

BAB II

LANDASAN TEORI

2.1. Perencanaan Gedung Rektorat STIKes BTH

Konstruksi bangunan merupakan suatu kerangka pokok fisik bangunan yang dirancang untuk dapat menahan beban-beban bangunan. Dalam konstruksi bangunan terdapat komponen struktur seperti balok, kolom, plat lantai, dan tangga. (Yudha Putra, 2014:181).

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 9.1. Struktur dan komponen struktur yang didesain harus memiliki kekuatan desain di semua penampang paling sedikit sama dengan kekuatan perlu yang dihitung untuk beban dan gaya terfaktor dalam kombinasi sedemikian rupa seperti yang ditetapkan dalam Standar Nasional Indonesia.

Dalam perhitungan konstruksi bangunan perlu juga dihitung pembebanan yang akan dipikul komponen struktural bangunan. Perhitungan dilakukan untuk mendapatkan besar dan arah gaya-gaya yang bekerja pada setiap komponen struktur dan nantinya dilakukan analisis struktur agar didapat dimensi elemen struktur dan tulangan yang dibutuhkan oleh masing-masing struktur. Perencanaan merupakan kegiatan menetapkan tujuan serta mengatur sumber daya manusia, informasi, finansial, metode, dan waktu untuk memaksimalkan efisiensi dan efektivitas pencapaian tujuan.

Pada perencanaan struktur Gedung Rektorat STIKes Bakti Tunas Husada (BTH) ini perlu ditetapkan aspek-aspek yang akan digunakan sebagai tolak ukur untuk menentukan pemilihan jenis struktur yang akan digunakan. Beberapa kriteria yang dimaksud adalah:

1. Kemampuan Layan (*Service Ability*)

Kriteria ini merupakan kriteria dasar yang sangat penting. Struktur yang dirancang harus memikul beban secara aman tanpa mengalami kelebihan tegangan maupun deformasi yang melebihi batas.

2. Aspek Fungsional

Perencanaan struktur yang baik sangat memperhatikan fungsi dari bangunan tersebut. Dalam kaitannya dengan penggunaan ruang, aspek fungsional sangat mempengaruhi besarnya dimensi elemen struktur bangunan yang direncanakan.

3. Kekuatan dan Kestabilan Struktur

Kekuatan dan kestabilan struktur mempunyai kaitan yang erat dengan kemampuan struktur untuk menerima beban-beban yang bekerja, baik beban vertikal maupun beban lateral dan kestabilan struktur baik arah vertikal maupun lateral.

4. Aspek Arsitektural

Aspek arsitektural dipertimbangkan berdasarkan kebutuhan jiwa manusia akan suatu keindahan. Bentuk-bentuk struktur yang direncanakan sudah semestinya mengacu pada kebutuhan yang dimaksud.

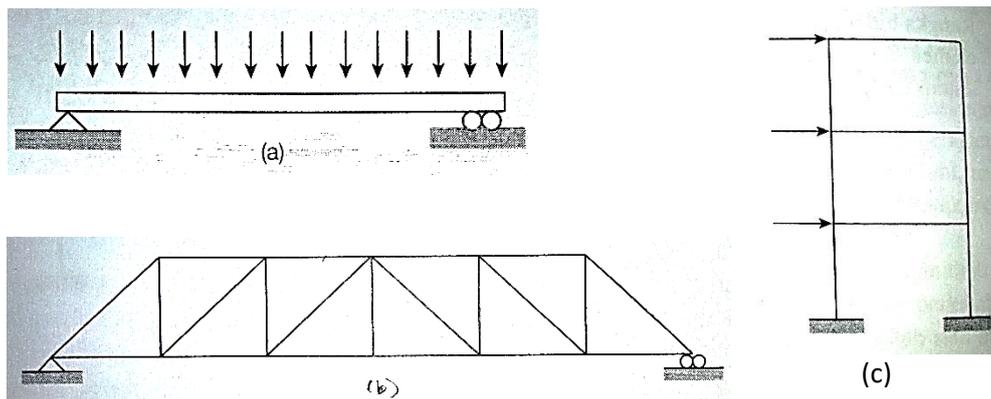
5. Faktor Ekonomi dan Kemudahan Pelaksanaan

Biasanya dari suatu gedung dapat digunakan beberapa sistem struktur yang bisa digunakan, maka faktor ekonomi dan kemudahan pelaksanaan merupakan faktor yang mempengaruhi sistem struktur yang dipilih.

2.2. Prinsip Dasar Statika

Berdasarkan prinsip pemikulan gaya yang dilakukan masing-masing tipe sistem struktur, maka struktur dapat dibedakan menjadi beberapa tipe dasar yaitu balok (*beam*), rangka (*truss*), dan portal (*frame*).

Elemen balok merupakan elemen struktur paling sederhana yang banyak digunakan sebagai pemikul beban, sedangkan tipe struktur rangka memiliki ciri khas tersendiri yaitu memiliki beberapa batang yang saling terhubung sehingga membentuk elemen segitiga. Sistem struktur portal terdiri dari elemen horizontal yang merupakan balok, elemen vertikal yang merupakan kolom dan terkadang memiliki kemiringan tertentu. Perhatikan Gambar 2.1.



Gambar 2. 1 (a) Balok sederhana, (b) Rangka, (c) Portal

(Sumber: Buku Analisa Struktur, Agus Setiawan)

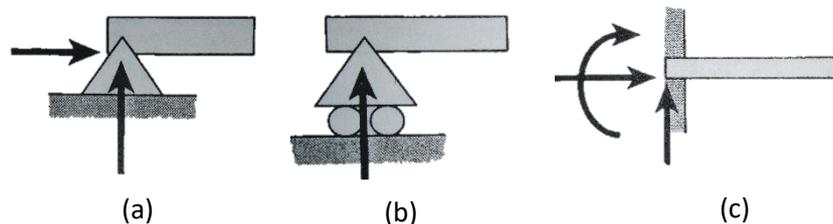
2.2.1. Jenis-jenis Tumpuan

Semua beban yang bekerja pada struktur pada akhirnya akan dipikul oleh tumpuan. Ada beberapa jenis tumpuan yang akan sering dijumpai dalam suatu proses analisis struktur dan setiap jenis tumpuan memiliki karakteristik yang berbeda-beda.

Tumpuan Sendi. Jenis tumpuan ini dapat berotasi namun tak dapat bertranslasi dalam arah vertical maupun horizontal. Tumpuan sendi dapat memberikan reaksi dalam arah horizontal maupun vertikal. Gambar 2.2(a) memperlihatkan notasi untuk tumpuan sendi.

Tumpuan Rol. Jenis tumpuan ini bebas berotasi dan bertranslasi sepanjang permukaan rol ini berada. Tumpuan rol hanya mampu menyalurkan gaya vertikal yang memiliki arah tegak lurus terhadap bidang permukaan. Jenis ini sering disimbolkan seperti pada Gambar 2.2(b).

Tumpuan Jepit. Tumpuan jenis ini dapat menahan gaya dalam arah vertikal, horizontal, serta dapat memikul momen. Jenis tumpuan jepit tidak mengalami rotasi dan translasi, sehingga sering disebut tumpuan kaku (*rigid*). Gambar 2.2(c) memperlihatkan symbol tumpuan jepit yang digunakan dalam analisa struktur.



Gambar 2. 2 (a) Tumpuan Sendi, (b) Tumpuan Rol, (c) Tumpuan Jepit

(Sumber: Buku Analisa Struktur, Agus Setiawan)

2.2.2. Persamaan Kesetimbangan

Agar dapat menerapkan prinsip-prinsip statika pada suatu sistem struktur, maka struktur tersebut harus dalam keadaan setimbang. Hal ini dapat dipenuhi jika jumlah semua gaya, meliputi beban-beban kerja dan reaksi tumpuan adalah sama dengan nol. Selain itu juga harus terpenuhi jumlah momen gaya terhadap

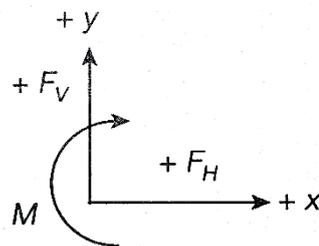
suatu titik adalah sama dengan nol. Secara matematis persamaan kesetimbangan dapat dituliskan sebagai berikut:

$$\Sigma F_H = 0 \dots\dots\dots(2.2. 1)$$

$$\Sigma F_V = 0 \dots\dots\dots(2.2. 2)$$

$$\Sigma M = 0 \dots\dots\dots(2.2. 3)$$

Indeks H dan V menyatakan komponen gaya dalam arah horizontal dan vertical. M menyatakan momen gaya terhadap satu titik. Sebagai dasar dalam analisa struktur perlu ditetapkan suatu perjanjian tanda, dalam tugas akhir ini digunakan perjanjian seperti pada Gambar 2.3. Gaya bernilai positif apabila searah dengan sumbu x positif dan y positif. Sedangkan momen gaya bernilai positif apabila arah putarannya searah jarum jam.



Gambar 2. 3 Perjanjian Tanda Gaya dan Momen

(Sumber: Buku Analisa Struktur, Agus Setiawan)

2.2.3. Statis Tertentu dan Statis Tak Tentu

Dalam ilmu analisis struktur dikenal sistem statis tertentu dan sistem statis tak tentu. Suatu sistem dikategorikan sebagai sistem statis tertentu apabila semua gaya dalam dan reaksi pada tumpuan-tumpuannya dapat dihitung dengan persamaan kesetimbangan (persamaan 2.2.1, 2.2.2 dan 2.2.3). Sedangkan statis tak tentu tidak bisa diselesaikan hanya dengan persamaan tersebut melainkan harus menggunakan bantuan persamaan lain berupa persamaan penurunan atau

deflection. Suatu struktur balok dan portal dapat dikategorikan statis tertentu atau tak tentu berdasarkan jumlah reaksinya atau dengan persamaan:

$$3n + r = 3j \dots\dots\dots(2.2. 4)$$

Sedangkan untuk sistem struktur rangka dikatakan statis tertentu apabila memenuhi persamaan:

$$n + r = 2j \dots\dots\dots(2.2. 5)$$

dimana:

n = jumlah batang

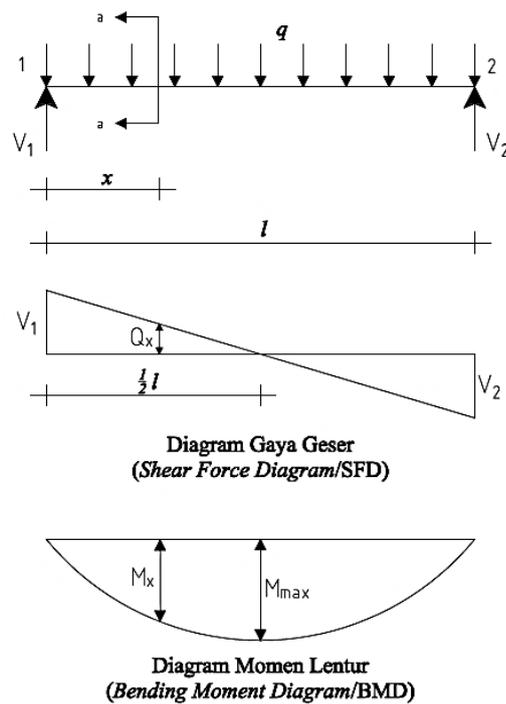
r = jumlah reaksi

j = jumlah titik kumpul

Jika $n + r > 2j$ struktur tersebut digolongkan sebagai struktur statis tak tentu dan jika $n + r < 2j$, struktur tersebut dikatakan tidak stabil.

2.2.4. Diagram Gaya Geser dan Momen Lentur

Sebuah balok dengan tumpuan sederhana (sendi-rol) pada kedua ujungnya diberi beban merata dengan intensitas beban sebesar q , seperti pada Gambar 2.4. Perjanjian tanda yang digunakan adalah seperti yang dijelaskan sebelumnya, bahwa gaya dengan arah ke atas bernilai positif dan negative jika berarah kebawah. Reaksi tumpuan pada titik 2 diperoleh dengan mengambil kesetimbangan momen terhadap titik 1. Dengan begitu diperoleh juga kesetimbangan momen pada titik 2.



Gambar 2. 4 Balok Tertumpu Sederhana

$$\Sigma M_2 = 0$$

$$V_1 \cdot l - \frac{1}{2} q \cdot l^2 = 0$$

$$V_1 = \frac{1}{2} q \cdot l \dots\dots\dots(2.2. 6)$$

$$V_2 = V_1 = \frac{1}{2} q \cdot l \dots\dots\dots(2.2. 7)$$

Gaya geser yang bekerja pada potongan a-a sejarak x dari ujung 1 didefinisikan sebagai jumlah dari gaya vertikal yang bekerja dari ujung 1 hingga potonga a-a. gaya vertikal tersebut dapat terdiri dari reaksi tumpuan dan beban yang bekerja. Dari tinjauan sisi sebelah kiri potongan a-a, maka besar gaya geser adalah:

$$Q_x = V_1 + (-q \cdot x) = V_1 - q \cdot x \dots\dots\dots(2.2. 8)$$

Besarnya gaya geser sepanjang balok, selanjutnya dapat diilustrasikan berupa diagram gaya geser/*shear force diagram* (SFD), seperti ditunjukkan dalam Gambar

2.4. Tanda positif digunakan jika resultan gaya geser di sebelah kiri potongan adalah berarah ke atas.

Momen lentur yang bekerja pada potongan a-a sejarak x dari ujung 1 didefinisikan sebagai jumlah kumulatif dari momen yang bekerja di sebelah kiri potongan a-a. Dari Gambar 2.4, maka momen lentur di sebelah kiri potongan a-a adalah:

$$\begin{aligned} M_x &= V_1 \cdot x + (-q) \cdot x^2/2 \\ &= V_1 \cdot x + (Qx - V_1) \cdot x/2 \\ &= (V_1 + Qx) \cdot x/2 \dots \dots \dots (2.2. 9) \end{aligned}$$

Dengan $(V_1 + Qx) \cdot x/2$ adalah luas daerah dari diagram gaya geser potongan a-a, dari $x = 0$ hingga $x = x$. Selanjutnya momen lentur disepanjang balok dapat diilustrasikan dengan menggambar diagram momen lentur/*bending momen diagram* (BMD) seperti dalam Gambar 2.4. Momen lentur bernilai positif apabila momen tersebut menghasilkan tegangan tarik pada serat bawah terluar dari balok. Nilai maksimum momen lentur terjadi pada saat gaya geser bernilai nol.

2.3. Struktur Beton Bertulang

Pada perencanaan struktur Gedung Rektorat STIKes BTH ini digunakan struktur beton bertulang. Beton adalah salah satu jenis material yang paling sering digunakan dalam pembuatan berbagai jenis struktur. Berdasarkan SNI 03-2847-2002, beton adalah campuran antara semen portland atau semen hidraulik yang lain, agregat halus, agregat kasar, dan air, dengan atau tanpa bahan tambahan yang membentuk masa padat. Sedangkan 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.

Untuk meningkatkan kekuatan letakan antara tulangan dengan beton di sekelilingnya telah dikembangkan jenis tulangan uliran pada permukaan tulangan, yang selanjutnya disebut sebagai baja tulangan *deform* atau ulir. Mengacu **SII 0136-80**, Dipohusodo menyebutkan pengelompokan baja tulangan untuk beton bertulang sebagaimana ditunjukkan pada tabel berikut:

Tabel 2. 1 Jenis dan Kelas Baja Tulangan Menurut SII 0136-80

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

Berdasarkan **SNI 2847-2013 pasal 7.7.1**, untuk melindungi tulangan terhadap bahaya korosi maka disebelah tulangan luar harus diberi selimut beton. Untuk beton bertulang, tebal selimut beton minimum yang harus disediakan untuk tulangan harus memenuhi ketentuan sebagai berikut :

Tabel 2. 2 Batasan Tebal Selimut Beton

Kondisi Struktur	Tebal Selimut
a) Beton yang dicor langsung di atas tanah dan selalu berhubungan dengan tanah	75
b) Beton yang berhubungan dengan tanah atau cuaca : - Batang D-19 hingga D-56	50

- Batang D-16, jaring kawat polos P16 atau ulir D16 dan yang lebih kecil	40
c) Beton yang tidak langsung berhubungan dengan cuaca atau tanah :	
<u>Pelat dinding, pelat berusuk:</u>	
- Batang D-44 dan D-56	40
- Batang D-36 dan yang lebih kecil	20
<u>Balok, kolom :</u>	
- Tulangan utama, pengikat, sengkang, lilitan spiral	40
<u>Komponen struktur cangkang, pelat melipat:</u>	
- Batang D-19 dan yang lebih besar	
- Batang D-16, jaring kawat polos P16 atau ulir D16 dan yang lebih kecil	20
	15

(Dikutip dari SNI 2847-2013 Pasal 7.7.1, halaman 51)

2.3.1. Keunggulan dan Kerugian Beton Bertulang

Beton bertulang memiliki beberapa keunggulan maupun kekurangan yang dapat dijadikan sebagai bahan pertimbangan pemilihan material konstruksi.

Beberapa keunggulan material beton bertulang diantaranya adalah:

1. Memiliki kuat tekan yang tinggi.
2. Memiliki ketahanan api yang baik dibandingkan dengan material baja apabila memiliki tebal selimut yang mencukupi.
3. Membentuk struktur yang kaku.
4. Memiliki umur layan yang panjang dengan biaya perawatan yang rendah.
5. Untuk beberapa tipe struktur seperti bendungan, pilar jembatan, dan fondasi, beton bertulang merupakan pilihan material yang paling ekonomis.
6. Beton dapat dicetak menjadi beragam bentuk penampang.
7. Dalam pekerjaannya tidak terlalu membutuhkan tenaga kerja dengan keterampilan yang tinggi jika dibandingkan dengan struktur baja.

Disamping keunggulan-keunggulan tersebut, terdapat beberapa kekurangan beton bertulang diantaranya adalah:

1. Beton memiliki kuat tarik yang rendah, sekitar 10% dari kuat tekannya.
2. Agar dapat menjadi suatu elemen struktur, material penyusun beton perlu dicampur, dicetak, dan setelah itu perlu dilakukan proses perawatan untuk mencapai kuat tekannya.
3. Biaya pembuatan cetakan beton cukup tinggi, dapat menyamai harga beton yang dicetak.
4. Ukuran atau dimensi penampang struktur beton umumnya lebih besar dibandingkan dengan struktur baja, sehingga akan menghasilkan struktur yang lebih berat.
5. Adanya retakan pada beton akibat susut beton dan beban hidup yang bekerja.
6. Mutu beton sangat tergantung pada proses pencampuran material maupun proses pencetakan beton itu sendiri.

2.4. Kuat Rencana

Kekuatan desain yang disediakan suatu komponen struktur sehubungan dengan komponen struktur lain dan penampangnya sehubungan dengan perilaku lentur, beban normal, geser, dan torsi, harus diambil sebesar kuat nominal yang dihitung sesuai persyaratan yang dikalikan dengan suatu faktor reduksi kekuatan (ϕ) berdasarkan **SNI 2847:2013 Pasal 9.3.2**.

Tabel 2. 3 Tabel Faktor Reduksi Kekuatan ϕ

Jenis Balok		Faktor Reduksi
1.	Penampang terkendali Tarik	0,90
2.	Penampang terkendali tekan	
	a. Komponen Struktur dengan spiral	0,75
	b. Komponen struktur bertulang lainnya	0,65
3.	Geser dan torsi	0,75

4.	Tumpuan pada beton kecuali daerah angkur	0,65
	a. Daerah angkur pasca Tarik	0,85
	b. Model strat dan pengikat dan strat, pengikat, daerah pertemuan (nodal), dan daerah tumpuan dalam model tersebut	0,75
5.	Dari ujung komponen struktur ke ujung panjang transfer	0,75
6.	Dari ujung panjang transfer ke ujung panjang penyaluran ϕ boleh ditingkatkan secara linier	0,75 – 0.9

(Dikutip dari SNI 2847-2013 Pasal 9.3, halaman 66-68)

2.5. Pembebanan Struktur

Suatu struktur bangunan bertingkat harus dapat memikul beban-beban yang bekerja pada struktur tersebut, diantaranya beban gravitasi dan beban lateral. Beban gravitasi meliputi beban mati dan beban hidup yang membebani struktur, sedangkan yang termasuk beban lateral adalah beban angin dan beban gempa.

Adapun acuan yang digunakan dalam merencanakan pembebanan adalah sebagai berikut:

- 1) Persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung (**SNI 03-2847-2013**).
- 2) Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung (**SNI 1726:2012**).
- 3) Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain (**SNI 1727:2013**).
- 4) Pedoman perencanaan pembebanan untuk rumah dan gedung (**SKBI 1.3.53.1987**)

Beban-beban yang akan digunakan dalam perencanaan struktur Gedung Rektorat STIKes BTH meliputi beban mati (*dead load*), beban hidup (*live load*), beban gempa (*earthquake*) dan beban angin (*wind*).

2.5.1. Beban Mati (*Dead Load*)

Berdasarkan **PPPURG-1987**, beban mati ialah dari semua bagian dari suatu gedung yang bersifat tetap, termasuk segala unsur tambahan, penyelesaian-penyelesaian, mesin-mesin serta peralatan tetap yang merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung itu.

Tabel 2. 4 Berat Sendiri Material dan Komponen Gedung

Material Gedung	Berat (kg/m ³)
Baja	7850
Batu alam	2600
Batu belah, batu bulat, batu gunung (berat tumpuk)	1500
Batu karang (berat tumpuk)	700
Batu pecah	1450
Besi tuang	7250
Beton	2200
Beton bertulang	2400
Kayu (Kelas I)	1000
Kerikil, koral (kering udara sampai lembab, tanpa diayak)	1650
Pasangan bata merah	1700
Pasangan batu belah, batu bulat, batu gunung	2200
Pasangan batu cetak	2200
Pasangan batu karang	1450
Pasir (kering udara sampai lembab)	1600
Pasir (jenuh air)	1800
Pasir kerikil, koral (kering udara sampai lembab)	1850
Tanah lempung dan lanau (kering udara sampai lembab)	1700

Tanah lempung dan lanau (basah)	2000
Timah hitam	11400
Komponen Gedung	Kg/m²
Adukan, per cm tebal	
Dari semen	21
Dari kapur, semen merah atau tras	17
Aspal termasuk bahan-bahan mineral penambah, per cm tebal	14
Satu bata	450
Setengah bata	250
Dinding pasangan batako berlubang	
Tebal dinding 20 cm (HB 20)	200
Tebal dinding 10 (HB 10)	120
Tanpa Lubang	
Tebal dinding 15 cm	300
Tebal dinding 10 cm	200
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
Lantai kayu sederhana dengan balok kayu, tanpa langit-langit dengan bentang maksimum 200 kg/m ²	40
Penggantung langit-langit (dari kayu), dengan bentang maksimum 5 m dan jarak s.k.s minimum 0,80 m	7
Penutup atap genting dengan ren dan usuk/kaso per m ² bidang atap	50
Penutup atap sirap dengan reng dan usuk/kaso, per m ² bidang atap	40
Penutup atap seng gelombang (BJLS-25) tanpa gordeng	10
Penutup lantai dari ubin semen portland, teraso dan beton, tanpa adukan, per cm tebal	24
Semen asbes gelombang (tebal 5 mm)	11

2.5.2. Beban Hidup (*Live Load*)

Berdasarkan **PPURG-1987**, beban hidup ialah semua beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu gedung, dan kedalamnya termasuk beban-beban pada lantai yang berasal dari barang-barang yang dapat berpindah,

mesin-mesin serta peralatan yang tidak merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung dan dapat diganti selama masa hidup dari gedung itu, sehingga mengakibatkan perubahan dalam pembebanan lantai dan atap tersebut. Khusus pada atap ke dalam beban hidup dapat termasuk beban yang berasal dari air hujan, baik akibat genangan maupun akibat tekanan jatuh (energi kinetik) butiran air.

Tabel 2. 5 Beban Hidup pada Lantai Gedung

Beban Hidup		Berat (kg/m³)
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 masjid, gereja, ruang pagelaran, ruang rapat, bioskop dan panggung penonton dengan tempat duduk tetap	400
g.	Panggung penonton dengan tempat duduk tidak tetap atau untuk penonton yang berdiri	500
h.	Tangga, bordes tangga dan gang dari yang disebut dalam c	300
i.	Tangga, bordes tangga dan gang dari yang disebut dalam d, e, f, dan g	500
j.	Lantai ruang pelengkap dari yang disebut dalam c, d, e, f dan g	250
k.	Lantai untuk pabrik, bengkel, gudang, perpustakaan, ruang arsip, toko buku, toko besi, ruang alat-alat dan ruang mesin, harus direncanakan terhadap beban hidup yang ditentukan tersendiri, dengan minimum	400

l.	Lantai gedung parkir bertingkat	
	Untuk lantai bawah	800
	Untuk lantai tingkat lainnya	400
m.	Balkon-balkon yang menjorok bebas keluar harus direncanakan terhadap beban hidup dari lantai ruang yang berbatasan, dengan minimum	300

2.5.3. Beban Gempa (*Earthquake*)

Menurut Helmy Iskandarsyah (2009: 9), gaya gempa adalah guncangan alamiah yang bersumber dari bumi. Guncangan alamiah yang mengguncang bumi beserta apa saja yang ada di atasnya pada hakekatnya adalah perambatan energi berwujud gelombang. Gelombang ini menyebabkan permukaan bumi dan bangunan di atasnya bergetar.

Pada saat bangunan bergetar, timbul gaya-gaya pada struktur bangunan karena adanya kecenderungan massa bangunan untuk mempertahankan dirinya dari gerakan. Gaya yang timbul ini disebut inersia. Besar gaya-gaya tersebut bergantung pada banyak faktor. Massa bangunan merupakan faktor yang paling utama karena gaya tersebut melibatkan inersia. Faktor lain adalah bagaimana massa tersebut terdistribusi, kekakuan struktur, kekakuan tanah, jenis pondasi, adanya mekanisme redaman pada bangunan, dan tentu saja perilaku dan besar getaran itu sendiri. Yang terakhir ini sulit ditentukan secara tepat karena sifatnya yang acak (*random*) sekalipun kadangkala dapat juga tertentu.

Prosedur analisis dan desain seismik yang digunakan dalam perencanaan struktur bangunan gedung dan komponennya harus seperti yang ditetapkan dalam **SNI-1726-2012**. Struktur bangunan gedung harus memiliki sistem penahan gaya lateral dan vertikal yang lengkap, yang mampu memberikan kekuatan, kekakuan,

dan kapasitas disipasi energi yang cukup untuk menahan gerak tanah desain dalam batasan-batasan kebutuhan deformasi dan kekuatan yang disyaratkan. Gerak tanah desain harus diasumsikan terjadi di sepanjang setiap arah horizontal struktur bangunan gedung. Kecukupan sistem struktur harus ditunjukkan melalui pembentukan model matematik dan pengevaluasian model tersebut untuk pengaruh gerak tanah desain. Gaya gempa desain, dan distribusinya di sepanjang ketinggian struktur bangunan gedung, harus ditetapkan berdasarkan salah satu prosedur yang sesuai dan gaya dalam serta deformasi yang terkait pada komponen elemen struktur tersebut harus ditentukan. Prosedur alternatif yang disetujui tidak boleh dipakai untuk menentukan gaya gempa dan distribusinya kecuali bila gaya-gaya dalam dan deformasi yang terkait pada komponen/elemen strukturnya ditentukan menggunakan model yang konsisten dengan prosedur yang diadopsi.

2.5.3.1. Perhitungan Beban Gempa Statik

Tahapan perhitungannya berdasarkan **SNI-1726-2012**:

1. Parameter Percepatan Gempa.

Parameter S_s (percepatan batuan dasar pada periode pendek) dan S_1 (percepatan batuan dasar dari periode 1 detik) harus ditetapkan masing-masing dari respon spektral percepatan 0,2 detik dan 1 detik dalam peta gerak tanah seismik (Gambar 2.1) dengan kemungkinan 2 persen terlampaui dalam 50 tahun (MCE_R , 2 persen dalam 50 tahun), dan dinyatakan dalam bilangan desimal terhadap percepatan gravitasi. Bila $S_1 \leq 0,04$ g dan $S_s \leq 0,15$ g, maka struktur bangunan dimasukan kategori kelas seismik A.

Untuk nilai parameter respons spektral percepatan gempa terpetakan untuk perioda pendek (S_{MS}), serta parameter respons spektral percepatan gempa

terpetakan untuk perioda 1,0 detik (S_{M1}) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, ditentukan dengan rumus berikut: **(SNI-1726-2012: pasal 6.2)**

$$S_{MS} = F_a \cdot S_s \dots\dots\dots (2. 10)$$

$$S_{M1} = F_v \cdot S_1 \dots\dots\dots (2. 11)$$

Keterangan:

S_s = parameter respon spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk periode pendek

S_1 = parameter respon spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk periode 1,0 detik

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

2. Parameter Percepatan Spektral Desain

Parameter percepatan spektral desain untuk perioda pendek (S_{DS}) dan pada perioda 1 detik (S_{D1}), ditentukan melalui perumusan berikut: **(SNI-1726-2012: pasal 6.3)**

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \cdot S_{MS} \dots\dots\dots (2. 12)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \dots\dots\dots (2. 13)$$

3. Periode Fundamental

Periode fundamental struktur, T , dalam arah yang ditinjau tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batasan atas pada periode yang dihitung (C_u) dari tabel 2.6 dan periode pendekatan T_a , yang dihitung dengan persamaan 2.5.

Tabel 2. 6 Koefisien untuk Batas Atas pada Periode yang Dihitung

Parameter Percepatan Respon Spektral Desain pada 1 detik, S_{D1}	Koefisien, C_u
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

(dikutip dari SNI 1726-2012: Pasal 7.8.2, halaman 56)

Periode fundamental pendekatan, T_a , dalam satuan detik, dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$T_a = C_t \cdot h_n^x \dots\dots\dots (2. 14)$$

dengan h_n adalah ketinggian struktur (dalam meter) diatas dasar sampai tingkat tertinggi struktur, sedangkan koefisien C_t dan x ditentukan dari tabel 2.7.

Tabel 2. 7 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x

Tipe Struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen dimana rangka memikul 100 persen gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa		
Rangka baja pemikul momen	0,0724	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488	0,75

(dikutip dari SNI 1726-2012 Tabel 15: halaman 56)

Apabila periode fundamental struktur diperoleh dari hasil analisis menggunakan *software* (T_c), maka periode alami struktur yang diambil (T) harus ditentukan dengan ketentuan sebagai berikut:

$$\text{Jika } T_c > C_u \cdot T_a, \text{ maka } T = C_u \cdot T_a \dots\dots\dots (2. 15)$$

Jika $T_a < T_c < C_u \cdot T_a$, maka $T = T_c$ (2. 16)

Jika $T_c < T_a$, maka $T = T_a$ (2. 17)

4. Geser Dasar Seismik

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

$$V = C_s \cdot W \text{ (2. 18)}$$

Keterangan:

C_s = Koefisien Respons Seismik

W = Berat Total Bangunan

5. Koefisien Respons Seismik

a. Koefisien respons seismik, C_s dihitung dengan persamaan:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \text{ (2. 19)}$$

Keterangan:

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

R = faktor modifikasi respon

I_e = faktor keutamaan gempa

b. Nilai C_s yang dihitung tidak boleh melebihi:

$$C_{s(maks)} = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I}\right)} \text{ (2. 20)}$$

c. Nilai C_s yang dihitung tidak kurang dari:

$$C_{s(min)} = 0,044 \cdot S_{DS} I \geq 0,01 \text{ (2. 21)}$$

Untuk struktur-struktur yang memiliki lokasi pada daerah dengan nilai S_I sama dengan atau lebih besar dari 0,6g, C_S tidak boleh kurang daripada:

$$C_S = \frac{0,5S_I}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \dots\dots\dots (2. 22)$$

6. Distribusi Vertikal Gaya Gempa

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

$$F_x = C_{vx} V \dots\dots\dots (2. 23)$$

dan

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \dots\dots\dots (2. 24)$$

Keterangan:

C_{vx} = faktor distribusi vertikal

V = gaya lateral desain total atau Jgeser di dasar struktur, dinyatakan dalam kilonemton (kN)

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

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

$k = 1$, untuk struktur yang mempunyai perioda sebesar 0,5 detik atau kurang.

$k = 2$, untuk struktur yang mempunyai perioda sebesar 2,5 detik atau lebih.

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

7. Distribusi Horizontal Gaya Gempa

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

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i \dots\dots\dots (2. 25)$$

Keterangan:

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

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

2.5.3.2. Perhitungan Beban Gempa Dinamik

Untuk struktur gedung tidak beraturan yang tidak memenuhi ketentuan yang disebut dalam Pasal 4.2.1, pengaruh Gempa Rencana terhadap struktur gedung tersebut harus ditentukan melalui analisis respons dinamik 3 dimensi. Untuk mencegah terjadinya respons struktur gedung terhadap pembebanan gempa yang dominan dalam rotasi, dari hasil analisis vibrasi bebas 3 dimensi, paling tidak gerak ragam pertama (fundamental) harus dominan dalam translasi.

Pada analisis beban dinamik, massa struktur digunakan untuk menghitung gaya-gaya inersia. Pada umumnya massa ditentukan dari elemen menggunakan rapat massa dan volume elemen. Hal ini secara otomatis akan menghasilkan massa kelompok pada join. Nilai massa untuk semua elemen sama besarnya pada ketiga arah derajat kebebasan translasi. Untuk analisis dinamik, dapat dilakukan tanpa

memberikan data momen inersia massa, tetapi derajat kebebasan rotasi tetap dihasilkan, dan hal ini sudah mencukupi untuk beberapa analisis.

Pada bentuk bidang persegi momen inersia massa terhadap sumbu vertikal (normal bidang gambar) melalui pusat masa dapat dihitung dengan rumus :

$$MMI_{pm} = \frac{M.(b^2 + d^2)}{12} \dots\dots\dots (2. 26)$$

Nilai massa harus diberikan dalam unit (satuan) yang konsisten ialah $\frac{W}{g}$,

dan momen inersia massa harus dalam satuan:

$\frac{WL^2}{g}$, dengan W : Berat ; L : Panjang ; g : percepatan gravitasi. Nilai jaringan massa

pada tiap *joint* harus sama dengan nol atau positif.

Analisis Gempa Dinamik / Respon Spektrum dapat dihitung dalam eksekusi tunggal oleh program. Setiap kondisi (case) analisis disebut *Spec*, yang dapat diberi nama label yang khas. Masing-masing *Spec* percepatan *spectra* yang dikerjakan dapat berbeda dan dengan jalan ini hasil dikombinasikan.

Parameter-parameter yang digunakan dalam analisis respon spektrum adalah:

1. Sistem koordinat lokal

Masing-masing *Spec* mempunyai sistem koordinat lokal yang digunakan untuk menentukan arah beban percepatan tanah. Sumbu-sumbu sistem koordinat lokal diberi notasi 1, 2 dan 3. Untuk kondisi *default*-nya sistem koordinal lokal ini berhubungan dan mengikuti arah sistem koordinat global X, Y dan Z.

2. Fungsi respon spektrum

Fungsi respon spektrum merupakan deretan pasangan bilangan antara periode dan *pseudo-spectral acceleration (PSA)* struktur. Beberapa fungsi dapat

didefinisikan dengan masing – masing fungsi diberi label tersendiri dan nilai percepatannya dapat diberi skala.

3. Kurva respon spektrum

Untuk menentukan arah kurva respon spektrum, ditunjukkan dengan hubungan nilai antara *pseudo-spectral acceleration (PSA)* dengan periode struktur. Bentuk kurva diberikan dengan menentukan nama fungsi dari respon spektrum. Apabila tidak ada fungsi yang ditentukan, maka nilai pada fungsi unit percepatan diasumsikan konstan.

4. Kombinasi modal

Untuk member arah percepatan, *displacement* maksimum, gaya dan tegangan pada seluruh struktur dihitung untuk setiap mode getaran. Nilai modal ini digunakan untuk menentukan banyaknya respon yang dikombinasi untuk satu hasil.

Dalam perencanaan ini digunakan kombinasi modal dengan metode CQC. Menentukan mode = CQC maksudnya mengkombinasikan hasil modal dengan teknik *Complete Quadratic Combination (CQC)* yang dijelaskan oleh Wilson dkk (1981). Teknik ini merupakan metode *default* untuk mengkombinasi modal. Metode CQC digunakan kedalam hitungan perangkai statistik diantara mode ruang tertutup yang disebabkan redaman modal. Rasio redaman CQC, *damp*, dapat ditentukan besarnya sebagai bagian dari redaman kritis dengan nilai $0 < damp < 1$.

5. Arah kombinasi

Masing-masing *displacement*, gaya atau tegangan pada struktur, kombinasi modalnya akan menghasilkan nilai tunggal, positif untuk masing-masing arah percepatan. Besarnya arah untuk menentukan jumlah respon dikombinasikan untuk

menghasilkan nilai tunggal dan hasil yang positif. Dengan menggunakan faktor skala kombinasi arah, drif, digunakan untuk menentukan metode yang dipakai.

Pada perencanaan ini digunakan metode SRSS, yaitu dengan menentukan dirf = 0 digunakan untuk mengkombinasikan hasil arah yang tetap mengikuti sistem koordinat, sebagai contoh, hasil arahnya tidak tergantung pada pilihan sistem koordinat apabila kurva respon spektrum yang diberi arah yang sama. Metode ini direkomendasikan untuk arah kombinasi yang sesuai *defaultnya*.

2.5.3.3. Parameter Analisa Beban Gempa Dinamik

Terdapat dua metoda dalam analisa beban gempa dinamik yaitu analisa ragam spektrum respons dan *time history*. Dalam penyusunan tugas akhir ini analisa beban gempa dinamik hanya menggunakan analisa ragam spektrum respons. Parameter-parameter yang harus diperhatikan dalam analisa ragam spektrum respons adalah sebagai berikut:

1. Kategori Resiko Faktor Keutamaan Gempa (I_e)

Struktur bangunan gedung dibedakan berdasarkan kategori risiko yang ditentukan berdasarkan jenis pemanfaatan struktur tersebut. Faktor ini digunakan untuk mengaplikasikan beban gempa rencana, sehingga beberapa struktur dengan pemanfaatan khusus tetap dapat beroperasi setelah terjadinya gempa bumi.

Kategori risiko untuk struktur bangunan gedung dan non gedung sesuai tabel 2.8, pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan faktor keutamaan I_e .

Tabel 2. 8 Kategori Resiko dan Faktor Keutamaan Gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko	Faktor Keutamaan Gempa (I_e)
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain:</p> <ol style="list-style-type: none"> Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan dan perikanan Fasilitas sementara Gudang penyimpanan Rumah jaga dan struktur kecil lainnya 	I	1,00
<p>Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk kategori risiko I, III, dan IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ol style="list-style-type: none"> Perumahan Rumah toko dan rumah kantor Pasar Gedung perkantoran Gedung apartemen/ rumah susun Pusat perbelanjaan/ mall Bangunan industri Fasilitas manufaktur Pabrik 	II	1,00
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ol style="list-style-type: none"> Bioskop Gedung pertemuan Stadion Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat Fasilitas penitipan anak Penjara Bangunan untuk orang jompo <p>Gedung dan non gedung, tidak termasuk kategori IV, yang berpotensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar</p>		

<p>dan/ gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ol style="list-style-type: none"> Pusat pembangkit listrik biasa Fasilitas penanganan air Fasilitas penanganan Limbah Pusat telekomunikasi <p>Gedung dan non gedung, tidak termasuk dalam kategori resiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak dimana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	III	1,25
<p>Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ol style="list-style-type: none"> Bangunan-bangunan monumental Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan Rumah sakit dan Fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki unit bedah dan unit gawat darurat Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin, badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat darurat. 	IV	1,5

<p>h. Struktur tambahan yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat.</p> <p>Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori resiko IV.</p>		
--	--	--

(Dikutip dari pasal 4.1.2 SNI 1726-2012, halaman 14-15)

2. Klasifikasi Situs

Klasifikasi suatu situs berguna untuk memberikan kriteria desain seismik berupa faktor-faktor amplifikasi pada bangunan. Dalam perumusan kriteria desain seismik suatu bangunan di permukaan tanah atau penentuan amplifikasi besaran percepatan gempa puncak dari batuan dasar ke permukaan tanah untuk suatu situs, maka situs tersebut harus diklasifikasikan terlebih dahulu. Profil tanah harus diklasifikasikan sesuai dengan tabel 2.9, berdasarkan profil tanah lapisan 30 m paling atas. Apabila tidak tersedia data tanah yang spesifik pada situs sampai kedalaman 30 m, maka harus diestimasi oleh ahli geoteknik yang memiliki sertifikat/ijin keahlian. Penetapan kelas situs SA dan SB tidak diperkenankan jika terdapat lebih dari 3 m lapisan tanah antara dasar telapak atau rakit fondasi dan permukaan batuan dasar.

Tabel 2. 9 Klasifikasi Situs

Kelas Situs	$\bar{V}_s (m/s)$	\bar{N} atau \bar{N}_{ch}	$\bar{S}_U (kPa)$
SA (batuan keras)	>1500 m/s	N/A	N/A
SB (batuan)	750 - 1500 m/s	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 – 750 m/s	>50	$\geq 100 \text{ kN/m}^2$
SD (tanah sedang)	175 – 350 m/s	15 – 50	50 – 100 kN/m ²
SE (tanah lunak)	<175 m/s	<15	<50 kN/m ²

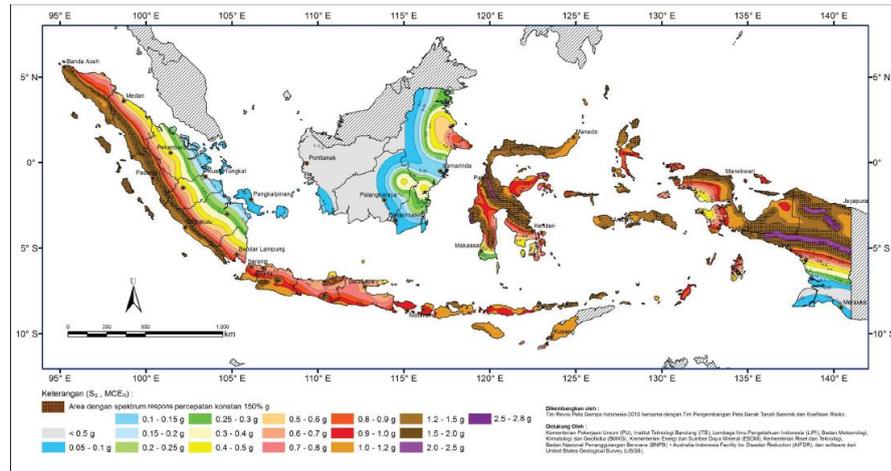
	<p>Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Indeks plastisitas $PI > 20$ 2. Kadar air, $w \geq 40\%$ 3. Kuat geser niralir $\bar{S}_u < 25$ kPa
<p>SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisa respons spesifik-situs yang mengikuti 6.10.1)</p>	<p>Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan indeks plastisitas $PI > 75$) <p>Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $\bar{S}_u < 50$ kPa</p>

Catatan: N/A = tidak dapat dipakai

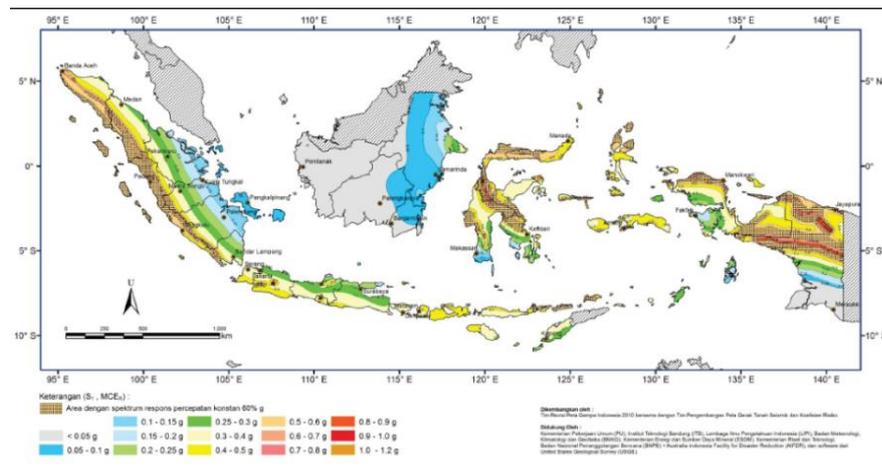
(Dikutip dari SNI 1726-2012 pasal 5.3: halaman 17-18)

3. Gerak Tanah Seismik Terpetakan

Parameter percepatan batuan dasar pada perioda pendek (S_s) dan percepatan batuan dasar pada perioda 1 detik harus ditetapkan masing-masing dari respons spektral percepatan 0,2 detik dan 1 detik dalam peta gerak tanah seismik dengan kemungkinan 2 persen terlampaui dalam 50 tahun (MCE_R , 2 persen dalam 50 tahun).



Gambar 2.5 S_s , Gempa maksimum yang dipertimbangkan resiko-tertarget (MCE_R)
(Sumber dari SNI-1726-2012 halaman 134)



Gambar 2.6 S_1 , Gempa maksimum yang dipertimbangkan resiko-tertarget (MCE_R)
(Sumber dari SNI-1726-2012 halaman 135)

4. Koefisien Situs

Setelah ditentukan kelas situs maka dapat ditentukan koefisien situs berdasarkan S_1 dan S_s . F_a merupakan faktor amplifikasi getaran yang terkait percepatan pada getaran periode pendek, sedangkan F_v merupakan faktor amplifikasi getaran yang terkait percepatan pada getaran periode 1 detik.

Tabel 2. 10 Koefisien Situs F_a

Kelas situs	Parameter respon spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada perioda pendek, $T = 0,2$ detik, S_s				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS ^b				

(Dikutip dari SNI 1726-2012 Tabel 4: halaman 22)

Tabel 2. 11 Koefisien Situs F_v

Kelas situs	Parameter respon spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada perioda 1 detik, S_1				
	$S_1 \leq 0,25$	$S_1 = 0,5$	$S_1 = 0,75$	$S_1 = 1,0$	$S_1 \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS ^b				

(Dikutip dari SNI 1726-2012 Tabel 5: halaman 22)

Catatan:

- Untuk nilai-nilai antara S_s atau S_1 , dapat dilakukan interpolasi linier
- SS^b = situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisa respons situs-spesifik

5. Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan resiko tertarget (MCE_R)

Parameter spektrum respons percepatan pada perioda pendek (S_{Ms}) dan perioda 1 detik (S_{M1}) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan persamaan berikut:

$$S_{MS} = F_a S_s \dots\dots\dots (2.27)$$

$$S_{M1} = F_v S_1 \dots\dots\dots (2.28)$$

Dimana:

S_s = parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan perioda pendek,

S_1 = parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan perioda 1 detik.

6. Parameter Percepatan Spektral Desain dan Kategori Desain Seismik

Parameter percepatan spektral desain untuk perioda pendek (S_{DS}) dan perioda 1 detik (S_{D1}), harus ditentukan dengan persamaan berikut:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \dots\dots\dots (2.29)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \dots\dots\dots (2.30)$$

Berikut merupakan Kategori Desain Seismik (KDS) berdasarkan parameter percepatan spektral desain:

Tabel 2.12 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Perioda Pendek

Nilai S_{DS}	Kategori Resiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

(Dikutip dari SNI 1726-2012 Tabel 6: halaman 24)

Tabel 2. 13 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode 1 Detik

Nilai S_{Ds}	Kategori Resiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,167$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

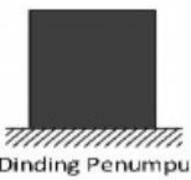
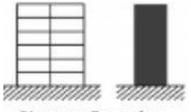
(Dikutip dari SNI 1726-2012 Tabel 7: halaman 25)

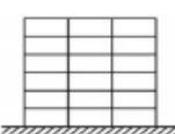
7. Sistem Struktur dan Parameter Struktur Berdasarkan KDS

Sistem struktur penahan gaya gempa lateral dan vertikal harus dipilih berdasarkan Kategori Desain Seismik (KDS)-nya serta ketinggian struktur.

Berdasarkan tabel 9 dalam **SNI 1726: 2012** berikut merupakan faktor koefisien modifikasi respons (R), faktor pembesaran defleksi (C_d), faktor kuat lebih sistem (Ω_0) dan batasan ketinggian struktur (h_n).

Tabel 2. 14 Sistem Struktur dan Parameter Struktur Berdasarkan KDS

Sistem penahan gaya seismik		R	Ω_0	C_d	h_n (m)				
					KDS				
					B	C	D	E	F
 Dinding Penumpu	Dinding Geser Beton Biasa	4	2,5	4	TB	TB	TI	TI	TI
	Dinding Geser Beton Khusus	5	2,5	5	TB	TB	48	48	30
 Sistem Rangka Gedung (beban gempa dipikul dinding geser)	Dinding Geser Beton Biasa	5	2,5	4,5	TB	TB	TI	TI	TI
	Dinding Geser Beton Khusus	6	2,5	5	TB	TB	48	48	30

Sistem penahan gaya seismik		R	Ω_0	C_d	h_n (m)					
					KDS					
					B	C	D	E	F	
 Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa	Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa	3	3	2,5	TB	TI	TI	TI	TI	
	Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah	5	3	4,5	TB	TB	TI	TI	TI	
	Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus	8	3	5,5	TB	TB	TB	TB	TB	
 Sistem Ganda (25% beban gempa dipikul rangka pemikul momen)	Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah	Beton Biasa	5,5	2,5	4,5	TB	TB	TI	TI	TI
		Beton Khusus	6,5	2,5	5	TB	TB	48	30	30
	Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus	Beton Biasa	6	2,5	5	TB	TB	TI	TI	TI
		Beton Khusus	7	2,5	5,5	TB	TB	TB	TB	TB
Catatan: TB = tidak dibatasi TI = tidak diizinkan										

(Dikutip dari SNI 1726-2012 Tabel 9: halaman 34-37)

2.5.4. Beban Angin

Struktur yang ada pada lintasan angin akan menyebabkan angin berbelok atau dapat berhenti. Sebagai akibatnya, energi kinetik angin akan berubah bentuk menjadi energi potensial yang berupa tekanan atau isapan pada struktur. Besar tekanan atau isapan yang diakibatkan oleh angin pada suatu titik bergantung pada

kecepatan angin, rapat massa udara, lokasi yang ditinjau pada struktur, perilaku permukaan struktur, bentuk geometris, dimensi dan orientasi struktur, dan kelakuan keseluruhan struktur.

Faktor yang mempengaruhi besar gaya pada saat udara bergerak disekitar benda adalah kecepatan angin. Kecepatan angin rencana untuk berbagai lokasi geografis ditentukan dari observasi empiris. Kecepatan angin akan semakin tinggi dengan ketinggian di atas tanah, maka tinggi kecepatan rencana juga demikian. Perlu diperhatikan, apakah bangunan itu terletak diperkotaan atau di pedesaan. Analisis yang lebih rumit juga memasukkan renpos-embusan yang merupakan fungsi dari ukuran dan tinggi struktur, kekasaran permukaan, dan benda-benda lain disekitar struktur. Peraturan bangunan lokal harus diperhatikan untuk menentukan beban angin atau kecepatan rencana.

Berdasarkan PPPURG 1987 untuk menghitung pengaruh angin pada struktur dapat disyaratkan sebagai berikut:

1. Tekanan tiup harus diambil minimum 25 kg/m^2
2. Tekanan tiup di laut dan di tepi laut sampai sejauh 5 km dari pantai harus diambil minimum 40 kg/m^2 .
3. Untuk daerah-daerah dimana terdapat kecepatan angin yang mungkin mengakibatkan tekanan tiup yang lebih besar, tekanan tiup angin (p) dapat ditentukan berdasarkan rumus :

$$P = \frac{v^2}{16} \text{ kg/m}^2 \dots\dots\dots (2. 31)$$

Keterangan:

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

V = kecepatan angin (m/s)

4. Apabila struktur terlindungi efektif terhadap angin dari suatu jurusan tertentu oleh gedung-gedung lain atau penghalang lainnya. Maka tekanan tiup dari jurusan itu dikalikan dengan faktor reduksi ϕ sebesar 0,5
5. Sedangkan koefisien angin untuk gedung tertutup:
 - a. Dinding Vertikal
 - Di pihak angin = +0,9
 - Di belakang angin = -0,4
 - Sejajar dengan arah angin = -0,4
 - b. Atap segitiga dengan sudut kemiringan
 - Dipihak angin
 - $\alpha < 65^\circ$ = $(0,02 \alpha - 0,4)$
 - $65^\circ > \alpha < 90^\circ$ = +0,9
 - Di belakang angin, untuk semua, α = - 0,40
6. Apabila tinggi struktur kurang dari 16 meter dan perbandingan antara lebar dan tinggi struktur sedemikian rupa sehingga tidak menimbulkan kelangsingan struktur yang ekstrim, maka diberikan pembebasan atas peninjauan beban angin terhadap struktur.

2.5.5. Kombinasi Pembebanan

Besar faktor beban yang diberikan untuk masing-masing beban yang bekerja pada suatu penampang struktur akan berbeda-beda tergantung dari jenis kombinasi beban yang bersangkutan. Agar struktur dan komponen struktur memenuhi syarat kekuatan dan layak pakai terhadap bermacam-macam kombinasi beban, maka harus dipenuhi ketentuan dari kombinasi-kombinasi beban berfaktor berdasarkan **SNI 2847-2013** pasal 9.2 sebagai berikut:

1. Kuat perlu U untuk menahan beban mati D paling tidak harus sama dengan:

$$U = 1,4 D \dots\dots\dots (2. 32)$$

Kuat perlu U untuk menahan beban mati D , beban hidup L , dan juga beban atap A atau beban hujan R , paling tidak harus sama dengan:

$$U = 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (A \text{ atau } R) \dots\dots\dots (2. 33)$$

2. Bila ketahanan struktur terhadap beban angin W harus diperhitungkan dalam perencanaan, maka pengaruh kombinasi beban D , L , dan W berikut harus ditinjau untuk memenuhi nilai U yang terbesar, yaitu:

$$U = 1,2 D + 1,6 (A \text{ atau } R) + (1,0 L \text{ atau } 0,5 W) \dots\dots\dots (2. 34)$$

$$U = 1,2 D + 1,0 W + 1,0 L + 0,5 (A \text{ atau } R) \dots\dots\dots (2. 35)$$

3. Dimana kombinasi beban harus memperhitungkan kemungkinan beban hidup L yang penuh dan kosong untuk mendapatkan kondisi yang paling berbahaya, dan

$$U = 0,9 D \pm 1,0 W \dots\dots\dots (2. 36)$$

Perlu dicatat bahwa untuk setiap kombinasi beban D , L , dan W , kuat perlu U tidak boleh kurang dari persamaan (2.4.13).

4. Bila ketahanan struktur terhadap beban gempa (E) harus diperhitungkan dalam perencanaan, maka nilai kuat perlu U harus diambil sebagai:

$$U = 1,2 D + 1,0 L \pm 1,0 E \dots\dots\dots (2. 37)$$

$$U = 0,9 D \pm 1,0 E \dots\dots\dots (2. 38)$$

Dalam hal ini nilai E ditetapkan berdasarkan ketentuan **SNI-1726-2012** tentang standar perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung

Keterangan:

U = kombinasi beban terfaktor

D = Beban mati (*Dead Load*)

L = Beban hidup (*Live Load*)

A = Beban hidup atap

R = Beban air hujan

W = Beban Angin (*Wind Load*)

E = Beban gempa (*Earth Quake Load*)

2.6. 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, pelat, kolom, dan dinding geser (*shear wall*).

2.6.1. Rangka Atap Struktur Baja

Menurut Machado (2014:7), atap merupakan bagian struktur bangunan yang letaknya paling atas berfungsi sebagai penutup/pelindung bangunan dibawahnya sehingga memberikan kenyamanan bagi pengguna bangunan. Struktur atap terdiri dari penutup atap, gording serta kuda-kuda. Pada perencanaan struktur rangka atap ini menggunakan konstruksi portal kaku (*Gable Frame*). Perhitungan gaya-gaya batang dari rangka atap dapat dianalisis dengan bantuan program *SAP2000 v22.0.0* selanjutnya dapat direncanakan profil dimensi struktur serta sambungan. Untuk persyaratan perencanaan konstruksi baja mengacu pada **Peraturan Perencanaan**

Bangunan Baja Indonesia (PPBBI 1984). Berikut ini merupakan tahapan perencanaan rangka atap baja.

2.6.1.1. Perencanaan Panjang Truss

Perhitungan dalam merencanakan panjang truss meliputi batang atas, bawah, vertikal serta diagonal.

2.6.1.2. Perencanaan Gording

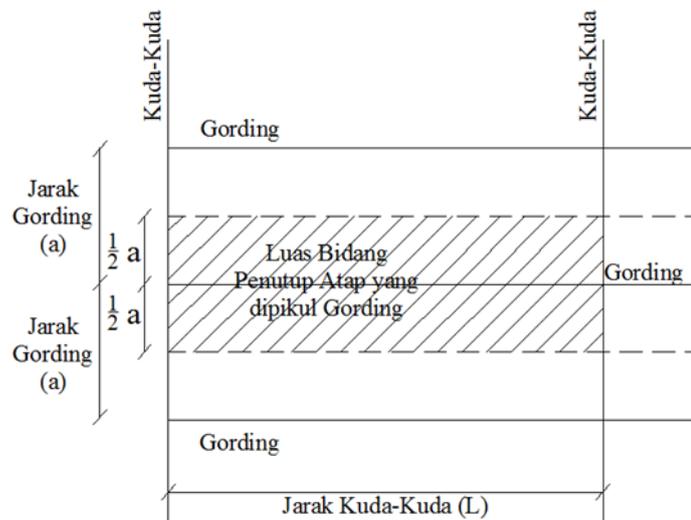
1. Pembebanan pada Gording

Pembebanan pada gording meliputi:

a. Beban Mati (DL)

1) Berat penutup atap:

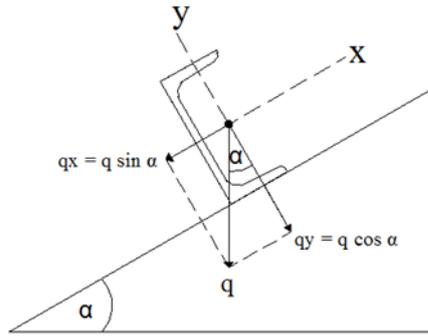
$$= \text{jarak gording} \times \text{berat penutup atap per m}^2 \text{ (kg/m)}$$



Gambar 2. 7 Berat Penutup Atap yang dipikul Gording

2) Berat sendiri gording

Distribusi beban mati pada gording ditampilkan pada gambar berikut:



Gambar 2. 8 Beban mati pada Gording

$$q_x = q \cdot \sin \alpha \dots\dots\dots(2.6. 1)$$

$$q_y = q \cdot \cos \alpha \dots\dots\dots(2.6. 2)$$

Keterangan:

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

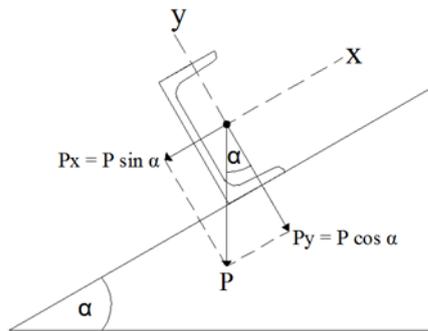
q_y = beban mati arah y (kg/m).

α = sudut kemiringan ($^\circ$).

b. Beban hidup (LL)

Beban hidup diperhitungkan sebesar $P = 100$ kg, berdasarkan **PPPURG 1987**.

Beban hidup berada di tengah bentang gording, beban ini diperhitungkan jika ada orang yang bekerja di atas gording.



Gambar 2. 9 Beban Hidup yang Bekerja pada Gording

$$P_Lx = P_L \times \sin \alpha \dots\dots\dots(2.6. 3)$$

$$PL_x = PL \times \cos \alpha \dots \dots \dots (2.6. 4)$$

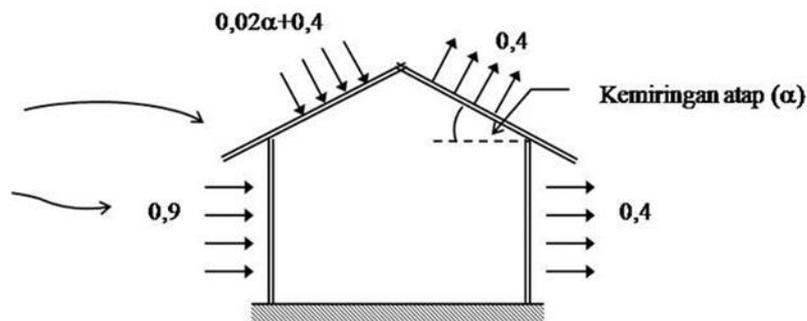
Keterangan:

PL_x = beban hidup arah x (kg).

PL_y = beban hidup arah y (kg).

c. Beban Angin (WL)

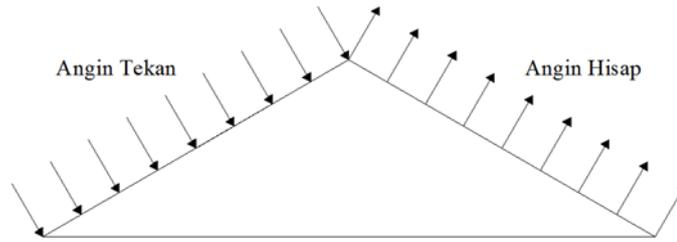
Beban angin diperhitungkan dengan menganggap adanya tekanan positif (tiup) dan tekanan negatif (hisap) yang bekerja tegak lurus pada bidang atap.



Gambar 2. 10 Gaya Angin

Menurut **PPURG 1987**, tekanan tiup harus diambil 25 kg/m^2 . Adapun hal-hal yang berpengaruh terhadap beban angin, yaitu:

- 1) Kemiringan atap = ($\alpha = 30^\circ$)
- 2) Jarak antar gording = (a)
- 3) Lokasi = Kota Tasikmalaya
- 4) Muatan Angin (q) = 25 kg/m^2 (jarak lebih 5 km dari pantai)
- 5) Koefisien angin tekan = ($0,02 (\alpha) - 0,4$)
- 6) Koefisien angin hisap = ($-0,4$)

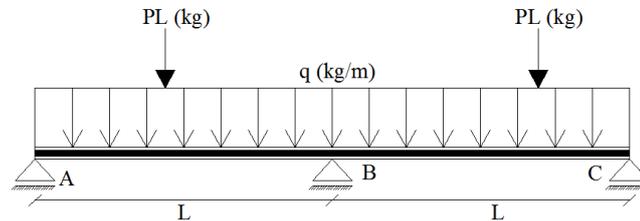


Gambar 2. 11 Koefisien Angin

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

2.6.1.3. Momen Maksimum pada Gording

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



Gambar 2. 12 Gaya yang Bekerja pada Gording

Dimana, momen pada bentang A-B-C dicari dengan persamaan:

$$M_A \left(\frac{L_1}{I_1} \right) + 2M_B \left(\frac{L_1}{I_1} + \frac{L_2}{I_2} \right) + M_C \left(\frac{L_2}{I_2} \right) = - \frac{6(A_1 + A_2) \cdot \alpha_1}{I_1 \cdot L_1} - \frac{6(A_1 + A_2) \cdot \alpha_2}{I_2 \cdot L_2} \dots\dots (2.6. 5)$$

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

2.6.1.4. Kontrol Tegangan dan Lentutan Terhadap Momen

- a. Kontrol Tegangan

Berdasarkan Peraturan Perencanaan Bangunan Baja Indonesia 1984, kontrol tegangan untuk mutu baja yang telah direncanakan.

$$\bar{\sigma} = \frac{fy}{1,5} \dots\dots\dots(2.6. 6)$$

Akibat beban tetap, yaitu beban mati + beban hidup.

$$\sigma = \frac{Mx}{\omega y} + \frac{My}{\omega x} \leq \bar{\sigma} \dots\dots\dots(2.6. 7)$$

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

$$\sigma = \frac{Mx}{\omega y} + \frac{My}{\omega x} \leq 1,3 \bar{\sigma} \dots\dots\dots(2.6. 8)$$

Keterangan:

σ = tegangan yang bekerja (kg/cm²)

$\bar{\sigma}$ = tegangan ijin maksimal (kg/cm²)

Mx = beban arah x (kgm).

My = beban arah y (kgm).

b. Kontrol Lendutan

Menurut PPBBI 1984, secara umum lendutan maksimum akibat beban mati dan beban hidup yaitu:

$$F < \frac{1}{250} .L \dots\dots\dots(2.6. 9)$$

Pada balok yang terletak bebas atas dua tumpuan, L adalah bentang balok tersebut, pada balok menerus atas banyak peralatan, L adalah jarak antara titik-titik beloknya akibat beban mati, sedangkan pada balok kantilever L adalah dua kali panjang

kantilevernya. Lendutan yang diijinkan untuk gording (pada arah x terdiri 2 wilayah yang ditahan oleh *trackstang*).

$$f_x = \frac{5 \cdot q_x \cdot L^4}{348 \cdot E \cdot I_y} + \frac{1 \cdot P_x \cdot L^3}{48 \cdot E \cdot I_y} \dots\dots\dots(2.6. 10)$$

$$f_y = \frac{5 \cdot q_y \cdot L^4}{348 \cdot E \cdot I_x} + \frac{1 \cdot P_y \cdot L^3}{48 \cdot E \cdot I_x} \dots\dots\dots(2.6. 11)$$

$$f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} \text{ ketentuan : } f \leq F \dots\dots\dots(2.6. 12)$$

Keterangan:

f_x = lendutan arah x (cm).

f_y = lendutan arah y (cm)

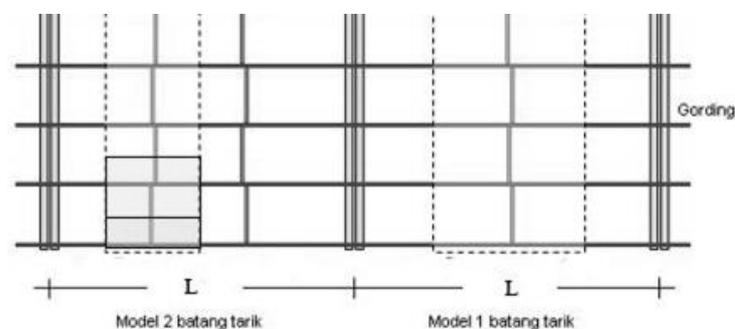
E = modulus elastisitas (MPa).

I_x = momen inersia penampang x (cm⁴).

I_y = momen inersia penampang y (cm⁴).

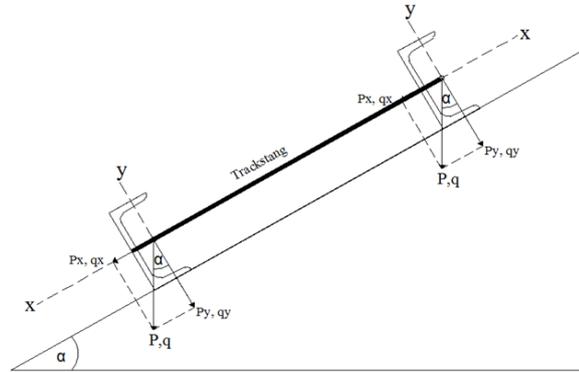
2.6.1.5. Perencanaan Batang Tarik (*Trackstang*)

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



Gambar 2. 13 Pemodelan Batang Tarik

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. 14 Rencana Batang Tarik (*Trackstang*)

G_x = berat sendiri gording + penutup atap sepanjang sumbu x

P_x = beban hidup arah sumbu x

$P_{total} = G_x + P_x = (q_x \cdot L) + P_x \dots\dots\dots(2.6. 13)$

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

$$P = \frac{P_{total}}{2} = \frac{(q_x \cdot L) + P_x}{2} \dots\dots\dots(2.6. 14)$$

$$\sigma = \frac{P}{F_n} \leq \bar{\sigma} \dots\dots\dots(2.6. 15)$$

$$F_n = \frac{P}{\sigma} \dots\dots\dots(2.6. 16)$$

Keterangan:

P = beban hidup

q_x = beban mati arah x

L = lebar bentang

F_n = gaya yang terjadi

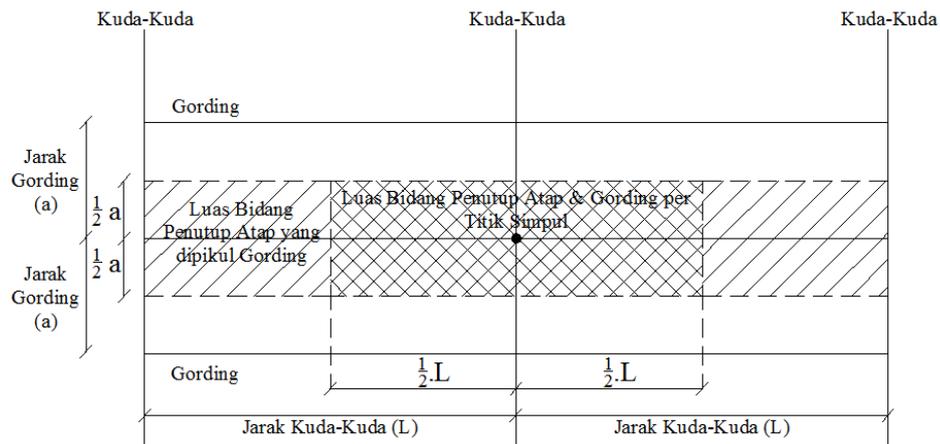
σ = tegangan yang bekerja

$\bar{\sigma}$ = tegangan ijin

2.6.1.6. Pembebanan Kuda-kuda

a. Beban Mati (q_D)

Beban mati terdiri dari berat penutup atap, berat sendiri gording, dan berat penutup plafon dan alat pengantung. Beban mati dikalikan dengan jarak antar kuda-kuda. Diasumsikan bekerja vertikal pada tiap titik simpul batang tepi atas.



Gambar 2. 15 Beban Mati pada Kuda-Kuda

b. Beban Hidup (q_L)

Beban hidup diperhitungkan sebesar $P = 100P$ kg, berdasarkan PPPURG 1987.

c. Beban Angin (q_W)

$$a) \text{ Angin Tekan (W)} = (0,02 \cdot \alpha - 0,4) \cdot q$$

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:

$$W_{tx} = P \sin \alpha \dots\dots\dots(2.6. 17)$$

$$W_{ty} = P \cos \alpha \dots\dots\dots(2.6. 18)$$

$$b) \text{ Angin Hisap (W)} = (-0,4) \cdot q$$

Beban angin per joint:

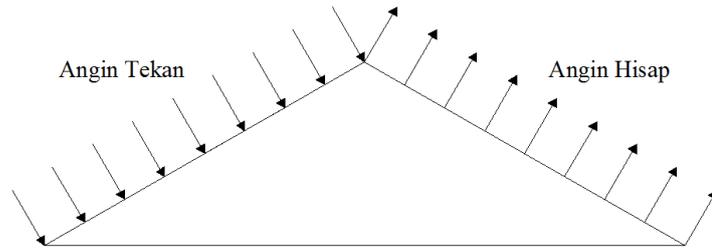
$$P = W \times \text{jarak gording} \times \text{jarak kuda-kuda}$$

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

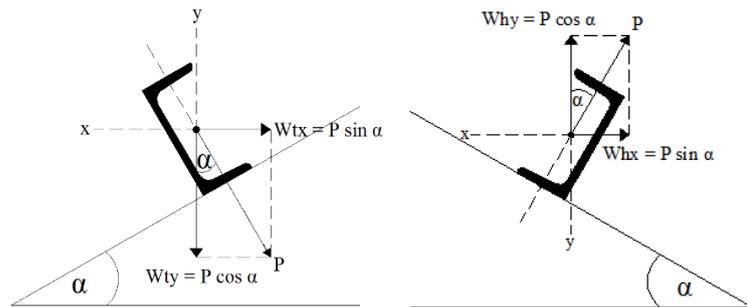
$$W_{hx} = P \sin \alpha \dots\dots\dots(2.6. 19)$$

$$W_{hy} = P \cos \alpha \dots\dots\dots(2.6. 20)$$

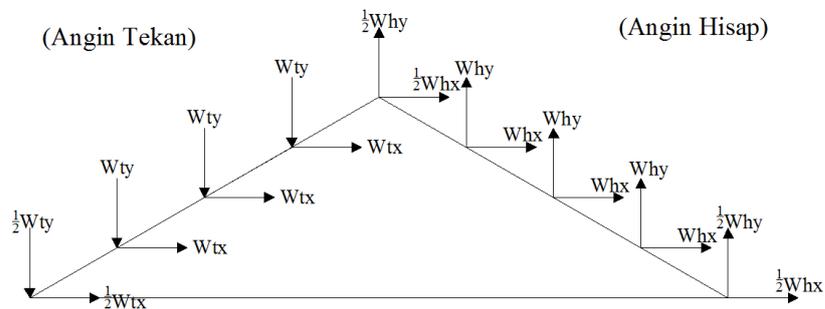
Beban Angin Kiri:



Gambar 2. 16 Arah Beban Angin Kiri

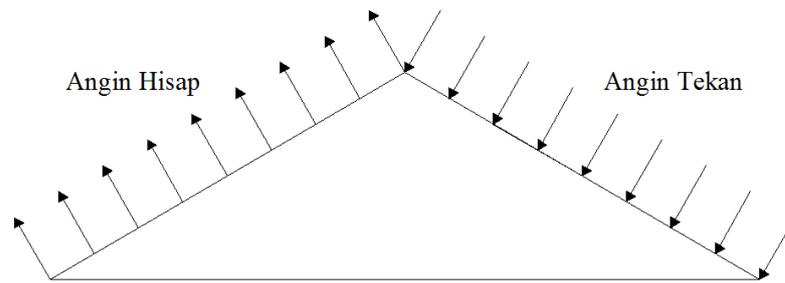


Gambar 2. 17 Distribusi Angin Tekan dan Angin Hisap pada Beban Angin Kiri

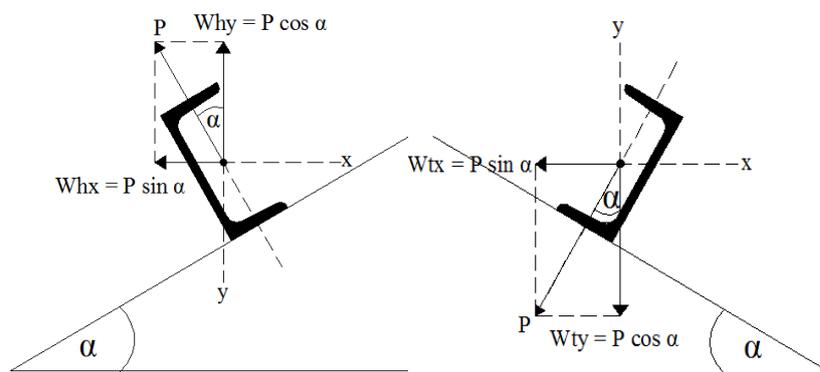


Gambar 2. 18 Beban Angin Kiri

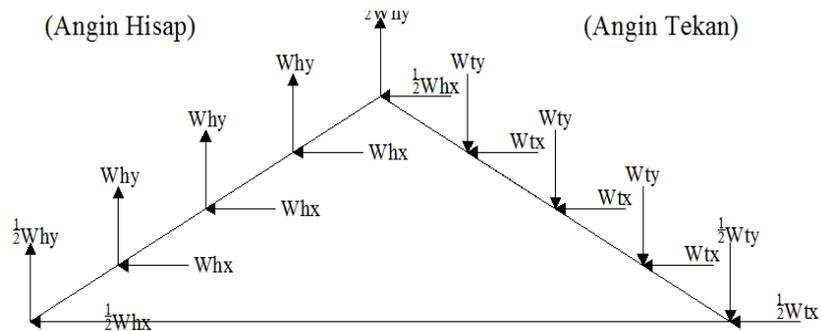
Beban Angin Kanan:



Gambar 2. 19 Arah Beban Angin Kanan



Gambar 2. 20 Distribusi Angin Tekan dan Angin Hisap pada Beban Angin Kanan

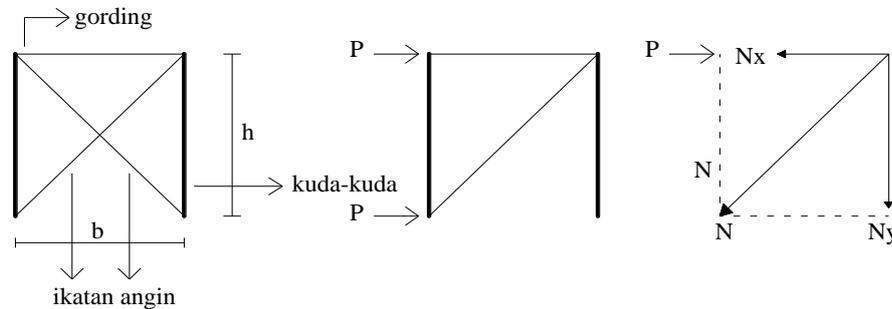


Gambar 2. 21 Beban Angin Kanan

2.6.1.7. Ikatan Angin

Ikatan angin (*bracing*) hanya bekerja menahan gaya normal (*axial*). 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. 22 Pembebanan pada Ikatan Angin

$$\beta = \arctan \left(\frac{\text{panjang sisi miring}}{\text{jarak kuda-kuda}} \right) \dots\dots\dots(2.6. 21)$$

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

$$N \cos \beta = P \dots\dots\dots(2.6. 22)$$

$$N = P / \cos \beta \dots\dots\dots(2.6. 23)$$

$$F_n = N / \sigma \dots\dots\dots(2.6. 24)$$

$$F_{br} = 125\% \cdot F_n \dots\dots\dots(2.6. 25)$$

$$F_{br} = \frac{\pi}{4} \cdot d^2 \dots\dots\dots(2.6. 26)$$

$$d = \sqrt{\frac{1/4 \cdot F_{br}}{\pi}} \dots\dots\dots(2.6. 27)$$

2.6.1.8. Perencanaan Sambungan

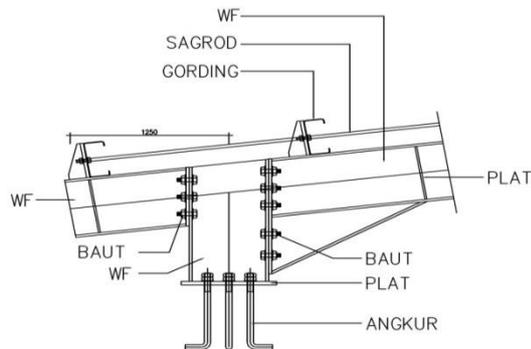
Sambungan baut adalah jenis sambungan yang paling banyak digunakan pada rangka baja. Parameter sambungan baut sebagai berikut:

- a. Minimal dipakai 2 buah baut
- b. Jarak minimum antar baut

$$3 \times d_f$$

- c. Jarak minimum baut menuju ujung profil

$$1,5 \times df ; \text{dimana : } df = \text{diameter baut}$$



Gambar 2. 23 Sambungan Baut Balok dan Kolom

Sambungan baut yang dibebani geser dapat gagal dalam satu atau beberapa mode kegagalan. Mode tersebut adalah mode kegagalan tumpu pada material yang disambungkan. Untuk menghitung kapasitas tumpu yang lebih rendah dari dua batang berdasarkan ketebalan dan kuat tariknyanya. Kuat tumpu pelat yang mengalami kontak dengan baut ditentukan dengan rumus berikut berdasarkan Peraturan Pembebanan Bangunan Baja Indonesia (PPBBI) 1984 pasal 8.2 yaitu:

- a. Tegangan dasar

$$\bar{\sigma} = \frac{\bar{\sigma}_t}{1,5} \dots\dots\dots(2.6. 28)$$

- b. Tegangan geser baut

$$\bar{\sigma}_{gs} = 0,6 \bar{\sigma} \dots\dots\dots(2.6. 29)$$

- c. Tegangan tarik baut

$$\bar{\sigma}_{tr} = 0,7 \bar{\sigma} \dots\dots\dots(2.6. 30)$$

- d. Tegangan tumpu/desak

$$\bar{\sigma}_{tu} = 1,5 \bar{\sigma} \rightarrow S_1 \geq 2d \dots\dots\dots(2.6. 31)$$

$$\bar{\sigma}_{tu} = 1,2 \bar{\sigma} \rightarrow 1,5d \leq S_1 < 2d \dots\dots\dots(2.6. 32)$$

e. Menentukan kekuatan satu baut

$$N_{gs} = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times \sigma_{gs} \dots\dots\dots(2.6. 33)$$

$$Nt_p = t \times d \times \bar{\sigma}_{tu} \dots\dots\dots(2.6. 34)$$

f. Jumlah baut yang dibutuhkan

$$n = \frac{N}{N'} \dots\dots\dots(2.6. 35)$$

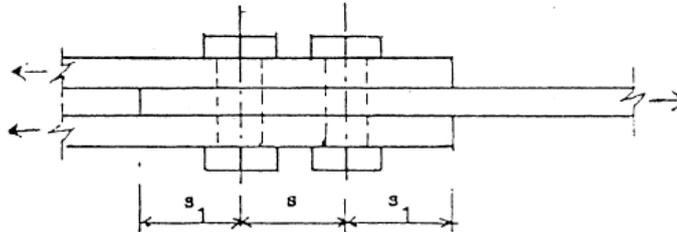
Keterangan:

S = jarak dari sumbu baut paling luar ke tepi bagian yang disambung (mm).

d = diameter baut (mm).

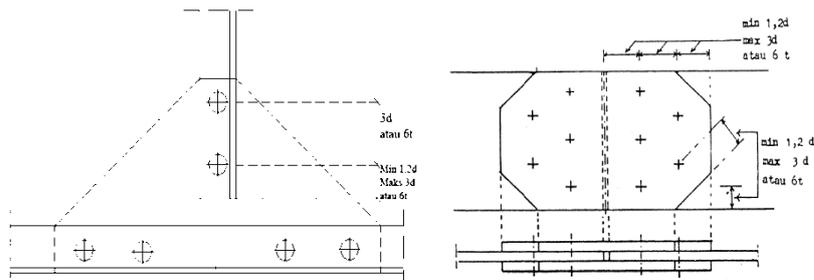
$\bar{\sigma}$ = tegangan dasar (kg/cm²).

g. Banyaknya baut yang dipasang pada satu baris yang sejajar arah gaya tidak boleh lebih dari 5 buah.



Gambar 2. 24 Letak Sambungan Baut

h. Jarak antara sumbu baut paling luar ke tepi atau ke ujung bagian yang disambung, tidak boleh kurang dari $1,2 d$ dan tidak boleh lebih besar dari $3 d$ atau $6 d$. Dimana t merupakan tebal terkecil bagian yang disambungkan.



Gambar 2. 25 Geometri Penempatan Baut

- i. Pada sambungan yang terdiri dari suatu baris baut, jarak dari sumbu ke sumbu dari 2 baut yang berurutan tidak boleh kurang dari $2,4 d$ dan boleh lebih dari $7 d$ atau $14 t$.

2.6.1.9. Perencanaan Struktur Baja Menggunakan SAP2000 versi 22.0.0

Adapun tahapan analisis gaya batang pada rangka atap baja menggunakan program *SAP2000 v22.0.0* sebagai berikut:

- a. Menggambar model atap dengan model *2D trusses* dengan tumpuan sendi-rol serta panjang batang sesuai perhitungan.
- b. Mendefinisikan beban yang bekerja pada atap.
- c. Masukkan beban yang bekerja, seperti beban mati, beban hidup, beban angin kanan dan beban angin kiri.
- d. *Run analysis*, untuk mendapat gaya dalam pada setiap batang.
- e. Cek dimensi profil batang hasil perhitungan batang tarik dan batang tekan.

2.6.2. Pelat

Menurut Istimawan Dipohusodo (1999), pelat lantai merupakan salah satu komponen struktur konstruksi baik pada gedung maupun jembatan dan biasanya dibangun dengan konstruksi beton bertulang. Pelat adalah elemen horizontal struktur yang mendukung beban mati maupun beban hidup dan menyalurkannya ke rangka vertikal dari sistem struktur. Pelat menerima beban yang bekerja tegak lurus terhadap permukaan pelat. Berdasarkan kemampuannya untuk menyalurkan gaya akibat beban, pelat dibedakan menjadi 2 yaitu:

1. Pelat Satu Arah (*One-Way Slab*)

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.

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

Tabel 2. 15 Tebal Minimum Balok Non-prategang atau Pelat Satu Arah Bila Lendutan Tidak Dihitung

Tebal minimum, h				
Komponen struktur	Tertumpu sederhana	Satu ujung menerus	Kedua ujung menerus	Kantilever
	Komponen struktur tidak menumpu atau tidak dihubungkan dengan partisi atau konstruksi lainnya yang mungkin rusak oleh lendutan yang besar.			
Pelat masif satu-arah	$l/20$	$l/24$	$l/28$	$l/10$
Balok atau pelat rusuk satu-arah	$l/16$	$l/18,5$	$l/21$	$l/8$

(dikutip dari SNI 2847:2013)

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 diantara 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 selain 420 Mpa, nilainya harus dikalikan dengan $(0,4 + f_y/700)$.
2. Pelat Dua Arah (*Two-Way Slab*)

Menurut **SNI 2847-2013 pasal 13** berlaku untuk pelat dua arah dengan tulangan pokok dua arah yang akan dijumpai jika pelat beton menahan beban yang berupa momen lentur pada bentang dua arah. Pelat lantai yang dirancang adalah pelat lantai dua arah yang didukung pada keempat sisinya. Untuk memudahkan perancangan akan digunakan tabel dari grafik dan hitungan beton bertulang berdasarkan **SNI 2847-2013**.

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

- a. Untuk $\alpha_{fm} \leq 0,2$ ketebalan pelat minimum adalah sebagai berikut ini:
 1. Pelat tanpa penebalan : 120 mm
 2. Pelat dengan penebalan : 100 mm
- b. Untuk $0,2 < \alpha_{fm} < 0,2$ ketebalan pelat minimum harus memenuhi persamaan sebagai berikut ini:

$$h = \frac{\ell_n \left[0,8 + \frac{f_y}{1400} \right]}{36 + 5 \cdot \beta \cdot (\alpha_m - 0,2)} \dots\dots\dots (2.6. 36)$$

Dan tidak boleh kurang dari 120 mm.

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

$$h = \frac{\ell_n \left[0,8 - \frac{f_y}{1400} \right]}{36 - 9 \cdot \beta} \dots\dots\dots(2.6. 37)$$

Dan tidak boleh kurang dari 90 mm.

Keterangan:

h = tebal pelat minimum (cm)

f_y = tulangan 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_{fm} = 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.

ℓ_n = Panjang bentang bersih dalam arah memanjang dari konstruksi dua arah, diukur dari muka ke muka tumpuan pada pelat tanpa balok dan muka ke muka balok atau tumpuan lain pada kasus lainnya.

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

$$\alpha = \frac{E_{cb} \cdot I_b}{E_{cp} \cdot I_p} \dots\dots\dots(2.6. 38)$$

Keterangan:

E_{cb} = modulus elastisitas balok beton

E_{cp} = modulus elastisitas pelat beton

I_b = momen inersia terhadapsumbu pusat penampang bruto balok.

I_p = momen inersi terhadap sumbu pusat penampang bruto pelat.

- e. Beban yang bekerja pada pelat

$$q_U = 1,2 \cdot q_D + 1,6 q_L \dots\dots\dots (2.6. 39)$$

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 d_x = tebal pelat – selimut beton – $\frac{1}{2} \cdot \emptyset$ tulangan arah x

Arah y d_y = tebal pelat – selimut beton – $\frac{1}{2} \cdot \emptyset$ tulangan arah y

- g. Mencari momen yang bekerja pada arah sumbu x dan y, dengan bantuan tabel momen Marcus.

Tabel 2. 16 Momen Pelat yang Menumpu pada Keempat tepinya Akibat Beban Terbagi Rata.

l_y / l_x	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,3	2,4	2,5	>2,5	
I	$M_{lx} = +0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$	44	52	59	66	73	78	84	88	93	97	100	103	106	108	110	112	125
	$M_{ly} = +0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$	44	45	45	44	44	43	41	40	39	38	37	36	35	34	33	32	25
	$M_{tx} = -0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$	21	21	20	19	18	17	16	14	13	12	12	11	11	11	10	10	8
II	$M_{lx} = +0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$	52	59	64	69	73	76	79	81	82	83	83	83	83	83	83	83	83
	$M_{ly} = +0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$	52	54	56	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57
	$M_{tx} = -0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$	28	33	38	42	45	48	51	53	55	57	58	59	59	60	61	61	63
III	$M_{lx} = +0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$	28	28	28	27	26	25	23	23	22	21	19	18	17	17	16	16	13
	$M_{ly} = +0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$	68	77	85	92	98	103	107	111	113	116	118	119	120	121	122	122	125
	$M_{tx} = -0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$	68	72	74	76	77	77	78	78	78	78	79	79	79	79	79	79	79
IVA	$M_{lx} = +0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$	22	28	34	42	49	55	62	68	74	80	85	89	93	97	100	103	125
	$M_{ly} = +0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$	32	35	37	39	40	41	41	41	41	40	39	38	37	36	35	35	25
	$M_{tx} = -0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$	70	79	87	94	100	105	109	112	115	117	119	120	121	122	123	123	125
IVB	$M_{lx} = +0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$	32	34	36	38	39	40	41	41	42	42	42	42	42	42	42	42	42
	$M_{ly} = +0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$	22	20	18	17	15	14	13	12	11	10	10	9	9	9	9	9	8
	$M_{tx} = -0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$	70	74	77	79	81	82	83	84	84	84	84	84	83	83	83	83	83
VA	$M_{lx} = +0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$	31	38	45	53	60	66	72	78	83	88	92	96	99	102	105	108	125
	$M_{ly} = +0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$	37	39	41	41	42	42	41	41	40	39	38	37	36	35	34	33	25
	$M_{tx} = -0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$	84	92	99	104	109	112	115	117	119	121	122	122	123	123	124	124	125
VB	$M_{lx} = +0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$	37	41	45	48	51	53	55	56	58	59	60	60	60	61	61	62	63
	$M_{ly} = +0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$	31	30	28	27	25	24	22	21	20	19	18	17	17	16	16	15	13
	$M_{tx} = -0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$	84	92	98	103	108	111	114	117	119	120	121	122	122	123	123	124	125
VIA	$M_{lx} = +0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$	21	26	31	36	40	43	46	49	51	53	55	56	57	58	59	60	63
	$M_{ly} = +0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$	26	27	28	28	27	26	25	23	22	21	21	20	20	19	19	18	13
	$M_{tx} = -0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$	55	65	74	82	89	94	99	103	106	110	114	116	117	118	119	120	125
VIB	$M_{lx} = +0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$	60	65	69	72	74	76	77	78	78	78	78	78	78	78	78	79	79
	$M_{ly} = +0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$	26	29	32	35	36	38	39	40	40	41	41	42	42	42	42	42	42
	$M_{tx} = -0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$	21	20	19	18	17	15	14	13	12	12	11	11	10	10	10	10	8
		60	66	71	74	77	79	80	82	83	83	83	83	83	83	83	83	83
		55	57	57	57	58	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57

Keterangan : = Terletak bebas
 = Terjepit penuh

(dikutip dari Buku Balok dan Pelat Beton Bertulang, Ali Asroni)

- h. Mencari nilai koefisien tahanan (K)

$$K = \frac{Mn}{b.d^2} = \frac{Mu}{\phi.b.d^2} \dots\dots\dots(2.6. 40)$$

Keterangan:

K = koefisien tahanan

M = momen yang ditinjau

b = lebar per meter pelat

a = tinggi efektif pelat

Dalam perhitungan tulangan dibutuhkan faktor momen pikul maksimal (K_{maks}).

Nilai K_{maks} dapat ditentukan berdasarkan mutu beton ($f'c$) serta mutu baja tulangan (fy).

Tabel 2. 17 Faktor Momen Pikul Maksimal (K_{maks}) dalam MPa

Mutu beton $f'c$ (MPa)	Mutu Baja Tulangan fy (MPa)					
	240	300	350	400	450	500
15	4.4839	4.2673	4.1001	3.9442	3.7987	3.6627
20	5.9786	5.6897	5.4668	5.2569	5.0649	4.8836
25	7.4732	7.1121	6.8335	6.5736	6.3311	6.1045
30	8.9679	8.5345	8.2002	7.8883	7.5973	7.3254
35	10.1445	9.6442	9.2595	8.9016	8.5682	8.2573
40	11.2283	10.6639	10.2313	9.8296	9.4563	9.1087
45	12.1948	11.5704	11.0930	10.6509	10.2407	9.8593
50	13.0485	12.3683	11.8497	11.3705	10.9266	10.5145
55	13.7846	13.0535	12.4977	11.9850	11.5109	11.0716
60	14.6670	13.8816	13.2853	12.7358	12.2283	11.7583

(dikutip dari Buku Balok dan Pelat Beton Bertulang, Ali Asroni)

i. Penulangan pelat

$$a = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.K}{0,85.f'c}} \right) d \dots\dots\dots(2.6. 41)$$

Dipilih luas tulangan pokok dengan memilih nilai yang besar berikut:

$$A_{s,u} = \frac{0,85.f'c.ab}{fy} \dots\dots\dots(2.6. 42)$$

$$\text{Jika } f'c \leq 31,36MPa, \text{ maka } A_{s,u} = \frac{1,4}{fy} .b.d \dots\dots\dots(2.6. 43)$$

$$\text{Jika } f'c \geq 31,36MPa, \text{ maka } A_{s,u} = \frac{\sqrt{f'c}}{4fy} .b.d \dots\dots\dots(2.6. 44)$$

Dihitung jarak tulangan (s) untuk tulangan pokok pelat 2 arah:

$$s = \frac{\frac{1}{4} .\pi.D^2 .b}{A_{s,u}} \dots\dots\dots(2.6. 45)$$

$$s \leq 2.h \text{ dan } s \leq 450 \text{ mm}$$

Tulangan Bagi/ tulangan susut dan suhu:

$$fy \leq 300 \text{ MPa, } A_{s,b} = 0,002 . b . h \dots\dots\dots(2.6. 46)$$

$$fy = 400 \text{ MPa, } A_{s,b} = 0,0018 . b . h \dots\dots\dots(2.6. 47)$$

$$fy > 400 \text{ MPa, } A_{s,b} = 0,0018 . b . h (400/fy) \dots\dots\dots(2.6. 48)$$

$$A_{s,b} \geq 0,0014 . b . h \dots\dots\dots(2.6. 49)$$

$A_{s,b}$ = luas tulangan bagi (mm^2)

Jarak tulangan bagi :

$$s = \frac{\frac{1}{4} .\pi.D^2 .b}{A_{s,u}} \dots\dots\dots(2.6. 50)$$

$$s \leq 5.h, s \leq 450 \text{ mm.}$$

Pengecekan tulangan:

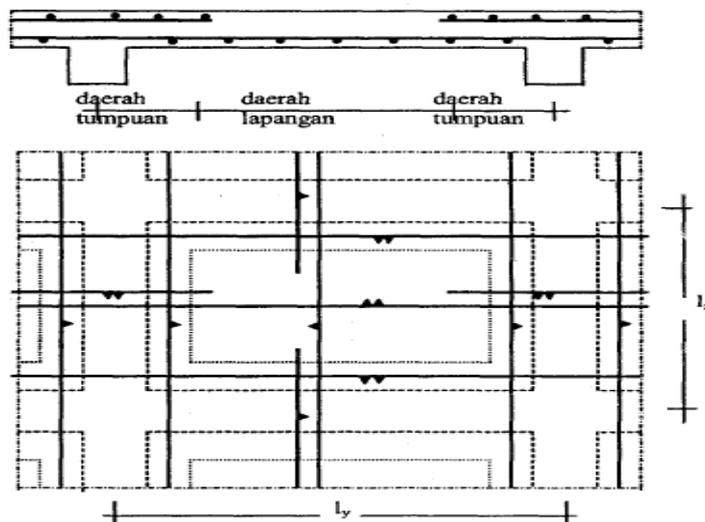
$$A_{s,tul} = \frac{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \cdot s}{s} \text{ mm}^2 \dots\dots\dots(2.6. 51)$$

$$A_{s,tul} \geq A_{s,u}$$

Keterangan:

$A_{s,tul}$ = luas tulangan pakai (mm^2).

$A_{s,u}$ = luas tulangan perlu (mm^2).



Gambar 2. 26 Contoh Penulangan Pelat Lantai 2 Arah

(Sumber dari Balok dan Pelat Beton Bertulangan, Ali Asroni)

2.6.3. Balok

Menurut Dr. Edward G. Nawy, P.E. (1998), balok adalah elemen struktur yang menyalurkan beban-beban *tributary* dari *slab* lantai ke kolom penyangga yang vertikal. Pada umumnya elemen balok dicor secara monolit dengan slab, dan secara structural ditulangi di bagian bawah atau di bagian atas. Balok juga berfungsi sebagai pengekang dari struktur kolom. Pada balok berlaku pula panjang bentang

teoritis l harus dianggap sama dengan bentang bersih L ditambah dengan setengah panjang perletakan yang telah ditetapkan.

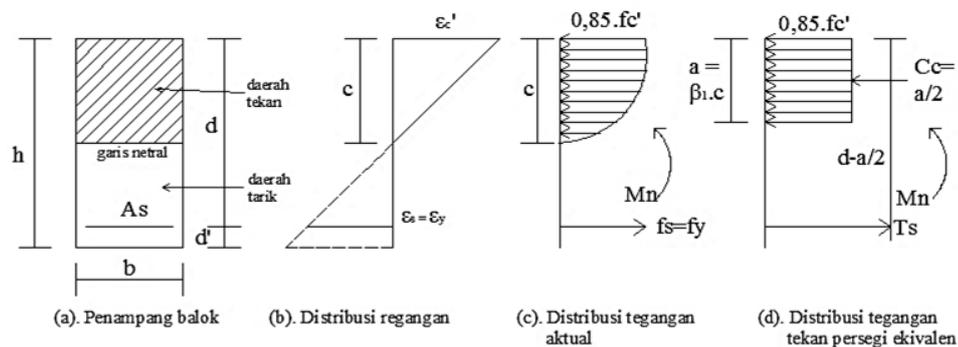
Balok menahan gaya-gaya yang bekerja dalam arah transversal terhadap sumbunya yang mengakibatkan terjadinya lenturan. Akibat dari gaya-gaya tersebut balok mengalami dua keadaan pada penampang berupa tegangan tarik pada serat bawah dan tegangan tekan pada serat atas.

Dalam proses desain suatu balok beton bertulang dengan metode kekuatan (*Strength Design Method*) atau yang dikenal pula dengan metode ultimit, mengambil beberapa asumsi sebagai berikut:

1. Regangan yang terjadi pada beton dan tulangan baja adalah sama dengan anggapan terbentuk lekatan yang cukup antara tulangan baja dan beton.
2. Regangan pada beton berbanding lurus terhadap jaraknya ke sumbu netral penampang.
3. Nilai modulus elastisitas E_s , tulangan baja dianggap sebesar 200.000 Mpa, dan tegangan yang timbul pada baja dalam daerah elastis sama dengan regangan dikalikan dengan E_s .
4. Penampang datar akan tetap datar setelah terjadi lentur.
5. Kuat tarik dari beton diabaikan karena besarnya kuat tarik beton hanya sekitar 10% dari nilai kuat tekannya.
6. Pada kondisi keruntuhan regangan maksimum yang terjadi pada serat tekan beton terluar besarnya sama dengan 0,0038
7. Untuk perhitungan kuat rencana, bentuk dari distribusi tegangan beton diasumsikan berupa persegi empat, sesuai dengan asumsi dalam **SNI 2847:2013 Pasal 10.2**

2.6.3.1. Balok Persegi Panjang dengan Tulangan Tunggal

Balok dengan tulangan tunggal sering juga disebut dengan balok bertulangan sebelah atau balok dengan tulangan 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 pada gambar berikut ini:



Gambar 2. 27 Distribusi Regangan dan Tegangan pada Balok Tunggal

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

Keterangan:

a : tinggi balok tegangan beton tekan persegi ekuivalen $= \beta_1 \cdot c$, mm.

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 $E_s \cdot \epsilon_s$, dalam 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 :

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

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

$$\epsilon_c' = \frac{a}{\beta_1 \cdot d - a} \cdot \epsilon_y \dots\dots\dots(2.6. 52)$$

ϵ_s : regangan tarik baja tulangan.

ϵ_s' : regangan tekan baja tulangan.

$$\epsilon_s' = \frac{a - \beta_1 \cdot d_s'}{a} \cdot 0,003 \dots\dots\dots(2.6. 53)$$

ϵ_y : regangan tarik baja tulangan pada saat leleh.

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{f_y}{200000} \dots\dots\dots(2.6. 54)$$

Berdasarkan **SNI 2847 -2013 pasal 10.2.6**, jika balok menahan momen lentur cukup besar, maka pada serat-serat balok bagian atas akan mengalami tegangan tekan dan pada serat-serat balok bagian bawah mengalami tegangan tarik. Untuk serat-serat balok bagian atas yang mengalami tegangan tekan, tegangan ini akan

ditahan oleh beton, sedangkan untuk serat-serat balok yang mengalami tegangan tarik akan ditahan oleh baja tulangan, karena kuat tarik beton diabaikan.

1. Gaya tekan beton

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

$$C_c = 0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b \dots\dots\dots(2.6. 55)$$

2. Gaya tarik baja tulangan

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

$$T_s = A_s \cdot f_y \dots\dots\dots(2.6. 56)$$

3. Luas tulangan longitudinal balok

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

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b}{f_y} \dots\dots\dots(2.6. 57)$$

Momen nominal dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$M_n = C_c \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \text{ atau } M_n = T_s \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \dots\dots\dots(2.6. 58)$$

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$K = \frac{M_n}{b \cdot d^2} \text{ atau } K = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} \dots\dots\dots(2.6. 59)$$

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

$$a = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot K}{0,85 \cdot f_c'}} \right) \cdot d \dots\dots\dots(2.6. 60)$$

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:

$$\epsilon_c' = \frac{a}{\beta_1 \cdot d - a} \cdot \epsilon_y \dots\dots\dots(2.6. 61)$$

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 balok tegangan tekan beton persegi ekuivalen sebagai berikut:

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \dots\dots\dots(2.6. 62)$$

- b. Moment rencana dihitung dengan persamaan:

$$M_r = \phi \cdot M_n, \text{ dengan } \phi = 0,9 \dots\dots\dots(2.6. 63)$$

2.6.3.2. Balok Persegi Panjang dengan Tulangan Rangkap

Yang dimaksud dengan 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 mendapatkan kelebihan-kelebihan diantaranya:

1. Mengurangi lendutan jangka panjang

Fungsi utama yang paling penting dengan memberikan tulangan tekan adalah mengurangi lendutan jangka panjang akibat beban yang secara kontinyu bekerja pada balok.

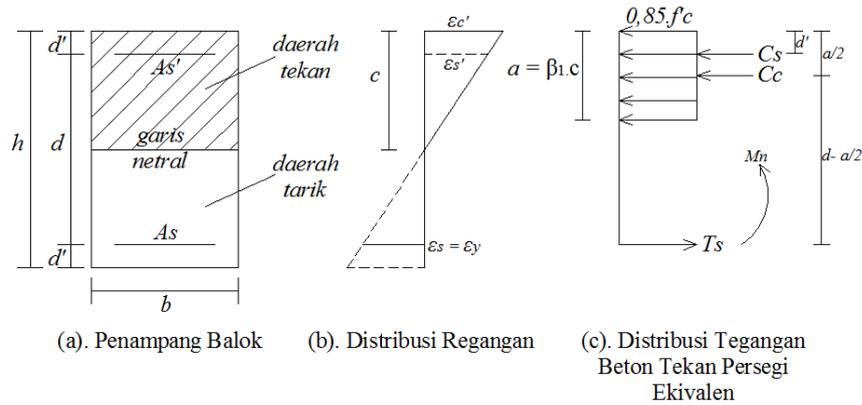
2. Meningkatkan daktilitas

Adanya tulangan tekan akan mengurangi tinggi blok tegangan tekan ekuivalen beton dan menghasilkan keruntuhan tarik beton, disamping itu untuk keperluan perencanaan struktur beton bertulang tahan gempa, disyaratkan bahwa $\rho' \geq 0,5\rho$.

3. Memudahkan fabrikasi

Pada umumnya suatu balok beton bertulang diberi pula tulangan geser, untuk menempatkan tulangan geser pada posisi yang tepat di dalam bekisting,

biasanya tulangan geser diikatkan pada suatu tulangan di sudut-sudutnya. Distribusi Regangan dan tegangan pada balok dengan penampang beton bertulangan rangkap :



Gambar 2. 28 Distribusi Regangan dan Tegangan pada Balok Tulangan Rangkap
(Sumber : Balok dan Pelat Beton Bertulang, Ali Asroni)

Keterangan:

- a : tinggi balok tegangan beton tekan persegi ekuivalen (mm). $a = \beta_1.c$
- 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 $= \epsilon_s \cdot E_s$, dalam MPa. $f_s = \epsilon_s \cdot E_s$

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 (**Pasal 10.2.7.3 SNI 03 – 2847 – 2013**).

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

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

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

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

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{f_y}{200000} \dots\dots\dots (2.6. 64)$$

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:

$$\frac{c}{\varepsilon_{cu}'} = \frac{c-d'}{\varepsilon_s'}, \text{ sehingga } \varepsilon_s' = \frac{c-d'}{c} \cdot \varepsilon_{cu}' \dots\dots\dots (2.6. 65)$$

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

$$\varepsilon_s' = \frac{a - \beta_1 \cdot d_s'}{a} \cdot 0,003 \dots\dots\dots (2.6. 66)$$

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

$$f_s' = \frac{a - \beta_1 \cdot d_s'}{a} \cdot 600 \text{ dengan ketentuan } f_s' \geq 0 \dots\dots\dots (2.6. 67)$$

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

Dari diagram interaksi tegangan dan regangan di atas didapat persamaan-persamaan berikut:

Momen internal (M_u1) yang dihasilkan dari gaya tekan pada beton dan gaya tarik ekuivalen pada tulangan baja, A_{s1}

$$T_1 = C_c$$

$$A_{s1} \cdot f_y = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b$$

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

$$a = \frac{(A_s - A_s') \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \dots\dots\dots (2.6. 68)$$

Nilai momen nominal :

$$M_n = M_{nc} + M_{ns} \dots\dots\dots (2.6. 69)$$

$$M_{nc} = C_c \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right), \text{ dengan } C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \dots\dots\dots (2.6. 70)$$

$$M_{ns} = C_s \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right), \text{ dengan } C_s = A_s' \cdot f_s' \dots\dots\dots (2.6. 71)$$

$$M_r = \phi.M_n, \text{ dengan } \phi = 0,9 \dots\dots\dots (2.6. 72)$$

Keterangan:

Mn = momen nominal aktual penampang balok (kNm).

Mnc = momen nominal yang dihasilkan oleh gaya tekan beton (kNm).

Mns =momen nominal yang dihasilkan oleh gaya tekan tulangan (kNm).

Mr = momen rencana pada penampang balok (kNm).

Dimana kekuatan momen rencana (Mr) harus lebih besar atau sama dengan momen luar rencana Mn. Pada perencanaan beton bertulang, baja tulangan tarik dimanfaatkan kekuatannya sampai batas leleh, atau tegangan tulangan tarik (fs) besarnya sama dengan tegangan leleh baja tulangan (fy).

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

Jarak antara garis netral dan tepi serat beton tekan:

$$c = \frac{0,003.d_d}{\frac{fy}{200000} + 0,003} = \frac{600.d_d}{600 + fy} \dots\dots\dots (2.6. 73)$$

Tinggi blok tegangan beton tekan persegi ekuivalen:

$$a_{maks,leleh} = \frac{600.\beta_1.d_d}{600 + fy} \dots\dots\dots (2.6. 74)$$

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

$$d_d = d \dots\dots\dots (2.6. 75)$$

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

Jarak antara garis netral dan tepi serat beton tekan:

$$c = \frac{0,003 \cdot d_d}{\frac{f_y}{200000} + 0,003} = \frac{600 \cdot d_d}{600 + f_y} \dots\dots\dots (2.6. 76)$$

Tinggi blok tegangan beton tekan persegi ekuivalen:

$$a_{maks,leleh} = \frac{600 \cdot \beta_1 \cdot d_d}{600 + f_y} \dots\dots\dots (2.6. 77)$$

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

$$d_d = d_s' \dots\dots\dots (2.6. 78)$$

3. Manfaat nilai amaks leleh dan amin leleh pada hitungan beton bertulang Nilai amaks leleh dan amin 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 amaks dan amin sehingga didapat kemungkinan – kemungkinan berikut:

Untuk a_{maks}

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

Untuk a_{mins}

- a. Jika niali $a \geq a_{mins}$ leleh, berarti semua tulangan tekan sudah leleh.

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

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

$$a = \left(\sqrt{p^2 + q} \right) - p \dots\dots\dots (2.6. 79)$$

$$p = \frac{600.A_s' - A_s.f_y}{1,7.f'c.b} \dots\dots\dots (2.6. 80)$$

$$q = \frac{600.\beta_1.d.s'.A_s'}{0,85.f'c.b} \dots\dots\dots (2.6. 81)$$

2.6.3.3. Keruntuhan Lentur dan Sistem Perencanaan

1. Jenis Keruntuhan Lentur

Adapun jenis-jenis keruntuhan yang dapat terjadi pada balok beton bertulang berdasarkan persentase tulangan baja yang digunakan adalah sebagai berikut :

a. 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, $\epsilon_{cu}' = 0,003$ atau $\epsilon_s = \epsilon_y$ tetapi $\epsilon_c' < \epsilon_{cu}'$. Balok yang mengalami keruntuhan seperti ini terjadi pada penampang dengan rasio tulangan (ρ) yang kecil dan disebut dengan *under-reinforced*.

b. Keruntuhan tekan (*brittle failure*),

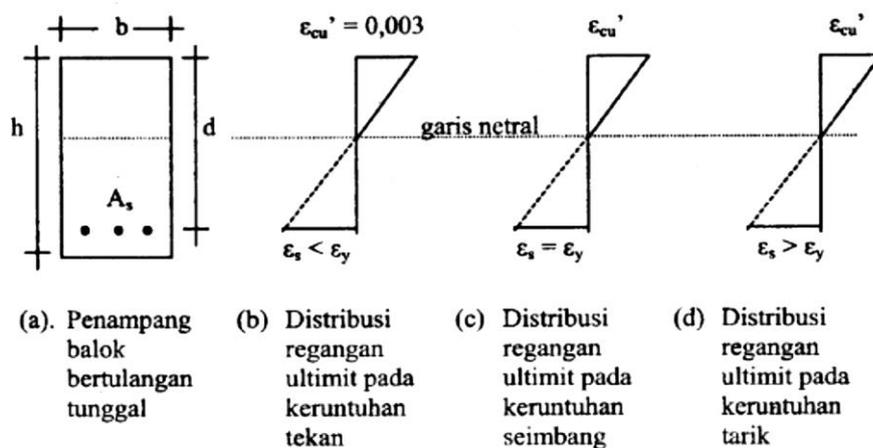
Pada keadaan penampang beton dengan keruntuhan tekan, beton hancur sebelum baja tulangan leleh. Regangan tekan beton sudah melampaui regangan batas, $\epsilon_{cu}' = 0,003$ tetapi regangan tarik baja tulangan belum mencapai leleh atau

$\varepsilon_c' = \varepsilon_{cu}'$ tetapi $\varepsilon_s < \varepsilon_y$. Balok yang mengalami keruntuhan seperti ini terjadi pada penampang dengan rasio tulangan (ρ) yang besar dan disebut *over-reinforced*.

c. Keruntuhan seimbang (*balanced*)

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 .

Distribusi regangan pada penampang beton untuk ketiga jenis keruntuhan lentur tersebut dilukiskan seperti gambar dibawah ini:



Gambar 2. 29 Distribusi Regangan Ultimit pada Keruntuhan Lentur

Keruntuhan pada beton terjadi mendadak karena beton memiliki sifat material yang getas. Dengan demikian peraturan perencanaan merekomendasikan perencanaan balok dengan tulangan yang bersifat under reinforced untuk memberikan peringatan yang cukup, berupa defleksi yang berlebihan, sebelum terjadinya keruntuhan.

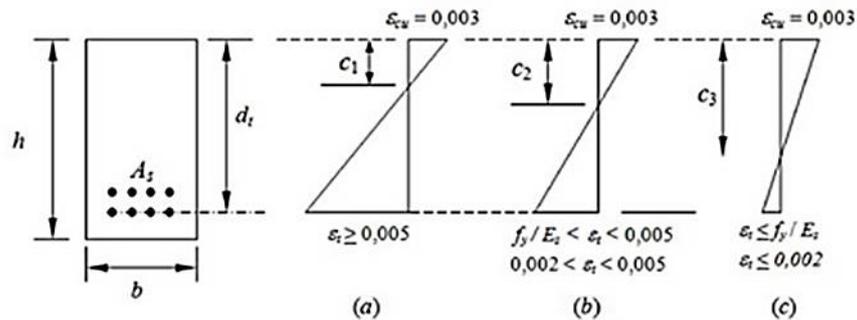
2. Sistem perencanaan yang digunakan

Sistem perencanaan baton 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. Keruntuhan mengenai perencanaan beton bertulang dalam **SNI 2847-2013 Pasal 10.3**, didasarkan pada konsep regangan yang terjadi pada penampang beton dan tulangan baja, secara umum ada tiga macam jenis penampang yang dapat didefinisikan:

- a. Kondisi regangan seimbang (*balanced strain condition*). Kondisi ini terjadi pada suatu penampang ketika tulangan baja tarik mencapai regangan ultimitnya sebesar 0,003. Penampang demikian dinamakan sebagai penampang seimbang.
- b. Penampang terkendali tekan (*compression controlled section*). Kondisi ini terjadi apabila regangan tulangan tarik terluar sama atau kurang dari batasan yang diizinkan, sedangkan beton mencapai regangan ultimit sebesar 0,003. Untuk tulangan baja dengan $f_y = 400$ Mpa, batasan regangan tekan sama dengan 0,002. Kasus ini umumnya terjadi pada komponen struktur yang menerima gaya aksial dan momen lentur.
- c. Penampang terkendali tarik (*tension controlled section*). Ini terjadi ketika regangan baja mencapai 0,005 atau lebih, yang terjadi ketika beton mencapai regangan ultimitnya sebesar 0,003.

Penampang lain yang berada diantara penampang terkendali tekan dan terkendali tarik dinamakan berada pada daerah transisi. Di samping itu ditambahkan

pula bahwa regangan tarik ϵ_t , pada kuat nominal di daerah transisi, tidak boleh kurang dari 0,004 untuk setiap komponen struktur lentur tanpa beban aksial, atapun bila ada beban aksial tidak melebihi $0,1.F_c.A_g$, dengan A_g adalah luas gross penampang beton. Gambar dibawah ini merupakan jenis-jenis penampang pada balok menjelaskan jenis-jenis penampang pada balok.



Gambar 2. 30 Jenis-jenis Penampang pada Balok

Keterangan gambar 2.26 Jenis-jenis Penampang pada Balok :

- a. Penampang terkendali tarik
- b. Penampang transisi
- c. Penampang terkendali tekan

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:

$$A_s \text{ harus } \geq A_{s \text{ min}} \text{ atau } \rho \geq \rho_{\text{min}} \text{ dengan } \rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \dots\dots\dots (2.6. 82)$$

$$A_{s \text{ min}} = \rho_{\text{min}} \cdot b \cdot d \dots\dots\dots (2.6. 83)$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} \dots\dots\dots (2.6. 84)$$

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

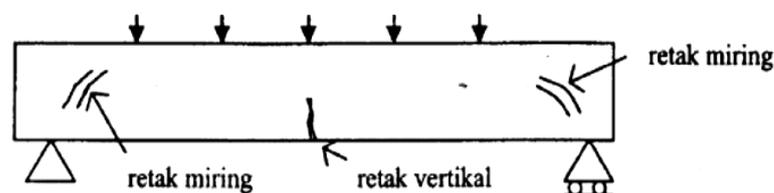
$$A_s \text{ harus } \leq A_{s \text{ min}} \text{ atau } \rho \leq \rho_{\text{min}} \text{ dengan } \rho = \frac{A_s}{(b.d)} \text{ dengan:}$$

$$A_{s \text{ maks}} = 0,75 \cdot A_{s,b} \text{ dan } \rho_{\text{maks}} = 0,75 \cdot \rho_b \dots\dots\dots (2.6. 85)$$

2.6.3.4. Kuat Geser Balok

Karena kekuatan tarik beton jauh lebih kecil dibandingkan kekuatan tekannya, maka desain terhadap geser merupakan hal yang sangat penting dalam struktur beton. Perilaku balok beton bertulang pada keadaan runtuh karena geser sangat berbeda dengan keruntuhan karena lentur. Balok tersebut langsung hancur tanpa adanya peringatan terlebih dahulu, juga retak diagonalnya jauh lebih lebar dibandingkan dengan retak lentur. Perencana harus merancang panampang yang cukup kuat untuk memikul beban geser luar rencana tanpa mencapai kapasitas gesernya.

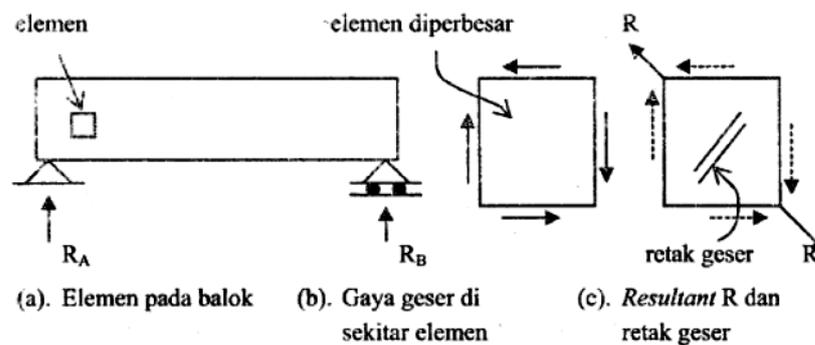
Jika ada sebuah balok yang ditumpu secara sederhana (yaitu dengan tumpuan sendi pada ujung yang satu dan tumpuan rol pada ujung lainnya), kemudian di atas balok diberi beban cukup berat, balok tersebut dapat terjadi 2 jenis retakan, yaitu retak yang arahnya vertikal dan retak yang arahnya miring.



Gambar 2. 31 Jenis Retakan pada balok

Retak vertikal terjadi akibat kegagalan balok dalam menahan beban lentur, sehingga biasanya terjadi pada daerah lapangan balok, karena pada daerah ini

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



Gambar 2. 32 Jenis Retakan pada Balok Akibat Gaya Geser

Pada gambar di atas terjadi keadaan berikut :

1. Gaya geser ke atas pada permukaan bidang kiri dan gaya geser ke kiri pada permukaan bidang atas, membentuk *resultant* R yang arahnya miring ke kiri-atas.
2. Gaya geser ke bawah pada permukaan bidang bawah, juga juga membentuk *resultant* R yang arahnya miring ke kanan - bawah.
3. Kedua resultant yang terjadi dari item 1 dan item 2 tersebut sama besarnya, tetapi berlawanan arah dan saling tarik - menarik.
4. Jika elemen balok tidak mampu menahan gaya tarik dari kedua *resultant* R , maka elemen beton akan retak dengan arah miring, membentuk sudut $\alpha = 45^\circ$.

Penulangan geser pada dasarnya mempunyai empat fungsi utama, yaitu:

1. Memikul sebagian gaya geser luar rencana V_u
2. Membatasi bertambahnya retak diagonal

3. Memegang dan mengikat tulangan memanjang pada posisinya sehingga tulangan memanjang ini mempunyai kapasitas yang baik untuk memikul lentur.
4. Memberikan semacam ikatan pada daerah beton yang tertekan apabila sengkang ini berupa sengkang tertutup.

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 dirumuskan :

$$V_r = \phi.V_n \text{ dan } \phi.V_n \geq V_u \text{ (2.6. 86)}$$

$$V_n = V_c + V_s \text{ (2.6. 87)}$$

Keterangan:

V_r : Gaya geser rencana (kN).

V_n : Gaya geser nominal (kN).

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

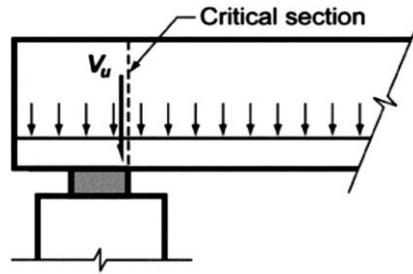
V_s : Gaya geser yang ditahan oleh begel (kN).

ϕ : Faktor reduksi geser = 0,75

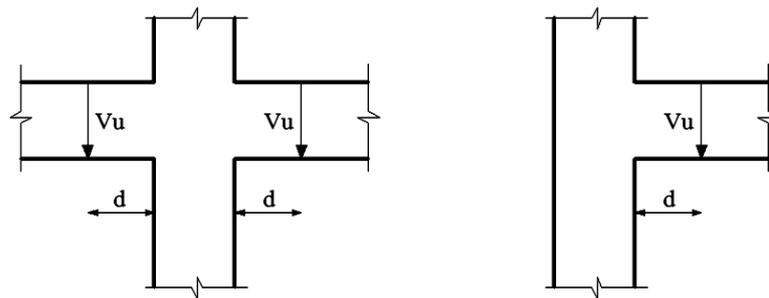
2. **Pasal 11.1.3.1 SNI 2847 – 2013**, nilai V_u boleh diambil pada jarak d (menjadi V_{ud}) dari muka kolom, sebagai berikut :

$d = d$ (jarak penampang efektif)

$$V_{ud} = V_{ut} + \frac{x}{y} \cdot (V_u - V_{ut}) \text{ (2.5. 88)}$$



Gambar 2. 33 Lokasi Penampang Kritis untuk Geser Pada Komponen Struktur Terbebani di Dekat Bagian Bawah



Gambar 2. 34 Kondisi Tumpuan Tipikal untuk Menentukan Lokasi Gaya Geser Terfaktor Vu

3. **Pasal 11.2.1 SNI 2847 – 2013**, gaya geser yang ditahan oleh beton (V_c) dihitung dengan rumus:

$$V_c = 0,17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \dots\dots\dots (2.6. 89)$$

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

$$V_s = \frac{(V_u - \phi \cdot V_c)}{\phi} \dots\dots\dots (2.6. 90)$$

5. **Pasal 11.4.7.9 SNI 2847 – 2013**, menyatakan bahwa syarat batas

$$V_s : V_s = 0,66 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \dots\dots\dots (2.6. 91)$$

Jika $V_s \geq 0,66 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$, maka ukuran balok diperbesar

6. **Pasal 11.4.6.3 SNI 2847 – 2013**, menyatakan bahwa luas minimum tulangan geser adalah :

$$A_{v \min} = 0,062 \sqrt{f'_c} \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}} \geq \frac{0,35 \cdot b_w \cdot s}{f_{yt}} \dots\dots\dots (2.6. 92)$$

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

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

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

7. **SNI 2847 – 2013**, jarak maksimum tulangan geser dihitung dengan memilih nilai terbesar dari rumus berikut :

- a. **Pasal 11.4.7.2**

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s} \dots\dots\dots (2.6. 93)$$

- b. **Pasal 11.4.5**

Jika $V_s \geq \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$ maka:

$$S_2 = \frac{d}{2} \geq 600 \text{ mm} \dots\dots\dots (2.6. 94)$$

Jika $V_s \leq \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$ maka:

$$S_2 = \frac{d}{4} \geq 300 \text{ mm} \dots\dots\dots (2.6. 95)$$

Keterangan:

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

Dp : diameter begel dari tulangan polos (mm).

c. Pasal 11.4.5

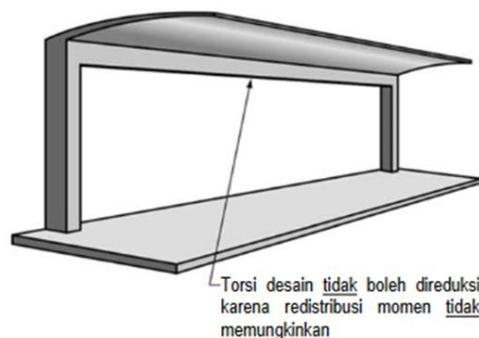
Nilai S_{maks} diambil yang terkecil dari S_1 , S_2 , dan S_3

$$S_3 = \frac{A_v \cdot f_{yt}}{0,35 \cdot b_w} \geq \frac{A_v \cdot f_{yt}}{0,062 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w} \dots\dots\dots (2.6. 96)$$

2.6.3.5. Momen Puntir (Torsi)

Berdasarkan SNI 2847-2013 Torsi atau momen puntir adalah momen yang bekerja terhadap sumbu longitudinal balok / elemen struktur. Torsi dapat terjadi karena adanya beban eksentrik yang bekerja pada balok tersebut. Pengaruh torsi pada struktur beton bertulang dapat dibedakan menjadi dua macam:

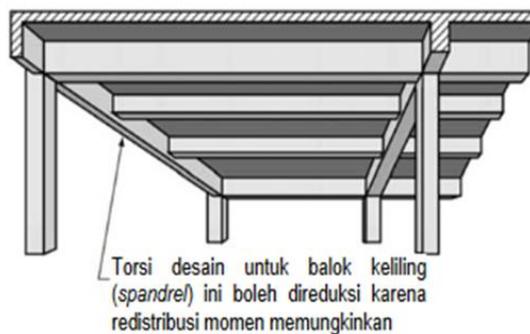
1. Torsi Primer, atau Torsi Kesetimbangan, atau Torsi Statis Tertentu. Jenis torsi ini muncul apabila beban luar tidak memiliki alternatif penyaluran beban kecuali melalui torsi. Dalam kasus ini torsi diperlukan untuk menjaga keseimbangan. Torsi primer tidak dapat direduksi oleh redistribusi gaya dalam atau oleh rotasi batang. Sebagai contoh adalah struktur pelat kantilever dalam gambar berikut :



Gambar 2. 35 Torsi Primer

2. Torsi Sekunder atau Torsi Kompatibilitas, atau Torsi Statis Tak Tentu. Torsi ini muncul akibat adanya kompatibilitas atau kekontinuan deformasi dari bagian-bagian struktur yang berdekatan. Dalam hal ini momen torsi tidak dapat dihitung

hanya berdasarkan kesetimbangan statik saja. Pada kasus ini dimungkinkan terjadinya redistribusi gaya-gaya dalam sehingga akan muncul kesetimbangan gaya. Contoh torsi sekunder dijumpai pada balok-balok pemikul pelat lantai yang dicor monolit pada gambar 2.35 Torsi sekunder. Momen torsi yang timbul dapat direduksi dengan redistribusi gaya-gaya dalam setelah timbulnya retak.



Gambar 2. 36 Torsi Sekunder

Menurut pasal **11.5.1 SNI 2847-2013**, pengaruh puntir dapat diabaikan jika momen puntir terfaktor T_u memenuhi syarat berikut :

$$T_u \leq \phi 0,083 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \text{ dengan } \phi = 0,75 \dots\dots\dots (2.6. 97)$$

Atau

$$T_u \leq \phi 0,083 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{N_u}{0,33 \cdot A_g \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}}} \dots\dots\dots (2.6. 98)$$

Jika efek gaya aksial diperhitungkan.

$$\phi T_{cr} = \phi 0,33 \sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \dots\dots\dots (2.6. 99)$$

jika tergolong torsi sekunder dengan $T_u \leq \frac{\phi T_{cr}}{4}$

Keterangan:

Asp : Luas Penampang bruto

Pcp : Keliling penampang bruto

2.6.3.6. Selimut Momen dan Geser Balok

1. Selimut Momen Balok

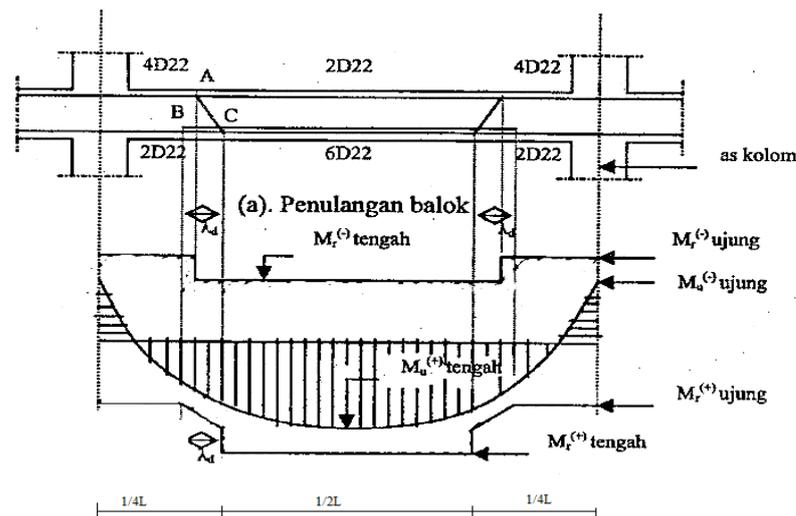
Pemberian tulangan pada struktur balok dimaksudkan agar balok tersebut mampu memikul beban lentur yang terjadi pada balok. Oleh karena itu disyaratkan, bahwa momen dukung ijin yang berada di dalam balok yaitu momen rencana ($M_r = \phi \cdot M_n$) minimal sama dengan momen perlu (M_u) akibat bekerjanya 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:

- a. Dihitung tulangan longitudinal pada daerah ujung dan lapangan balok.
- b. Dihitung momen rencana balok, baik momen positif maupun momen negatif.
- c. Dihitung panjang penyaluran tegangan tulangan λ_d pada tempat pemutusan tulangan.
- d. 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. 37 Contoh Selimut Momen Balok

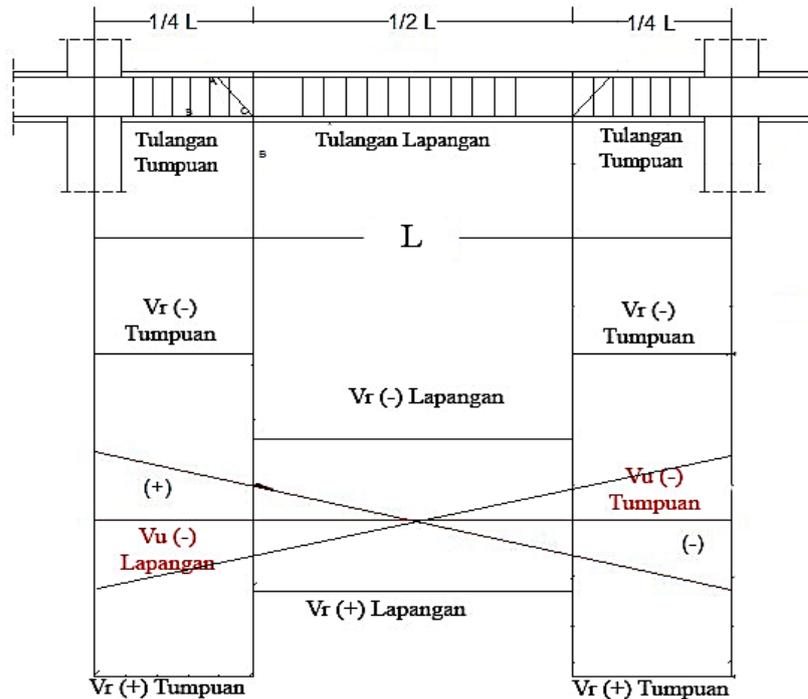
(Sumber : Balok dan Pelat Beton Bertulang, Ali Asroni)

Pada gambar di atas tersebut menunjukkan beberapa hal sebagai berikut:

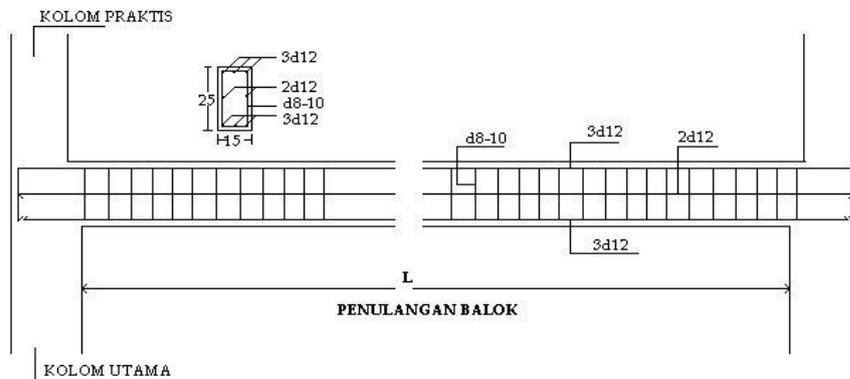
- Tulangan atas pada balok ujung berjumlah 4 batang di titik A, sehingga jumlah tulangan atas di bentang tengah tinggal 2 batang.
- Kekuatan momen rencana $M_r(-)$ ujung (yang ditahan oleh batang tulangan atas) akan turun secara vertikal di titik A (karena ada 2 batang yang dibengkokkan ke bawah), menjadi 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).

- d. 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. 38 Contoh Selimut Geser Balok
(Sumber: Balok dan Pelat Beton Bertulang, Ali Asroni)



Gambar 2. 39 Contoh Penulangan Balok

2.6.4. Kolom

Menurut **SK SNI T-15-1991-03**, kolom adalah komponen struktur bangunan yang tugas utamanya menyangga beban aksial tekan vertikal dengan bagian tinggi yang tidak ditopang paling tidak tiga kali dari dimensi lateral terkecil. Sebagai bagian dari suatu kerangka bangunan, kolom menempati posisi penting di dalam sistem struktur bangunan. Kegagalan kolom akan berakibat langsung

runtuhnya komponen struktur lain yang berhubungan dengannya, atau bahkan merupakan batas runtuh total keseluruhan struktur bangunan. Oleh karena itu, dalam merencanakan struktur kolom harus memperhitungkan secara cermat dengan memberikan cadangan kekuatan lebih tinggi daripada untuk komponen struktur lainnya.

Banyaknya penulangan dalam hal balok telah dikontrol agar balok dapat berperilaku duktail. Dalam hal kolom, beban aksial biasanya dominan sehingga keruntuhan yang berupa keruntuhan tekan sulit dihindari.

Apabila beban pada kolom bertambah, maka retak akan banyak terjadi di seluruh tinggi kolom pada lokasi-lokasi tulangan sengkang. Dalam keadaan batas keruntuhan (*limit state of failure*), selimut beton diluar sengkang (pada kolom bersengkang) atau diluar spiral (pada kolom berspiral) akan lepas sehingga tulangan memanjangnya akan mulai kelihatan. Apabila bebannya terus bertambah, maka terjadi keruntuhan dan tekuk lokal (*local buckling*) tulangan memanjang pada panjang tak tertumpu sengkang atau spiral. Dapat dikatakan bahwa dalam keadaan batas keruntuhan, selimut beton lepas dahulu sebelum lekatan baja-beton hilang.

Berdasarkan **SNI 2847-2013 pasal 10.2** kekuatan kolom di evaluasi berdasarkan prinsip-prinsip dasar sebagai berikut :

1. Distribusi regangannya linier diseluruh tebal kolom.
2. Balok tegangan di daerah retakan digunakan penyederhanaan menggunakan rumus blok tegangan Whitney.
3. Tidak ada gelincir antara beton dengan tulangan baja (ini berarti regangan pada baja sama dengan regangan pada beton yang mengelilinginya).

4. Regangan beton maksimum yang diizinkan pada keadaan gagal (untuk perhitungan kekuatan) adalah 0,003.
5. Kekuatan tarik beton diabaikan dan tidak digunakan dalam perhitungan.

2.6.4.1. Jenis Kolom

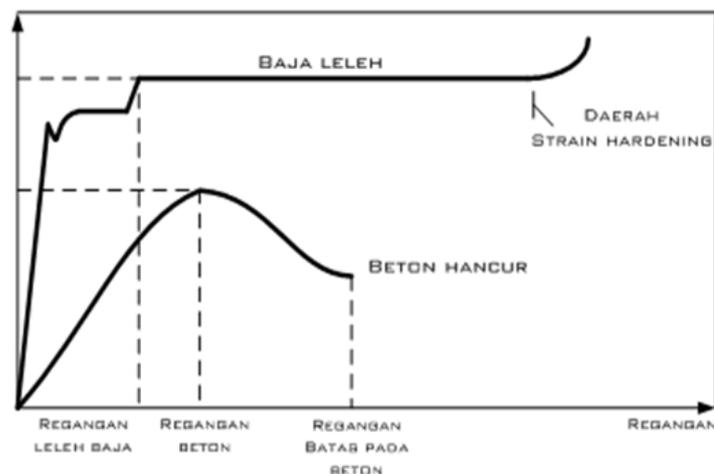
Kolom dapat diklasifikasi berdasarkan bentuk dan susunan tulangnya, posisi beban pada penampangnya, dan panjang kolom dalam hubungannya dengan dimensi lateralnya.

1. Berdasarkan panjangnya, kolom dapat dibedakan menjadi:
 - a. Kolom dengan beban aksial, beban kolom dianggap bekerja sejarak e dari pusat penampang kolom.
 - b. Kolom dengan beban eksentris, beban kolom dianggap bekerja sejarak e dari pusat penampang kolom. Jarak e dapat diukur terhadap sumbu x dan y .
 - c. Kolom dengan beban biaksial, beban bekerja pada sembarang titik pada penampang kolom, sehingga menimbulkan momen terhadap sumbu x dan y secara simultan.
2. Berdasarkan panjangnya, kolom dapat dibedakan menjadi :
 - a. Kolom pendek, yaitu jenis kolom yang keruntuhannya diakibatkan oleh hancurnya beton atau luluhnya tulangan baja di bawah kapasitas ultimitnya.
 - b. Kolom panjang, yaitu jenis kolom yang dalam perencanaannya harus memperhitungkan rasio kelangsingan dan efek tekuk, sehingga kapasitasnya berkurang dibandingkan dengan kolom pendek.
3. Berdasarkan bentuk penampangnya kolom dapat berbentuk bujur sangkar, persegi panjang, lingkaran, bentuk L, segi delapan, atau bentuk lainnya dengan ukuran sisi yang mencakupi.

4. Berdasarkan jenis tulangan sengkang yang digunakan :
 - a. Kolom dengan sengkang persegi yang mengikat tulangan memanjang dari kolom, dan disusun dengan jarak tertentu sepanjang tinggi kolom.
 - b. Kolom dengan sengkang spiral untuk mengikat tulangan memanjang dan meningkatkan daktilitas kolom. Secara umum tulangan sengkang pada kolom, baik sengkang persegi maupun spiral berfungsi mencegah tekuk pada tulangan memanjang dan mencegah pecahnya selimut beton akibat beban tekan yang besar.

2.6.4.2. 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. 40 Diagram Tegangan-Regangan Baja dan Beton

Kekuatan penampang kolom dengan beban sentris ditentukan dengan menganggap bahwa semua baja tulangan A_s dan A'_s 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:

$$\text{Luas bruto penampang kolom (mm}^2\text{)} \quad : \quad A_g = b.h \dots\dots\dots (2.6. 100)$$

$$\text{Luas total baja tulangan (mm}^2\text{)} \quad : \quad A_{st} = A_s + A'_s \dots\dots\dots (2.6. 101)$$

$$\text{Luas bersih (netto) beton (mm}^2\text{)} \quad : \quad A_n = A_g - A_{st} \dots\dots\dots (2.6. 102)$$

$$\text{Gaya tekan beton} \quad : \quad C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot A_n \dots\dots\dots (2.6. 103)$$

$$\text{Gaya tekan tulangan} \quad : \quad C_1 = A_s \cdot f_y \dots\dots\dots (2.6. 104)$$

$$C_2 = A_{st} \cdot f_y$$

Dengan mempertimbangkan kesetimbangan gaya vertikal harus nol, maka diperoleh:

$$P_o = C_c + C_1 + C_2$$

$$= 0,85 \cdot f_c' \cdot A_n + A_s \cdot f_y + A'_s \cdot f_y$$

$$= 0,85 \cdot f_c' (A_g - A_{st}) + (A_s + A'_s) \cdot f_y$$

Sehingga diperoleh persamaan berikut:

$$P_o = 0,85 \cdot f_c' (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y \dots\dots\dots (2.6. 105)$$

Untuk mengurangi perhitungan eksentrisitas minimum yang diperlukan dalam analisis dan desain, perlu adanya reduksi beban aksial sebesar 20% untuk kolom bersengkang dan 15% untuk kolom berspiral. Dengan menggunakan faktor-faktor ini, kapasitas beban aksial nominal pada kolom tidak boleh diambil lebih besar daripada :

$$P_n(maks) = 0,8 \left[0,85 f_c' (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y \right] \dots\dots\dots (2.6. 106)$$

Untuk kolom bersengkang, dan

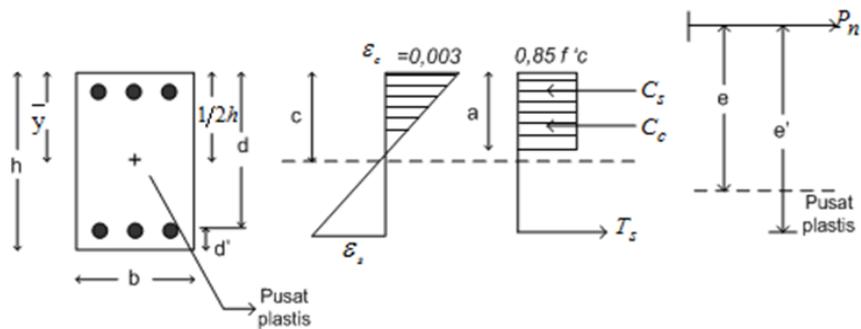
$$P_n(maks) = 0,85 \left[0,85 f_c' (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y \right] \dots\dots\dots (2.6. 107)$$

Untuk kolom berspiral.

Beban rencana : $P_u \leq \phi P_n$ (2.6. 108)

2.6.4.3. Penampang Kolom pada Kondisi Beban Eksentris

Prinsip-prinsip pada balok mengenai distribusi tegangan segiempat ekuivalennya dapat diterapkan juga pada kolom. Pada *Error! Reference source not found.* memperlihatkan penampang melintang suatu kolom segi empat tipikal dengan diagram distribusi regangan, tegangan dan gaya.



Gambar 2. 41 Tegangan dan Gaya-Gaya pada Kolom

Berdasarkan gambar di atas didapat persamaan regangan, tegangan serta gaya yang disajikan dalam tabel berikut :

Tabel 2. 18 Tegangan dan Gaya-Gaya pada Kolom

Tulangan Tarik	Tulangan Tekan	Gaya Dalam
$\epsilon_s = 0,003 \frac{d - c}{c}$	$\epsilon_s' = 0,003 \frac{c - d'}{c}$	$C_c = 0,85 f'c . b.a$
$f_s = E_s . \epsilon_s \leq f_y$	$f_s' = E_s . \epsilon_s' \leq f_y$	$C_s = A_s' f_s$
		$T_s = A_s . f_s$
		$a = \beta 1 . c \leq h$
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:

$$e = \frac{Mu}{Pu} \dots\dots\dots (2.6. 109)$$

Gaya tahan aksial P_n dalam keadaan runtuh:

$$P_n = C_c + C_s - T_s \dots\dots\dots (2.6. 110)$$

$$P_n = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a + A'_s \cdot f'_s - A_s \cdot f_s \dots\dots\dots (2.6. 111)$$

Momen tahanan nominal:

$$M_n = P_n \cdot e$$

$$M_n = P_n \cdot e = C_c \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + C_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) + T_s \left(d - \frac{h}{2} \right) \dots\dots\dots (2.6. 112)$$

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)

2.6.4.4. Kelangsingan Kolom

Kelangsingan kolom dapat didefinisikan sebagai rasio antara tinggi kolom dengan jari-jari inersia penampang kolom, $\lambda = L/r$. Kelangsingan dapat mengakibatkan tekuk ataupun momen tambahan. Suatu kolom disebut kolom pendek apabila memenuhi persyaratan:

1. Berdasarkan **SNI-2847-2013** Pasal 10.10.1(a) komponen struktur tekan yang tidak di-breising (*branced*) terhadap goyangan menyamping:

$$\frac{k l u}{r} \leq 22 \dots\dots\dots (2.6. 113)$$

2. Berdasarkan **SNI-2847-2013** Pasal 10.10.1(b) komponen struktur tekan yang di-breising (*branced*) terhadap goyangan menyamping:

$$\frac{k l u}{r} \leq 34 - 12 \left(\frac{M1}{M2} \right) \leq 40 \dots\dots\dots (2.6. 114)$$

Untuk kolom yang tidak dapat bergoyang berlaku:

$$\frac{k \cdot \Delta n \cdot k}{r} \leq 34 - 12 \left(\frac{M1}{M2} \right) \dots\dots\dots (2.6. 115)$$

$$r = \sqrt{I/A} \dots\dots\dots (2.6. 116)$$

Keterangan:

k = faktor panjang efektif kolom.

$\Delta n k$ = panjang bersih kolom, m.

r = radius girasi atau jari-jari inersia penampang kolom, m
= 0,3 . h (jika kolom berbentuk persegi), m.

$M1$ dan $M2$ = momen yang kecil dan yang besar pada ujung kolom, KNm.

I dan A = momen inersia dan luas penampang kolom , m⁴ dan m².

Catatan: Jika persyaratan pada persamaan 2.4.79 atau persamaan 2.4.80 tidak terpenuhi, maka kolom tersebut termasuk kolom panjang.

2.6.4.5. Ragam Kegagalan Material pada Kolom

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

$P_n < P_{nb}$ Keruntuhan tarik

$P_n = P_{nb}$ Keruntuhan *balanced*

$P_n > P_{nb}$ Keruntuhan tekan

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

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

$$P_n = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a \dots\dots\dots (2.6. 117)$$

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

atau

$$M_n = P_n \cdot e = 0,85 f'_c b \cdot a \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A_s \cdot f_y \left(d - \frac{h}{2} \right) \dots\dots\dots (2.6. 118)$$

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

$$P_n = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \left[\left(\frac{h}{2} - e \right) + \sqrt{\left(\frac{h}{2} - e \right)^2 + \frac{2 \cdot A_s \cdot f_y \cdot (d - d')}{0,85 \cdot f'_c \cdot b}} \right] \dots\dots\dots (2.6. 119)$$

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

$$P_n = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d \cdot \left[\frac{h - 2e}{2d} + \sqrt{\left(\frac{h - 2e}{2d} \right)^2 + 2 \cdot m \cdot \rho \left(1 - \frac{d'}{d} \right)} \right] \dots\dots\dots (2.6. 120)$$

2. 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 pada tulangan tariknya lebih kecil dari pada tegangan leleh, yaitu $f_y < f_y$.

3. Kondisi *balanced* terjadi apabila keruntuhan diawali dengan lelehnya tulangan yang tertarik sekaligus juga hancurnya beton yang tertekan.

Apabila P_n adalah beban aksi dan P_{nb} adalah beban aksial pada kondisi balanced, maka :

Keruntuhan *balanced* pada kolom :

$$C_b = \frac{600}{600 + f_y} d \dots\dots\dots (2.6. 121)$$

$$a_b = \beta_1 \cdot C_b = \frac{600}{600 + f_y} \beta_1 \cdot d \dots\dots\dots (2.6. 122)$$

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

$$P_{nb} = 0,85 f'_c a_b b + A'_s f'_y - A_s f_y \dots\dots\dots (2.6. 123)$$

$$M_{nb} = P_{nb} \cdot e_b = 0,85 f'_c b a_b \left(\frac{h}{2} - \frac{a_b}{2} \right) + A'_s f'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) + A_s f_y \left(d - \frac{h}{2} \right) \dots\dots\dots (2.6. 124)$$

$$Es \cdot \frac{C_b - d'}{C_b} \leq f_y \quad \text{Dimana, } f'_s = 0,003$$

2.6.4.6. Kuat Geser Kolom

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

$$V_n = \frac{Vu}{\phi} \dots\dots\dots (2.6. 125)$$

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

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{Nu}{14 \cdot A_g} \right) \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \dots\dots\dots (2.6. 126)$$

SNI 2847-2013 memberikan batasan-batasan minimum penggunaan sengkang pada kolom, diantaranya :

1. Pasal 10.9.2

Menyatakan bahwa minimal harus dipasang empat buah tulangan memanjang untuk kolom dengan sengkang persegi atau lingkaran, minimal tiga buah untuk kolom segitiga, serta minimal enam buah untuk kolom dengan sengkang spiral. Untuk penampang kolom dengan bentuk lain, maka minimal harus ditempatkan satu buah tulangan memanjang ditiap sudutnya. Jarak antar tulangan memanjang tanpa kekangan lateral maksimal adalah 150 m, apabila lebih maka harus diberikan sengkang ikat (tie), sehingga jarak antara tulangan memanjang yang tak terkekang lateral tidak lebih dari 10 mm.

2. Pasal 7.10.4

Sengkang spiral harus memiliki diameter minimum 10 mm dan jarak bersihnya tidak lebih dari 75 mm, namun tidak kurang dari 25 mm.

Untuk menyambungkan batang spiral ulir tanpa lapisan dapat digunakan sambungan lewatan sepanjang 48db atau tidak kurang dari 300 mm. Sedangkan untuk batang spiral polos diambil sepanjang 72 db atau kurang dari 300 mm. Peraturan juga memperbolehkan penggunaan sambungan mekanis.

3. Pasal 7.10.5.1

Tulangan sengkang harus memiliki diameter minimum 10 mm untuk mengikat tulangan memanjang dengan diameter kurang dari 32 mm. Sedangkan untuk tulangan memanjang dengan diameter diatas 32 mm harus diikat dengan sengkang berdiameter minimum 13 mm.

4. Pasal 7.10.5.2

Jarak vertikal sengkang atau sengkang ikat tidak boleh melebihi 16 kali diameter tulangan memanjang, 48 kali diameter sengkang atau sengkang ikat, atau dimensi terkecil dari penampang kolom.

5. Pasal 21.3.5.6

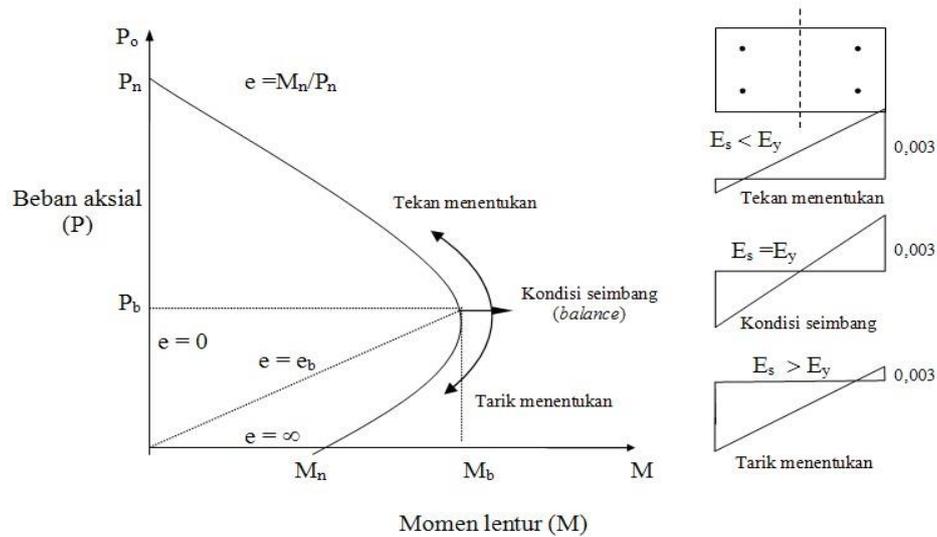
Pada daerah sepanjang sendi plastis (sepanjang λ_0), mensyaratkan untuk tetap meninjau V_c selama gaya tekan aksial termasuk akibat pengaruh gempa melebihi $A_g \cdot f'_c / 10$. Dalam hal ini sangat jarang gaya aksial kolom kurang dari $A_g \cdot f'_c / 10$. Sehingga V_c pada daerah sendi plastis bisa tetap diabaikan ($V_c = 0$), hal ini karena meskipun peningkatan gaya aksial meningkatkan nilai V_c tetapi juga meningkatkan penurunan ketahanan geser.

2.6.4.7. Diagram Interaksi Kolom

Diagram interaksi merupakan metode praktis dalam keperluan desain kolom. Diagram interaksi memberikan beban runtuh dan momen runtuh pada penampang kolom, untuk setiap nilai eksentrisitas dari nol hingga tak hingga. Dalam setiap eksentrisitas memiliki pasangan P_n dan M_n masing-masing yang diplot dalam suatu diagram. Garis radial merepresentasikan eksentrisitas $e = M/P$. Sumbu vertikal merupakan nilai eksentrisitas $e = 0$ serta P_0 merupakan kapasitas kolom yang dibebani secara konsentris.

$$P_0 = 0,85 f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y \cdot \dots \dots \dots (2.6. 127)$$

Sedangkan, sumbu horizontal merepresentasikan nilai eksentrisitas tak hingga yaitu lentur murni pada kapasitas momen M_0 . Eksentrisitas kecil menghasilkan keruntuhan yang ditentukan oleh keruntuhan tekan beton, sedangkan eksentrisitas besar menghasilkan keruntuhan tarik yang ditandai oleh luluhnya tulangan tarik.



Gambar 2. 42 Diagram Interaksi Kolom

2.6.5. Dinding Geser (*Shear Wall*)

Menurut Yudha Putra Ichwandri (2014:181), dinding geser (*shear wall*) adalah dinding campuran beton dan tulangan dengan mutu tertentu yang berfungsi sebagai penahan gaya geser pada suatu gedung yang ditimbulkan oleh beban lateral, dimana struktur dengan dinding geser dan portal-portal bertulang ikut menahan beban gempa sehingga meningkatkan kekakuan dan menahan gaya lateral.

Berdasarkan letak dan fungsinya, *shear wall* dapat diklasifikasikan dalam 3 jenis, yaitu:

1. *Bearing walls* adalah dinding geser yang juga mendukung sebagian besar beban gravitasi. Tembok-tembok ini juga menggunakan dinding partisi antar apartemen yang berdekatan.
2. *Frame walls* adalah dinding geser yang menahan beban lateral, dimana beban gravitasi berasal dari *frame* beton bertulang. Tembok-tembok ini dibangun diantara baris kolom.

3. *Core walls* adalah dinding geser yang terletak di dalam inti pusat dalam gedung, yang biasanya diisi tangga atau poros lift.

Dalam perencanaan dinding geser/*shear wall* Tugas Akhir ini merupakan dinding geser dengan jenis *core walls*, yang berfungsi sebagai dinding poros lift. Sementara itu, gaya lateral yang bekerja pada struktur *core wall*, misalnya beban angin atau beban gempa dapat ditahan dengan berbagai cara. Kekakuan dari struktur apabila ditambah dengan kekakuan dari dinding geser akan meningkatkan daya tahan untuk beban angin pada beberapa kasus. Ketika struktur direncanakan untuk menahan beban lateral yang lebih besar, seperti gempa bumi, biasanya digunakan dinding geser pada bangunan gedung.

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

$$A_s = \frac{P}{\phi \cdot f_y} \dots\dots\dots (2.6. 128)$$

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

$$A_s = \frac{P - (\phi \cdot f'c)}{\phi \cdot f_y} \dots\dots\dots (2.6. 129)$$

Dimana:

A_s = luasan tulangan yang dibutuhkan (cm^2)

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

$f'c$ = tegangan nominal dari beton.

f_y = tegangan leleh dari baja.

ϕ = 0,6 (tekan) dan 0,9 (tarik).

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

$$V_c = 0,27 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot hd + \frac{N_u \cdot d}{4l_w} \dots\dots\dots (2.6. 130)$$

$$V_c = \left[0,5 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} + \frac{l_w (\sqrt{f'c} + 2 \frac{N_u}{l_w h})}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{L_w}{2}} \right] \cdot h \cdot d \dots\dots\dots (2.6. 131)$$

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

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

bernilai negatif.

4. Berdasarkan **SNI 2847-2013 Pasal 11.9.9.3** Spasi tulangan geser horisontal tidak boleh melebihi yang terkecil dari $l_w/5$, $3h$, dan 450 mm, dimana l_w adalah panjang keseluruhan dinding.
5. Berdasarkan **SNI 2847-2013 Pasal 11.9.9.4**: Rasio luas tulangan geser vertikal terhadap luas beton bruto penampang horisontal, ρ_l tidak boleh kurang dari:

$$\rho_l = 0,0025 + 0,5 \left(2,5 - \frac{hw}{l_w} \right) (\rho_l - 0,0025) \dots\dots\dots (2.6. 132)$$

6. Berdasarkan **SNI 2847-2013 Pasal 11.9.9.5**: Spasi tulangan geser vertikal tidak boleh melebihi yang terkecil dari $l_w/3$, $3h$, dan 450 mm, dimana l_w adalah panjang keseluruhan dinding.

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

1. Menurut **SNI 03-2847-2013 pasal 21.9.2.2** sedikitnya harus dipakai 2 lapis tulangan dinding apabila gaya geser V_u terfaktor melebihi $0,17 \cdot A_{cv} \cdot \lambda \sqrt{f'c}$.

- Menurut **SNI 03-2847-2013 pasal 21.9.2.1** rasio tulangan transversal tidak kurang dari 0,0025 dan spasi tulangan masing-masing lapis tidak lebih dari 450 mm.
- Menurut **SNI 03-2847-2013 pasal 21.9.6.2** bahwa *shear wall* harus diberi *boundry element* bila:

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

Evaluasi Kapasitas Boundry Element Shear Wall

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

$$\rho_s = \frac{0,12 \cdot f'c}{f_{yt}} \dots\dots\dots (2.6. 133)$$

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

$$A_{sh} = 0,3 \cdot \left[\frac{s \cdot bc \cdot f'c}{f_{yt}} \right] \cdot \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \dots\dots\dots (2.6. 134)$$

$$A_{sh} = 0,09 \cdot \left[\frac{s \cdot bc \cdot f'c}{f_{yt}} \right] \dots\dots\dots (2.6. 135)$$

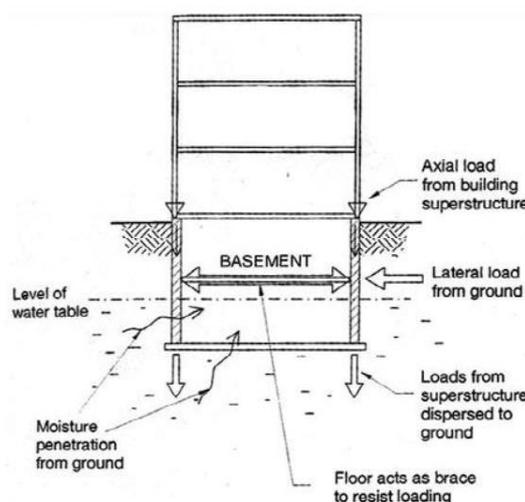
- Menurut **SNI 03-2847-2013 pasal 21.9.6.5** spasi longitudinal maksimum tulangan transversal pada pembatas tidak boleh melebihi 200 mm.

2.7. Perencanaan Desain Struktur Bawah

Struktur bawah merupakan seluruh bagian struktur bangunan yang berada di bawah permukaan tanah, diantaranya *basement* dan fondasi.

2.7.1. Basement

Menurut Wiryanto (2007:2), *basement* adalah sebuah atau beberapa tingkat dari bangunan yang keseluruhan atau sebagian terletak di bawah tanah. Basement adalah ruang bawah tanah yang merupakan bagian dari bangunan gedung. Karena posisinya tersebut basement harus mempunyai dinding yang kuat untuk menahan tanah.



Gambar 2. 43 Struktur *Basement*

Untuk menentukan tipe basement seperti apa yang akan dibangun, terdapat beberapa faktor yang harus diperhatikan demi kesempurnaan bangunan. Faktor-faktor tersebut antara lain:

- a. Ketinggian air tanah di lokasi
- b. Kemungkinan kontaminasi dari air tanah
- c. Drainase alami
- d. Jenis tanah

e. Akses ke lokasi

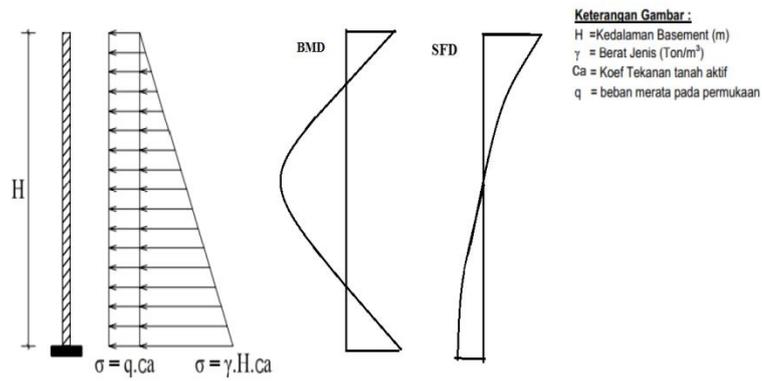
Selain faktor untuk menentukan tipe *basement* dalam pembangunan, dinding basement di bawah tanah juga didesain untuk kebutuhan sebagai berikut.

- a. Kemantapan structural
- b. Ketahanan
- c. Pengeluaran kelembaban
- d. Buildability

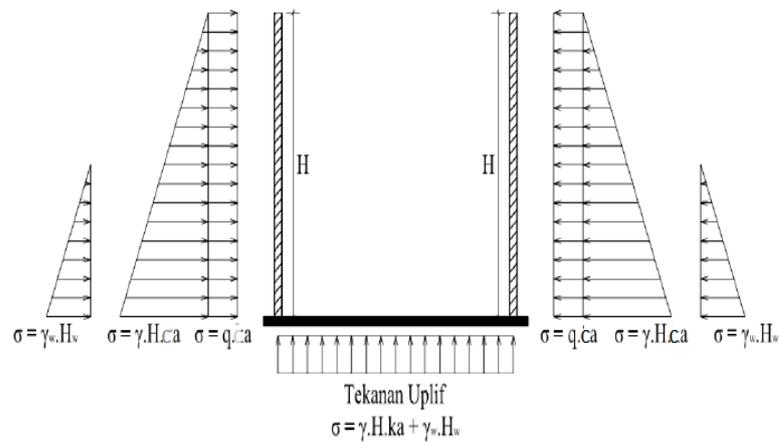
2.7.1.1. Dinding Basement

Dalam proses pembuatan struktur lantai *basement*, pekerjaan pertama adalah pekerjaan galian, pada pekerjaan galian tanah umumnya stabilitas dinding tanah yang terbentuk akan menjadi masalah utama. Terlebih apabila galian yang dilakukan memiliki kedalaman yang cukup besar. Untuk itu biasanya pada pekerjaan pembuatan *basement* umumnya disertai dengan pekerjaan pembuatan struktur dinding penahan tanah. Dinding penahan tanah ini dapat sekaligus menjadi dinding *basement*.

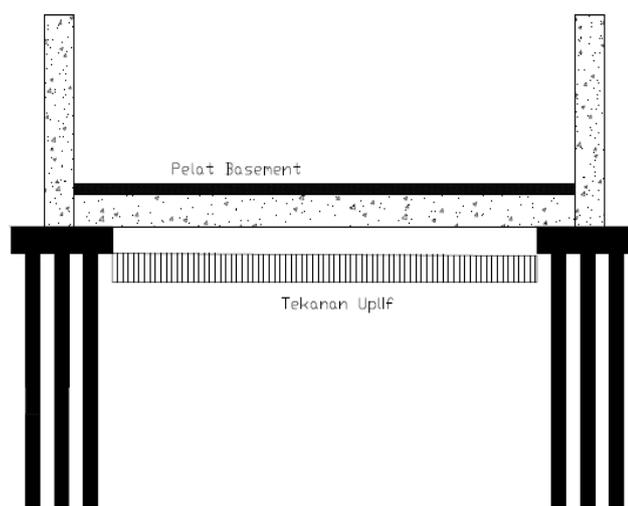
Beban – beban yang diperhitungkan untuk perencanaan dinding *basement* adalah beban dari tekanan tanah yang nantinya beban tersebut di rubah menjadi beban merata pada dinding basement. Untuk perhitungan momen pada dinding basement dihitung dengan mengandaikan dinding *basement* sebagai balok kantilever permeter panjang dengan beban segitiga berupa tekanan total (tanah+air).



Gambar 2. 44 Gaya – gaya yang Bekerja pada *Basement*



Gambar 2. 45 Pemodelan dan Gaya yang Bekerja Dinding dan Lantai *Basement*



Gambar 2. 46 Pemodelan Diagram Tegangan Tanah pada *Basement*

Tekanan tanah aktif dan pasif dapat dihitung dengan menggunakan persamaan :

$$P_a = C_a \cdot w \cdot h \dots\dots\dots (2.7. 1)$$

$$P_p = C_p \cdot w \cdot h \dots\dots\dots (2.7. 2)$$

Dengan C_a dan C_p adalah koefisien tanah aktif dan pasif

Dalam ilmu mekanika tanah dikenal teori Rankie (1857) untuk menghitung tekanan aktif dan pasif. Teori Rankie mengasumsikan bahwa dinding penahan pada kondisi vertikal, tidak ada gesekan antara tanah dan dinding, tanah homogen, tak termampatkan dan isotropik selain itu tanah adalah lepas dan berada pada keadaan diam (at rest). Tekanan tanah aktif di kedalaman h pada suatu dinding penahan tanah dengan urugan tanah datar di belakang dinding, menurut teori Rankie, adalah.

$$P_a = C_a \cdot w \cdot h = w \cdot h \left(\frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \right) \dots\dots\dots (2.7. 3)$$

dengan :

$$C_a = \left(\frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \right) \dots\dots\dots (2.7. 4)$$

dimana ϕ = sudut geser dalam arti tanah (diperoleh dari hasil penyelesaian laboratorium)

a. Tegangan Tanah

Tanah tidak terpengaruh air

$$\sigma = \gamma_{unsat} \cdot H \cdot C_a \dots\dots\dots (2.7. 5)$$

Tanah terpengaruh air

$$\begin{aligned} \sigma &= \gamma_{sat} \cdot H \cdot C_a \\ \sigma &= \gamma \cdot H \cdot C_a = (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot H \cdot C_a \dots\dots\dots (2.7. 6) \end{aligned}$$

b. Tegangan Air

$$\sigma = \gamma_w \cdot H \dots\dots\dots (2.7. 7)$$

Dimana :

$$\gamma_w = 100 \text{ (kg/m}^3\text{)}$$

- c. Tegangan Tanah Akibat Beban Merata

$$\sigma = q \cdot C a \dots\dots\dots (2.7. 8)$$

Dimana :

q = Beban bangunan (kg/m)

- d. Penulangan Lentur

Koefisien ketahanan

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d^2} \dots\dots\dots (2.7. 9)$$

Rasio tulangan

$$\rho \text{ perlu} = \frac{0,85 f'c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Rn}{0,8 f'c}} \right] \dots\dots\dots (2.7. 10)$$

$$As \text{ perlu} = \rho \cdot b \cdot d \dots\dots\dots (2.7. 11)$$

$$As \text{ min} = \frac{1,4}{f_y} b d \dots\dots\dots (2.7. 12)$$

- e. Pemeriksaan Terhadap Geser

$$d = h - d' - (1/2 \cdot D) \dots\dots\dots (2.7. 13)$$

Dimana :

d : tebal dinding efektif

h : ketebalan dinding basement

d' : selimut beton

D : diameter tulangan

$$\phi Vc = \phi (0,17 \lambda \sqrt{f'c} b_w d) > Vu \dots\dots\dots (2.7. 14)$$

2.7.1.2. Lantai Basement

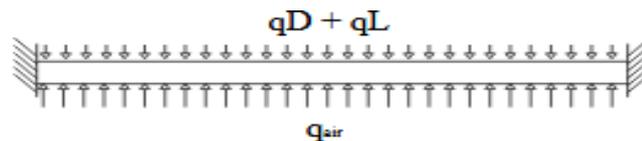
Pada dasarnya lantai *basement* dapat dimodelkan seperti pelat lantai biasa, namun harus diperhatikan beberapa hal berikut ini:

1. Beban yang diperhitungkan termasuk beban tekanan *uplift* air yang ditentukan oleh tinggi muka air tanah.
2. Karena pelat lantai *basement* berhubungan langsung dengan tanah, maka sebaiknya tebal selimut beton diambil >50 mm.

Untuk pelat lantai *basement* dicari dengan rumus seperti pada perencanaan pelat lantai bangunan di atas, yaitu :

- a. Momen lapangan arah x (M_{lx}) = $+ 0,001 \cdot q \cdot b \cdot l_x^2 \cdot x$
- b. Momen lapangan arah y (M_{ly}) = $+ 0,001 \cdot q \cdot b \cdot l_x^2 \cdot x$
- c. Momen tumpuan arah x (M_{tx}) = $- 0,001 \cdot q \cdot b \cdot l_x^2 \cdot x$
- d. Momen tumpuan arah y (M_{ty}) = $- 0,001 \cdot q \cdot b \cdot l_x^2 \cdot x$

Untuk penulangan pelat lantai *basement* dapat mengikuti prosedur yang sama dengan penulangan pelat lantai bangunan .



Gambar 2. 47 Perencanaan Pelat Lantai *Basement*

2.7.1.3. Persyaratan Desain Dinding *Basement*

Untuk melakukan proses desain struktur dinding penahan tanah mengacu pada peraturan **SNI 2847-2013**. Berikut beberapa persyaratan desain dinding struktural yang dapat digunakan antara lain adalah:

1. **Pasal 14.5.3.** ketebalan minimum dinding penahan adalah $1/25$ kali tinggi atau panjang dinding yang ditopang secara lateral (diambil yang terkecil), namun tidak kurang dari 100 mm.
2. **Pasal 14.3.2.** rasio minimum tulangan vertikal terhadap luas brutto penampang beton ρ^l , harus diambil :
 - a. 0,0012 untuk tulangan ulir dengan diameter tidak lebih dari D16 dan f_y tidak kurang dari 420 Mpa.
 - b. 0,0015 untuk tulangan ulir lainnya, atau
 - c. 0,0012 untuk jaring kawat baja las yang berdiameter tidak lebih dari 16.
3. **Pasal 14.3.3.** rasio minimum horizontal terhadap luas brutto penampang beton, ρ^t harus diambil
 - a. 0,0020 untuk tulangan ulir dengan diameter tidak lebih dari D16 dan f_y tidak kurang dari 420 Mpa.
 - b. 0,0025 untuk tulangan ulir lainnya, atau
 - c. 0,0020 untuk jaring kawat baja las yang berdiameter tidak lebih dari 16.
4. **Pasal 14.3.4.** Apabila ketebalan dinding melebihi 250 mm, tulangan horizontal dan vertikal harus diletakkan dalam dua lapis sejajar dengan ketentuan sebagai berikut:
 - a. Untuk dinding sisi luar, maka sekurang-kurangnya setengah dari tulangan, A_s (namun tidak lebih dari $2/3 A_s$) harus memiliki selimut beton minimum 50 mm atau $1/3$ ketebalan dinding.
 - b. Sisa tulangan yang ada di tempatkan pada sisi dalam dinding, dengan selimut beton minimal 20 mm namun tidak kurang dari $1/3$ ketebalan dinding.

5. **Pasal 14.3.5.** jarak maksimum antara tulangan vertikal dan horizontal diambil dari nilai terkecil antara 450 mm atau 3 kali ketebalan dinding.
6. Tulangan minimum dari telapak dinding penahan tanah dapat diambil mengacu pada **SNI 2847:2013 Pasal 7.12.2.1**, yang menyatakan bahwa perlu disediakan tulangan susut dan suhu sebesar $0,0018bh$ (untuk tulangan dengan $f_y = 420$ MPa), atau sebesar $0,0020bh$ (untuk tulangan dengan $f_y = 280$ MPa dan 350 MPa). Persyaratan tulangan minimum untuk lentur pada balok dapat juga digunakan, yaitu :

$$A_s \min = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} bd \geq \frac{1,4}{4f_y} bd$$

2.7.2. Pondasi

Pondasi dapat didefinisikan sebagai bagian dari struktur bangunan yang berhubungan langsung dengan tanah dan berfungsi untuk menyalurkan beban-beban yang diterima dari struktur atas ke lapisan tanah. Fungsi ini dapat berlaku secara baik apabila kestabilan pondasi terhadap efek guling, geser, penurunan, dan daya dukung terpenuhi. Pada pekerjaan pondasi kegagalan suatu pekerjaan 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.

Karena pondasi harus memikul seluruh bangunan dan beban-beban yang bekerja padanya, maka pondasi harus didesain sedemikian rupa sehingga proses

penyaluran beban-beban dari bangunan ke lapisan tanah dapat berlangsung dengan baik dan aman. Pada perencanaan pondasi harus diperhatikan beberapa hal berikut:

1. Pondasi harus cukup kuat untuk mencegah penurunan (*settlement*) dan perputaran (*rotasi*) yang berlebihan.
2. Tidak mengalami penurunan setempat yang terlalu besar bila dibandingkan dengan pondasi di dekatnya.
3. Aman terhadap bahaya longsor,
4. Aman terhadap bahaya guling.

2.7.2.1. Jenis Pondasi

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

1. Pondasi dangkal (*shallow footing*) adalah pondasi yang berada pada lapisan tanah keras yang letaknya dekat 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 jauh dengan permukaan tanah. Seperti pondasi tiang pancang, dan pondasi *bored pile*.

2.7.2.2. Pemilihan Jenis Pondasi

Dalam pemilihan bentuk dan jenis pondasi yang memadai perlu diperhatikan beberapa hal yang berkaitan dengan pekerjaan pondasi tersebut. Hal ini dikarenakan tidak semua jenis pondasi dapat dilaksanakan di semua tempat. Adapun pemilihan jenis pondasi 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 pondasi yang dipilih sebaiknya jenis pondasi dangkal (pondasi setempat, pondasi menerus, pondasi pelat).
2. Bila tanah keras terletak pada kedalaman hingga 10 meter atau lebih di bawah permukaan tanah maka jenis pondasi yang biasanya dipakai adalah pondasi tiang *minipile* dan pondasi sumuran atau pondasi *bored pile*.
3. Bila tanah keras terletak pada kedalaman hingga 20 meter atau lebih di bawah permukaan tanah maka jenis pondasi yang biasanya dipakai adalah pondasi tiang pancang.

Dalam perencanaan struktur Gedung Rektorat STIKes Bakti Tunas Husada (BTH) ini digunakan pondasi tiang pancang dan *pile cap*.

2.7.2.3. Perencanaan Pondasi Tiang Pancang

Pondasi tiang pancang (*pile foundation*) adalah bagian dari struktur yang digunakan untuk menerima dan mentransfer (menyalurkan) beban dari struktur atas ke tanah penunjang yang terletak pada kedalaman tertentu. Tiang pancang atau yang biasa disebut dengan *reinforced concrete pile* merupakan material beton bertulang yang memiliki daya kekuatan yang sangat tinggi untuk digunakan sebagai pondasi bangunan. Tiang pancang bentuknya panjang dan langsing yang menyalurkan beban ke tanah yang lebih dalam.

Pemakaian tiang pancang dipergunakan untuk suatu pondasi untuk suatu bangunan apabila tanah dasar di bawah bangunan tersebut tidak mempunyai daya dukung (*bearing capacity*), yang cukup untuk memikul berat bangunan dan bebannya, atau apabila tanah keras yang mana mempunyai daya dukung yang cukup untuk memikul berat bangunan dan bebannya letaknya sangat dalam.

2.7.2.4. Persyaratan Desain Tiang

1. Kapasitas Daya Dukung Tiang Pondasi

Kapasitas dukung tiang dapat diperoleh dari data uji boring. Apabila kita memancang tiang sampai kedalaman tanah keras melalui lapisan tanah lempung, maka untuk menghitung daya dukung tiang kita perhitungkan baik berdasarkan pada tahanan ujung (*end bearing*) maupun pelekatan (*cleef / frictio pile*).

Demikian pula harus diperhitungkan terhadap kekuatan bahan tiang itu sendiri. Namun, untuk perencanaan pondasi tiang pancang pada tugas akhir ini kekuatan bahan maupun perhitungan penulangannya sudah menurut ketentuan pabrikasi (*precest*) yang mengacu pada ketentuan yang dikeluarkan oleh PT. Beton Elemenindo Perkasa.

Metode Mayerhof (1956)

Sesuai dengan apa yang dijelaskan diatas, untuk kapasitas daya dukung tiang dibedakan oleh daya dukung ujung dan daya dukung gesek, apabila kedua gaya tersebut dimobilisasi maka akan didapat :

$$Q_u = 40.N_b .A_p + 0,2.N .A_s \dots\dots\dots (2.7. 15)$$

$$Q_{ult} = Q_p + Q_s \dots\dots\dots (2.7. 16)$$

$$Q_{all} = \frac{Q_{ult}}{SF} \dots\dots\dots (2.7. 17)$$

Dengan :

Q_{ult} = Kapasitas daya dukung tiang pancang maksimum tunggal. (kN)

Q_p = Kapasitas daya dukung ujung tiang yang didapat dari tanah dibawah ujung pondasi. (kN)

Q_s = Kapasitas daya dukung yang didapat dari gaya gesekan atau gaya adhesi antara tiang pancang dengan tanah. (kN)

Q_{all} = Kapasitas daya dukung tiang pancang ijin tunggal. (kN)

SF = Faktor keamanan (*safety factor*), biasanya bernilai 2,5 – 3

Berdasarkan data hasil pengujian SPT (*Standard Penetration Test*). Daya dukung satu tiang untuk tanah lanau berpasir (Metode Mayerhof, 1956) :

$$Q_p = 40.N_b .A_p \dots\dots\dots (2.7. 18)$$

Dimana:

N_b = Harga rata-rata N-SPT terkoreksi pada 4D dibawah tiang (N_1) dan 8D diatas tiang (N_2). $N_b = \frac{N_1+N_2}{2}$, dengan Harga $N_b \leq 40$

A_p = Luas dasar tiang (m^2)

Kapasitas Daya Dukung Selimut Pondasi Tiang Pancang (Q_s)

$$Q_s = 0,2.N .A_s \dots\dots\dots (2.7. 19)$$

Dimana :

N = Harga rata-rata N-SPT terkoreksi sepanjang tiang, dengan Harga $N \leq 10$

A_s = Luas selimut tiang (m^2)

Perhitungan daya dukung selimut tiang akan dihitung perkedalaman 3 meter sampai kedalam tanah keras.

Metode Terzaghi

Daya dukung tanah adalah kemampuan tanah memikul tekanan, atau tekanan maksimum yang diijinkan yang bekerja pada tanah di atas pondasi. Daya dukung terfaktor (q_{ult}) atau Factored Bearing Capacity adalah kemampuan tanah memikul tekanan atau tekanan maksimum pada batas runtuh.

Rumusnya adalah:

$$\bar{\sigma} = \frac{\sigma_{ult}}{SF} \dots\dots\dots (2.7. 20)$$

Daya dukung ultimit untuk suatu tiang pancang dihitung dengan persamaan berikut:

$$Q_u = Q_p + Q_s \dots\dots\dots (2.7. 21)$$

Dimana:

$$\bar{\sigma} = \text{Daya Dukung izin Kg/m}^2$$

σ_{ult} = Daya dukung terfaktor atau tekanan maksimum pada batas runtuh Kg/m².

SF = safety factor

= 3 untuk beban normal

= 2 untuk beban darurat

Q_p = Tahanan ujung tiang

Q_s = Tahanan Friksi

Daya dukung tanah ditentukan dan dibatasi oleh:

- a. Aman terhadap runtuhnya tanah (q_u / SF).
- b. Aman terhadap penurunan akibat konsolidasi tanah sehingga penurunan total tidak terlalu besar.

Daya dukung terfaktor dipengaruhi oleh:

- a. Nilai parameter tanah (ϕ, c, γ)
- b. Kedalaman pondasi D_f
- c. Ukuran dan bentuk pondasi
- d. Sifat tanah terhadap penurunan
- e. Kedalaman muka air tanah

Perencanaan Tiang

1) Kapasitas ultimit tiang

Analisis daya dukung tiang terhadap kekuatan tanah menggunakan persamaan berikut:

$$\sigma_u = \sigma_b + \sigma_s - W_p \quad (2.7. 22)$$

Dimana:

σ_u = Kapasitas ultimit netto

σ_b = Tahanan ujung ultimit

σ_s = Tahanan gesek dinding tiang ultimit

W_p = Berat sendiri tiang

Tahanan adhesi tiang dan tanah menggunakan persamaan berikut:

$$\bar{P}_1 = \frac{1}{F_s} \cdot K \cdot L \cdot c \quad (2.7. 23)$$

P_1 = Tahanan adhesi dinding tiang ultimit

K = Luas selimut tiang

c = Adhesi antara dinding tiang dengan tanah

L = Kedalaman/panjang tiang

Tahanan gesek dinding tiang ultimit:

$$\bar{P}_2 = \frac{1}{F_s} \cdot K \left(\frac{1}{2} \cdot L^2 \cdot \gamma \right) \cdot (1 + \tan^2 \phi) \tan \phi \quad (2.7. 24)$$

P_2 = Tahanan gesek dinding tiang ultimit

γ = Berat isi tanah

K = Luas selimut tiang

L = kedalaman/panjang tiang

ϕ = sudut gesek antara dinding tiang dan tanah

Tahanan ujung tiang:

$$\bar{P}_3 = A \cdot \bar{\sigma} = A \cdot \frac{1}{3} \cdot (1,3 \cdot c \cdot N_c + q \cdot N_q + 0,3 \cdot \beta \cdot \gamma' \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma) \quad (2.7. 25)$$

\bar{P}_3 = Tahanan ujung tiang ultimit

γ = Berat isi tanah

c = Kohesi tanah di ujung tiang

L = Panjang/Kedalaman tiang

A = Luas penampang ujung tiang

N_c, N_q, N_γ = Faktor daya dukung

$$\bar{P} = \bar{P}_1 + \bar{P}_2 + \bar{P}_3 \quad (2.7. 26)$$

$$\bar{P}_{netto} = \bar{P} - \text{Berat tiang} \quad (2.7. 27)$$

$$\sigma_u = 4N_b A_b + \frac{1}{50} \bar{N} A_s \quad (2.7. 28)$$

Dimana:

σ_u = Kapasitas ultimit tiang

N_b = Nilai N dari uji SPT di dekatar dasar tiang

A_b = Luas dasar tiang

\bar{N} = Nilai rata-rata N dari uji SPT di sekitar tiang

A_s = Luas selimut tiang

2) Jumlah tiang yang diperlukan

$$np = \frac{P}{\sigma_{all}} \quad (2.7. 29)$$

np = Jumlah tiang

P = Gaya aksial yang terjadi

σ_{all} = Kapasitas dukung ijin tiang

$$\sigma_{all} = \frac{\sigma_u}{SF} \quad (2.7. 30)$$

σ_u = Kapasitas ultimit tiang

SF = Faktor aman

2. Kapasitas Daya Dukung Kelompok Tiang

Jika beban struktur atas yang harus ditumpu oleh fondasi tiang terlalu besar, maka secara tunggal fondasi tiang tidak lagi mampu menopang beban 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*)

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:

$$E_g = 1 - \theta \cdot \frac{(n'-1).m + (m-1).n'}{90.m.n'} \dots\dots\dots(2.7. 31)$$

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 (Q_g) yang mengakibatkan keruntuhan:

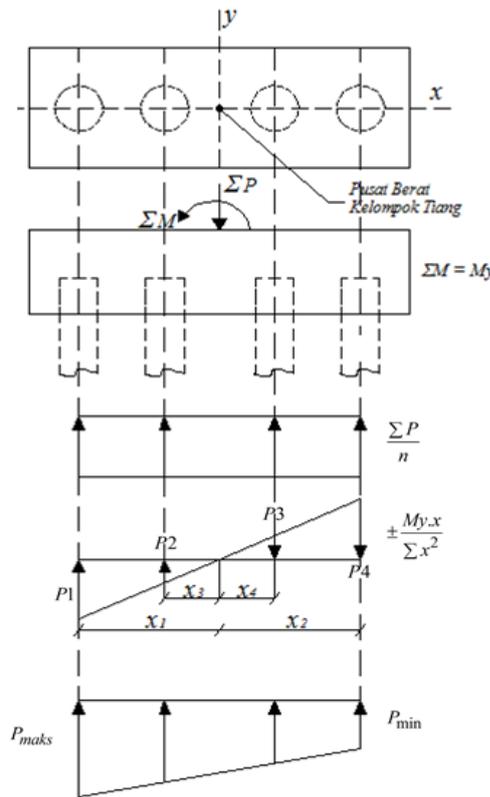
$$Q_g = E_g \cdot n \cdot Q_u \dots\dots\dots(2.7. 32)$$

Keterangan:

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

Besarnya beban maksimum yang diterima oleh tiang yaitu:

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

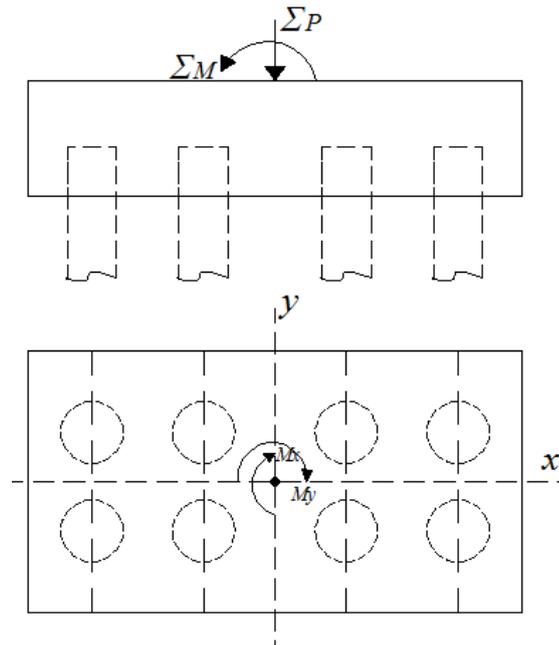


Gambar 2. 48 Reaksi Tiang

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

$$P_{\text{terjadi}} = \frac{\sum P}{n} \pm \frac{My \cdot x}{\sum x^2} \leq P_{\text{netto}} \dots\dots\dots(2.7. 33)$$

- b. Fondasi tiang yang memikul beban dan momen dua arah



Gambar 2. 49 Kelompok Tiang Dibebani Beban Vertikal dan Momen di Kedua Arah Sumbunya

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

$$P_{\text{terjadi}} = \frac{\sum P}{n} \pm \frac{My \cdot x}{\sum x^2} \pm \frac{Mx \cdot y}{\sum y^2} \leq P_{\text{netto}} \dots\dots\dots(2.7. 34)$$

$$P_{\text{maks}} = \frac{\sum P}{n} + \frac{My \cdot x}{\sum x^2} + \frac{Mx \cdot y}{\sum y^2} \leq P_{\text{netto}} \dots\dots\dots(2.7. 35)$$

$$P_{\text{min}} = \frac{\sum P}{n} - \frac{My \cdot x}{\sum x^2} - \frac{Mx \cdot y}{\sum y^2} \leq P_{\text{netto}} \dots\dots\dots(2.7. 36)$$

$$P_{\text{min}} > 0$$

Keterangan:

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

n = jumlah tiang dalam grup.

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

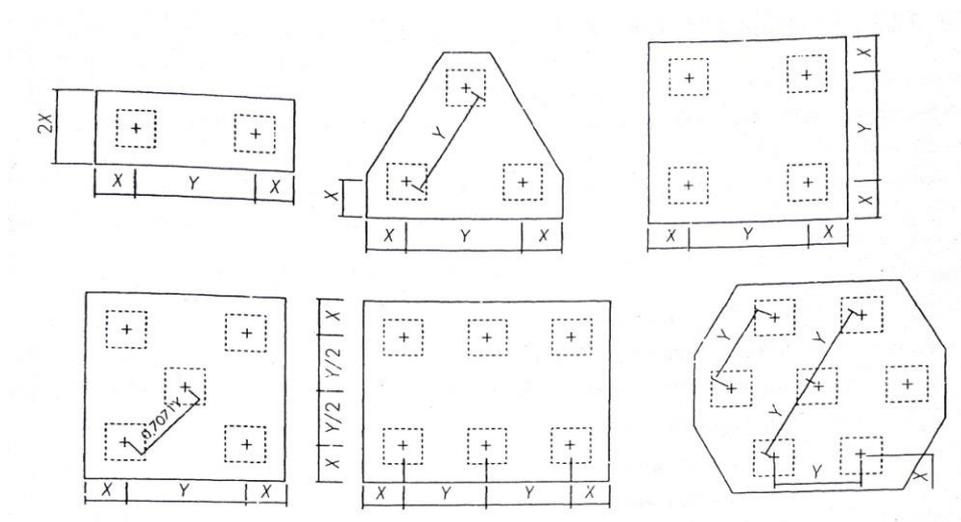
x, y = berturut-turut jarak tiang terhadap sumbu x dan y (m).

$\sum x^2$ = jumlah kwadrat dari jarak tiap-tiap tiang ke pusat kelompok tiang arah sumbu x (m²).

$\sum y^2$ = jumlah kwadrat dari jarak tiap-tiap tiang ke pusat kelompok tiang arah sumbu y (m²).

2.7.2.5. Perencanaan *Pile Cap*

Pile cap merupakan elemen struktur yang berfungsi untuk mengikat tiang-tiang menjadi satu kesatuan dan memindahkan beban kolom kepada tiang. *Pile cap* biasanya terbuat dari beton bertulang. Pada proses analisisnya, pondasi *pile cap* dianggap sebagai material yang sangat kaku dan distribusi tekanan yang ditimbulkan akibat beban dapat dianggap linier. Pada pondasi *pile cap* setiap titik didukung secara langsung oleh tanah dibawahnya, sehingga momen lentur yang terjadi sangat kecil. Gambar 2.52 menunjukkan beberapa jenis tiang dalam satu grup tiang. Jarak antar tiang pusat ke pusat (Y) dibatasi sebesar 2,5 hingga 3 kali diameter tiang, sedangkan jarak as tiang ke tepi pile cap (X) dibatasi sebesar 1 hingga 1,5 kali diameter tiang.



Gambar 2. 50 Susunan Kelompok Tiang

(Sumber SNI 2847-2013)

1. Persamaan untuk menghitung tekanan aksial pada masing-masing tiang:

$$P_{\max} = \frac{\sum V}{n} \pm \frac{M_y \cdot x_1}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot y_1}{\sum y^2} \dots\dots\dots(2.7. 37)$$

$$\sum x^2 = 2 \times 12 + 2 \times 2 \dots\dots\dots(2.7. 38)$$

$$\sum y^2 = 2 \times 12 + 2 \times 2 \dots\dots\dots(2.7. 39)$$

$$P_{\max} \leq \bar{P}_{\text{netto}}$$

Di mana:

$\sum V$ = Jumlah beban vertikal yang diterima tiang (kN).

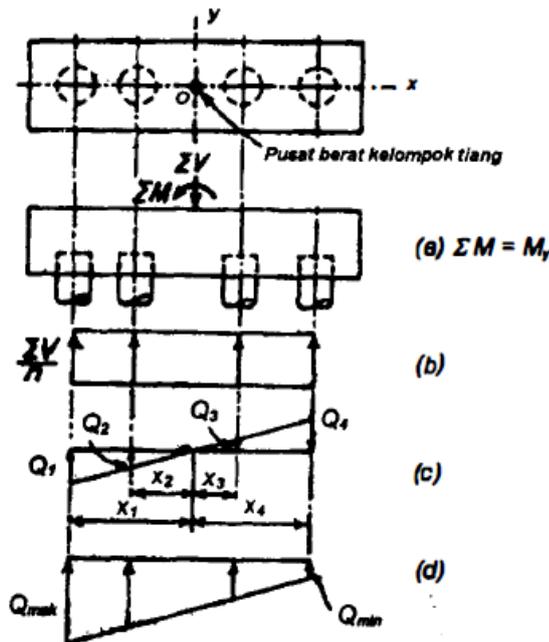
n = Jumlah tiang dalam grup.

M_x, M_y = 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 (m²).

$\sum y^2$ = Jumlah kwadrat dari jarak tiap-tiap tiang ke pusat kelompok tiang arah sumbu y (m²).



Gambar 2. 51 Diagram Reaksi Tiang Terhadap Gaya Aksial dan Momen

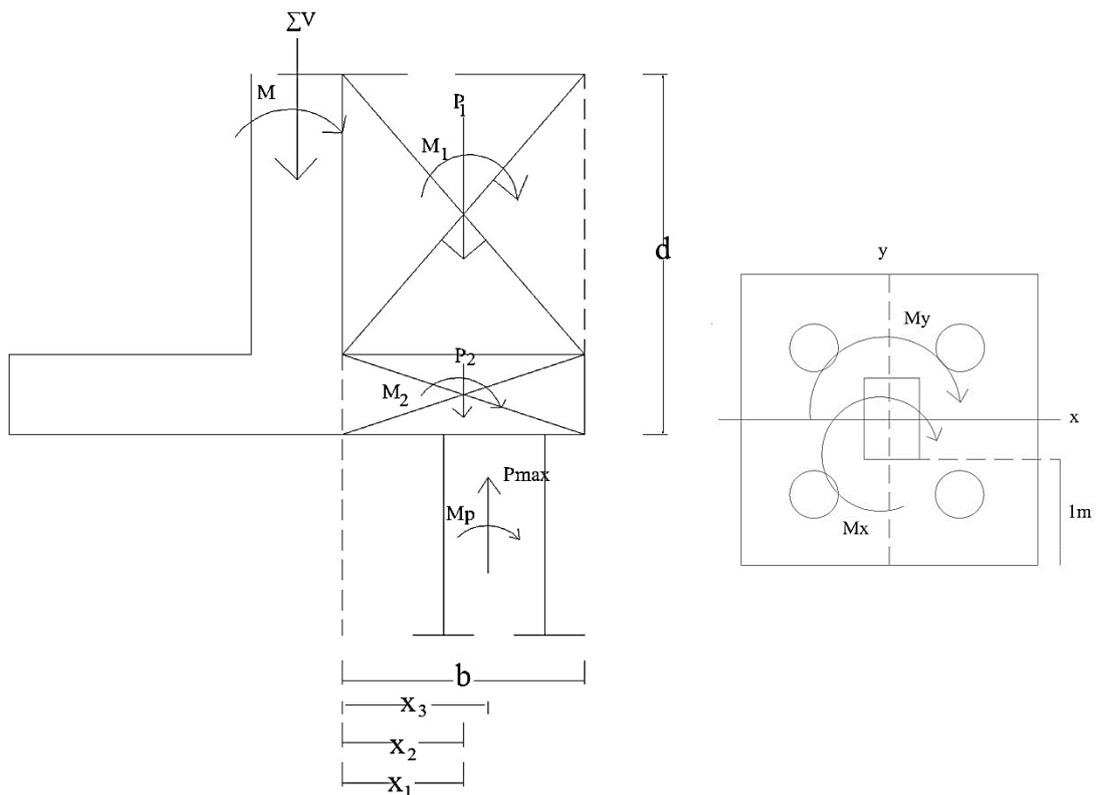
Persyaratan yang harus dipenuhi:

Beban normal : $\sigma \text{ maks} \leq \sigma \text{ Tanah}$

Beban sementara : $\sigma \text{ maks} \leq 5 \times \sigma \text{ Tanah}$

$\sigma \text{ Min} > 0$ (tidak boleh ada tegangan negatif)

2. Penulangan pilecap
 - i. Beban-beban yang bekerja pada pilecap
 - a) Berat sendiri pilecap
 - b) Berat tanah urug
 - c) Gaya aksial tiang



Gambar 2. 52 Gaya-gaya yang terjadi pada pile cap

- ii. Momen yang terjadi pada sisi kolom

$$M = P1 \cdot x1 + P2 \cdot x2 - Pmax \cdot x3 \text{ (meter)} \dots\dots\dots(2.7. 40)$$

iii. Penulangan

a) Rasio tulangan

$$K = \frac{Mu}{\phi bd^2} \dots\dots\dots(2.7. 41)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85 f'_c}} \right] \dots\dots\dots(2.7. 42)$$

$$\rho_b = 0,85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \dots\dots\dots(2.7. 43)$$

$$\rho_{maks} = \left(\frac{0,003 + f_y / E_s}{0,008} \right) \rho_b \dots\dots\dots(2.7. 44)$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} \dots\dots\dots(2.7. 45)$$

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

b) Luas tulangan

$$A_s = \rho bd \dots\dots\dots(2.7. 46)$$

Jarak antar tulangan

$$s = \frac{\frac{1}{4} \pi d^2 S}{A_s} \dots\dots\dots(2.7. 47)$$

Dengan

$$s \leq 3.hf$$

$$s \leq 450 \text{ mm}$$

Dipilih nilai s yang terkecil

2.8. Analisa Struktur Menggunakan Program *SAP2000 Versi 22.0.0*

Program *SAP2000 v22.0.0* adalah program *software* teknik sipil yang digunakan untuk menghitung struktur bangunan, menganalisis atau menggambar desain struktur untuk bangunan bertingkat maupun jembatan. 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 rektorat STIKes BTH ini menggunakan bantuan program *SAP2000 v22.0.0*. Berikut ini merupakan tahapan perancangan model struktur baik *truss* maupun *frame* secara garis besar, dengan *SAP2000 v22.0.0*, 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 atap, 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 SAP2000 v22.0.0.
9. Run analisis.
10. Cek hasil analisa.