untuk gording (pada arah x terdiri 2 wilayah yang ditahan oleh trakstang)

$$f_x = \frac{5.q_x.L^4}{348.E.I_y} + \frac{1.P_x.L^3}{48.E.I_y} \dots\dots\dots (2.5.9)$$

$$f_y = \frac{5.q_y.L^4}{348.E.I_x} + \frac{1.P_y.L^3}{48.E.I_x} \dots\dots\dots (2.5.10)$$

Dimana:

f_x = lendutan arah x (cm).

f_y = lendutan arah y (cm).

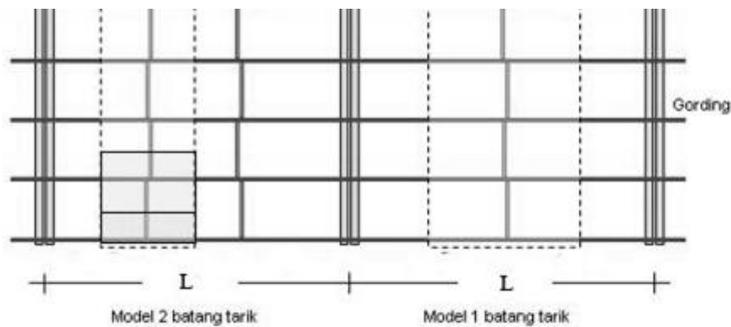
E = modulus elastisitas (MPa).

I_x = momen inersia penampang x (cm⁴).

I_y = momen inersia penampang y (cm⁴).

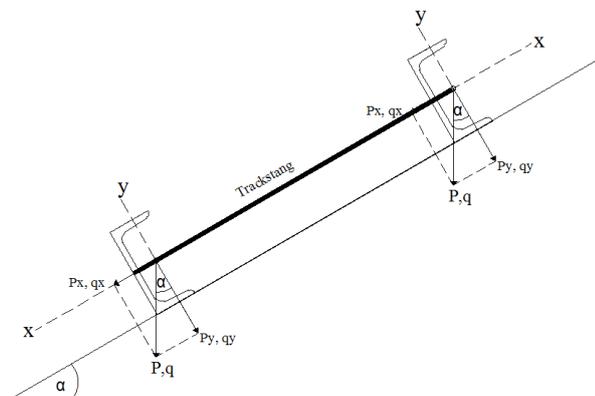
6. Perencanaan Batang Tarik (*Trackstang*)

Batang tarik (*trackstang*) atau sagrod berfungsi untuk mengurangi lendutan gording pada arah sumbu x (miring atap) sekaligus untuk tegangan lendutan yang timbul pada arah x.



Gambar 2.9 Pemodelan Batang Tarik (*Trackstang*)

Beban-beban yang dipikul oleh *trackstang* yaitu sejajar bidang atap (sumbu x), maka gaya yang bekerja adalah gaya tarik G_x dan P_x .



Gambar 2.10 Rencana Batang Tarik (*Trackstang*)

G_x = berat sendiri gording + penutup atap sepanjang sumbu x

P_x = beban hidup arah sumbu x

$$P_{total} = G_x + P_x = (q_x \cdot L) + P_x \dots\dots\dots (2.5.11)$$

Jika batang tarik yang dipasang dua buah, maka per batang tarik adalah:

$$P = \frac{P_{total}}{2} = \frac{(q_x \cdot L) + P_x}{2} \dots\dots\dots (2.5.12)$$

$$\sigma = \frac{P}{F_n} \leq \bar{\sigma} \dots\dots\dots$$

(2 . 5 . 1 3)

$$F_n = \frac{P}{\sigma} \dots\dots\dots$$

(2 . 5 (. 1 4))

Dimana:

P = beban hidup

q_x = beban mati arah x

L = lebar bentang

F_n = gaya yang terjadi

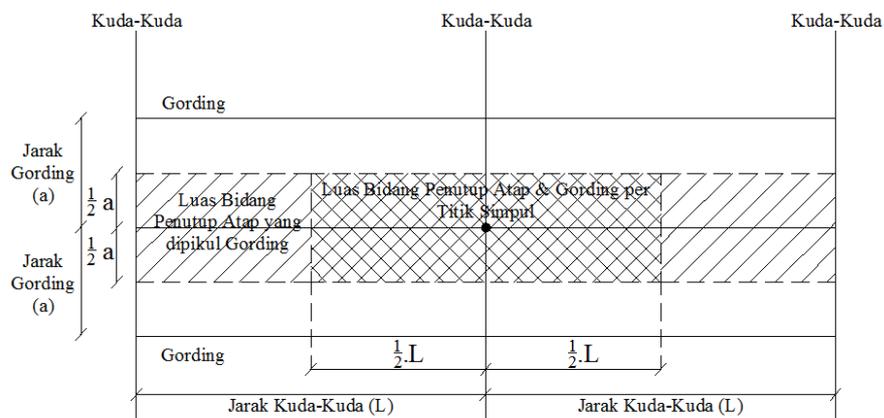
σ = tegangan yang bekerja

$\bar{\sigma}$ = tegangan ijin

7. Pembebanan Kuda-Kuda

a. Beban Mati (q_D)

Beban mati terdiri dari beban pada gording dikalikan dengan jarak antar kuda-kuda. Diasumsikan bekerja vertikal pada titik simpul batang tepi atas.



Gambar 2.11 Beban Mati pada Kuda-Kuda

b. Beban Hidup

Beban hidup diperhitungkan sebesar $P = 100 \text{ kg}$ (PPURG 1987)

c. Beban Angin

1) Angin Tekan (W_t) = $(0,02 \cdot \alpha - 0,4) \cdot q$

Beban angin per joint:

$P = W \times \text{jarak gording} \times \text{jarak kuda-kuda}$

Distribusi beban angin terhadap arah horizontal (x) dan vertikal (y) yaitu:

$W_{tx} = P \sin \alpha$ (2.5.15)

$W_{ty} = P \cos \alpha$ (2.5.16)

2) Angin Hisap (W_h) = $(-0,4) \cdot q$

Beban angin per joint:

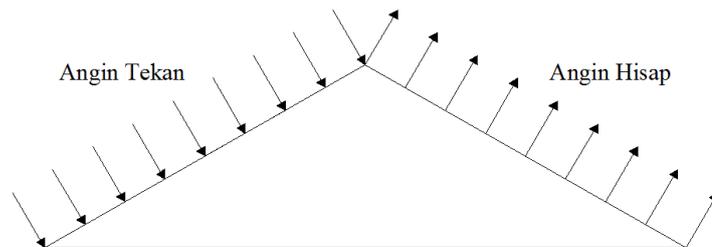
$P = W \times \text{jarak gording} \times \text{jarak kuda-kuda}$

Sementara itu, distribusi beban angin terhadap arah horizontal (x) dan vertikal (y) yaitu sebagai berikut:

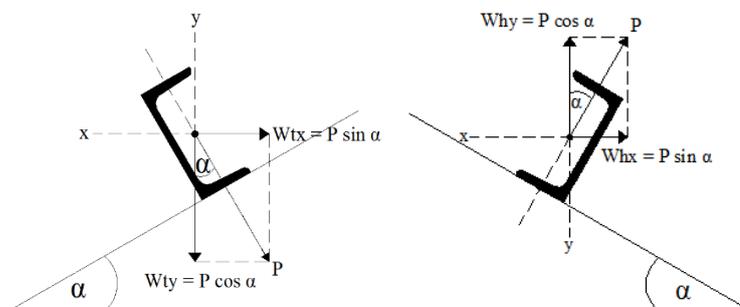
$W_{hx} = P \sin \alpha$ (2.5.17)

$W_{hy} = P \cos \alpha$ (2.5.18)

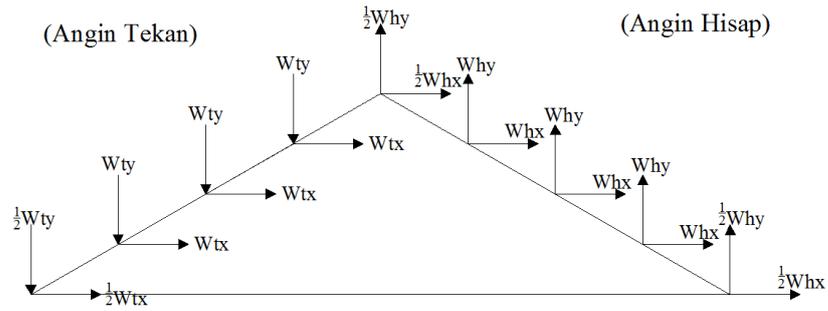
Beban Angin Kiri



Gambar 2.12 Arah Beban Angin Kiri

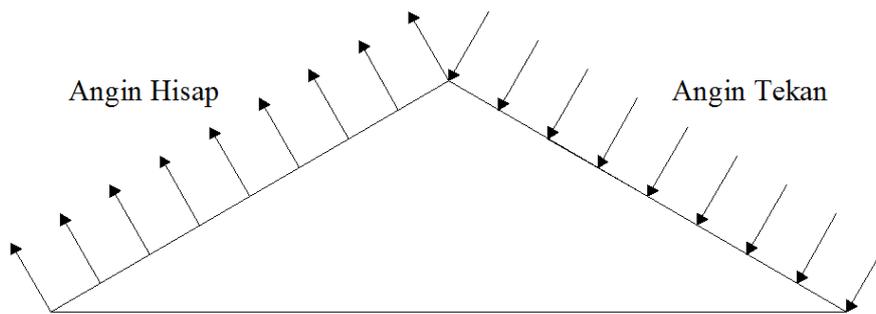


Gambar 2.13 Distribusi Angin Tekan dan Angin Hisap pada Beban Angin Kiri

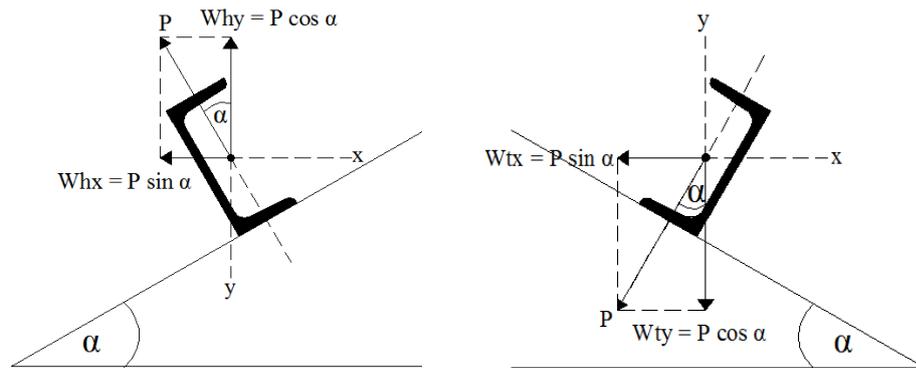


Gambar 2.14 Beban Angin Kiri

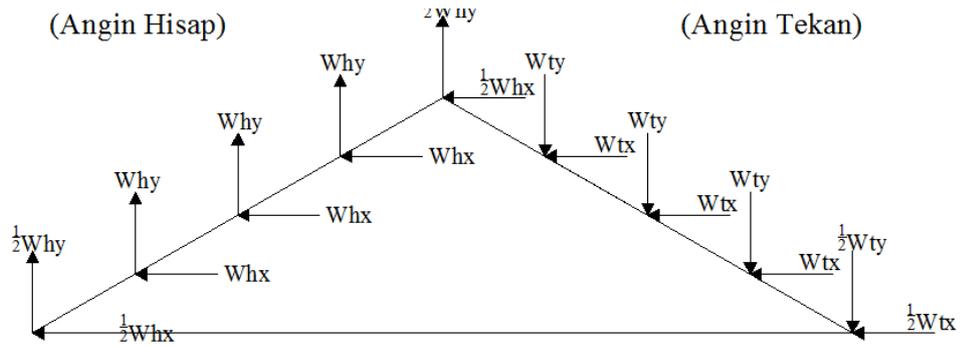
Beban Angin Kanan



Gambar 2.15 Arah Beban Angin Kanan



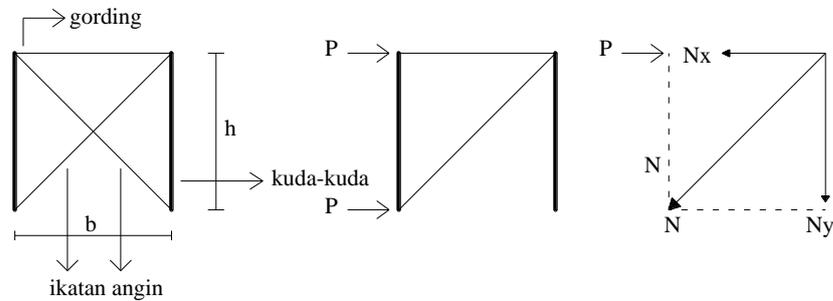
Gambar 2.16 Distribusi Angin Tekan dan Angin Hisap pada Beban Angin Kanan



Gambar 2.17 Beban Angin Kanan

8. Ikatan Angin

Ikatan angin (*bracing*) hanya bekerja menahan gaya normal aksial tarik saja. Adapun cara kerjanya adalah apabila salah satu ikatan angin bekerja sebagai batang tarik, maka yang lainnya tidak menahan gaya apapun. Sebaliknya apabila arah angin berubah, maka secara bergantian batang tersebut bekerja sebagai batang tarik.



Gambar 2.18 Pembebanan pada Ikatan Angin

$$\beta = \text{arc tg} \left(\frac{\text{panjang sisi miring}}{\text{jarak kuda-kuda}} \right) \dots\dots\dots (2.5.19)$$

$$\Sigma H = 0 \rightarrow N_x = P$$

$$N \cos \beta = P \dots\dots\dots (2.5.20)$$

$$N = P / \cos \beta \dots\dots\dots (2.5.21)$$

$$F_n = N / \sigma \dots\dots\dots (2.5.22)$$

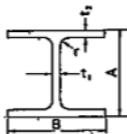
$$F_{br} = 125\% \cdot F_n \dots\dots\dots (2.5.23)$$

$$F_{br} = \frac{\pi}{4} d^2 \dots\dots\dots (2.5.24)$$

$$d = \sqrt{\frac{1/4 \cdot F_{br}}{\pi}} \dots\dots\dots (2.5.25)$$

9. Balok Rangka Atap

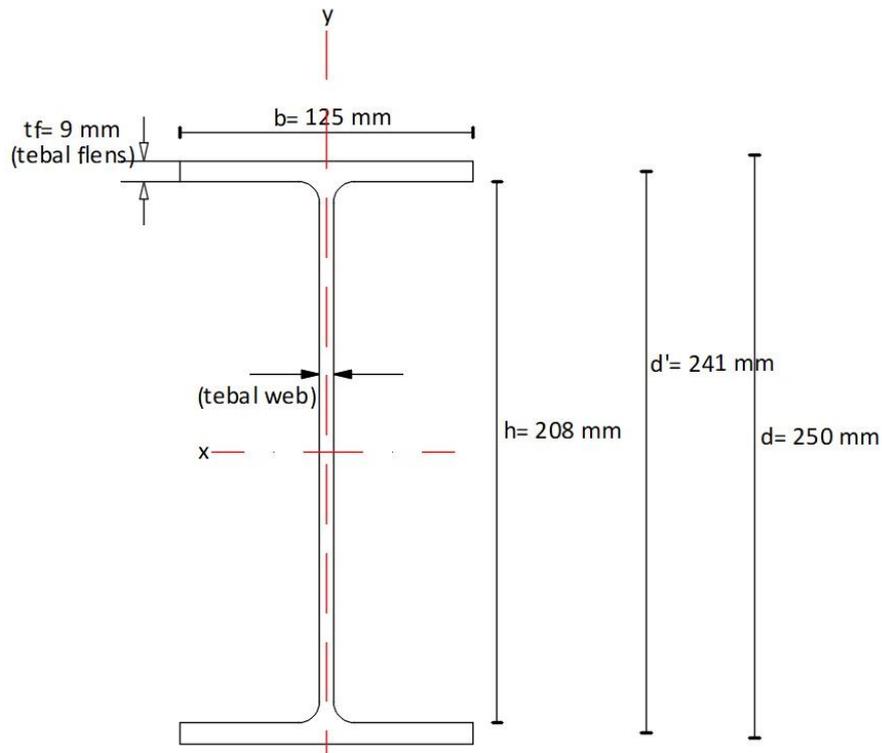
Tabel 2.7 Tabel Profil Baja



Wide Flange Shapes
(Metric Series)-Continued

Section Index	Weight	Depth of Section (A)	Flange Width (B)	Thickness		Corner Radius (r)	Sectional Area	Moment of Inertia		Radius of Gyration		Modulus of Section	
				Web (t _w)	Flange (t _f)			J _x	J _y	i _x	i _y	Z _x	Z _y
mm	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm	cm	cm ³	cm ³
250 × 250	82.2	250	258	14	14	16	104.7	11,500	3,880	10.5	8.09	919	304
	72.4	250	250	9	14	18	92.18	10,900	3,650	10.8	8.29	867	292
	86.5	248	249	8	13	16	84.70	9,930	3,350	10.8	8.29	801	269
	84.4	244	252	11	11	16	82.08	8,780	2,940	10.3	5.98	720	233
250 × 175	44.1	244	175	7	11	18	56.24	6,120	984	10.4	4.18	502	113
250 × 125	29.6	250	125	6	9	12	37.68	4,050	294	10.4	2.79	324	47.0
	25.7	248	124	5	8	12	32.68	3,540	255	10.4	2.79	285	41.1
200 × 200	65.7	208	202	10	16	13	83.69	6,530	2,200	8.83	5.13	628	218
	58.2	200	204	12	12	13	71.53	4,980	1,700	8.35	4.88	498	187
	49.9	200	200	8	12	13	63.53	4,720	1,600	8.62	5.02	472	160
200 × 150	30.6	194	150	6	9	13	39.01	2,690	507	8.30	3.61	277	67.8
200 × 100	21.3	200	100	6.5	8	11	27.16	1,840	134	8.24	2.22	184	28.8
	18.2	198	99	4.5	7	11	23.18	1,580	114	8.26	2.21	160	23.0

(Sumber: Tabel Profil Baja Ir. Rudy Gunawan)



Gambar 2.19 Penampang Balok WF 250.125.6.9

a. Periksa Kelangsingan Penampang atau Periksa Kelayakan Dimensi:

Berdasarkan SNI-03-1729-2002 butir 7.6.4, untuk batang-batang yang

direncanakan terhadap tekan, angka perbandingan kelangsingan $\lambda = \frac{L_k}{r}$

dibatasi sebesar 200. Untuk batang-batang yang direncanakan terhadap Tarik, angka perbandingan kelangsingan L/r dibatasi sebesar 300 untuk batang sekunder dan 240 untuk batang utama. Ketentuan di atas tidak berlaku untuk profil bulat dalam Tarik. Batang-batang yang ditentukan oleh gaya Tarik, namun dapat berubah menjadi tekan yang tidak dominan pada kombinasi pembebanan yang lain, tidak perlu memenuhi batas kelangsingan batang tekan.

Tabel 2.8 Perbandingan maksimum lebar terhadap tebal untuk elemen tertekan (f_y dinyatakan dalam MPa)

	lebar terhadap tebal (λ)		
		λ_p (kompak)	λ_r (tak-kompak)
Pelat sayap balok-I dan kanal dalam lentur	b/t	$170 / \sqrt{f_y}$ [c]	$370 / \sqrt{f_y - f_r}$ [e]
Pelat sayap balok-I hibrida atau balok tersusun yang dilas dalam lentur	b/t	$170 / \sqrt{f_{yf}}$	$\frac{420}{\sqrt{(f_{yf} - f_r) / k_e}}$ [e][f]
Pelat sayap dari komponen-komponen struktur tersusun dalam tekan	b/t	-	$290 / \sqrt{f_y / k_e}$ [f]
Sayap bebas dari profil siku kembar yang menyatu pada sayap lainnya, pelat sayap dari komponen struktur kanal dalam aksial tekan, profil siku dan plat yang menyatu dengan balok atau komponen struktur tekan	b/t	-	$250 / \sqrt{f_y}$
Sayap dari profil siku tunggal pada penyokong, sayap dari profil siku ganda dengan pelat kopel pada penyokong, elemen yang tidak diperkaku, yaitu, yang ditumpu pada salah satu sisinya	b/t	-	$200 / \sqrt{f_s}$
Pelat badan dari profil T	d/t	-	$335 / \sqrt{f_s}$

Jenis Elemen		Perbandingan lebar terhadap tebal (λ)	Perbandingan maksimum lebar terhadap tebal	
			λ_p (kompak)	λ_r (tak-kompak)
Elemen-elemen penampang	Pelat sayap dari penampang persegi panjang dan bujursangkar berongga dengan ketebalan seragam yang dibebani lentur atau tekan; pelat penutup dari pelat sayap dan pelat diafragma yang terletak di antara baut-baut atau las	b/t	$500 / \sqrt{f_y}$	$625 / \sqrt{f_y}$
	Bagian lebar yang tak terkekang dari pelat penutup berlubang [b]	b/t	-	$830 / \sqrt{f_y}$
	Bagian-bagian pelat badan dalam tekan akibat lentur [a]	h/t_w	$1.680 / \sqrt{f_y}$ [c]	$2.550 / \sqrt{f_y}$ [g]
	Bagian-bagian pelat badan dalam kombinasi tekan dan lentur	h/t_w	Untuk $N_u/\phi_b N_y \leq 0,125$ [c] $\frac{1.680}{\sqrt{f_y}} \left[1 - \frac{2,75 N_u}{\phi_b N_y} \right]$	$\frac{2.550}{\sqrt{f_y}} \left[1 - \frac{0,74 N_u}{\phi_b N_y} \right]$ [g]
			Untuk $N_u/\phi_b N_y > 0,125$ [c] $\frac{500}{\sqrt{f_y}} \left[2,33 - \frac{N_u}{\phi_b N_y} \right] \geq \frac{665}{\sqrt{f_y}}$	
	Elemen-elemen lainnya yang diperkaku dalam tekan murni; yaitu dikekang sepanjang kedua sisinya	b/t h/t_w	-	$665 / \sqrt{f_y}$
	Penampang bulat berongga Pada tekan aksial Pada lentur	D/t	[d] - $14.800/f_y$	$22.000/f_y$ $62.000/f_y$
[a] Untuk balok hibrida, gunakan tegangan leleh pelat sayap f_{yf} sebagai ganti f_y . [b] Ambil luas neto plat pada lubang terbesar. [c] Dianggap kapasitas rotasi inelastis sebesar 3. Untuk struktur-struktur pada zona gempa tinggi diperlukan kapasitas rotasi yang lebih besar. [d] Untuk perencanaan plastis gunakan $9.000/f_y$.		[e] f_y = tegangan tekan residual pada pelat sayap = 70 MPa untuk penampang dirol = 115 MPa untuk penampang dilas [f] $k_e = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$ tapi, $0,35 \leq k_e \leq 0,763$ [g] f_y adalah tegangan leleh minimum.		

- Tekuk local *flens*

$$\frac{b}{t_f} \dots\dots\dots (2.5.26)$$

- Tekuk local *web*

$$\frac{h}{t_w} \dots\dots\dots (2.5.27)$$

- Batas kelangsingan elemen penampang *flens*

Jenis elemen: Pelat sayap balok I dan kanal dalam lentur

Penampang kompak: π_p

$$\pi_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} \dots\dots\dots (2.5.28)$$

Penampang tak kompak: π_r

$$\pi_r = \frac{370}{\sqrt{f_y - f_r}} \dots\dots\dots (2.5.29)$$

- Batas kelangsingan elemen penampang *web*

Jenis elemen: Pelat sayap balok I dan kanal dalam lentur

Penampang kompak: π_p

$$\pi_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} \dots\dots\dots (2.5.30)$$

Penampang tak kompak: π_r

$$\pi_r = \frac{2550}{\sqrt{f_y}} \dots\dots\dots (2.5.31)$$

- b. Berdasarkan kelangsingan pelat badan atau sayap dari suatu penampang yang berfungsi sebagai balok lentur, maka dapat diklasifikasikan dalam tiga jenis yaitu:

- Balok dengan penampang kompak, jika $\pi \leq \pi_p$
- Balok dengan penampang tidak kompak, jika $\pi_p \leq \pi \leq \pi_r$
- Balok dengan penampang langsing, jika $\pi > \pi_r$

Kuat lentur nominal M_n untuk tiap-tiap jenis balok tersebut yaitu:

- Jika $\pi \leq \pi_p$, maka $M_n = M_p$
- Jika $\pi_p \leq \pi \leq \pi_r$, maka $M_n = M_p - (M_p - M_r) \frac{\lambda - \lambda_r}{\lambda_r - \lambda_p} \dots\dots\dots (2.5.32)$

- Jika $\pi > \pi_r$, maka $M_n = M_r \left(\frac{\lambda_r}{\lambda} \right)^2 \dots\dots\dots (2.5.33)$

Keterangan:

$M_p = f_y \cdot Z$

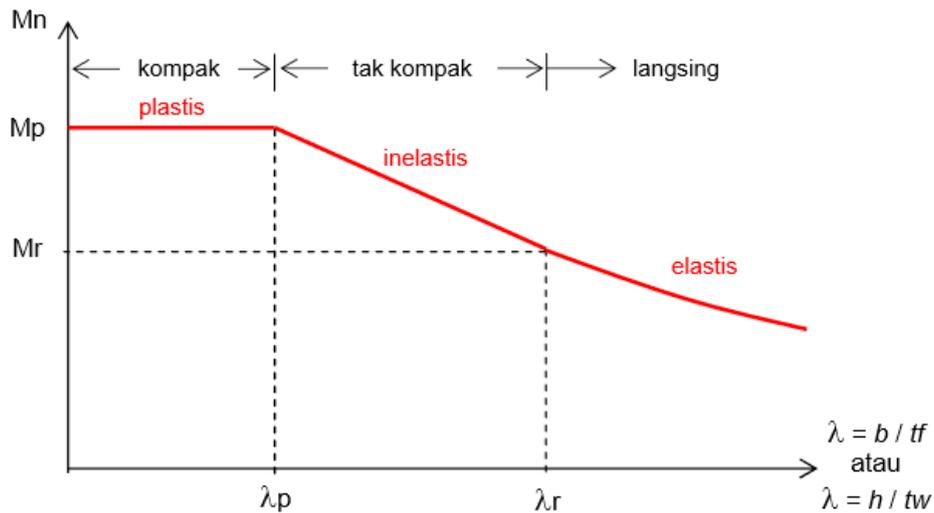
$M_r = (f_y - f_r) \cdot S$

$S =$ modulus penampang elastis (tahanan momen)

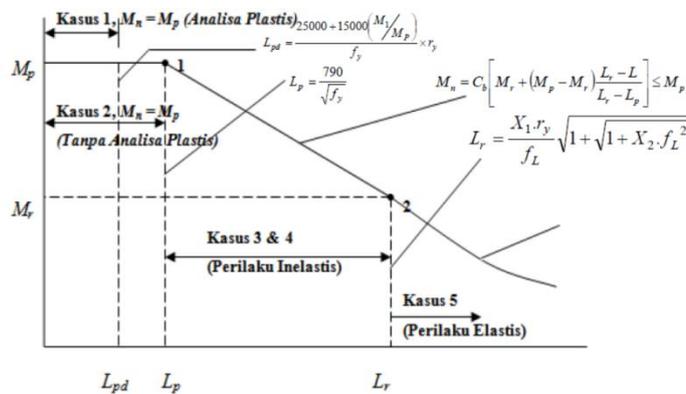
$f_r =$ tegangan tekan residual pada pelat sayap

$= 70$ MPa untuk penampang digilas (panas)

$= 115$ MPa untuk penampang dilas



Gambar 2.20 Tahanan Momen Nominal Penampang Kompak dan Tak Kompak
 c. Hubungan kelangsingan elemen penampang dengan kekuatan lentur nominal:



Gambar 2.21 Hubungan Kelangsingan Elemen Penampang dengan Kekuatan Lentur Nominal

- Kasus 1, $M_n = M_p$ (lentur pada keadaan plastis)

Syarat:

Jika $\pi_f \leq \pi_p$, maka balok dengan penam kompak

Jika $\pi_w \leq \pi_p$, maka balok dengan penam kompak

- d. Modulus penampang plastis yang diperlukan (Z)

Karena balok berpenampang kompak, maka modulus penampang plastis yang diperlukan adalah:

- Kuat lentur nominal terfaktor ditetapkan sebagai berikut:

$$\mu < \phi \cdot M_n \dots\dots\dots (2.5.34)$$

Keterangan:

M_u = momen lentur beban terfaktor

ϕ = factor tahanan komponen struktur yang memikul lentur = 0,90

- Untuk penampang yang memenuhi $\pi \leq \pi_p$, kuat lentur nominal penampang:

$$M_n = M_p = f_y = Z \dots\dots\dots (2.5.35)$$

$$Z_x \geq \frac{M_p}{f_y} \dots\dots\dots (2.5.36)$$

Keterangan:

M_p = tahanan momen plastis

Z = modulus plastis

f_y = kuat leleh

- Modulus penampang plastis (tahanan momen positif) yang diperlukan sumbu x

$$Z_x = \frac{(t_w \cdot h_w^2)}{4} + h_f \cdot t_f \cdot b_f \dots\dots\dots (2.5.37)$$

$$Z_x = b \cdot t_f (d - t_f) + \frac{1}{4} \cdot t_w (d - 2t_f)^2$$

- Kontrol

$$Z_x \geq \frac{M_p}{f_y} \dots\dots\dots (2.5.38)$$

e. Tahanan balok dalam desain LRFD harus memenuhi persyaratan:

1) $M_n = M_p \geq \frac{M_u}{\phi}$ (memenuhi)

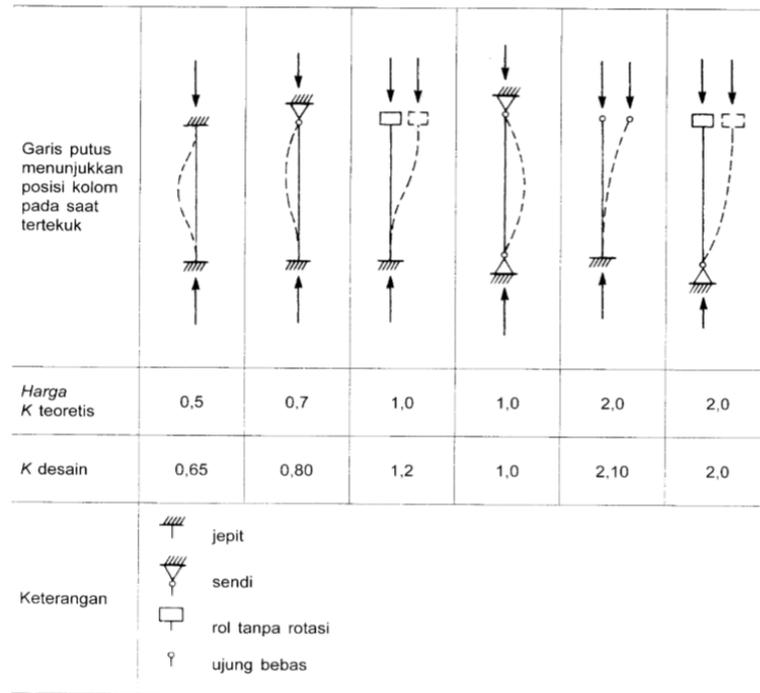
2) $M_u \cdot \phi > M_u$ (memenuhi)

10. Kolom Rangka Atap

a. Faktor panjang tekuk (k)

SNI 03-1729-2002 butir 7.6.3 memberikan daftar nilai faktor panjang tekuk untuk berbagai kondisi tumpuan ujung dari suatu kolom. Nilai k ini diperoleh dengan mengasumsikan bahwa kolom tidak mengalami goyangan atau translasi pada ujung-ujung tumpuannya. Nilai k untuk komponen

struktur tekan dengan kondisi-kondisi tumpuan ujung yang ideal seperti gambar berikut:



Gambar 2.22 Faktor Panjang Tekuk untuk Beberapa Perletakan

b. Panjang tekuk

Kolom dengan kekangan yang besar terhadap rotasi dan translasi pada ujung-ujungnya (contohnya tumpuan jepit) akan mampu menahan beban yang lebih besar dibandingkan dengan kolom yang mengalami rotasi serta translasi pada bagian tumpuan ujungnya (contohnya adalah tumpuan sendi). Selain kondisi tumpuan ujung, besar beban yang dapat diterima oleh suatu komponen struktur tekan juga tergantung dari panjang efektifnya. Semakin kecil panjang efektif suatu komponen struktur tekan, maka semakin kecil pula risikonya terhadap masalah tekuk.

Lk (dalam meter) ditetapkan sesuai SNI 03-1729-2002, butir 7.6.1 sebagai berikut:

$$L_k = k.L \dots\dots\dots (2.5.39)$$

Keterangan:

k = faktor panjang tekuk

L = panjang teoritis kolom

Lk = panjang efektif dari kolom

1) Ukuran Minimum Profil menurut PPBBI 1984, Bab 2

Untuk menghindari bahaya lipat pada elemen penampang, maka ukuran-ukuran satu profil harus memenuhi syarat-syarat berikut:

- *Flens* profil I

Untuk BJ-34, BJ-37, BJ-44

$$\frac{b}{t_f} \leq 20 \dots\dots\dots (2.5.40)$$

Untuk BJ-52

$$\frac{b}{t_f} \leq 16 \dots\dots\dots (2.5.41)$$

- *Web* profil I

Untuk BJ-34, BJ-37, BJ-44

Jika $N = 0$

$$\frac{h}{t_b} \leq 70 \dots\dots\dots (2.5.42)$$

Jika $0 < N < 0,2 \cdot A_g \cdot f_y$

$$\frac{h}{t_b} \leq 70 - 135 \frac{N}{A_g \cdot f_y} \dots\dots\dots$$

(2 . 5 . 4 3)

Jika $0,2 \cdot A_g \cdot f_y < N < A_g \cdot f_y$

$$\frac{h}{t_b} \leq 45 - 13 \frac{N}{A_g \cdot f_y} \dots\dots\dots$$

(2 . 5 . 4 4)

Untuk BJ-52

Jika $N = 0$

$$\frac{h}{t_b} \leq 56 \dots\dots\dots (2.5.45)$$

Jika $0 < N < 0,2 \cdot A_g \cdot f_y$

$$\frac{h}{t_b} \leq 56 - 100 \frac{N}{A_g \cdot f_y} \dots\dots\dots (2.5.46)$$

Jika $0,2 \cdot A_g \cdot f_y < N < A_g \cdot f_y$

$$\frac{h}{tb} \leq 38 - 12 \frac{N}{Ag \cdot fy} \dots\dots\dots (2.5.47)$$

2) Pemeriksaan Kelangsingan Penampang

- Tekuk lokal *flens*

$$\frac{b}{2tf} \dots\dots\dots (2.5.48)$$

- Tekuk lokal *web*

$$\frac{h}{tw} \dots\dots\dots (2.5.49)$$

- Batas kelangsingan elemen penampang flens tak kompak π_r

Penampang kompak: π_r

$$\pi_r = \frac{250}{\sqrt{fy}} \dots\dots\dots (2.5.50)$$

- Batas kelangsingan elemen penampang webs tak kompak π_r

Penampang tak kompak: π_r

$$\pi_r = \frac{665}{\sqrt{fy}} \dots\dots\dots (2.5.51)$$

3) Kontrol Kelangsingan Pelat *Flens* dan *Web*

Kontrol elemen penampang *flens*

$$\pi_f \leq \pi_r \dots\dots\dots (2.5.52)$$

Memenuhi, tidak ada bahaya lipat pada *flens*

Kontrol elemen penampang *web*

$$\pi_w \leq \pi_r \dots\dots\dots (2.5.53)$$

Memenuhi, tidak ada bahaya lipat pada *web*

4) Pemeriksaan Terhadap Kekuatan Kolom

Komponen struktur tekan dapat tersusun dari dua atau lebih profil, yang disatukan dengan menggunakan pelat kopet. Analisis kekuatannya harus dihitung terhadap sumbu bahan dan sumbu bebas bahan. Sumbu bahan adalah sumbu yang memotong semua elemen komponen struktur tersebut,

sedangkan sumbu bebas bahan adalah sumbu yang sama sekali tidak, atau hanya memotong sebagian dari elemen komponen struktur tersebut.

1. Terhadap sumbu Y-Y (sumbu lemah/sumbu dengan kelangsingan terbesar, sumbu bahan)
 - a. Kelangsingan komponen struktur tekan pada arah sumbu bahan, sumbu lemah (sumbu Y)

Berdasarkan SNI 03-1729-2002 butir 7.6.4, untuk batang-batang yang direncanakan terhadap tekan, angka perbandingan kelangsingan $\lambda = \frac{L_k}{r}$ dibatasi sebesar 200.

$$\pi_y = \frac{k \cdot L_y}{r_y} < 200 \quad \dots \quad (2.5.54)$$

Keterangan:

k = factor panjang tekuk

L_y = panjang komponen struktur tekan arah y

r_y = jari-jari girasi komponen struktur

- b. Parameter kelangsingan batang tekan (π_c)

$$\pi_c = \frac{\pi_y}{\pi} < \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad \dots \quad (2.5.55)$$

- c. Faktor tekuk berdasarkan SNI 03-1729-2002

Dengan besarnya ω ditentukan oleh π_c , yaitu:

$$\text{Untuk } \pi_c \leq 0,25, \text{ maka } \omega = 1 \quad \dots \quad (2.5.56)$$

$$\text{Untuk } 0,25 < \pi_c < 1,2, \text{ maka } \omega = \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \pi_c} \quad \dots \quad (2.5.57)$$

$$\text{Untuk } \pi_c = 0,218 \geq 1,2, \text{ maka } \omega = 1,25 \cdot \pi_c^2 \quad \dots \quad (2.5.58)$$

$$\text{Untuk } \pi_c = 0,218 \leq 0,25, \text{ maka } \omega = 1 \quad \dots \quad (2.5.59)$$

- d. Tahanan tekan nominal sumbu lemah Y

$$N_n = A_g \cdot f_{cr} = A_g \cdot \frac{f_y}{\omega} \quad \dots \quad (2.5.60)$$

- e. Beban terfaktor

Suatu komponen struktur yang mengalami gaya tekan konsentris akibat beban terfaktor, N_u , harus memenuhi persyaratan sebagai berikut:

$$N_u < \phi_c \cdot N_n \dots\dots\dots (2.5.61)$$

Keterangan:

ϕ_c = 0,85 kuat penampang komponen struktur yang memikul gaya tekan aksial

2. Terhadap sumbu X-X (sumbu kuat/sumbu dengan kelangsingan terkecil, sumbu bahan)

a. Kelangsingan komponen struktur tekan pada arah sumbu bahan, sumbu kuat (sumbu X)

$$\pi_x = \frac{k \cdot L_x}{r_x} < 200 \dots\dots\dots (2.5.62)$$

Keterangan:

k = factor panjang tekuk

L_x = panjang komponen struktur tekan arah sumbu x

r_x = jari-jari girasi komponen struktur

b. Parameter kelangsingan batang tekan (π_c)

$$\pi_c = \frac{\pi_x}{\pi} < \sqrt{\frac{f_y}{E}} \dots\dots\dots (2.5.63)$$

c. Faktor tekuk berdasarkan SNI 03-1729-2002

Dengan besarnya ω ditentukan oleh π_c , yaitu:

$$\text{Untuk } \pi_c \leq 0,25, \text{ maka } \omega = 1 \dots\dots\dots (2.5.64)$$

$$\text{Untuk } 0,25 < \pi_c < 1,2, \text{ maka } \omega = \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \pi_c} \dots\dots\dots (2.5.65)$$

$$\text{Untuk } \pi_c = 0,218 \geq 1,2, \text{ maka } \omega = 1,25 \cdot \pi_c^2 \dots\dots\dots (2.5.66)$$

$$\text{Untuk } \pi_c = 0,218 \leq 0,25, \text{ maka } \omega = 1 \dots\dots\dots (2.5.67)$$

d. Tahanan tekan nominal sumbu lemah X

$$N_n = A_g \cdot f_{cr} = A_g \cdot \frac{f_y}{\omega} \dots\dots\dots (2.5.68)$$

e. Beban terfaktor

$$N_u < \phi_c \cdot N_n \dots\dots\dots (2.5.69)$$

Keterangan:

ϕ_c = 0,85 kuat penampang komponen struktur yang memikul gaya tekan aksial

5) Pemeriksaan Terhadap Lentur Torsi (dua sumbu simetri)

Tegangan kritis tekuk lentur torsi

$$f_{clt} = \frac{G.J}{I_p} + \frac{\pi^2.E.C_w}{L_k^2.I_p} \dots\dots\dots (2.5.70)$$

Keterangan:

- Modulus elastisitas baja

$$E = 2,1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2 = 2100000$$

- Modulus geser baja

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2100000 \text{ MPa}}{2(1+0,30)} = 80769,23 \text{ MPa} \dots\dots\dots (2.5.71)$$

$$\nu = \text{angka pembanding poisson} = 0,30$$

$$- d' = d - t_f \dots\dots\dots (2.5.72)$$

- Konstanta puntir torsi

$$J = \frac{2.b.f.t_f^3 + d'.t_w^3}{3} \dots\dots\dots (2.5.73)$$

- Konstanta torsi warping

$$C_w = \frac{(d')^2.b^3.t_f}{24} \dots\dots\dots (2.5.74)$$

- Inersia polar

$$I_p = I_x + I_y \dots\dots\dots (2.5.75)$$

- Jari-jari girasi profil yang dapat menimbulkan tekuk lentur torsi

$$r_1^2 = \frac{C_w + 0,04.J.(k.L)^2}{I_p} \dots\dots\dots (2.5.76)$$

$$r_1 = \sqrt{\frac{C_w + 0,04.J.(k.L)^2}{I_p}} \dots\dots\dots (2.5.77)$$

11. Perencanaan Sambungan

a. Baut Mutu Tinggi

Dua jenis baut mutu tinggi yang ditetapkan ASTM yaitu A325 dan A490. Baut A325 terbuat dari baja karbon sedang dengan kekuatan leleh (*yield strength*) dari 560 sampai dengan 630 MPa tergantung dari ukuran diameter. Sedangkan baut A490 terbuat dari baja alloy yang mempunyai

kekuatan leleh mendekati 790 sampai dengan 900 MPa, juga tergantung ukuran diameter.

Ukuran diameter baut berkekuatan tinggi berkisar 1/2” sampai dengan 1 1/2” khusus baut A449 sampai dengan 3”. Ukuran baut yang sering digunakan pada struktur bangunan adalah 3/4” dan 7/8”, sedangkan untuk struktur jembatan 7/8” sampai dengan 1”.

Baut kekuatan tinggi dikencangkan untuk menimbulkan tegangan tarik yang ditetapkan pada baut sehingga terjadi gaya jepit (*clamping force*) pada sambungan. Oleh karena itu beban kerja sesungguhnya dipikul oleh gaya gesekan antara pelat atau batang yang disambung. Gaya ini disebut *proofland*.

Baut mutu tinggi dapat direncanakan sebagai sambungan tipe friksi (tanpa ada slip pada bagian-bagian sambungan) tetapi dapat juga direncanakan sebagai sambungan tipe tumpu.

TABLE 4.1.1 Properties of Bolts

ASTM designation	Bolt diameter in. (mm)	Proof load, ^a length measurement ^b method, ksi (MPa)	Proof load, ^a yield strength ^c method, ksi (MPa)	Minimum tensile strength, ksi (MPa)
A307 [2.4], low-carbon steel Grades A and B	1/4 to 4 (6.35 to 102)	—	—	60 (415)
A325 [2.5], high-strength steel Types 1, 2, and 3	1/2 to 1 (12.7 to 25.4)	85 (585)	92 (635)	120 (825)
Types 1, 2, and 3	1 1/4 to 1 1/2 (28.6 to 38.1)	74 (510)	81 (560)	105 (725)
A449 [2.6], quenched and tempered steel	1/2 to 1 (6.35 to 25.4)	85 (585)	92 (635)	120 (825)
(Note: AISC ^d permits use only for bolts larger than 1 1/4 in. and for threaded rods and anchor bolts)	1 1/4 to 1 1/2 (28.6 to 38.1)	74 (510)	81 (560)	105 (725)
	1 1/2 to 3 (44.5 to 76.2)	55 (380)	58 (400)	90 (620)
A490 [2.7], quenched and tempered alloy steel	1/2 to 1 1/2 (12.7 to 38.1)	120 (825)	130 (895)	150 (1035)

^aActual proof load and tensile load obtained by multiplying given stress value by the tensile stress area
 A_t ; $A_t = 0.785 (d_s - 0.9743/n)^2$, where A_t = stress area in square inches, d_s = nominal diameter of bolt in inches, and n = number of threads per inch.
^b0.5% extension under load.
^c0.2% offset value.
^dAISC-J3.1

Gambar 2.23 Karakteristik Baut Mutu Tinggi

Sumber: Charles G. Salmon, “*Steel Structures Design and Behavior*”, 2009

b. Ukuran Lobang Baut

Menurut SNI 03-1729-2002 Pasal 17.3.6

$$d_n \leq 24 \text{ mm}, d_1 = d + 2 \text{ mm} \dots\dots\dots (2.5.78)$$

$$d_n \geq 24 \text{ mm}, d_1 = d + 3 \text{ mm} \dots\dots\dots (2.5.79)$$

1. Tinjauan terhadap kekuatan geser nominal baut

- Tahanan nominal terhadap satu buah baut yang memikul gaya geser memenuhi persamaan:

$$\phi \cdot R_n = m \cdot r_l \cdot f_u^b \cdot A_b \dots\dots\dots (2.5.80)$$

Keterangan:

m = jumlah bidang geser

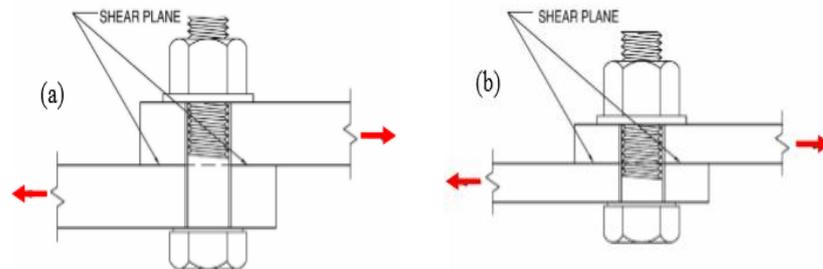
$r_1 = 0,4$ untuk baut dengan ulir pada bidang geser

$r_2 = 0,5$ untuk baut tanpa ulir pada bidang geser

f_u^b = kuat Tarik baut (MPa)

A_b = luas

$\phi = 0,75$ (factor tahanan yang diberikan apabila penampang berlobang memikul gaya tarik di tempat sambungan, di tempat lain 1,0)



Gambar 2.24 Bidang Geser Baut (a) $r_1 = 0,5$ (b) $r_1 = 0,4$

2. Tinjauan terhadap kekuatan tumpu baut

$$\phi \cdot R_n = n \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u^p \dots \dots \dots (2.5.81)$$

Keterangan:

$n = 2,4$ berlaku untuk semua jenis lobang

$= 2,0$ untuk lobang selot panjang tegak lurus

t_p = tebal pelat terkecil

3. Jumlah baut

Digunakan/diambil R_n (tahanan nominal baut) terkecil supaya lebih aman:

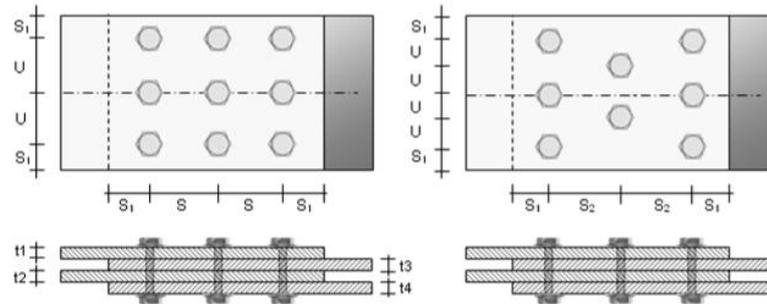
$$n_b = \frac{R_u}{\phi R_n} \dots \dots \dots (2.5.82)$$

Keterangan:

$R_u = P_u$ = beban Tarik terfaktor

$\phi \cdot R_n$ = kekuatan geser dan kekuatan tumpu, digunakan R_n (tahanan nominal baut) geser, karena untuk kekuatan material diambil paling terkecil

4. Susunan baut



Gambar 2.25 Susunan Baut

S_1 = jarak minimum dari pusat pengencang ke pelat atau jarak sentris baut terhadap pelat

Berdasarkan SNI 03-1729-2002 butir 13.2.24, jarak lubang tepi terdekat dengan sisi pelat, harus lebih besar daripada 1,5 diameter.

Maka, diambil $S_1 = 2.d$ (2.5.83)

Cek tata letak baut/cek jarak tepi maksimum untuk S_1 :

$1,5 dh < S_1 < (4tp+100)$ atau 200 mm (2.5.84)

S = jarak antar pusat lobang pengencang

Berdasarkan SNI 03-1729-2002 butir 13.2.24, jarak antar pusat lobang pengencang tidak boleh kurang dari 3 kali diameter nominal pengencang maka diambil

$S = 3d$ (2.5.85)

Cek tata letak baut/ cek jarak tepi maksimum untuk S :

$3 db < S < 15 tp$ atau 200 mm (2.5.86)

$U = (200 - (S_1 + S_1))$ (2.5.87)

5. Evaluasi

a. Baut

Suatu baut yang memikul beban terfaktor R_u , sesuai persyaratan LRFD harus memenuhi:

$\overline{R_u} = n.\phi.R_n > P_u$ (2.5.88)

Keterangan:

n = jumlah baut

R_u = tahanan tarik baut

ϕR_n = diambil yang paling terkecil antara tahanan geser baut dengan tahanan tumpu baut

b. Pelat

i. Pemeriksaan terhadap syarat luas penampang minimum dan *shear lag*

1. Luas penampang bruto, berdasarkan SNI 03-1729-2002 butir 10.2.1:

$$A_g = h.t \dots\dots\dots (2.5.89)$$

Keterangan:

t = tebal pelat terkecil

h = lebar pelat

2. Luas penampang netto, berdasarkan SNI 03-1729-2002 butir 10.2.1:

$$A_{netto} = A_g.n.d.t \dots\dots\dots (2.5.90)$$

Keterangan:

n = jumlah lobang sejajar

d = $d_n + 2 \text{ mm}$

t = tebal pelat terkecil

Cek syarat luas penampang minimum

$$A_{netto} \geq 85\%.A_g \dots\dots\dots (2.5.91)$$

3. Eksentrisitas pada sambungan / *shear lag*

- X (eksentrisitas sambungan/jarak tegak lurus arah gaya tarik antara titik berat penampang komponen yang disambung dengan bidang sambungan), berdasarkan SNI 03-1729-2002 butir 10.2:

$$X = \frac{\text{tebal pelat}}{2} \dots\dots\dots (2.5.92)$$

- L (panjang sambungan pada arah gaya atau dalam arah gaya tarik yaitu jarak antara dua baut yang terjauh pada suatu sambungan atau panjang las dalam arah gaya tarik, mm)

$$L = 3.S \dots\dots\dots (2.5.93)$$

4. Koefisien reduksi / U

Berdasarkan SNI 03-1729-2002 butir 10.2, luas netto (A_{netto}) yang diperoleh sebelumnya harus dikalikan dengan factor efektifitas penampang (U), akibat adanya eksentrisitas pada sambungan yang disebut *shear lag*.

$$U = 1 - \left(\frac{X}{L} \right) \leq 0,9 \dots\dots\dots (2.5.94)$$

Keterangan:

- U = faktor reduksi
 X = eksentrisitas sambungan
 L = panjang sambungan pada arah gaya

Jika $U \geq 0,9$ diambil $U = 1$

Jika $U \leq 0,9$ diambil U hasil perhitungan

5. Luas netto efektif (A_e) berdasarkan SNI 03-1729-2002 butir 10.2

$$A_e = A_{\text{netto}} \cdot U \dots\dots\dots (2.5.95)$$

ii. Pemeriksaan terhadap daya dukung pelat pada daerah sambungan

$$R_u = \phi \cdot A_{\text{netto}} \cdot f_n \dots\dots\dots (2.5.96)$$

iii. Pemeriksaan terhadap geser blok

Kondisi geser blok diperiksa untuk pelat sambungan dengan jumlah tebal terkecil

- A_{gv} = luas kotor / bruto akibat geser atas

$$A_{gv} = n \cdot L \cdot t_p \dots\dots\dots (2.5.97)$$

- A_{nv} = luas netto akibat geser bawah

$$A_{nv} = A_{gv} - n \cdot d \cdot t \dots\dots\dots (2.5.98)$$

(n = sisa baut yang tersisa akibat putus diujung)

- A_{gt} = luas kotor / bruto akibat tarik

$$A_{gt} = n \cdot S_1 \cdot t \dots\dots\dots (2.5.99)$$

- A_{nt} = $A_{gt} - n \cdot d \cdot t \dots\dots\dots (2.5.100)$

n = jumlah bagian pelat yang terputus

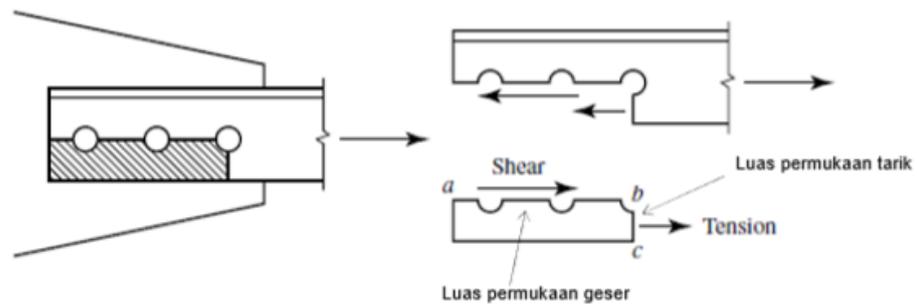
d = diameter baut

n baut = jumlah baut yang tersisa akibat putus diujung

EVALUASI KEGAGALAN YANG MUNGKIN TERJADI PADA SAMBUNGAN

- **Kebutuhan Geser Blok**

Kebutuhan geser blok merupakan penjumlahan antara tarik leleh atau tarik fraktur (tarik putus yang terletak pada sambungan) dengan geser leleh atau geser fraktur (geser putus yang terletak pada sambungan).



Gambar 2.26 Geser Blok, kombinasi keruntuhan antara geser dan tarik

Tahanan nominal

- a) Geser leleh dengan tarik fraktur

$$\text{Bila } f_u \cdot A_{nt} \geq 0,6 \cdot f_u \cdot A_{nv}, \text{ maka } N_n = 0,6 \cdot f_u \cdot A_{nv} + f_y \cdot A_{gt} \dots \dots \dots (2.5.101)$$

- b) Geser fraktur dengan tarik leleh

$$\text{Bila } f_u \cdot A_{nt} < 0,6 \cdot f_u \cdot A_{nv}, \text{ maka } N_n = 0,6 \cdot f_u \cdot A_{nv} + f_y \cdot A_{gt} \dots \dots \dots (2.5.102)$$

- Keruntuhan tarik nominal harus memenuhi

$$N_n = 0,6 \cdot f_u \cdot A_{nv} + f_y \cdot A_{gt} > P_u \dots \dots \dots (2.5.103)$$

- Kekuatan tarik nominal terfaktor

$$\phi \cdot N_n \dots \dots \dots (2.5.104)$$

$$\phi = \text{factor tahanan baut yang memikul kombinasi geser dan tarik} = 0,75$$

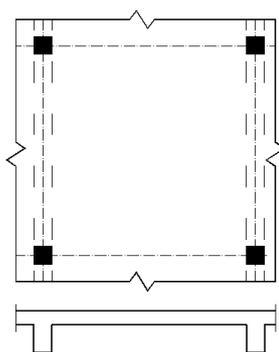
2.5.2 Pelat

Pelat merupakan struktur tipis yang dibuat dari beton bertulang dengan bidang yang arahnya horizontal, dan beban yang bekerja tegak lurus pada bidang struktur tersebut. Ketebalan bidang pelat ini relatif sangat kecil apabila dibandingkan dengan bentang panjang/lebar bidangnya. Pelat beton bertulang ini sangat kaku dan arahnya horizontal, sehingga pada bangunan gedung, pelat ini berfungsi sebagai diafragma/unsur pengaku horizontal yang sangat bermanfaat untuk mendukung ketegaran balok portal. Pelat beton bertulang banyak digunakan pada bangunan sipil, baik sebagai lantai bangunan, lantai atap dari suatu gedung, lantai jembatan maupun lantai pada dermaga. Beban yang bekerja pada pelat umumnya diperhitungkan terhadap beban gravitasi (beban mati dan/atau beban hidup). Beban tersebut mengakibatkan terjadi momen lentur. Oleh karena itu pelat juga direncanakan terhadap beban lentur seperti kasus balok. (Ali Asroni, 2017)

Berdasarkan kemampuannya untuk menyalurkan gaya akibat beban, pelat dibedakan menjadi 2 yaitu:

1. Pelat satu arah

Pelat satu arah adalah pelat dengan tulangan pokok satu arah yang akan dijumpai jika pelat beton lebih dominan menahan beban yang berjumpa momen lentur pada bentang satu arah saja. Suatu pelat dikatakan satu arah jika $\frac{L_y}{L_x} \geq 2$. Dimana L_y merupakan sisi terpanjang, dan L_x merupakan sisi terpendek dari pelat.



Gambar 2.27 Pelat Satu Arah

Bila lendutan harus dihitung, maka lendutan yang terjadi seketika sesudah bekerjanya beban harus dihitung dengan metoda atau formula standar untuk lendutan elastis, dengan memperhitungkan pengaruh retak dan tulangan terhadap kekakuan komponen struktur.

Dalam SNI 2847-2019 dijelaskan mengenai perancangan pelat satu arah pada pasal 9.3.1.1 Tebal minimum pelat satu arah adalah sebagai berikut:

Tabel 2.9 Tebal minimum balok nonprategang atau pelat satu arah bila lendutan tidak dihitung

Kondisi perlekatan	Minimum h
Perlekatan sederhana	$l/16$
Menerus satu sisi	$l/18,5$
Menerus dua sisi	$l/21$
Kantilever	$l/8$

CATATAN :

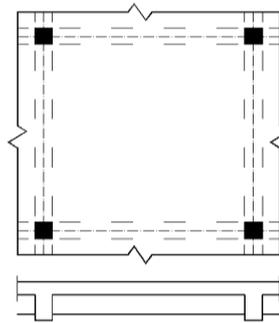
Panjang bentang dalam mm.

Nilai yang diberikan harus digunakan langsung untuk komponen struktur dengan beton normal dan tulangan tulangan Mutu 420 MPa. Untuk kondisi lain, nilai di atas harus dimodifikasi sebagai berikut :

- a. Untuk struktur beton ringan dengan berat jenis (*equilibrium density*), W_c , di antara 1440 sampai 1840 kg/m^3 , nilai tadi harus dikalikan dengan $(1,65-0,0003W_c)$ tetapi tidak kurang dari 1,09.
- b. Untuk f_y selain 420 MPa, nilainya harus dikalikan dengan $(0,4 + f_y/700)$.

2. Pelat dua arah

Pelat yang keempat sisinya ditumpu oleh balok dengan perbandingan $\frac{l_x}{l_y} \leq 2$, perhitungan pelat didasarkan umumnya dilakukan dengan pendekatan dua arah yang tercantum dalam tabel momen pelat dua arah akibat beban terbagi rata



Gambar 2.28 Pelat Dua Arah

Menurut SNI 2847:2013 pada pasal 13 berlaku untuk pelat dua arah dengan tulangan pokok dua arah yang akan dijumpai jika pelat beton menahan beban yang berupa momen lentur pada bentang dua arah. Pelat lantai yang dirancang adalah pelat lantai dua arah yang didukung pada keempat sisinya. Adapun syarat tebal pelat minimum menurut SNI – 2847-2019 pasal 8.3.1.2 adalah sebagai berikut:

Tabel 2.10 Ketebalan Minimum Pelat Dua Arah Nonprategang dengan Balok di antara Tumpuan pada Semua Sisinya

α_m	h minimum, mm		
$\alpha_m \leq 0,2$	Tanpa drop panel	125	(a)
	Dengan drop panel	100	

$0,2 \leq \alpha_m \leq 2,0$	Terbesar dari:	$h = \frac{1_n \left[0,8 + \frac{f_y}{1400} \right]}{36 + 5 \cdot \beta \cdot (\alpha_m - 0,2)}$	(b)
		125	(c)
$\alpha_m \geq 2,0$	Terbesar dari:	$h = \frac{1_n \left[0,8 - \frac{f_y}{1400} \right]}{36 - 9 \cdot \beta}$	(d)
		90	(e)

- a. Untuk $\alpha_m \leq 0,2$ ketebalan pelat minimum adalah sebagai berikut ini:
- pelat tanpa penebalan : 125 mm
 - pelat dengan penebalan : 100 mm
- b. Untuk $0,2 \leq \alpha_m \leq 2,0$ ketebalan pelat minimum harus memenuhi persamaan sebagai berikut ini:

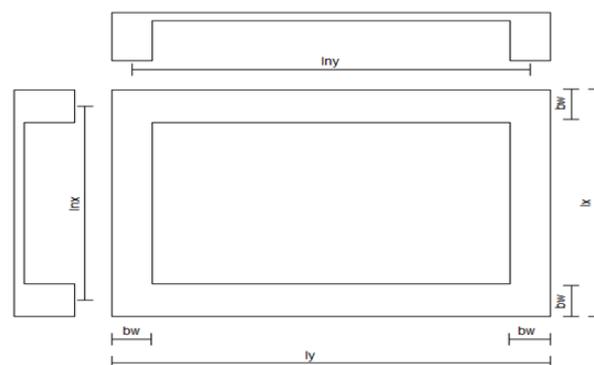
$$h = \frac{1_n \left[0,8 + \frac{f_y}{1400} \right]}{36 + 5 \cdot \beta \cdot (\alpha_m - 0,2)} \dots\dots\dots (2.5.105)$$

dan tidak boleh kurang dari 120 mm

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

$$h = \frac{1_n \left[0,8 - \frac{f_y}{1400} \right]}{36 - 9 \cdot \beta} \dots\dots\dots (2.5.106)$$

dan tidak boleh kurang dari 90 mm.



Gambar 2.29 Pelat

Keterangan:

h = tebal pelat minimum (cm).

- f_y = tahanan leleh baja tulangan (MPa).
- α = rasio kekuatan lentur penampang balok terhadap kuat lentur pelat dengan lebar yang dibatasi secara lateral oleh garis sumbu tengah dari panel-panel yang bersebelahan (bila ada) pada tiap sisi balok.
- α_m = nilai rata-rata α untuk semua balok pada tepi-tepi dari suatu panel.
- β = rasio bentang bersih dalam suatu arah memanjang terhadap arah memendek dari pelat dua arah. $\beta = \ln y / \ln x$.
- λ_n = panjang bentang bersih dalam arah memanjang dari konstruksi dua arah, diukur dari muka ke muka tumpuan pada pelat tanpa balok dan muka ke muka balok atau tumpuan lain pada kasus lainnya.

- d. Pada tepi yang tidak menerus, balok tepi harus mempunyai rasio kekakuan α tidak kurang dari 0,8.

$$\alpha = \frac{E_{cb} \cdot I_b}{E_{cp} \cdot I_p} \dots\dots\dots (2.5.107)$$

Keterangan:

E_{cb} = modulus elastisitas balok beton.

E_{cp} = modulus elastisitas pelat beton.

I_b = momen inersia terhadap sumbu pusat penampang bruto balok.

I_p = momen inersia terhadap sumbu pusat penampang bruto pelat.

- e. Beban yang bekerja pada pelat.

$$q_U = 1,2 \cdot q_D + 1,6 \cdot q_L \dots\dots\dots (2.5.108)$$

Keterangan:

q_U = beban ultimit.

q_D = beban mati pelat.

q_L = beban hidup pelat.

- f. Mencari tebal efektif pelat

Untuk menentukan tinggi efektif pelat ditinjau dari dua arah yaitu:

Arah x dx = tebal pelat – selimut beton – 1/2. Ø tulangan arah x
 Arah y dy = tebal pelat – selimut beton – 1/2. Ø tulangan arah y
 g. Mencari momen yang bekerja pada arah sumbu x dan y, dengan bantuan tabel momen *Marcus*.

TABEL MARCUS
 (Momen-momen pada pelat)

$k = \frac{l_y}{l_x}$, l_y = bentang terbesar

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

Catatan : Perletakan sendi
 Perletakan jepit

Gambar 2.30 Tabel Momen *Marcus*.

Keterangan:

- k : Koefisien momen yang tergantung dari L_y/L_x dan kondisi tumpuan (Tabel MARKUS)
- q : Beban merata di atas pelat(kg/m²)
- l_x : Panjang Bentang Terpendek (m)
- l_y : Panjang Bentang Terpanjang (m)
- m_{tx} : Momen tumpuan arah x persatuan lebar pelat (kg.m)
- m_{ty} : Momen tumpuan arah y persatuan lebar pelat (kg.m)
- m_{lx} : Momen lapangan arah x persatuan lebar pelat (kg.m)
- m_{ly} : Momen lapangan arah y persatuan lebar pelat (kg.m)

h. Tulangan

Langkah-langkah dalam menghitung tulangan pelat, yaitu:

1. Menghitung nilai d, berlaku :

$$d = h - s - 1/2 \text{ Ø} \dots\dots\dots (2.5.109)$$

2. Menghitung nilai ratio tulangan ρ :

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} \dots\dots\dots (2.5.110)$$

$$\rho_{\max} = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \dots\dots\dots (2.5.111)$$

Rasio tulangan perlu

$$bd^2 = \frac{Mn}{\rho \cdot f_y \cdot (1 - 0,59 \cdot \frac{f_y}{f'c} \cdot \rho)} \dots\dots\dots (2.5.112)$$

3. Menentukan luas tulangan (As) yang diperlukan :

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d \dots\dots\dots (2.5.113)$$

4. Memilih diameter tulangan (Ø) yang akan digunakan dengan penampang dihitung dengan persamaan:

$$A_{s_{tulangan}} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \phi^2 \dots\dots\dots (2.5.114)$$

5. Menghitung jumlah tulangan :

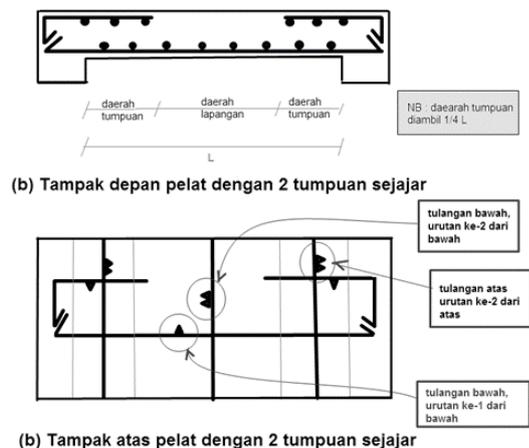
$$n = \frac{A_s}{1/4 \cdot \pi \cdot \phi^2} \dots\dots\dots (2.5.115)$$

Spasi antara tulangan :

$$x = \frac{1000}{n - 1} \dots\dots\dots (2.5.116)$$

syarat jarak antar tulangan : $x < 3h$ dan $< 500mm$

Perhitungan penulangan dilakukan terhadap arah x dan arah y



Gambar 2.31 Tulangan pelat

2.5.3 Balok

Balok adalah komponen struktur yang berfungsi memikul beban lantai dan beban lainnya yang bekerja di atasnya dan kemudian menyalurkan beban tersebut ke kolom. Untuk desain awal (*preliminary design*) penampang balok ditentukan sesuai persyaratan SNI-2847-2019 pada Tabel 2.11.

Tabel 2.11 Tebal minimum balok nonprategang atau pelat satu arah bila lendutan tidak dihitung

Kondisi perlekatan	Minimum h
Perlekatan sederhana	$l/16$
Menerus satu sisi	$l/18,5$
Menerus dua sisi	$l/21$
Kantilever	$l/8$

CATATAN :

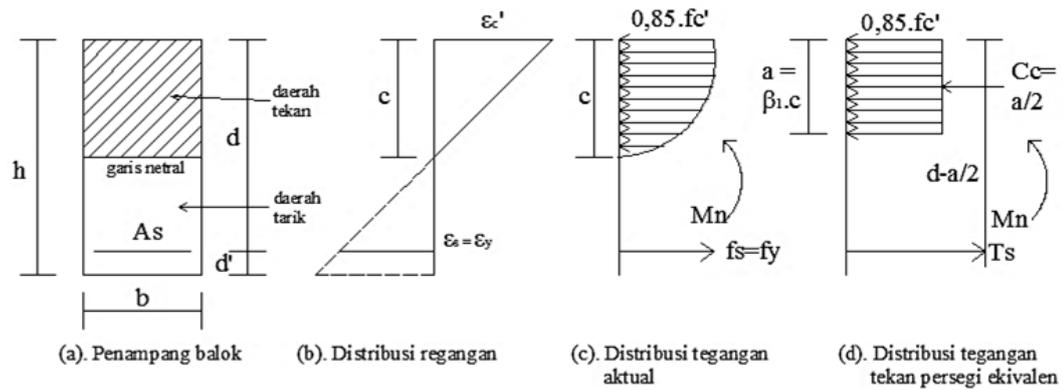
Panjang bentang dalam mm.

Nilai yang diberikan harus digunakan langsung untuk komponen struktur dengan beton normal dan tulangan tulangan Mutu 420 MPa. Untuk kondisi lain, nilai di atas harus dimodifikasi sebagai berikut :

- a. Untuk pelat nonprategang yang terbuat dari beton ringan dengan berat jenis (*equilibrium density*), W_c , di antara 1440 sampai 1840 kg/m³, nilai tadi harus dikalikan dengan $(1,65-0,0003W_c)$ tetapi tidak kurang dari 1,09.
- b. Untuk f_y lebih dari 420 MPa, nilainya harus dikalikan dengan $(0,4 + f_y/700)$.

2.5.3.1 Balok Persegi Panjang dengan Tulangan Tunggal

Balok dengan tulangan tunggal sering juga disebut dengan balok bertulangan sebelah atau balok dengan tulangan tarik saja. Untuk keperluan hitungan balok persegi panjang dengan tulangan tunggal, berikut ini dilukiskan bentuk penampang balok yang dilengkapi dengan distribusi regangan dan tegangan beton serta notasinya, seperti pada Gambar 2.32.



Gambar 2.32 Distribusi Regangan dan Tegangan pada Balok Tunggal

(Sumber : Balok dan Pelat Beton Bertulang, Ali Asroni)

Keterangan Gambar 2.32:

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

$a = \beta_1 \cdot c$ (2.5.117)

A_s = luas tulangan tarik (mm^2)

b = lebar penampang balok (mm).

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

C_c = gaya tekan beton (kN).

d = tinggi efektif penampang balok (mm).

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

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

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

f_s = tegangan tarik baja tulangan (mpa).

$f_s = \varepsilon_s \cdot E_s$ (2.5.118)

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

h = tinggi penampang balok (mm).

M_n = momen nominal aktual (kNm).

t_s = gaya tarik baja tulangan (kN).

β_1 = faktor pembentuk tegangan beton tekan persegi ekuivalen, yang bergantung pada mutu beton (f'_c) sebagai berikut (SNI 2847 – 2019 pasal 22.2.2.4.3)

Tabel 2.12 Nilai β_1 untuk Distribusi Tegangan Beton Persegi Ekuivalen

f'_c MPa	β_1	
------------	-----------	--

$17 \leq f'c \leq 28$ MPa	0,85	a)
$28 \text{ MPa} < f'c < 56$ MPa	$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05 \cdot (f'c - 28)}{7}$	b)
$f'c > 55$ MPa	0,65	c)

ε_c' = regangan tekan beton dengan ε_c' maksimal (ε_{cu}) = 0,003, dimana:

$$\varepsilon_c' = \frac{a}{\beta_1 \cdot d - a} \cdot \varepsilon_y \dots\dots\dots (2.5.119)$$

ε_s = regangan tarik baja tulangan.

ε_s' = regangan tekan baja tulangan.

$$\varepsilon_s' = \frac{a - \beta_1 \cdot d_s'}{a} \cdot 0,003 \dots\dots\dots (2.5.120)$$

ε_y = regangan tarik baja tulangan pada saat leleh.

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{f_y}{200000} \dots\dots\dots (2.5.121)$$

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

1. Gaya tekan beton

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

$$C_c = 0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b \dots\dots\dots (2.5.122)$$

Gaya tarik baja tulangan

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

$$T_s = A_s \cdot f_y \dots\dots\dots (2.5.123)$$

Luas tulangan longitudinal balok

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

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b}{f_y} \dots\dots\dots (2.5.124)$$

Momen nominal dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$M_n = C_c \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \text{ atau } M_n = T_s \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \dots\dots\dots (2.5.125)$$

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

$$\varepsilon_c' = \frac{a}{\beta_1 \cdot d - a} \cdot \varepsilon_y \dots\dots\dots (2.5.126)$$

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

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

Untuk menghitung momen – momen rencana M_r dilaksanakan sebagai berikut:

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

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \dots\dots\dots (2.5.127)$$

Moment rencana dihitung dengan persamaan:

$$M_r = \phi \cdot M_n, \text{ dengan } \phi = 0,9 \dots\dots\dots (2.5.128)$$

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

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

$$\rho_{maks} = \left(\frac{0,003 + f_y / E_s}{0,008} \right) \rho_b \dots\dots\dots (2.5.129)$$

Sedangkan untuk rasio tulangan minimum untuk balok persegi adalah:

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} \dots\dots\dots (2.5.130)$$

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

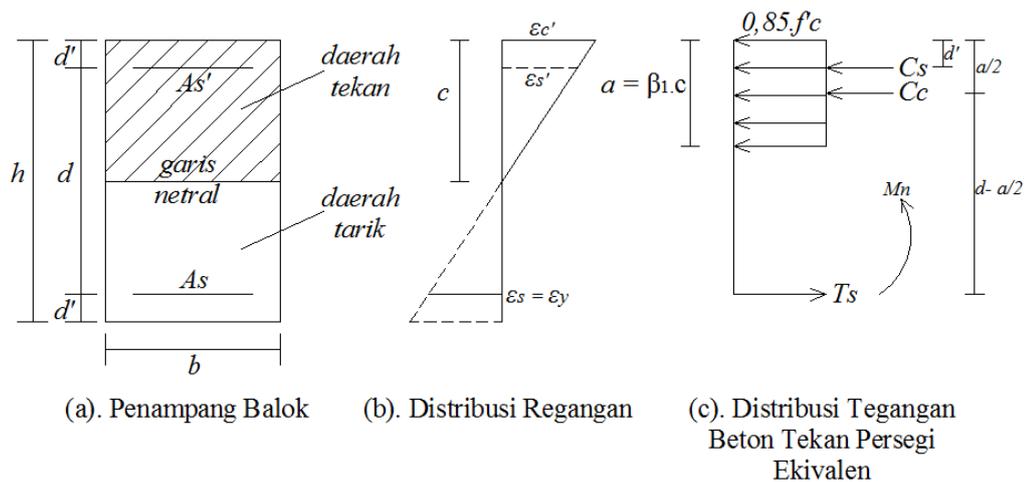
$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{0,59 \cdot 4M_u}{\phi f'_c b d^2}}\right) \dots\dots\dots (2.5.131)$$

Dengan persyaratan sebagai berikut:

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

2.5.3.2 Balok Persegi Panjang dengan Tulangan Rangkap

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



Gambar 2.33 Distribusi Regangan dan Tegangan pada Balok Tulangan Rangkap

(Sumber : Balok dan Pelat Beton Bertulang, Ali Asroni)

Keterangan notasi pada Gambar 2.33.

- a : tinggi balok tegangan beton tekan persegi ekuivalen (mm).
- $a = \beta_1 \cdot c \dots\dots\dots (2.5.132)$
- A_s : luas tulangan tarik (mm^2).
- A_s' : luas tulangan tekan (mm^2).

- b : lebar penampang balok (mm).
- c : jarak antara garis netral dan tepi serat beton tekan (mm).
- C_c : gaya tekan beton (kN).
- C_s : gaya tekan baja tulangan (kN).
- d : tinggi efektif penampang balok (mm).
- d_s : jarak anatara titik berat tulangan tarik dan tepi serat beton tarik (mm).
- d_s' : jarak anatara titik berat tulangan tekan dan tepi serat beton tekan (mm).
- E_s : modulus elastisitas baja tulangan, diambil sebesar 200.000 MPa.
- $f'c$: tegangan tekan beton yang disyaratkan pada umur 28 hari (Mpa).
- f_s : tegangan tarik baja tulangan = $\varepsilon_s \cdot E_s$, dalam MPa.
- $f_s = \varepsilon_s \cdot E_s$ (2.5.133)
- f_s' : tegangan tekan baja tulangan = $\varepsilon_s' \cdot E_s$, (Mpa).
- f_y : tegangan tarik baja tulangan pada saat leleh (Mpa).
- h : tinggi penampang balok (mm).
- M_n : momen nominal aktual (kNm).
- T_s : gaya tarik baja tulangan (kN).
- β_1 : faktor pembentuk tegangan beton tekan persegi ekuivalen, yang bergantung pada mutu beton ($f'c$) sebagai berikut (SNI 2847 – 2019 pasal 22.2.2.4.3)

Tabel 2.13 Nilai β_1 untuk Distribusi Tegangan Beton Persegi Ekuivalen

$f'c$ MPa	β_1	
$17 \leq f'c \leq 28$ MPa	0,85	a)
$28 \text{ MPa} < f'c < 56$ MPa	$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05 \cdot (f'c - 28)}{7}$	b)
$f'c > 55$ MPa	0,65	c)

ε_c' : regangan tekan beton, dengan ε_c' maksimal = 0,003

ε_s : regangan tarik baja tulangan.

ε_s' : regangan tekan baja tulangan.

ε_y : regangan tarik baja tulangan pada saat leleh

$$\varepsilon_y = \frac{fy}{E_s} = \frac{fy}{200000} \dots\dots\dots (2.5.134)$$

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

$$\frac{c}{\varepsilon_{cu}'} = \frac{c-d'}{\varepsilon_s'}, \text{ sehingga } \varepsilon_s' = \frac{c-d'}{c} \cdot \varepsilon_{cu}' \dots\dots\dots (2.5.135)$$

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

$$\varepsilon_s' = \frac{a - \beta_1 \cdot d_s'}{a} \cdot 0,003 \dots\dots\dots (2.5.136)$$

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

$$f_s' = \frac{a - \beta_1 \cdot d_s'}{a} \cdot 600 \text{ dengan ketentuan } f_s' \geq 0 \dots\dots\dots (2.5.137)$$

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

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

$$a = \frac{(A_s - A_s') \cdot fy}{0,85 \cdot f_c' \cdot c \cdot b} \dots\dots\dots (2.5.138)$$

Nilai momen nominal :

$$M_n = M_{nc} + M_{ns} \dots\dots\dots (2.5.139)$$

$$M_{nc} = C_c \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right), \text{ dengan } C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot c \cdot a \cdot b \dots\dots\dots (2.5.140)$$

$$M_{ns} = C_s \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right), \text{ dengan } C_s = A_s' \cdot f_s' \dots\dots\dots (2.5.141)$$

$$M_r = \phi \cdot M_n, \text{ dengan } \phi = 0,9 \dots\dots\dots (2.5.142)$$

Keterangan:

M_n = momen nominal aktual penampang balok (kNm).

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

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

M_r = momen rencana pada penampang balok (kNm).

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

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

Jarak antara garis netral dan tepi serat beton tekan:

$$c = \frac{0,003.d_d}{\frac{f_y}{200000} + 0,003} = \frac{600.d_d}{600 + f_y} \dots\dots\dots (2.5.143)$$

Tinggi blok tegangan beton tekan persegi ekuivalen:

$$a_{maks,leleh} = \frac{600.\beta_1.d_d}{600 + f_y} \dots\dots\dots (2.5.144)$$

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

$$d_d = d \dots\dots\dots (2.5.145)$$

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

Jarak antara garis netral dan tepi serat beton tekan:

$$c = \frac{0,003.d_d}{\frac{f_y}{200000} - 0,003} = \frac{600.d_d}{600 - f_y} \dots\dots\dots (2.5.146)$$

Tinggi blok tegangan beton tekan persegi ekuivalen:

$$a_{min,leleh} = \frac{600.\beta_1.d_d}{600 - f_y} \dots\dots\dots (2.5.147)$$

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

$$d_d = d_s' \dots\dots\dots (2.5.148)$$

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

Nilai $a_{maks\ leleh}$ dan $a_{min\ leleh}$ ini berguna untuk mengetahui kondisi tulangan tarik dan tulangan tekan pada suatu penampang balok beton, apakah semua tulangan tarik dan semua tulangan tekan sudah leleh atau belum.

Pada prinsip perencanaan balok beton bertulang, semua tulangan tarik diperhitungkan sudah leleh. Kondisi tulangan tarik sudah leleh atau belumnya dihitung dengan nilai a (tinggi blok tegangan tekan beton persegi ekuivalen), kemudian dibandingkan dengan a_{maks} dan a_{min} sehingga didapat kemungkinan - kemungkinan berikut:

Untuk a_{maks}

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

Untuk a_{min}

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

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

$$a = \left(\sqrt{p^2 + q} \right) - p \dots\dots\dots(2.5.149)$$

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

$$\left(\quad 2 \quad \cdot \quad 5 \quad \cdot \quad 1 \quad 5 \quad 0 \quad \right)$$

$$q = \frac{600.\beta_1.ds'.A_s'}{0,85.f'c.b} \dots\dots\dots(2.5.151)$$

Keruntuhan Lentur dan Sistem Perencanaan

1. Jenis keruntuhan lentur

Jenis keruntuhan yang dapat terjadi pada balok lentur bergantung pada sifat – sifat penampang balok dan dibedakan menjadi 3 jenis berikut:

a. Keruntuhan tekan (*brittle failure*)

Pada keadaan penampang beton dengan keruntuhan tekan, beton hancur sebelum baja tulangan leleh. Regangan tekan beton sudah

melampaui regangan batas, $\varepsilon_{cu}' = 0,003$ tetapi regangan tarik baja tulangan belum mencapai leleh atau $\varepsilon_c' = \varepsilon_{cu}'$ tetapi $\varepsilon_s < \varepsilon_y$. Balok yang mengalami keruntuhan seperti ini terjadi pada penampang dengan rasio tulangan (ρ) yang besar dan disebut *over – reinforced*.

b. Keruntuhan seimbang (*balance*)

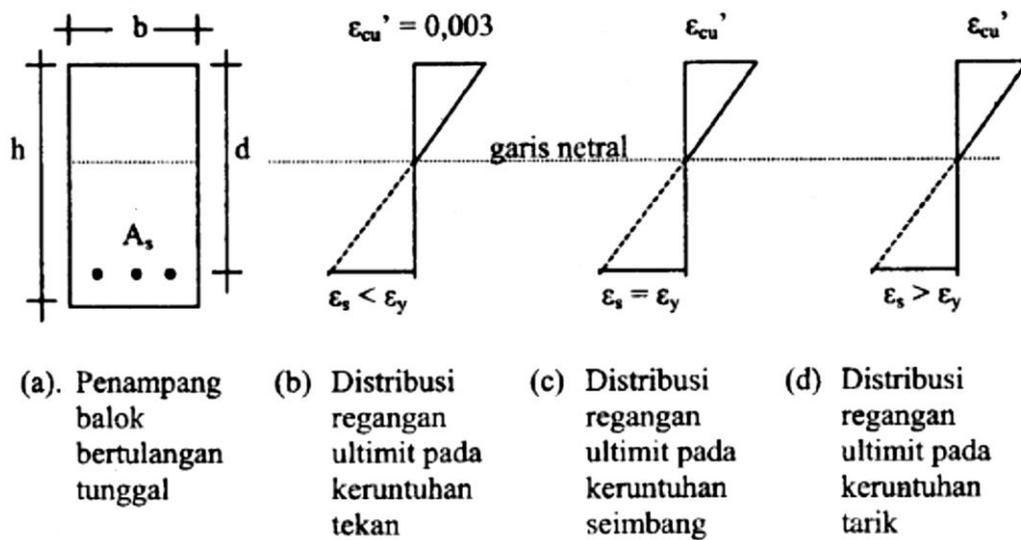
Pada penampang beton dengan keruntuhan seimbang, keadaan beton hancur dan baja tulangan leleh terjadi bersamaan. Regangan tekan beton mencapai regangan batas, $\varepsilon_{cu}' = 0,003$ dan regangan tarik baja tulangan mencapai leleh pada saat yang sama, atau $\varepsilon_c' = \varepsilon_{cu}'$ dan $\varepsilon_s = \varepsilon_y$. Balok yang mengalami keruntuhan seperti ini terjadi pada penampang beton dengan rasio tulangan seimbang (*balance*). Rasio tulangan *balance* diberi notasi ρ_b .

c. Keruntuhan tarik (*ductile failure*)

Pada keadaan penampang beton dengan keruntuhan tarik, baja tulangan sudah leleh sebelum beton hancur. Regangan tarik baja tulangan sudah mencapai titik leleh tetapi regangan tekan beton belum mencapai regangan batas, $\varepsilon_{cu}' = 0,003$ atau $\varepsilon_s = \varepsilon_y$ tetapi $\varepsilon_c' < \varepsilon_{cu}'$. Balok yang mengalami keruntuhan seperti ini terjadi pada penampang dengan rasio tulangan (ρ) yang kecil dan disebut dengan *under – reinforced*.

Pada balok yang mengalami keruntuhan liat, pada saat baja tulangan mulai leleh betonnya masih kuat (belum hancur), sehingga dapat terjadi lendutan pada balok. Jika diatas balok ditambah lagi beban yang besar, maka lendutan balok semakin besar dan akhirnya dapat terjadi keruntuhan. Keadaan demikian ini “menguntungkan” bagi kepentingan kelangsungan hidup manusia, karena ada “peringatan” tentang lendutan membesar sebelum runtuh, sehingga perencanaan beton bertulang *under reinforced* ini lebih aman.

Distribusi regangan pada penampang beton untuk ketiga jenis keruntuhan lentur tersebut dilukiskan seperti Gambar 2.34.



Gambar 2.34 Distribusi Regangan Ultimit pada Keruntuhan Lentur

(Sumber : Balok dan Pelat Beton Bertulang, Ali Asroni)

2. Sistem perencanaan yang digunakan

Berdasarkan penjelasan diatas, untuk perencanaan beton bertulang pada penampang beton sangat dihindari terjadi keruntuhan tekan (*over-reinforced*), karena sistem ini bersifat getas dan dapat berakibat runtuhnya balok secara mendadak.

Sistem perencanaan beton bertulang pada penampang balok dengan keadaan seimbang (*balance*) merupakan kondisi yang paling ideal tetapi sulit dan tidak pernah dapat dicapai, sedangkan sistem perencanaan beton bertulang dengan keruntuhan tarik (*under-reinforced*) boleh digunakan, karena mudah dicapai dan dapat dijamin keamanannya karena memberikan peringatan yang cukup, seperti defleksi yang berlebihan, sebelum terjadinya keruntuhan. Menurut peraturan beton Indonesia pada SNI 2847 – 2013, sistem perencanaan beton bertulang dibatasi dengan 2 kondisi berikut :

- a. Menurut SNI 2847 – 2013 pasal 10.5, agar tulangan yang digunakan tidak terlalu sedikit atau rasio tulangan ρ tidak terlalu kecil ditentukan rasio tulangan minimum, yaitu:

$$A_s \text{ harus } \geq A_{s \text{ min}} \text{ atau } \rho \geq \rho_{\text{min}} \text{ dengan } \rho = \frac{A_s}{(b.d)} \dots\dots\dots (2.5.152)$$

$$A_{s \min} = \rho_{\min} \cdot b \cdot d \dots\dots\dots (2.5.153)$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} \dots\dots\dots (2.5.154)$$

- b. Pada pasal 10.3.6.3 SNI 2847 – 2013, agar penampang beton dapat mendekati keruntuhan seimbang ditentukan luasan serta rasio tulangan maksimum, yaitu:

$$A_s \text{ harus } \leq A_{s \min} \text{ atau } \rho \leq \rho_{\min} \text{ dengan } \rho = \frac{A_s}{(b \cdot d)} \text{ dengan:}$$

$$A_{s \max} = 0,75 \cdot A_{s,b} \text{ dan } \rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b \dots\dots\dots (2.5.155)$$

2.5.3.3 Kuat Geser Balok

Kegagalan akibat gaya geser ditandai dengan adanya lendutan kecil, kurangnya daktilitas yang akan mengakibatkan keruntuhan struktur secara tiba-tiba. Hal ini berbeda dengan kegagalan akibat lentur, yang ditandai dengan lendutan yang bertambah besar dan retak lebar yang terjadi sebelum keruntuhan terjadi. Balok harus didesain sedemikian rupa sehingga kegagalan akibat geser tidak terjadi sebelum kegagalan lentur terjadi.

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

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

$$V_r = \phi \cdot V_n \text{ dan } \phi \cdot V_n \geq V_u \dots\dots\dots (2.5.156)$$

$$V_n = V_c + V_s \dots\dots\dots (2.5.157)$$

Keterangan:

V_r : Gaya geser rencana (N).

V_n : Gaya geser nominal (N).

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

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

ϕ : Faktor reduksi geser = 0,75

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

$$V_c = 0,17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \dots\dots\dots (2.5.158)$$

Pasal 11.4.7.1 SNI 2847 – 2013, gaya geser yang ditahan oleh begel (V_s)

dihitung dengan rumus :

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s} \dots\dots\dots (2.5.159)$$

3. Pasal 11.4.7.9 SNI 2847 – 2013

$$V_s \text{ tidak boleh diambil lebih besar dari } 0,66 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \dots\dots\dots (2.5.160)$$

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

4. Pada SNI 2847 – 2019, luas tulangan geser per meter panjang balok yang diperlukan ($A_{v,u}$) dihitung dengan memilih nilai terbesar dari rumus berikut:

a. Pasal 11.4.7.2

$$A_{v,u} = \frac{V_s \cdot s}{f_{yt} \cdot d} \dots\dots\dots (2.5.161)$$

dengan s (panjang balok) = 1000 mm

b. SNI 2847-2019 Pasal 9.6.3.3

Tabel 2.14 Kebutuhan $A_{v,min}$

Jenis Balok		$A_{v,min}/s$	
Nonprategang dan prategang dengan $A_{ps}f_{pu} < 0,4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$	Terbesar dari:	$0,062 \cdot \sqrt{f'c} \cdot \frac{b_w}{f_{yt}}$	(a)
		$\frac{0,35 \cdot b \cdot s}{f_{yt}}$	(b)
Prategang dengan $A_{ps}f_{pu} \geq 0,4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$	Terkecil dari:	$0,062 \cdot \sqrt{f'c} \cdot \frac{b_w}{f_{yt}}$	(c)
		$\frac{0,35 \cdot b \cdot s}{f_{yt}}$	(d)
		$\frac{A_{ps} \cdot f_{pu}}{80 f_{yt} d} \cdot \sqrt{\frac{d}{b_w}}$	(e)

5. Spasi begel (s) dihitung dengan rumus berikut:

a. SNI 2847-2019 Pasal 9.7.6.2.2

Tabel 2.15 Spasi Maksimum Tulangan Geser

V_s	Maksimum s, mm		
		Balok nonprategang	Balok prategang
$\leq 0,33\sqrt{f'c}.b.d$	Terkecil dari:	d/2	3h/4
		600	
$> 0,33\sqrt{f'c}.b_w.d$	Terkecil dari:	d/4	3h/8
		300	

2.5.3.4 Selimut Balok

1. Selimut Momen Balok

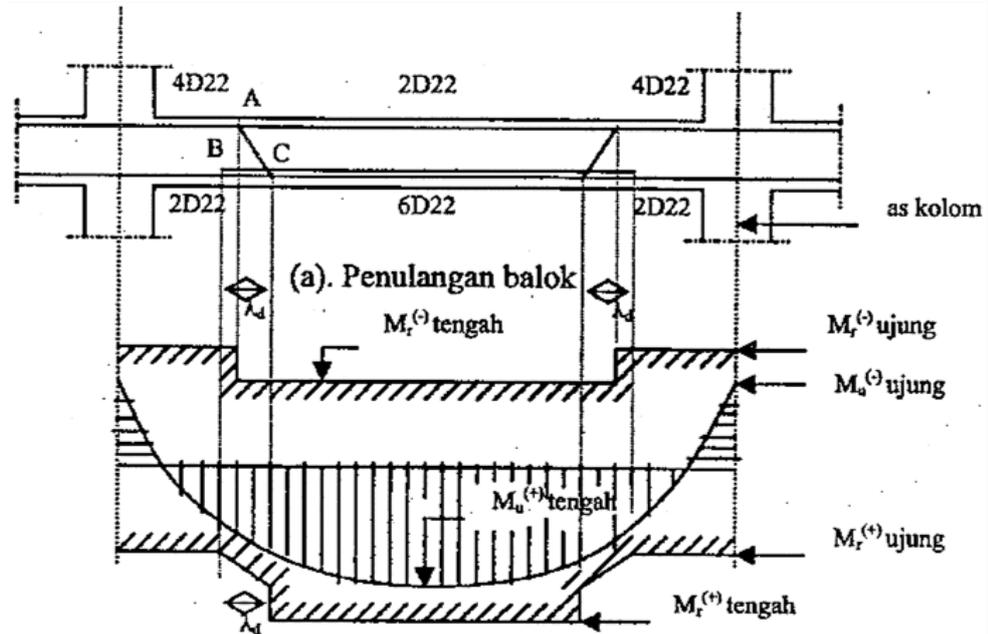
Pemberian tulangan pada struktur balok dimaksudkan agar balok tersebut mampu memikul beban lentur yang terjadi pada balok. Oleh karena itu disyaratkan, bahwa momen dukung ijin yang berada di dalam balok yaitu momen rencana ($M_r = \phi \cdot M_n$) minimal sama dengan momen perlu (M_u) akibat bekerjanya kombinasi beban terfaktor yang berada di luar balok. Maka penggambaran selimut momen balok bertujuan memberikan gambaran bahwa momen rencana balok (M_r) harus lebih besar atau sama dengan momen perlu (M_u).

Pada penggambaran selimut momen balok perlu direncanakan letak pemutusan tulangan dengan suatu pertimbangan, bahwa tulangan tersebut boleh diputus pada lokasi sedemikian rupa sehingga diberi kesempatan untuk menyalurkan tegangannya sampai ke titik leleh. Hal ini berarti tulangan diputus pada jarak minimal sepanjang λ_d yang ditunjukkan pada gambar selimut momen, yang menyatakan bahwa garis momen rencana berada di luar garis momen perlu.

Adapun langkah-langkah yang ditempuh untuk menggambar selimut momen balok biasanya dilaksanakan dengan urutan berikut:

- Dihitung tulangan longitudinal pada daerah ujung dan lapangan balok.
- Dihitung momen rencana balok, baik momen positif maupun momen negatif.
- Dihitung panjang penyaluran tegangan tulangan λ_d pada tempat pemutusan tulangan.
- Membuat gambar penulangan balok lengkap dengan letak tulangan yang diputus.

- e. Membuat gambar momen perlu dan momen rencana balok dalam bentuk garis-garis momen, dengan mempertimbangkan panjang penyaluran λ_d sedemikian rupa, sehingga tampak bahwa garis-garis momen rencana berada di luar garis-garis momen perlu.



Gambar 2.35 Contoh Selimut Momen Balok

(Sumber : Balok dan Pelat Beton Bertulang, Ali Asroni)

Pada Gambar 2.35 tersebut menunjukkan beberapa hal sebagai berikut:

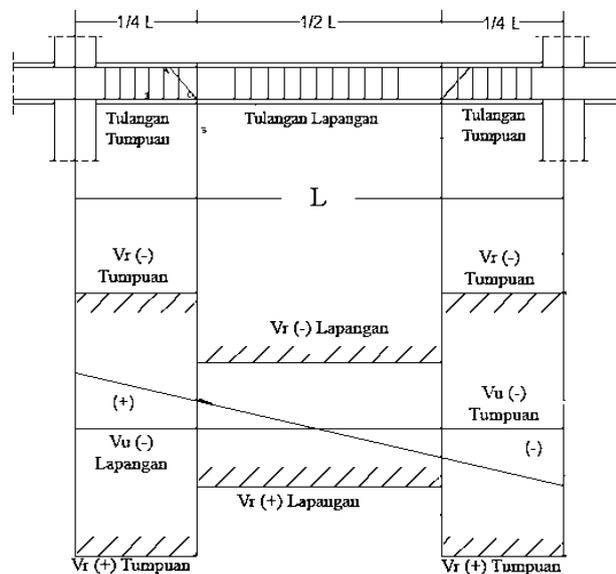
- Tulangan atas pada balok ujung berjumlah 4 batang di titik A, sehingga jumlah tulangan atas di bentang tengah tinggal 2 batang.
- Kekuatan momen rencana $M_r^{(-)}$ ujung (yang ditahan oleh batang tulangan atas) akan turun secara vertikal di titik A (karena ada 2 batang yang dibengkokkan ke bawah), menjadi momen rencana $M_r^{(-)}$ tengah (yang tinggal ditahan oleh 2 batang tulangan atas pada bentang tengah balok).
- Tulangan bawah pada balok ujung berjumlah 2 batang, kemudian ada penambahan tulangan 2 batang di titik B (sehingga berjumlah 4 batang) dan penambahan lagi 2 batang di titik C (dari pembengkokan tulangan atas ke bawah, sehingga berjumlah 6 batang pada bentang tengah balok).
- Kekuatan momen rencana $M_r^{(+)}$ ujung (ditahan oleh 2 batang tulangan bawah) akan tetap sampai di titik B, kemudian secara berangsur-angsur bertambah (ditunjukkan dengan garis lurus-miring) seiring dengan

pengembangan tegangan tulangan (yang ditambahkan pada titik B sebanyak 2 batang, sehingga berjumlah 4 batang) sampai mencapai leleh di titik C, dan naik lagi secara vertikal di titik C tersebut menjadi momen rencana $M_r^{(+)}$ tengah (karena penambahan 2 batang lagi dari pembengkokan tulangan atas, sehingga berjumlah 6 batang).

- e. Garis momen perlu mulai dari $M_u^{(-)}$ ujung kanan ke $M_u^{(+)}$ tengah sampai $M_r^{(+)}$ ujung kiri berada di dalam garis momen rencana (diantara batas garis $M_r^{(-)}$ dan $M_r^{(+)}$)

2. Selimut Geser Balok

Ketentuan mengenai selimut momen balok, juga berlaku terhadap selimut geser balok. Penggambaran selimut geser balok juga bertujuan bahwa momen rencana balok (V_r) harus lebih besar atau sama dengan momen perlu (V_u).



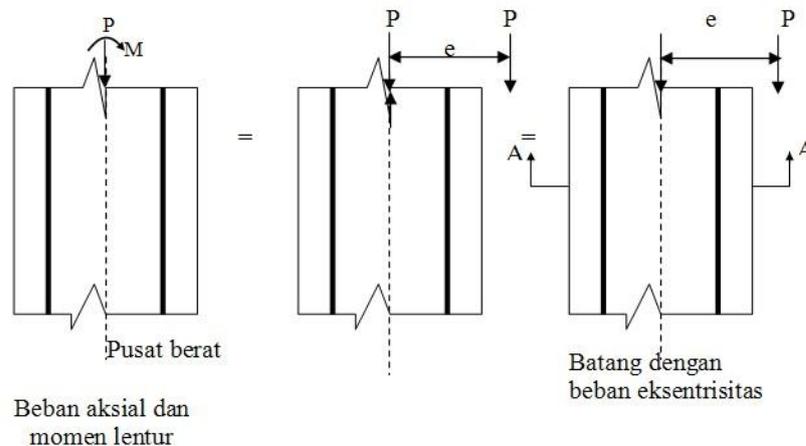
Gambar 2.36 Contoh Selimut Geser Balok

2.5.4 Kolom

Kolom merupakan salah satu struktur vertikal yang berfungsi memikul beban aksial tekan (dengan atau tanpa adanya momen lentur). Kolom memikul beban vertikal yang berasal dari pelat lantai, atau atap dan menyalurkannya ke fondasi. Dimensi kolom yang digunakan bervariasi menurut beban yang diterima.

2.5.4.1 Penampang Kolom pada Kondisi Beban Sentris

Pada penampang kolom dengan kondisi beban sentris, berarti beban tersebut tepat bekerja pada sumbu (as) longitudinal kolom, sehingga beton maupun baja tulangan menahan beban tekan.



Gambar 2.37 Beban Kolom Eksentris Secara Statika sama dengan Struktur yang Dibebani Aksial dan Momen Lentur (*Wang dan Salon, 1986*)

Kekuatan penampang kolom dengan beban sentris ditentukan dengan menganggap bahwa semua baja tulangan (A_1 dan A_2) sudah mencapai leleh, jadi tegangan baja tulangan $f_s = f_s' = f_y$. Di samping itu, regangan tekan beton sudah mencapai batas maksimal, yaitu $\epsilon_c' = \epsilon_{cu}' = 0,003$.

Pada kondisi beban sentris (P_o) ini dapat dianalisis seperti berikut:

$$\text{Luas bruto penampang kolom (mm}^2\text{)} : A_g = b \cdot h \dots\dots\dots (2.5.162)$$

$$\text{Luas total baja tulangan (mm}^2\text{)} : A_{st} = A_1 + A_2 \dots\dots\dots (2.5.163)$$

$$\text{Luas bersih (netto) beton (mm}^2\text{)} : A_n = A_g - A_{st} \dots\dots\dots (2.5.164)$$

$$\text{Gaya tekan beton} : C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot A_n \dots\dots\dots (2.5.165)$$

$$\text{Gaya tekan tulangan} : C_1 = A_1 \cdot f_y \dots\dots\dots (2.5.166)$$

$$C_2 = A_2 \cdot f_y \dots\dots\dots (2.5.167)$$

Dengan mempertimbangkan kesetimbangan gaya vertikal harus nol, maka diperoleh:

$$\begin{aligned} P_o &= C_c + C_1 + C_2 \\ &= 0,85 \cdot f_c' \cdot A_n + A_1 \cdot f_y + A_2 \cdot f_y \\ &= 0,85 \cdot f_c' (A_g - A_{st}) + (A_1 + A_2) \cdot f_y \end{aligned}$$

Sehingga diperoleh persamaan berikut:

$$P_o = 0,85 \cdot f_c' (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y \dots\dots\dots (2.5.168)$$

Pada kenyataanya, beban yang betul-betul sentris itu jarang sekali dijumpai, dan dianggap tidak ada. Oleh karena itu, berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 10.3.6.3 memberi batasan kuat tekan nominal maksimum sebesar 80% dari beban sentris untuk kolom dengan tulangan spiral. Dengan demikian diperoleh rumus berikut:

$$P_n \text{ maks} = 0,80 \cdot P_o \text{ (kolom dengan tulangan sengkang)} \dots \dots \dots (2.5.169)$$

$$P_n \text{ maks} = 0,85 \cdot P_o \text{ (kolom dengan tulangan spiral)} \dots \dots \dots (2.5.170)$$

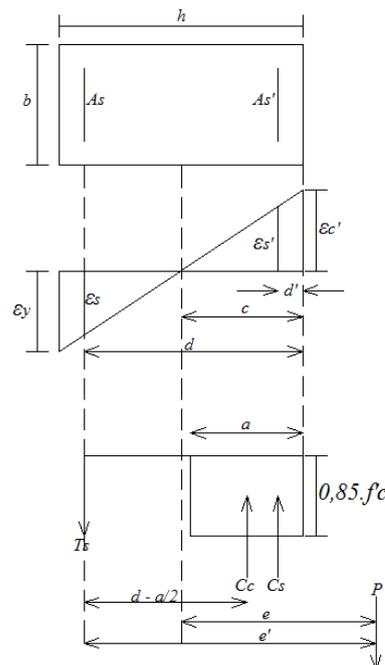
Kuat rencana dihitung dengan memasukan faktor reduksi kekuatan ϕ pada kuat nominalnya. Jadi kuat rencana pada penampang kolom dengan beban sentris dihitung dengan persamaan berikut:

$$\phi \cdot P_n \text{ maks} = 0,80 \cdot \phi \cdot P_o \text{ (kolom dengan tulangan sengkang)} \dots \dots \dots (2.5.171)$$

$$\phi \cdot P_n \text{ maks} = 0,85 \cdot \phi \cdot P_o \text{ (kolom dengan tulangan spiral)} \dots \dots \dots (2.5.172)$$

2.5.4.2 Penampang Kolom pada Kondisi Beban Eksentris : Aksial dan Lentur

Prinsip-prinsip pada balok mengenai distribusi tegangan segiempat ekuivalennya dapat diterapkan juga pada kolom. Pada Gambar 2.38 memperlihatkan penampang melintang suatu kolom segi empat tipikal dengan diagram distribusi regangan, tegangan dan gaya.



Gambar 2.38 Tegangan dan Gaya-Gaya pada Kolom

Berdasarkan Gambar 2.38 didapat persamaan regangan, tegangan serta gaya yang disajikan dalam Tabel 2.16.

Tabel 2.16 Tegangan dan Gaya-Gaya pada Kolom

Tulangan Tarik	Tulangan Tekan	Gaya Dalam
$\varepsilon_s = 0,003 \frac{d-c}{c}$ $f_s = E_s \cdot \varepsilon_s \leq f_y$	$\varepsilon_s' = 0,003 \frac{c-d'}{c}$ $f_s' = E_s \cdot \varepsilon_s' \leq f_y$	$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a$ $C_s = A_s' \cdot f'_s$ $T_s = A_s \cdot f_s$ $a = \beta_1 \cdot c \leq h$
Keterangan: c = jarak sumbu netral \bar{y} = jarak pusat plastis e = eksentrisitas beban ke pusat plastis e' = eksentrisitas beban ke tulangan tarik d' = selimut efektif tulangan tekan		

Eksentrisitas:

$$e = \frac{Mu}{Pu} \dots \dots \dots (2.5.173)$$

Gaya tahan aksial P_n dalam keadaan runtuh:

$$P_n = C_c + C_s - T_s \dots \dots \dots (2.5.174)$$

$$P_n = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a + A_s' \cdot f'_s - A_s \cdot f_s \dots \dots \dots (2.5.175)$$

Momen tahanan nominal:

$$M_n = P_n \cdot e$$

$$M_n = P_n \cdot e = C_c \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + C_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) + T_s \left(d - \frac{h}{2} \right) \dots \dots \dots (2.5.176)$$

Keterangan :

c = jarak sumbu netral (mm).

h = tinggi balok (mm).

e = eksentrisitas beban ke pusat plastis (mm).

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

d' = selimut efektif tulangan tekan (mm).

M_u = Momen berfaktor (kNm)

P_u = Gaya aksial berfaktor (kN)

2.5.4.3 Ragam Kegagalan Material pada Kolom

Berdasarkan besarnya regangan pada tulangan baja yang tertarik, penampang kolom dapat dibagi menjadi dua kondisi awal keruntuhan, yaitu:

1. Kondisi *balanced* terjadi apabila keruntuhan diawali dengan lelehnya tulangan yang tertarik sekaligus juga hancurnya beton yang tertekan. Apabila P_n adalah beban aksial dan P_{nb} adalah beban aksial pada kondisi *balanced*, maka:

$$P_n < P_{nb} \quad \text{keruntuhan tarik}$$

$$P_n = P_{nb} \quad \text{keruntuhan } \textit{balanced}$$

$$P_n > P_{nb} \quad \text{keruntuhan tekan}$$

Keruntuhan *balanced* pada kolom:

$$C_b = \frac{600}{600 + f_y} \cdot d \quad \dots\dots\dots (2.5.177)$$

$$a_b = \beta_1 \cdot C_b = \frac{600}{600 + f_y} \beta_1 \cdot d \quad \dots\dots\dots (2.5.178)$$

Beban aksial nominal pada kondisi *balance* P_{nb} dan eksentrisitasnya e_b dapat ditentukan dengan persamaan berikut:

$$P_{nb} = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a_b + A'_s \cdot f'_y - A_s \cdot f_y \quad \dots\dots\dots (2.5.179)$$

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

$$= 0,85 f'_c b \cdot a_b \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{a_b}{2} \right) + A'_s \cdot f'_y \left(\frac{h}{2} - d' \right) + A_s \cdot f_y \left(d - \frac{h}{2} \right) \dots\dots\dots (2.5.180)$$

$$\text{Dimana } f'_s = 0,003 ; \text{ Es } \frac{C_b - d'}{C_b} \leq f_y \quad \dots\dots\dots (2.5.181)$$

2. Keruntuhan tarik, yang diawali dengan lelehnya tulangan yang tertarik.

Apabila tulangan tekan diasumsikan telah leleh, dan $A'_s = A_s$, maka:

$$P_n = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a \quad \dots\dots\dots (2.5.182)$$

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

atau

$$M_n = P_n \cdot e = 0,85 f'_c b \cdot a \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A_s \cdot f_y \left(d - \frac{h}{2} \right) \quad \dots\dots\dots (2.5.183)$$

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

$$P_n = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \left[\left(\frac{h}{2} - e \right) + \sqrt{\left(\frac{h}{2} - e \right)^2 + \frac{2 \cdot A_s \cdot f_y \cdot (d - d')}{0,85 \cdot f'_c \cdot b}} \right] \dots\dots (2.5.184)$$

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

$$P_n = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d \cdot \left[\frac{h - 2e}{2d} + \sqrt{\left(\frac{h - 2e}{2d} \right)^2 + 2 \cdot m \cdot \rho \left(1 - \frac{d'}{d} \right)} \right] \dots (2.5.185)$$

3. Keruntuhan tekan, yang diawali dengan hancurnya beton yang tertekan.

Agar dapat terjadi keruntuhan yang diawali dengan hancurnya beton, eksentrisitas e gaya normal harus lebih kecil dari pada *eksentrisitas balanced* e_b , dan tegangan padatan tariknya lebih kecil dari pada tegangan leleh, yaitu $f_s < f_y$.

2.5.4.4 Kuat Geser Kolom

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

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} \dots\dots\dots (2.5.186)$$

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

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{N_u}{14 \cdot A_g} \right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \dots\dots\dots (2.5.187)$$

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

1. Pasal 7.10.5.1, tulangan sengkang harus memiliki diameter minimum 10 mm untuk pengikat tulangan memanjang dengan diameter 32 mm atau kurang, sedangkan untuk tulangan memanjang dengan diameter di atas 32 mm harus diikat dengan sengkang berdiameter minimum 13 mm.
2. Pasal 7.10.5.2, aturan untuk jarak sengkang kolom sebagai berikut:
 $s \leq 16$ kali diameter tulangan memanjang.

$s \leq$ 48 kali diameter tulangan sengkang.

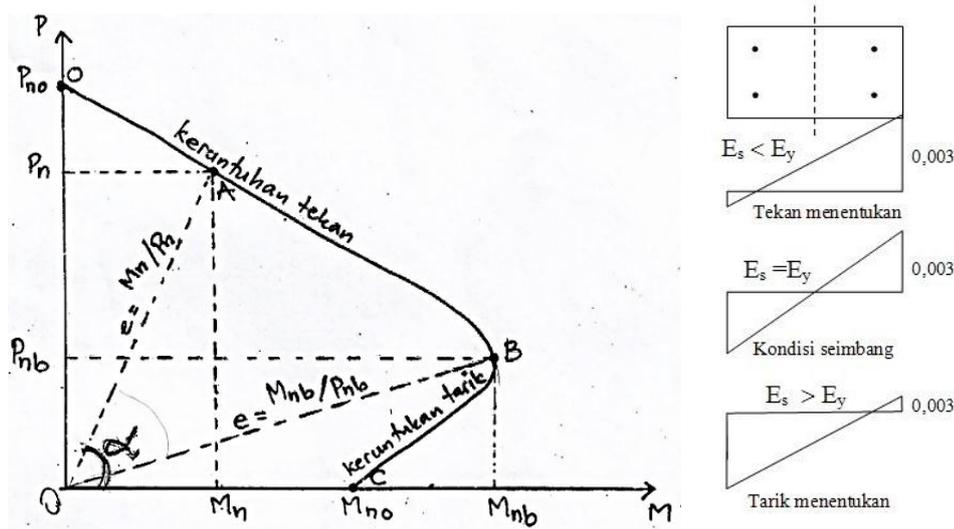
$s \leq$ dimensi terkecil dari penampang kolom.

3. Pasal 21.3.5.6, pada daerah sepanjang sendi plastis (sepanjang λ_o), mensyaratkan untuk tetap meninjau V_c selama gaya tekan aksial termasuk akibat pengaruh gempa melebihi $A_g f'_c / 10$. Dalam hal ini sangat jarang gaya aksial kolom kurang dari $A_g f'_c / 10$. Sehingga V_c pada daerah sendi plastis bisa tetap diabaikan ($V_c = 0$), hal ini karena meskipun peningkatan gaya aksial meningkatkan nilai V_c tetapi juga meningkatkan penurunan ketahanan geser.

2.5.4.5 Diagram Interaksi Kolom

Beban yang bekerja pada kolom, biasanya berupa kombinasi antara beban aksial dan momen lentur. Besar beban aksial dan momen lentur yang mampu ditahan oleh kolom bergantung pada ukuran atau dimensi kolom, dan jumlah serta letak baja tulangan yang terpasang pada kolom tersebut. Hubungan antara beban aksial dan momen lentur digambarkan dalam suatu diagram yang disebut diagram interaksi kolom P-M. Kegunaan dari diagram tersebut yaitu, dapat memberikan gambaran tentang kekuatan dari kolom yang bersangkutan.

Untuk satu penampang kolom, dapat digambarkan dalam diagram interaksi kolom yang meliputi 3 (tiga) macam, yaitu diagram interaksi kolom untuk kuat rencana, diagram interaksi kolom untuk kuat nominal, dan diagram interaksi kolom untuk kuat batas (kapasitas). Untuk suatu penampang dengan ukuran dan jumlah tulangan tertentu, suatu diagram interaksinya akan mempunyai bentuk umum seperti Gambar 2.39 yang digambarkan dengan gaya aksial sebagai ordinatnya dan daya pikul momen sebagai absisnya.



Gambar 2.39 Diagram Interaksi Kolom P-M

Berikut merupakan penjelasan tentang diagram interaksi kolom diatas:

1. Momen-momen dan eksentrisitas dihitung terhadap pusat plastis (untuk penampang simetris dihitung terhadap pusat geometrisnya), bukan terhadap pusat tulangan tarik.
2. Setiap titik pada grafik tersebut (misal titik A), menunjukkan sepasang harga P_n dan M_n yang menurut teori merupakan kekuatan minimal yang akan dapat meruntuhkan batang tersebut.
3. Untuk tekan konsentris $M = 0$ grafik tersebut mulai dari titik 0 dengan kekuatan P_{no} merupakan batang yang dibebankan secara konsentris
4. Pada bagian O-B menunjukkan daerah dengan eksentrisitas kecil dimana keruntuhan diawali dengan hancurnya beton (keruntuhan tekan).
5. Titik B adalah kondisi seimbang, yaitu suatu keadaan dimana aksi serentak beban P_{nb} dan momen M_{nb} , beton akan mencapai regangan batasnya yaitu 0,003 pada saat sama tulangan tarik mencapai tegangan lelehnya (f_y).
6. Bagian B-C menunjukkan suatu daerah keruntuhan yang diawali dengan melelehnya tulangan tarik.
7. Titik C menunjukkan kapasitas momen M_{no} apabila kerja momen lentur saja ($P_n = 0$).
8. Semua garis miring yang melalui titik awal mempunyai suatu kemiringan kebalikan dari eksentrisitas $e = M_n / P_n$.

Adapun prosedur perhitungan suatu diagram interaksi kolom, yaitu:

1. Hitung P_{no} dan M_{no} .
2. Hitung P_{nb} dan e_b .
3. Hitung secara numeris dua atau tiga titik tambahan lainnya baik yang diatas maupun dibawah P_{nb} .
4. Memplot titik-titik yang telah didapat.

Pada gambar diagram interaksi kolom dapat dilihat bahwa:

1. Pada daerah OB keruntuhan tekan, bila P_n semakin besar maka M_n semakin kecil. Pada daerah ini keruntuhan terjadi karena regangan pada beton yang melampaui harga batasnya. Semakin besar regangan tekan beton yang disebabkan hanya oleh beban aksial, semakin kecil selisih regangan tambahan yang tersedia untuk memikul tambahan tekan yang disebabkan oleh lentur.
2. Sebaliknya di daerah BC, keruntuhan diawali dengan melelehnya tulangan. Jika batang dibebani lentur saja sampai melelehnya tulangan tarik, dan jika selanjutnya ditambahkan beban tekan aksial, maka tegangan tekan pada tulangan yang disebabkan oleh pembebanan akan melawan tegangan tarik yang ada sebelumnya. Hal ini menyebabkan terjadinya pengurangan harga tegangan total sampai dibawah harga tegangan lelehnya. Akibatnya dapat diberikan tambahan momen yang mempunyai harga sedemikian rupa sehingga dapat mengakibatkan kombinasi tegangan pada tulangan akibat beban aksial dan pertambahan momen kembali mencapai kekuatan lelehnya.

2.6 Perencanaan Desain Struktur Bawah

Struktur bawah merupakan seluruh bagian struktur bangunan yang berada di bawah permukaan tanah, diantaranya pondasi.

2.6.1 Pondasi

Pondasi merupakan bagian dari struktur bangunan yang berfungsi menyalurkan beban-beban yang diterima dari struktur atas ke lapisan tanah dan batuan yang terletak di bawahnya. Proses desain struktur pondasi memerlukan beberapa analisis yang meliputi kondisi/jenis struktur atas, beban-beban kerja pada struktur, profil dari lapisan tanah tempat bangunan/struktur tersebut berada, serta kemungkinan terjadinya penurunan (*settlement*). Pondasi dari suatu struktur pada umumnya terdiri dari satu atau lebih elemen-elemen pondasi. Elemen

pondasi adalah elemen transisi antara tanah atau batuan dengan struktur atas (*upper-structure*).

Kegagalan pada pekerjaan pondasi dapat terjadi karena dua macam perilaku struktur pondasi. Pertama, seluruh pondasi atau sebagian elemennya akan masuk terus ke dalam tanah karena tanah tidak mampu menahan beban tanpa keruntuhan, kegagalan ini disebut sebagai kegagalan daya dukung tanah (*bearing capacity failure*). Kedua, tanah pendukung tidak runtuh tetapi penurunan bangunan sangat besar atau tidak sama, sehingga struktur atas retak dan rusak. Kegagalan itu disebut sebagai kegagalan penurunan yang berlebihan.

2.6.1.1 Jenis Pondasi

Berdasarkan kemampuan daya dukung tanah, pondasi dibedakan menjadi 2 (dua), yaitu:

1. Pondasi dangkal (*shallow footing*) adalah pondasi yang mampu mendukung beban yang dilimpahkan pada lapisan tanah keras yang letaknya tidak jauh dengan permukaan tanah. Seperti pondasi setempat, pondasi pelat dan pondasi menerus.
2. Pondasi dalam (*deep footing*) adalah pondasi yang berada pada lapisan tanah keras yang letaknya cukup jauh dengan permukaan tanah. Seperti pondasi tiang pancang, dan pondasi *bored pile*.

2.6.1.2 Pemilihan Jenis Pondasi

Dalam pemilihan bentuk dan jenis pondasi yang memadai perlu diperhatikan beberapa hal yang berkaitan dengan pekerjaan fondasi tersebut. Hal ini dikarenakan tidak semua jenis pondasi dapat dilaksanakan di semua tempat. Adapun pemilihan jenis fondasi berdasarkan pada daya dukung tanah, ada beberapa hal perlu diperhatikan, yaitu sebagai berikut.

1. Bila tanah keras terletak pada permukaan tanah atau 2-3 meter di bawah permukaan tanah, maka fondasi yang dipilih sebaiknya jenis fondasi dangkal (pondasi setempat, fondasi menerus, fondasi pelat).
2. Bila tanah keras terletak pada kedalaman hingga 10 meter atau lebih di bawah permukaan tanah maka jenis fondasi yang biasanya dipakai adalah fondasi tiang *minipile* dan fondasi sumuran atau fondasi *bored pile*.

3. Bila tanah keras terletak pada kedalaman hingga 20 meter atau lebih di bawah permukaan tanah maka jenis fondasi yang biasanya dipakai adalah fondasi tiang pancang.

Dalam perencanaan struktur gedung instalasi rawat jalan ini digunakan pondasi tiang pancang dan *pile cap*.

2.6.2 Perencanaan Pondasi Tiang Pancang

Pondasi tiang digunakan untuk mendukung bangunan bilalapisan tanah kuat terletak sangat dalam. Pondasi tiang juga digunakan untuk mendukung angunan yang menahan gaya angkat ke atas, terutama pada bangunan-bangunan tingkat tinggi yang dipengaruhi oleh gaya-gaya penggulingan akibat beban angin.

2.6.2.1 Kapasitas Daya Dukung Tiang Pondasi

Kapasitas dukung tiang pancang adalah kemampuan atau kapasitas tiang dalam mendukung beban. Kapasitas dukung pondasi tiang satuannya adalah satuan gaya (kN).

Hitungan kapasitas dukung tiang dapat dilakukan dengan cara pendekatan statis dan dinamis. Hitungan kapasitas dukung tiang secara statis dilakukan menurut teori mekanika tanah, yaitu dengan mempelajari sifat-sifat teknis tanah, sedangkan hitungan dengan cara dinamis dilakukan dengan menganalisis kapasitas ultimit dengan data yang diperoleh dari data pemancangan tiang.

Kapasitas dukung tiang dapat diperoleh dari data uji kerucut statis (CPT) atau sondir. Tahanan ujung yang termobilisasi pada tiang pancang harus setara dengan tahanan ujung pada saat uji penetrasi. Tetapi pengaruh skala dan perbedaaan kecepatan pembebanan menyebabkan perbedaan signifikan pada nilai tahanan ujung tiang.

1. Metode Bagemann

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

$$c_u \cdot N_k = q_c \text{ (kg/cm}^2\text{)} \dots\dots\dots (2.6.1)$$

Nilai N_k berkisar antara 15 – 20, tergantung dari sensitivitas, kompresibilitas dan adhesi antara tanah dan mata sondir. Tahanan ujung tiang diambil pada nilai q_c rata-rata (q_{ca}) yang dihitung dari $8d$ di atas dasar tiang

sampai $4d$ di bawah dasar tiang. Tahanan gesek per satuan luas (f_s) dari tiang pancang, secara aman, dapat diambil sama dengan tahanan gesek sisi konus (q_f), yaitu:

$$f_s = q_f \quad (\text{kg/cm}^2) \dots\dots\dots (2.6.2)$$

Kapasitas ultimit tiang pancang, yaitu :

$$Q_u = A_b \cdot q_c + A_s \cdot q_f - W_p \quad (\text{kg}) \dots\dots\dots (2.6.3)$$

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

$$Q_{all} = Q_u / SF \dots\dots\dots (2.6.4)$$

Keterangan:

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

$$A_s = \text{luas selimut (cm}^2\text{)}$$

$$q_c = f_b = \text{tahanan konus (kg/cm}^2\text{)}$$

$$q_f = \text{tahanan gesek sisi konus (kg/cm}^2\text{)}$$

$$W_p = \text{berat tiang (kg)}$$

$$SF = \text{faktor keamanan} = 3.$$

2. Metode deRuiter dan Beringen

a. Tahanan ujung

Untuk tiang pada lempung, tahanan ujung satuan ditentukan dari analisis tegangan total seperti halnya pada teori kapasitas dukung fondasi dangkal pada tanah lempung:

$$f_b = 5 c_u \leq 150 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots (2.6.5)$$

$$c_u = q_c / N_k \dots\dots\dots (2.6.6)$$

Keterangan:

$$f_b = \text{tahanan ujung satuan, maksimum } 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$c_u = \text{kohesi tak terdrainase (kg/cm}^2\text{)}$$

$$N_k = \text{koefisien tak berdimensi} = 20.$$

b. Tahanan gesek

Untuk tiang pada tanah kohesif (lempung), tahanan gesek satuan ditentukan dari nilai kohesi tak terdrainase:

$$c_u = q_c / 20 = 0,05 q_c \dots\dots\dots (2.6.7)$$

$$f_s = \alpha \cdot c_u = \alpha (q_c / N_k) = 0,05 \alpha q_c \dots\dots\dots (2.6.8)$$

Keterangan:

f_s = tahanan gesek satuan, dengan nilai maksimum $1,2 \text{ kg/cm}^2$

α = faktor adhesi, diambil 1 untuk tanah lempung terkonsolidasi normal, dan 0,5 untuk lempung terkonsolidasi berlebihan.

c. Kapasitas ultimit tiang pancang, yaitu :

$$Q_u = A_b \cdot f_b + A_s \cdot f_s - W_p \dots \dots \dots (2.6.9)$$

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

$$Q_{all} = Q_u / SF \dots \dots \dots (2.6.10)$$

Keterangan:

A_b = luas ujung bawah tiang (cm^2)

A_s = luas selimut (cm^2)

f_b = tahanan konus (kg/cm^2)

f_s = tahanan gesek sisi konus (kg/cm^2)

W_p = berat tiang (kg)

SF = faktor keamanan = 3.

2.6.2.2 Kapasitas Dukung Kelompok Tiang

Jika beban struktur atas yang harus ditumpu oleh fondasi tiang terlalu besar, maka secara tunggal fondasi tiang tidak lagi mampu menopang bebabn tersebut. Untuk itu, salah satu cara untuk mengatasinya adalah dengan memasang beberapa tiang menjadi satu kelompok atau sering disebut fondasi grup tiang. Masing - masing tiang dalam satu grup diikat bagian atasnya dengan kepala tiang (*pile cap*)

1. Kapasitas dukung tiang gesek (*friction pile*) dalam tanah lempung akan berkurang jika jarak tiang semakin dekat. Berikut ini merupakan persamaan efisiensi tiang yang disarankan oleh *Converse-Labarre formula*, yaitu:

$$E_g = 1 - \theta \cdot \frac{(n'-1) \cdot m + (m-1) \cdot n'}{90 \cdot m \cdot n'} \dots \dots \dots (2.6.11)$$

Keterangan:

E_g = efisiensi kelompok tiang.

m = jumlah baris tiang.

n = jumlah tiang dalam satu baris.

θ = arc tg d/s ($^\circ$).

s = jarak pusat ke pusat tiang (m).

d = diameter tiang (m).

Beban maksimum kelompok tiang (Qg) yang mengakibatkan keruntuhan:

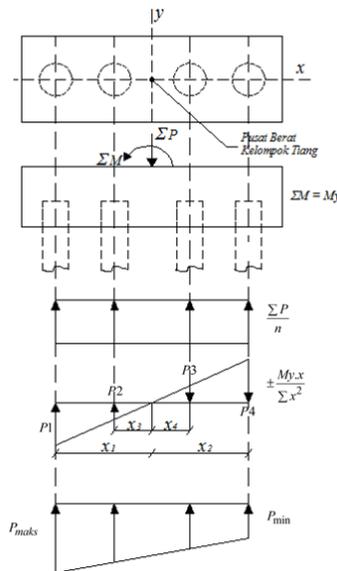
$$Q_g = E_g \cdot n \cdot Q_u \dots\dots\dots (2.6.12)$$

Keterangan:

Qu = beban maksimum tiang tunggal yang mengakibatkan keruntuhan (kg).

2. Besarnya beban maksimum yang diterima oleh tiang yaitu:

a. Fondasi tiang yang memikul beban dan momen satu arah.



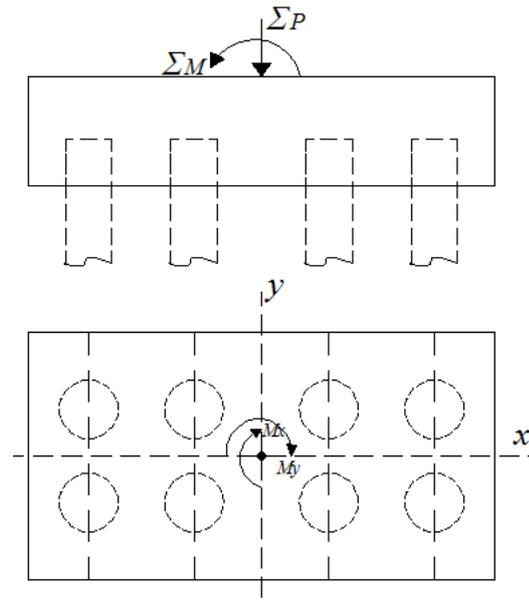
Gambar 2.40 Reaksi Tiang

(Sumber : Analisis dan Perancangan Fondasi II, Hary Christady Hardiyatmo)

$$P_{\text{terjadi}} = \frac{\sum P}{n} \pm \frac{My \cdot x}{\sum x^2} \leq P_{\text{netto}} \dots\dots\dots$$

(2 . 6 . 1 3)

b. Fondasi tiang yang memikul beban dan momen dua arah



Gambar 2.41 Kelompok Tiang Dibebani Beban Vertikal dan Momen di Kedua Arah Sumbunya

(Sumber : Analisis dan Perancangan Fondasi II, Hary Christady Hardiyatmo)

$$P_{\text{terjadi}} = \frac{\sum P}{n} \pm \frac{My \cdot x}{\sum x^2} \pm \frac{Mx \cdot y}{\sum y^2} \leq P_{\text{netto}} \dots\dots\dots (2.6.14)$$

$$P_{\text{maks}} = \frac{\sum P}{n} + \frac{My \cdot x}{\sum x^2} + \frac{Mx \cdot y}{\sum y^2} \leq P_{\text{netto}} \dots\dots\dots (2.6.15)$$

$$P_{\text{min}} = \frac{\sum P}{n} - \frac{My \cdot x}{\sum x^2} - \frac{Mx \cdot y}{\sum y^2} \leq P_{\text{netto}} \dots\dots\dots (2.6.16)$$

$$P_{\text{min}} > 0 \dots\dots\dots (2.6.17)$$

Keterangan:

$\sum P$ = jumlah beban vertikal yang diterima tiang (kN).

n = jumlah tiang dalam grup.

Mx, My = momen pada arah x dan y (kNm).

x, y = berturut-turut jarak tiang terhadap sumbu x dan y (m).

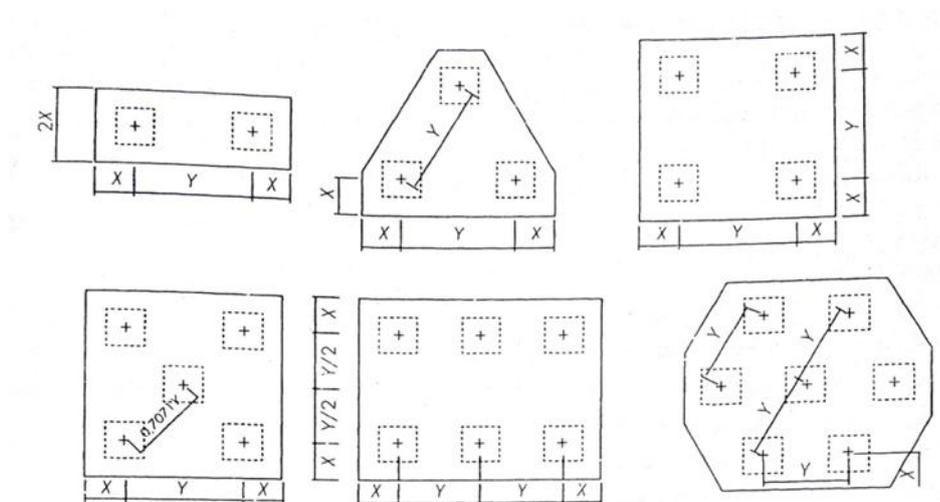
$\sum x^2$ = jumlah kwadrat dari jarak tiap-tiap tiang ke pusat kelompok tiang arah sumbu x (m^2).

$\sum y^2$ = jumlah kwadrat dari jarak tiap-tiap tiang ke pusat kelompok tiang arah sumbu y (m^2).

2.6.3 Pelat Penutup Tiang (*Pile Cap*)

Pelat penutup tiang atau *pile cap* berfungsi untuk menyebarkan beban dari kolom ke tiang-tiang. Jumlah minimum tiang dalam satu pelat penutup tiang umumnya 3 tiang. Bila tiang hanya berjumlah 2 tiang dalam 1 kolom, maka pelat harus dihubungkan dengan balok *sloof* yang dihubungkan dengan kolom lain.

Tebal *pile cap* dipengaruhi oleh tegangan geser ijin beton. Tegangan geser harus dihitung pada potongan terkritis. Momen lentur pada *pile cap* harus dihitung dengan menganggap momen tersebut bekerja pada pusat tiang ke permukaan kolom terdekat. Dalam perhitungan, tanah dibawah *pile cap* dianggap tidak mendukung beban sama sekali. Perhitungan *pile cap* terhadap gaya yang bekerja, dan perhitungan penulangan pada *pile cap* sama dengan perhitungan pada fondasi telapak.



Gambar 2.42 Susunan Kelompok Tiang

2.7 Analisa Struktur Menggunakan Perangkat Lunak *Etabs 17.0.1*

Program *Etabs 17.0.1* adalah program *software* teknik sipil yang digunakan untuk menghitung struktur bangunan gedung. Salah satu kelebihan program ini adalah selain dapat membantu dalam analisa struktur untuk mengetahui gaya dalam yang timbul, juga dapat membantu dalam *check* desain struktur untuk mengetahui luas tulangan lentur dan geser untuk balok dengan terlebih dahulu melakukan konversi dari SNI ke *ACI*.

Pada perencanaan struktur gedung instalasi RSUD Banyumas ini menggunakan bantuan program *Etabs 17.0.1* Berikut ini merupakan tahapan

perancangan model struktur baik *truss* maupun *frame* secara garis besar, dengan *Etabs 17.0.1*, yaitu:

1. Samakan satuan.
2. Gambarkan model struktur gedung.
3. Definisikan material yang digunakan, meliputi mutu beton serta mutu tulangan baja.
4. Definisikan profil struktur yang digunakan, meliputi kolom, balok, serta pelat.
5. Aplikasikan profil pada struktur.
6. Definisikan beban yang dipikul tiap elemen struktur, serta kombinasi beban yang digunakan.
7. Aplikasikan beban pada setiap elemen struktur, diantaranya beban hidup, beban mati, dan beban angin berupa beban merata. Serta beban gempa berupa beban terpusat.
8. Cek gambar struktur pada model *Etabs 17.0.1*
9. *Run* analisis.
10. Cek hasil analisa.