

BAB II

LANDASAN TEORI

2.1. Konsep Perencanaan Gedung

Suatu struktur bangunan bertingkat tinggi harus dapat memikul beban-beban yang bekerja pada struktur tersebut, di antaranya 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.

Kekuatan semua penampang komponen struktur dari gedung harus direncanakan sesuai dengan kriteria dasar di atas. Struktur dan komponen struktur harus direncanakan hingga semua penampang mempunyai kuat rencana minimum sama dengan kuat perlu, yang dihitung berdasarkan kombinasi beban dan gaya terfaktor. Kuat rencana suatu komponen struktur, sambungannya dengan komponen struktur lain, dan penampangnya, sehubungan dengan perilaku lentur, beban normal, geser, dan torsi harus diambil sebagai hasil kali kuat nominal, yang dihitung berdasarkan ketentuan dan asumsi. (SNI 03 - 2847 - 2013)

Perencanaan beban untuk rumah dan gedung diharuskan memperhatikan penggunaan beban – beban yang diizinkan dalam perencanaan tersebut, seperti beban – beban hidup untuk atap miring, gedung parkir bertingkat dan landasan helikopter yang dimuat praktis sudah mencakup semua jenis pesawat yang biasa dioperasikan. Termasuk juga reduksi beban hidup untuk perencanaan balok induk dan portal serta peninjauan gempa yang pemakaiannya *optional* bukan keharusan, terlebih bila reduksi tersebut membahayakan konstruksi atau unsur konstruksi yang ditinjau. (Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung, 1987).

2.1.1. Faktor Keamanan

Agar dapat terjamin bahwa suatu struktur yang direncanakan mampu menahan beban yang bekerja, maka pada perencanaan struktur digunakan faktor keamanan tertentu. Faktor keamanan ini terdiri atas 2 jenis, yaitu :

- 1). Faktor keamanan yang berkaitan dengan beban luar yang bekerja pada struktur, disebut faktor beban.
- 2). Faktor keamanan yang berkaitan dengan kekuatan struktur (gaya dalam), disebut faktor reduksi kekuatan (ϕ).

2.1.1.1 Faktor Beban

Besar faktor beban yang diberikan untuk masing – masing beban yang bekerja pada suatu penampang struktur akan berbeda – beda tergantung dari jenis kombinasi beban yang bersangkutan. Menurut SNI-2847-2013 Pasal 9.2.1 kekuatan perlu U harus paling tidak sama dengan pengaruh beban terfaktor dalam persamaan 2.1.1 sampai persamaan 2.1.7. Pengaruh salah satu atau lebih beban yang tidak bekerja secara serentak harus diperiksa beban S (salju) dalam persamaan-persamaan di bawah ini.

$$1. U = 1,4 D \dots\dots\dots(2.1.1)$$

$$2. U = 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (Lr \text{ atau } R) \dots\dots\dots(2.1.2)$$

$$3. U = 1,2 D + 1,6 (Lr \text{ atau } R) + (1,0 L \text{ atau } 0,5 W) \dots\dots\dots(2.1.3)$$

$$4. U = 1,2 D + 1,0 W + 1,0 L + 0,5 (Lr \text{ atau } R) \dots\dots\dots(2.1.4)$$

$$5. U = 1,2 D + 1,0 E + 1,0 L \dots\dots\dots(2.1.5)$$

$$6. U = 0,9 D + 1,0 W \dots\dots\dots(2.1.6)$$

$$7. U = 0,9 D + 1,0 E \dots\dots\dots(2.1.7)$$

Kecuali sebagai berikut:

- a. Faktor beban pada beban hidup L dalam persamaan (2.1.3) sampai (2.1.5) diizinkan direduksi sampai 0,5 kecuali untuk garasi, luasan yang ditempati sebagai tempat publik, dan semua luasan dimana L lebih besar dari 4,8 kN/m^2 .
- b. Bila W didasarkan pada beban angin tingkat layan, $1,6W$ harus digunakan sebagai pengganti dari $1,0W$ dalam persamaan (2.1.4) dan (2.1.6), dan $0,8W$ harus digunakan sebagai pengganti dari $0,5W$ dalam persamaan (2.1.3).

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*)

2.1.1.2 Faktor Reduksi Kekuatan

Kuat rencana suatu komponen struktur sehubungan dengan perilaku lentur, beban normal, geser, dan torsi harus diambil sebagai hasil kali kuat nominal yang dihitung dengan suatu faktor reduksi kekuatan ϕ . Faktor reduksi ini disesuaikan dengan SNI 2847-2013 pasal 9.3.2. Faktor reduksi kekuatan ϕ disajikan dalam Tabel 2.1.

Tabel 2.1. Faktor Reduksi Kekuatan (ϕ)

Faktor Reduksi Kekuatan (ϕ)		
1.	Penampang terkendali tarik	0,90
2.	Penampang terkendali tekan	
	a. Komponen struktur dengan tulangan spiral	0,75
	b. Komponen struktur bertulang lainnya	0,65
3.	Geser dan torsi	0,75
4.	Tumpuan pada beton kecuali daerah angkur	0,65
5.	Daerah angkur pasca tarik	0,85
6.	Model strat dan pengikat, dan strat, pengikat, daerah pertemuan (<i>nodal</i>), dan daerah tumpuan dalam model tersebut.	0,75
7.	Penampang lentur dalam komponen struktur pratarik dimana penanaman <i>strand</i> kurang dari panjang penyaluran.	
	a. Dari ujung komponen struktur ke ujung panjang transfer	0,75
	b. Dari ujung panjang transfer ke ujung panjang penyaluran ϕ boleh ditingkatkan secara linier.	0,75-0,9

2.1.2. Faktor Ketahanan Gempa

Sebagian besar wilayah di Indonesia merupakan wilayah yang memiliki tingkat kerawanan yang tinggi terhadap gempa. Berbagai kejadian gempa dalam beberapa tahun terakhir yang melanda beberapa daerah di Indonesia dan menyebabkan kerusakan berbagai sarana dan prasarana di daerah – daerah yang

terkena dampak bencana tersebut. Kondisi alam ini menyebabkan perlunya pemenuhan terhadap kaidah – kaidah perencanaan / pelaksanaan sistem struktur tahan gempa pada setiap struktur bangunan yang akan didirikan di wilayah Indonesia, khususnya yang dibangun di wilayah dengan kerawanan (risiko) gempa menengah hingga tinggi. Hal ini bertujuan agar pada saat terjadi gempa, struktur bangunan dapat bertahan dan melindungi penghuninya dari risiko bahaya gempa.

Menurut Imran (2010:1) Kerusakan yang terjadi pada struktur bangunan akibat gempa tersebut disebabkan oleh hal-hal sebagai berikut:

1. Sistem bangunan yang terjadi digunakan tidak sesuai dengan tingkat kerawanan daerah setempat terhadap gempa.
2. Rancangan struktur dan detail penulangan yang diaplikasikan pada dasarnya kurang memadai.
3. Kualitas material dan praktik konstruksi pada umumnya kurang baik.
4. Pengawasan dan control pelaksanaan pembangunan kurang memadai..

2.1.2.1 Konsep Desain Terhadap Beban Gempa

Kriteria desain untuk struktur bangunan tahan gempa mensyaratkan bahwa bangunan harus didesain agar mampu menahan beban gempa 500 tahunan. Dalam prosedur perencanaan struktur bangunan tahan gempa pada prinsipnya boleh direncanakan terhadap beban gempa yang direduksi dengan suatu faktor modifikasi respons struktur (faktor R), yang merupakan representensi tingkat daktilitas yang dimiliki struktur. Pada saat gempa kuat terjadi, elemen – elemen struktur bangunan tertentu yang dipilih diperbolehkan mengalami plasifikasi (kerusakan) sebagai sarana untuk pendisipasian energy gempa yang diterima struktur.

Elemen – elemen tertentu tersebut pada umumnya adalah elemen – elemen struktur yang perilaku plasifikasinya bersifat daktil dan tidak mudah runtuh. Elemen – elemen struktur lain yang tidak diharapkan mengalami plasifikasi harus tetap berperilaku elastis selama gempa kuat terjadi. Selain itu, hierkaki atau urutan plasifikasi yang terjadi harus sesuai dengan yang direncanakan. Salah satu cara agar hierkaki plasifikasi yang diinginkan dapat terjadi adalah dengan menggunakan konsep desain kapasitas. Pada konsep desain kapasitas, tidak semua elemen struktur dibuat sama kuat terhadap gaya dalam yang direncanakan, tetapi ada elemen – elemen struktur atau titik pada struktur yang dibuat lebih lemah dibandingkan dengan yang lain. Hanya pada elemen – elemen atau titik tersebut kerusakan struktur akan terjadi pada saat beban maksimum bekerja pada struktur.

Untuk menjamin agar proses plasifikasi hanya terjadi pada elemen – elemen struktur yang terpilih maka elemen – elemen struktur yang diharapkan tetap elastis pada saat gempa kuat terjadi harus didesain lebih kuat daripada elemen – elemen terpilih tersebut. Maka, pada perencanaan elemen struktur yang diharapkan tetap elastis perlu diaplikasikan faktor *overstrength* (kuat lebih). Hierkaki plasifikasi yang terjadi kemudian harus diperiksa melalui suatu analisis *pushover*. Hierkaki atau urutan plasifikasi yang terjadi harus sesuai dengan yang direncanakan.

2.1.2.2 Sistem Struktur Penahan Beban Gempa

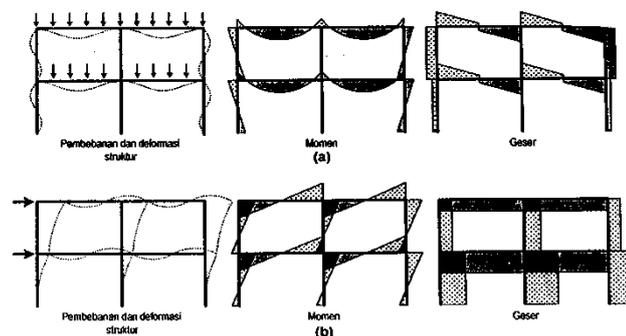
Menurut SNI 03-2847-2002 (Purwono dkk., 2007) Bangunan yang berada pada zona dengan risiko gempa tinggi (yaitu zona 5 dan 6) harus direncanakan dengan menggunakan sistem struktur penahan beban lateral yang memenuhi persyaratan *detailing* yang khusus atau memiliki tingkat daktilitas penuh.

Sedangkan bangunan yang berada di zona gempa 3 dan 4 (yaitu zona resiko gempa menengah) harus direncanakan minimum dengan menggunakan sistem struktur yang memenuhi persyaratan *detailing* menengah. Jadi, sistem struktur bangunan penahan beban lateral di zona dengan resiko gempa menengah harus direncanakan agar memiliki paling tingkat daktilitas sedang.

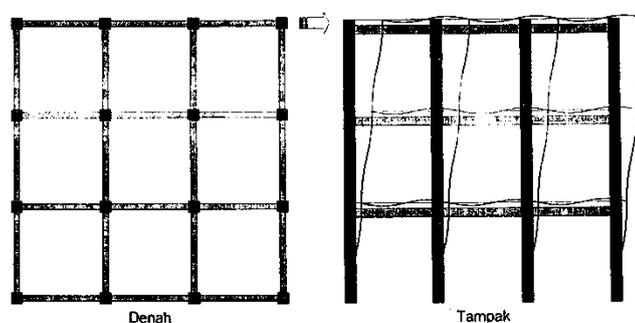
Berdasarkan SNI 03-2847-02, sistem struktur dasar penahan beban lateral secara umum dapat dibedakan atas:

a. Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM)

Sistem rangka pemikul momen adalah system rangka ruang dimana komponen – komponen struktur balok, kolom, geser, dan aksial.



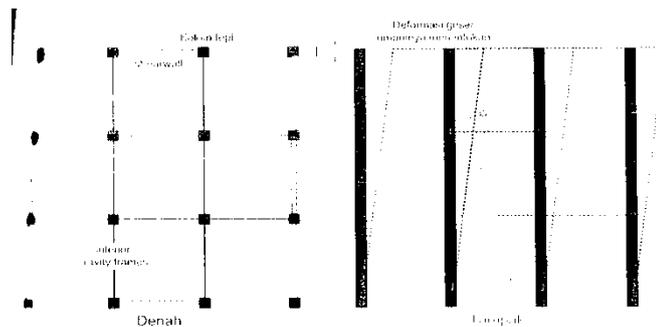
Gambar 2.1. Respons SRPM (a) Terhadap beban gravitasi; (b) Terhadap beban lateral (beban gempa)



Gambar 2.2. Portal Balok – Kolom Penahan Beban Lateral

b. Sistem Dinding Struktural (SDS)

Sistem dinding struktural adalah dinding yang diproporsikan untuk menahan kombinasi gaya geser, momen, dan gaya aksial yang ditimbulkan gempa.



Gambar 2.3. Sistem Dinding Geser (*Shearwall*)

2.2. Beton Bertulang

SNI 03-2847-2002 Pasal 3.13 mendefinisikan beton bertulang sebagai 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 bahan tersebut bekerja sama dalam memikul gaya-gaya. Beton bertulang terbuat dari gabungan antara beton dan tulangan baja. Oleh karena itu, beton bertulang memiliki sifat yang sama seperti bahan-bahan penyusunnya yaitu sangat kuat terhadap beban tekan dan beban tarik.

Sistem struktur bangunan yang dibuat dengan beton bertulang dirancang dari prinsip dasar desain dan penelitian elemen beton bertulang yang menerima gaya-gaya dalam seperti gaya geser, gaya aksial, momen lentur, dan momen puntir. Di dalam struktur ini, memiliki kekuatan tekan yang besar namun lemah terhadap tegangan tarik. Karena itulah baja tulangan ditanam di dalam beton untuk menahan

tegangan tarik. Hal-hal yang mempengaruhi kualitas beton bertulang antara lain lekatan antara beton dan baja yang mencegah slip tulangan, derajat kedap beton yang melindungi tulangan baja dari korosi, dan tingkat pemuaian antara baja dan beton yang dapat menghilangkan beda tegangan antara keduanya.

Untuk meningkatkan kekuatan lekatan 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 2.2. Jenis dan Kelas Baja Tulangan Menurut SII 0136-80

Jenis	Kelas	Simbol	Batas Ulur	Kuat Tarik
			Maksimum (MPa)	Minimum (MPa)
Polos	1	BJTP-24	235	382
	2	BJTP-30	294	480
Ulir	1	BJTD-24	235	382
	2	BJTD-30	294	480
	3	BJTD-35	343	490
	4	BJTD-40	392	559
	5	BJTD-50	490	610

Berdasarkan SNI 03-2847-2013, untuk melindungi tulangan terhadap bahaya korosi maka di sebelah tulangan luar harus diberi selimut beton. Untuk beton bertulang, tebal selimut beton minimum yang harus disediakan untuk tulangan harus memenuhi ketentuan sebagai berikut:

Tabel 2.3. Batasan Tebal Selimut Beton

Kondisi Struktur	Tebal Selimut
a) Beton yang dicor langsung di atas tanah dan selalu berhubungan dengan tanah	70
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	20
- Batang D-16, jaring kawat polos P16 atau ulir D16 dan yang lebih kecil	15

Sumber : Persyaratan Beton untuk Bangunan Gedung SNI 03-2847-2013

2.3. Ketentuan Perencanaan Pembebanan

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)

2.3.1. Jenis Pembebanan

Dalam merencanakan struktur bangunan bertingkat, digunakan struktur yang mampu mendukung berat sendiri, gaya angin, beban hidup maupun beban khusus yang bekerja pada struktur bangunan tersebut. Adapun pembebanan yang dihitung adalah sebagai berikut:

1. Beban Mati (DL)

Beban mati ialah berat 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 Bahan Bangunan dan Komponen Gedung

Material Gedung	Berat (kg/m³)
Baja	7850
Batu alam	2600
Batu belah, batu bulat, batu gunung (berat teumpuk)	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/m ²
Adukan, per cm tebal	
- Dari semen	21
- Dari kapur, semen merah atau tras	17
Aspal, termasuk bhan-bahan mineral penambah, per cm tebal	14
Dinding pasangan bata merah	
- Satu bata	450
- Setengah bata	250
Dinding pasangan batako	
Berlubang :	
- Tebal dinding 20 cm (HB 20)	200
- Tebal dinding 10 cm (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 5 m dan untuk beban hidup 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	50
Penutup atap genting dengan reng dan usuk/kaso per m ² bidang atap	40
Penutup atas sirap dengan reng dan usuk/kaso, per m ² bidang atap	10
Penutup atap seng gelombang (BJLS-25) tanpa gordeng	
Penutup lantai dari ubin semen portland, teraso dan beton, tanpa adukan, per cm tebal	24
Semen asbes gelombang (tebal 5 mm)	11

Sumber: Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung 1987

2. Beban Hidup (LL)

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

Beban Hidup	Berat (kg/m³)
(a) Lantai dan tangga rumah tinggal, kecuali yang disebut dalam (b)	200
(b) Lantai dan rumah tinggal sederhana dan gudang-gudang tidak penting yang bukan untuk toko atau ruang kerja	150
(c) Lantai sekolah, ruang kuliah, kantor, toko, restoran, hotel dan asrama	250
(d) Lantai olah raga	400
(e) Tangga, bordes tangga, dan gang yang disebutkan dalam (c)	300
(f) Lantai ruang dansa	500
(g) Lantai dan balkon-dalam dari ruang untuk pertemuan, tidak termasuk dalam yang disebutkan dalam (a) s.d (f) seperti gereja, ruang konser, ruang pertunjukan, ruang rapat, bioskop dsb.	400

Sumber: Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung 1987

3. Beban Angin (W)

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 kekakuan keseluruhan struktur.

Salah satu faktor yang mempengaruhi besar gaya yang ada pada saat udara bergerak disekitar benda adalah kecepatan angin. Kecepatan angin rencana untuk berbagai lokasi geografis ditentukan dari observasi empiris. Kecepatannya sekitar 60 mph (96 km/jam) sampai sekitar 100 mph (161 km/jam) dan didaerah pantai sekitar 120 mph (193 km/jam). Kecepatan rencana biasanya didasarkan atas periode 50 tahun. Karena kecepatan angin akan semakin tinggi dengan ketinggian di atas tanah, maka tinggi kecepatan rencana juga demikian. Selain itu perlu juga diperhatikan apakah bangunan itu terletak diperkotaan atau di pedesaan. Analisis yang lebih rumit juga memasukan 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.

Bedasarkan PPUG 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 tempat-tempat dimana terdapat kecepatan angin yang mungkin mengakibatkan tekanan tiup yang lebih besar, tekanan tiup angin (p) dapat ditentukan berdasarkan rumus :

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

Dimana v adalah kecepatan angin (m/detik).

Sedangkan koefisien angin untuk gedung tertutup :

a. Dinding vertikal

- Di pihak angin + 0,9
- Di belakang angin - 0,40

b. Atap segitiga dengan sudut kemiringan α

- Dipihak angin : $\alpha < 65^\circ$ $0,02\alpha - 0,4$
- $65^\circ < \alpha < 90^\circ$ + 0,90
- Dibelakang angin, untuk semua α - 0,40

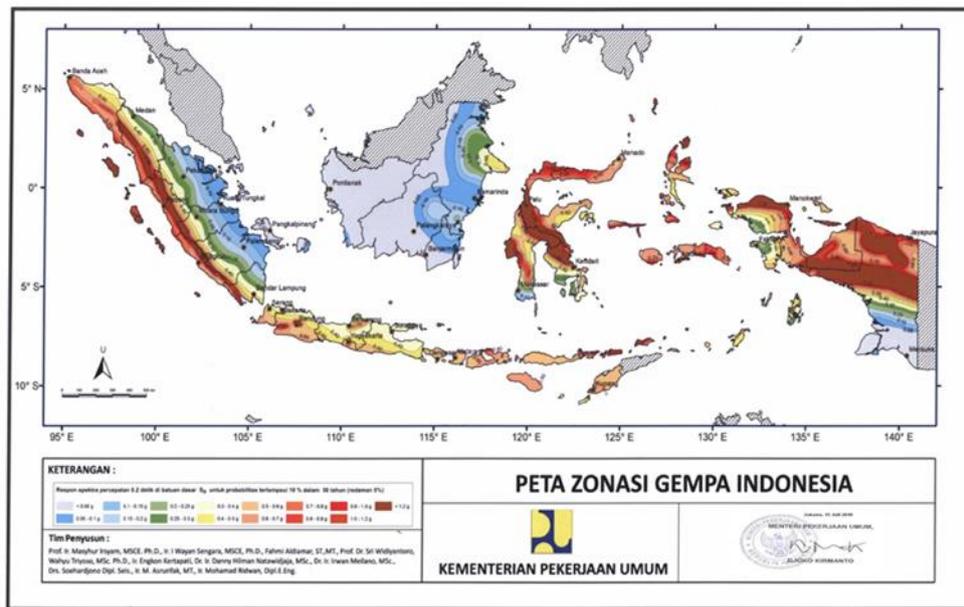
4. Beban Gempa (*Earth Quake Load*)

Gempa bumi adalah fenomena getaran yang dikaitkan dengan kejutan pada kerak bumi. Beban kejut ini dapat disebabkan oleh banyak hal, tetapi salah satu yang utama adalah benturan pergesekan kerak bumi yang mempengaruhi permukaan kerak bumi. Lokasi gesekan ini terjadi disebut *fault zones*. Kejutan yang berkaitan dengan benturan tersebut menjalar dalam bentuk gelombang. Gelombang ini menyebabkan permukaan bumi dan bangunan di atasnya bergetar. 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 fondasi, adanya mekanisme redaman pada bangunan, dan tentu saja perilaku dan besar getaran itu sendiri. Yang terakhir ini sulit ditentukan secara tepat karena sifatnya yang acak (*random*) sekalipun kadangkala dapat juga tertentu. Gerakan yang diakibatkan tersebut berperilaku tiga dimensi. Gerakan tanah horizontal biasanya merupakan bentuk terpenting dalam tinjauan desain struktural.

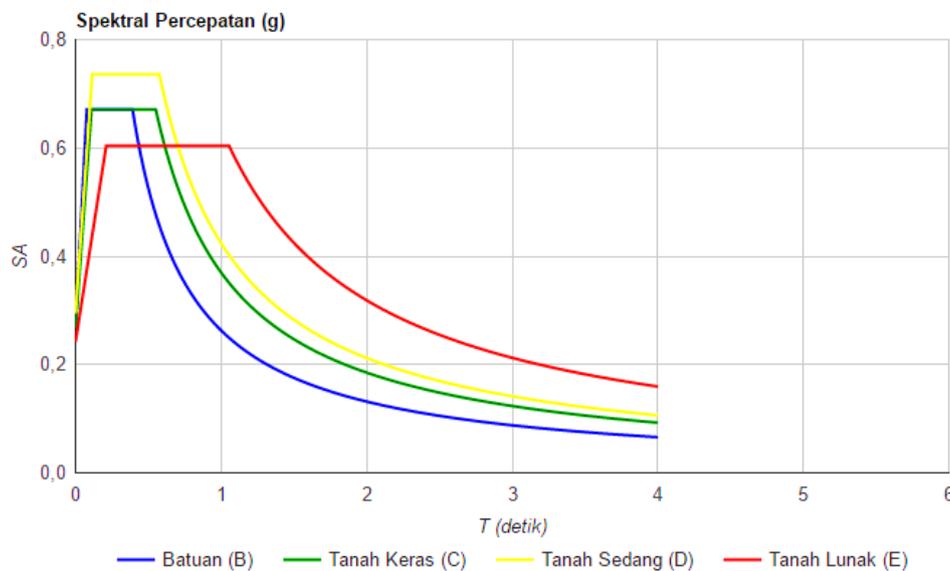
Massa dan kekakuan struktur, juga periode alami getaran yang berkaitan, merupakan faktor terpenting, yang mempengaruhi respon keseluruhan struktur terhadap gerakan dan besar serta perilaku gaya-gaya yang timbul sebagai akibat gerakan tersebut. Salah satu cara untuk memahami fenomena-fenomena yang terlibat dapat ditinjau terlebih dahulu bagaimana suatu struktur kaku memberikan respon terhadap gerak getaran sederhana. Struktur mempunyai fleksibilitas seperti umumnya struktur gedung.

Indonesia ditetapkan terbagi dalam 6 wilayah gempa seperti yang ditunjukkan gambar 2.7, dimana wilayah gempa 1 adalah wilayah dengan kegempaan paling rendah dan wilayah 6 adalah wilayah kegempaan paling tinggi. Dalam hal pembebanan gempa, penentuan lokasi akan berpengaruh terhadap perhitungan beban gempa. Perencanaan struktur gedung di wilayah gempa 1 dan 6 akan sangat jauh berbeda. (SNI-03-1726-2002)



Gambar 2.4. Peta Zonasi Gempa Indonesia

Untuk mengetahui grafik spektrum respons gempa menggunakan program grafik gempa yang tersedia pada website resmi :



http://puskim.pu.go.id/Aplikasi/desain_spektra_indonesia_2011/

Gambar 2.5. Grafik Spektrum Respons Gempa Kabupaten Pangandaran

Prosedur analisis dan desain sismik yang digunakan dalam perencanaan struktur bangunan gedung dan komponennya harus seperti yang ditetapkan dalam pasal 7 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.

SNI 03-1726-2012 menentukan bahwa analisis beban gempa dapat dilakukan dengan 3 prosedur, yaitu analisis gaya lateral ekuivalen, analisis spektrum respons ragam, dan prosedur riwayat respons seismik. Penentuan prosedur analisis yang dapat digunakan bergantung pada kategori desain seismik struktur, sistem struktur, properti dinamis, dan keteraturan. Ketentuan prosedur analisis yang diizinkan dapat dilihat pada Tabel berikut.

Untuk berbagai kategori risiko struktur bangunan gedung sesuai SK-SNI 1726:2012 tentang pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan I_e dan jenis pemanfaatan pada rumah kost/asrama menurut SK-SNI 1726:2012 termasuk kategori risiko kelas II.

Tabel 2.6. Faktor Keutamaan Gempa

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

Sumber : Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung SNI 1726:2012

1) Prosedur klasifikasi situs untuk desain seismik

Klasifikasi situs merupakan penjelasan mengenai prosedur untuk klasifikasi suatu situs untuk memberikan kriteria desain seismik berupa faktor-faktor amplifikasi pada bangunan. Dan 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. Penetapan kelas situs harus melalui penyelidikan tanah di lapangan dan di laboratorium, yang dilakukan oleh otoritas yang berwenang atau ahli desain geoteknik. Penentuan jenis tanah nanti didasarkan pada hasil pengujian N-SPT.

Tabel 2.7. Klasifikasi situs

Kelas situs	\bar{v}_s (m/detik)	\bar{N} atau \bar{N}_{ch}	\bar{s}_u (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	<15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40 \%$, 3. Kuat geser niralir $\bar{s}_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 6.10.1)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan Indeks Plastisitas $PI > 75$) Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $\bar{s}_u < 50$ kPa		

CATATAN: N/A = tidak dapat dipakai

Sumber : Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung SNI 1726:2012

2) Perhitungan Spektrum Respons Desain

a) Untuk penentuan respons parameter spektral percepatan gempa MCE_R di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi seismik pada perioda 0,2 detik dan perioda 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek (F_d) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik (F_v). Parameter spektrum respons percepatan pada periode pendek (S_{MS}) dan periode 1 detik (S_{M1}) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan perumusan berikut ini :

$$S_{MS} = F_a S_s \dots\dots\dots (2.3.2)$$

$$S_{MI} = F_v S_1 \dots\dots\dots (2.3.3)$$

Keterangan :

S_s = parameter respons spektral gempa MCE_R terpetakan untuk perioda pendek

S_1 = parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk perioda 1,0 detik.

Tabel 2.8. Koefisien situs, F_a

Kelas situs	Parameter respons 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				

CATATAN:

- (a) Untuk nilai-nilai antara S_s dapat dilakukan interpolasi linier
- (b) SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat 6.10.1

Sumber : Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung SNI 1726:2012

Tabel 2.9. Koefisien situs, F_v

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

CATATAN :

- (a) Untuk nilai-nilai antara S_1 dapat dilakukan interpolasi linier
- (b) SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat 6.10.1

Sumber : Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung SNI 1726:2012

b) Menghitung parameter percepatan spektral desain untuk perioda pendek S_{DS} , dan pada perioda 1 detik S_{D1} , harus ditentukan melalui perumusan berikut ini:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \dots\dots\dots (2.3.4)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \dots\dots\dots (2.3.5)$$

c) Membuat spektrum respons desain dengan acuan mengikuti SK-SNI 1726:2012

a. Untuk membuat periode yang lebih kecil dari T_0 , nilai S_a menggunakan persamaan berikut :

$$S_a = S_{ds} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \dots\dots\dots (2.3.6)$$

b. Untuk periode lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , spektrum respons percepatan desain S_a sama dengan S_{ds} .

c. Untuk periode lebih besar dari T_s , spektrum respons percepatan desain S_a diambil menggunakan persamaan :

$$S_a = \frac{S_{d1}}{T} \dots\dots\dots (2.3.7)$$

Keterangan :

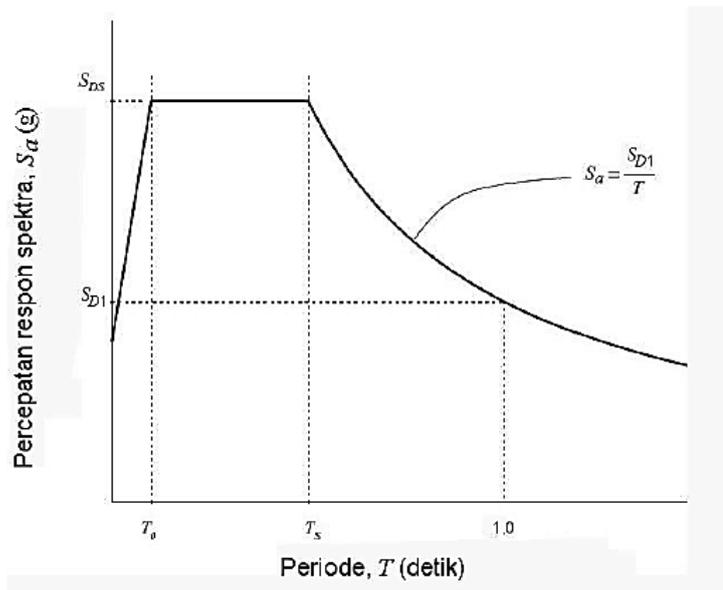
S_{DS} = parameter respons spektral percepatan desain pada perioda pendek

S_{D1} = parameter respons spektral percepatan desain pada perioda 1 detik

T = perioda getar fundamental struktur

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{d1}}{S_{ds}} \dots\dots\dots (2.3.8)$$

$$T_s = \frac{S_{d1}}{S_{ds}} \dots\dots\dots (2.3.9)$$



Sumber : Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung SNI 1726:2012

Gambar 2.6. Spektrum respons desain

d) Menghitung koefisien respons seismik (C_s)

Faktor keutamaan gempa menurut SNI 1726-2012 pasal 7.8.1 dapat dilihat menurut kategori risiko.

Koefisien respons seismik, C_s harus dihitung dengan persamaan :

$$C_s = \frac{SDS}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \dots \dots \dots (2.3.10)$$

Nilai C_s yang dihitung sesuai dengan persamaan di atas tidak boleh melebihi :

$$C_{s(maks)} = \frac{S_1}{T\left(\frac{R}{T}\right)} \dots \dots \dots (2.3.10)$$

Nilai C_s yang dihitung juga tidak boleh kurang dari :

$$C_{s(min)} = 0,044 \cdot S_{ds} \cdot I_e \geq 0,01 \dots \dots \dots (2.3.10)$$

3) Perhitungan Beban Geser Dasar Seismik Statik Ekuivalen

Beban gempa di dapat dari hasil perhitungan gaya geser dasar seismik (V) yang diperoleh dari rumus :

$$V = C_s \cdot W \dots\dots\dots (2.3.11)$$

Keterangan :

C_s = koefisien respons seismik

W = berat seismik efektif

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

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_c}\right)} \dots\dots\dots (2.3.12)$$

Keterangan :

S_{DS} = parameter percepatan spectrum respons desain dalam rentang periode pendek

R = faktor modifikasi respons

I_c = faktor keutamaan gempa

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

$$F_x = C_{vx} \cdot V \dots\dots\dots (2.3.13)$$

dan

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \dots\dots\dots (2.3.14)$$

Keterangan :

C_{vx} = faktor distribusi vertikal

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

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

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

k = eksponen yang terkait dengan perioda struktur sebagai berikut :

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

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

$$V_x = \sum_{i=x}^n Fi \dots \dots \dots (2.3.15)$$

Keterangan :

Fi 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 diagfragma.

5. Beban Hujan, Salju dan Es

Beban salju hanya perlu dipertimbangkan untuk atap dan daerah lain pada bangunan yang mengumpulkan salju seperti pada peralatan terbuka, balkon dan teras. Beban salju, seperti disyaratkan oleh peraturan, didasarkan atas salju maksimum pada tanah. Pada umumnya beban ini lebih tinggi dari pada beban salju yang bekerja pada atap karena angin akan meniup salju yang longgar dari atap atau salju akan mencair dan menguap karena kehilangan panas melalui kulit atap. Persyaratan bangunan biasanya membolehkan pengurangan persentase dari nilai beban pada atap pelana karena salju dapat meluncur dari atap tersebut. Akan tetapi, beberapa kondisi atap dapat mempengaruhi perilaku angin yang kemudian menghasilkan akumulasi beban salju setempat.

Unsur air jarang diperhitungkan ketika membuat perhitungan beban hidup, faktor ini harus diperhatikan ketika sedang merancang. Beban hujan pada umumnya tidak sebesar beban salju, tetapi harus diingat bahwa adanya akumulasi air akan menghasilkan beban yang cukup besar. Beban yang besar terjadi pada atap datar karena saluran yang mampat. Dengan menggenangnya air, atap akan mengalami lendutan sehingga air akan semakin mengumpul dan mengakibatkan lendutan yang semakin besar. Proses ini dinamakan genangan (*ponding*) dan akhirnya dapat menyebabkan runtuhnya atap.

6. Beban Kontruksi

Unsur struktur umumnya dirancang untuk beban mati dan beban hidup, akan tetapi unsur tersebut dapat dibebani oleh beban yang jauh lebih besar dari beban rencana ketika bangunan didirikan. Beban ini dinamakan beban konstruksi dan merupakan pertimbangan yang penting dalam rancangan unsur struktur.

2.3.2. Kombinasi Pembebanan

Sebagaimana telah dijelaskan sebelumnya, ada beberapa jenis beban yang bekerja pada setiap struktur. Hal penting dalam menentukan beban desain adalah pertanyaan apakah semua beban tersebut bekerja secara simultan atau tidak. Beban mati selalu ada pada struktur sedangkan yang berubah-ubah harganya adalah besar beban hidup dan kombinasi beban hidup.

Struktur dapat dirancang untuk memikul semua beban maksimum yang bekerja secara simultan, tetapi struktur demikian, bagaimanapun akan berkekuatan sangat berlebihan untuk kombinasi beban yang secara aktual mungkin terjadi selama umur struktur. Berkenaan dengan ini banyak peraturan atau rekomendasi mengenai reduksi beban desain apabila ada kombinasi beban tersebut.

Untuk beban pengguna pada gedung bertingkat banyak sangat tidak mungkin semua lantai secara simultan memikul beban penggunaan maksimum. Oleh sebab itu ada reduksi yang diizinkan dalam beban desain untuk merencanakan elemen struktur dengan memperhatikan efek kombinasi dan beban hidup dari banyak lantai.

Dengan mengacu pada kombinasi pembebanan Menurut pasal 9.2 SNI-2847-2013, 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 sebagai berikut :

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

$$U = 1,4 D \dots\dots\dots (2.3.7)$$

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

$$U = 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (A \text{ atau } R) \dots\dots\dots (2.3.8)$$

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

$$U = 1,2 D + 1,6 (A \text{ atau } R) + (1,0 L \text{ atau } 0,5 W) \dots\dots\dots (2.3.9)$$

$$U = 1,2 D + 1,0 W + 1,0 L + 0,5 (A \text{ atau } R) \dots\dots\dots (2.3.10)$$

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

$$U = 0,9 D \pm 1,0 W \dots\dots\dots (2.3.11)$$

Perlu dicatat bahwa untuk setiap kombinasi beban D , L , dan W , kuat perlu U tidak boleh kurang dari Pers. (2.3.8)

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

$$U = 0,9 D \pm 1,0 E \dots\dots\dots (2.3.12)$$

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*)

2.3.3. Sistem Bekerjanya Beban

Bekerjanya beban untuk bangunan bertingkat berlaku sistem gravitasi, yaitu elemen struktur yang berada di atas akan membebani elemen struktur di bawahnya, atau dengan kata lain elemen struktur yang mempunyai kekuatan lebih kecil.

Dengan demikian sistem bekerjanya beban untuk elemen-elemen struktur gedung bertingkat secara umum dapat dinyatakan sebagai berikut : beban pelat lantai didistribusikan terhadap balok anak dan balok portal, beban balok portal didistribusikan ke kolom dan beban kolom kemudian diteruskan ke tanah dasar melalui pondasi.

2.4. Perencanaan Struktur Atas

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

Struktur harus mampu memikul beban rancang secara aman tanpa kelebihan tegangan pada material dan mempunyai deformasi yang masih dalam daerah yang di izinkan. Kemampuan suatu struktur untuk memikul beban tanpa ada kelebihan

tegangan diperoleh dengan menggunakan faktor keamanan dalam desain elemen struktur. Dengan memilih ukuran serta bentuk elemen dan bahan yang digunakan, taraf tegangan pada struktur dapat ditentukan pada taraf yang dipandang masih dapat diterima secara aman, dan sedemikian hingga kelebihan tegangan pada material (misalnya ditunjukkan dengan adanya retak) tidak terjadi. Untuk melakukan analisis maupun desain elemen struktur perlu ditetapkan kriteria yang dapat digunakan sebagai ukuran maupun untuk menentukan apakah struktur tersebut dapat diterima untuk penggunaan yang diinginkan atau untuk maksud desain tertentu. Pada umumnya, kriteria-kriteria yang ditetapkan yaitu kemampuan layan, efisiensi, konstruksi, harga, kriteria berganda dan lain-lain.

Struktur bangunan gedung terdiri dari elemen-elemen struktur yang menyatu menjadi satu kesatuan struktur bangunan Gedung yang utuh. Pada dasarnya, elemen-elemen struktur pada bangunan gedung yaitu pelat, balok, kolom, dan pondasi. Dan biasanya untuk bangunan-bangunan bertingkat banyak pasti ada yang namanya *shear wall* atau dinding geser khusus yang penulis bahas yaitu mengenai *core wall*.

2.4.1. Pelat Lantai

Menurut Asroni (2010:191) Pelat beton bertulang yaitu struktur tipis yang dibuat dari beton bertulang dengan bidang yang arahnya horizontal, dan beban yang bekerja tegak lurus pada bidang struktur tersebut.

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

1. Pelat satu arah

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

Dalam 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 2.10. Tebal minimum balok nonprategang 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	1/20	1/24	1/28	1/10
Balok atau pelat rusuk satu-arah	1/16	2/18,5	1/21	1/8

Sumber : Persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung (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 , di antara 1440 sampai 1840 kg/m³, nilai tadi harus dikalikan dengan $(1,65 - 0,0003W_c)$ tetapi tidak kurang dari 1,09.
- (b) Untuk f_y selain 420 MPa, nilainya harus dikalikan dengan $(0,4 + f_y/700)$.

2. Pelat dua arah

Pelat dua arah adalah pelat 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 adalah sebagai berikut :

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

$$h = \frac{\ell_n \left[0,8 + \frac{f_y}{1400} \right]}{36 + 5 \cdot \beta \cdot (\alpha_m - 0,2)} \dots\dots\dots (2.4.35)$$

dan tidak boleh kurang dari 125 mm

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

$$h = \frac{\ell_n \left[0,8 - \frac{f_y}{1400} \right]}{36 - 9 \cdot \beta} \dots\dots\dots (2.4.36)$$

Dan tidak boleh kurang dari 90 mm.

dengan:

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_m = nilai rata-rata α untuk semua balok pada tepi-tepi dari suatu panel.

β = rasio bentang bersih dalam suatu arah memanjang terhadap arah memendek dari pelat dua arah.

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.

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

$$5. \alpha = \frac{E_{cb} J_b}{E_{cp} J_p} \dots\dots\dots (2.4.37)$$

dengan:

E_{cb} = modulus elastisitas balok beton

E_{cp} = modulus elastisitas pelat beton

I_b = momen inersia terhadap sumbu pusat penampang bruto balok

I_p = momen inersia terhadap sumbu pusat penampang bruto pelat

2.4.1.1 Analisis momen pada struktur pelat

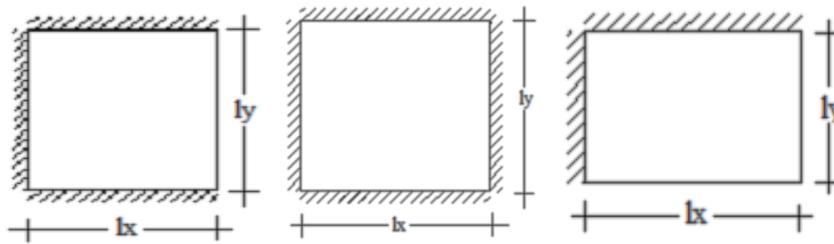
Analisis momen pada struktur pelat dilakukan menggunakan tabel berikut ini :

Tabel 2.11. Momen Pelat yang Menumpu pada Keempat Tepinya Akibat Beban

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

Keterangan :  = Terletak bebas
 = Terjepit penuh

Sumber Ali Asroni (2010:267)



- (a). Perletakan pelat terjepit pada 3 sisi
 (b). Perletakan pelat terjepit pada 4 sisi
 (c). Perletakan pelat terjepit pada 2 sisi

Gambar 2.7. Contoh Tipe Perletakan Pelat pada Potongan Denah

- (a). Tipe perletakan pelat terjepit pada ketiga sisinya

Berikut rumus perhitungan untuk pelat lantai dengan tipe perletakan terjepit pada 3 sisi :

Untuk nilai M_{lx} , M_{ly} , M_{tx} dan M_{ty} diperoleh dari tabel momen diatas dengan melihat hasil dari pembagi antara jarak ly dengan lx ($\frac{ly}{lx}$).

$$M_{lx} = 0,001 \cdot qu \cdot lx^2 \cdot X$$

$$M_{ly} = 0,001 \cdot qu \cdot lx^2 \cdot X$$

$$M_{tx} = -0,001 \cdot qu \cdot lx^2 \cdot X$$

$$M_{ty} = -0,001 \cdot qu \cdot lx^2 \cdot X$$

- (b). Tipe perletakan pelat terjepit pada keempat sisinya

Berikut perhitungan untuk pelat lantai dengan tipe perletakan terjepit pada 4 sisi :

Untuk nilai M_{lx} , M_{ly} , M_{tx} dan M_{ty} diperoleh dari tabel momen diatas dengan melihat hasil dari pembagi antara jarak ly dengan lx ($\frac{ly}{lx}$).

$$M_{lx} = 0,001 \cdot qu \cdot lx^2 \cdot X$$

$$Mly = 0,001.qu.lx^2.X$$

$$Mtx = -0,001.qu.lx^2.X$$

$$Mty = -0,001.qu.lx^2.X$$

(c). Tipe perletakan pelat terjepit pada kedua sisinya

Berikut rumus perhitungan momen untuk pelat lantai dengan tipe perletakan terjepit pada 2 sisi :

Untuk nilai Mlx , Mly , Mtx dan Mty diperoleh dari tabel momen diatas dengan melihat hasil dari pembagi antara jarak ly dengan lx ($\frac{ly}{lx}$).

$$Mlx = 0,001.qu.lx^2.X$$

$$Mly = 0,001.qu.lx^2.X$$

$$Mtx = -0,001.qu.lx^2.X$$

$$Mty = -0,001.qu.lx^2.X$$

2.4.1.2 Desain Penulangan Pelat

Dari perhitungan momen pada perhitungan sistem pelat diatas maka diambil hasil perhitungan momen terbesar untuk (Mlx , Mtx , Mly , Mty).

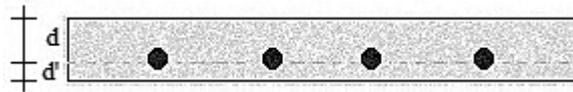
Dengan memasukan juga data-data yang sudah direncanakan sebagai notasi berikut :

Tebal pelat (h), Tebal Selimut (d'), Diameter tulangan (D), b , mutu beton ($f'c$), dan mutu baja tulangan (fy).

Penulangan arah x :

Tulangan lapangan : $Mlx(+)$ = kgm = Nmm

$$d' = d' + \frac{1}{2}.D$$



Gambar 2.8. Perencanaan Tinggi Efektifitas Tulangan Lapangan pada Pelat Lantai Arah x

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

$$K = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} \text{ dengan syarat } K \leq K_{\max}$$

Dan K_{\max} didapat dari tabel faktor momen Pikul Maksimal (K_{\max})

berikut ini :

Tabel 2.12. Faktor Momen Pikul Maksimal (K_{\max}) dalam MPa

Mutu beton f'_c (MPa)	Mutu Baja Tulangan f_y (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

Tinggi pelat tegangan beton tekan persegi ekuivalen pada kuat nominal pelat dapat dihitung dengan rumus :

$$a = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.K}{0,85.f'c}} \right) . d \dots\dots\dots(2.4.38)$$

Luas tulangan perlu ($A_{s,u}$), dirumuskan dengan :

$$A_{s,u} = \frac{0,85.f'c.a.b}{f_y} \dots\dots\dots(2.4.39)$$

Jika $f'c < 31,36$ Mpa, Maka :

$$A_{s,u} = \frac{1,4}{f_y} . b . d \dots\dots\dots(2.4.40)$$

Jika $f'c > 31,36$ Mpa, Maka :

$$A_{s,u} = \frac{\sqrt{f'c}}{4.f_y} . b . d \dots\dots\dots(2.4.41)$$

Jarak tulangan :

$$s = \frac{\frac{1}{4} . \pi . D^2 . S}{A_{s,u}} \dots\dots\dots(2.4.42)$$

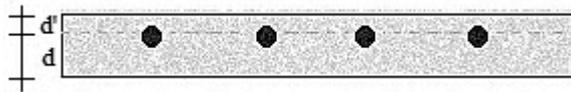
$s \leq 2.h$ Catatan : dipilih nilai yang terkecil.

Luas tulangan :

$$A_{s,tul} = \frac{\frac{1}{4} . \pi . D^2 . S}{s} \dots\dots\dots(2.4.43)$$

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

Tulangan Tumpuan : $M_{tx}^{(-)} = \text{kgm} = \text{Nmm}$



Gambar 2.9. Perencanaan Tinggi Efektifitas Tulangan Tumpuan pada Pelat Lantai Arah x

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

$$K = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} \text{ dengan syarat } K \leq K_{max}$$

Tinggi pelat tegangan beton tekan persegi ekuivalen pada kuat nominal pelat dapat dihitung dengan rumus :

$$a = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot K}{0,85 \cdot f'c}} \right) \cdot d \dots\dots\dots(2.4.44)$$

Luas tulangan perlu ($A_{s,u}$), dirumuskan dengan :

$$A_{s,u} = \frac{0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b}{f_y} \dots\dots\dots(2.4.45)$$

Jika $f'c < 31,36$ Mpa, Maka :

$$A_{s,u} = \frac{1,4}{f_y} \cdot b \cdot d \dots\dots\dots(2.4.46)$$

Jika $f'c > 31,36$ Mpa, Maka :

$$A_{s,u} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 \cdot f_y} \cdot b \cdot d \dots\dots\dots(2.4.47)$$

Jarak tulangan :

$$s = \frac{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \cdot S}{A_{s,u}} \dots\dots\dots(2.4.48)$$

$s \leq 2.h$ Catatan : dipilih nilai yang terkecil.

Luas tulangan :

$$A_{s,tul} = \frac{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \cdot S}{s} \dots\dots\dots (2.4.49)$$

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

Tulangan Bagi :

$$A_{s,b} = 20 \% \cdot A_{s,u} \text{ atau,}$$

$$A_{s,b} = 0,002 \cdot b \cdot h \dots\dots\dots(2.4.50)$$

Dipilih nilai terbesar.

Jarak tulangan :

$$s = \frac{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \cdot S}{A_{s,u}} \text{ mm} \dots\dots\dots (2.4.51)$$

$s \leq 5.h$ Catatan: dipilih nilai yang terkecil.

Luas tulangan :

$$A_{s,tul} = \frac{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \cdot S}{s} \text{ mm}^2 \dots\dots\dots(2.4.52)$$

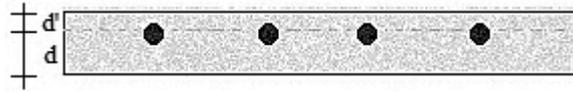
$$A_{s,tul} \geq A_{b,u}$$

Penulangan arah y :

Tulangan Lapangan : $M_{ly}^{(+)} = \text{kgm} = \text{Nmm}$

$$d' = d' + D + \frac{1}{2} \cdot D$$

$$d = h - d'$$



Gambar 2.10. Perencanaan Tinggi Efektifitas Tulangan Lapangan pada Pelat Lantai Arah y

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

$$K = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} \text{ dengan syarat } K \leq K_{max}$$

Tinggi pelat tegangan beton tekan persegi ekuivalen pada kuat nominal pelat dapat dihitung dengan rumus :

$$a = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot K}{0,85 \cdot f'c}} \right) \cdot d \dots\dots\dots(2.4.53)$$

Luas tulangan perlu ($A_{s,u}$), dirumuskan dengan :

$$A_{s,u} = \frac{0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b}{f_y} \dots\dots\dots(2.4.54)$$

Jika $f'c < 31,36$ Mpa, Maka :

$$A_{s,u} = \frac{1,4}{f_y} \cdot b \cdot d \dots\dots\dots(2.4.55)$$

Jika $f'c > 31,36$ Mpa, Maka :

$$A_{s,u} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 \cdot f_y} \cdot b \cdot d \dots\dots\dots(2.4.56)$$

Jarak tulangan :

$$s = \frac{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \cdot S}{A_{s,u}} \dots\dots\dots(2.4.57)$$

$s \leq 2 \cdot h$ Catatan : dipilih nilai yang terkecil.

Luas tulangan :

$$A_{s,tul} = \frac{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \cdot S}{s} \dots\dots\dots(2.4.58)$$

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

Tulangan Tumpuan : $M_{ty}^{(-)} = \text{kgm} = \text{Nmm}$

$$d' = d' + D + \frac{1}{2} \cdot D$$

$$d = h - d'$$



Gambar 2.11. Perencanaan Tinggi Efektifitas Tulangan Tumpuan pada Pelat Lantai Arah y

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

$$K = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} \text{ dengan syarat } K \leq K_{max}$$

Tinggi pelat tegangan beton tekan persegi ekuivalen pada kuat nominal pelat dapat dihitung dengan rumus :

$$a = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.K}{0,85.f'c}} \right) d \dots\dots\dots(2.4.59)$$

Luas tulangan perlu ($A_{s,u}$), dirumuskan dengan :

$$A_{s,u} = \frac{0,85.f'c.ab}{fy} \dots\dots\dots(2.4.60)$$

Jika $f'c < 31,36$ Mpa, Maka :

$$A_{s,u} = \frac{1,4}{fy} . b . d \dots\dots\dots(2.4.61)$$

Jika $f'c > 31,36$ Mpa, Maka :

$$A_{s,u} = \frac{\sqrt{f'c}}{4.fy} . b . d \dots\dots\dots(2.4.62)$$

Jarak tulangan :

$$s = \frac{\frac{1}{4} . \pi . D^2 . S}{A_{s,u}} \dots\dots\dots(2.4.63)$$

$s \leq 2.h$ Catatan : dipilih nilai yang terkecil.

Luas tulangan :

$$A_{s,tul} = \frac{\frac{1}{4} . \pi . D^2 . S}{s} \dots\dots\dots(2.4.64)$$

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

Tulangan Bagi :

$$A_{s,b} = 20 \% . A_{s,u} \text{ atau,}$$

$$A_{s,b} = 0,002 . b . h \text{ Catatan: dipilih nilai terbesar.}$$

Jarak tulangan :

$$s = \frac{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \cdot S}{A_{s,u}} \text{ mm} \dots\dots\dots (2.4.65)$$

$s \leq 5.h$ Catatan: dipilih nilai yang terkecil.

Luas tulangan :

$$A_{s,tul} = \frac{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \cdot S}{s} \text{ mm}^2 \dots\dots\dots (2.4.66)$$

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

2.4.2. Balok

Balok dapat didefinisikan sebagai salah satu dari elemen struktur portal dengan bentang arahnya horizontal, sedangkan portal merupakan kerangka utama dari struktur bangunan, khususnya bangunan gedung. (Asroni, 2010:41).

Balok adalah batang struktural yang berfungsi menahan gaya-gaya yang bekerja dalam arah transversal terhadap sumbunya, yang mengakibatkan terjadinya lenturan/lendutan. Akibat dari gaya lentur dan gaya lateral ini ada dua hal utama yang dialami balok yaitu kondisi tekan dan tarik.

Sama seperti pada pelat syarat untuk dimensi awal balok direncanakan dengan batasan pada pasal 9.5.2.2 tabel 9.5 (a) halaman 70 SNI-2847-2013, yang tercantum dalam tabel minimum balok non pratekan atau pelat bila lendutan tidak dihitung berikut.

Tabel 2.13. 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	1/20	1/24	1/28	1/10
Balok atau pelat rusuk satu-arah	1/16	1/18,5	1/21	1/8
CATATAN :				
Panjang bentang dalam mm.				
<p>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 :</p> <p>(a) Untuk struktur beton ringan dengan berat jenis (<i>equilibrium density</i>), W_c, di antara 1440 sampai 1840 kg/m³, nilai tadi harus dikalikan dengan $(1,65 - 0,0003W_c)$ tetapi tidak kurang dari 1,09.</p> <p>(b) Untuk f_y selain 420 MPa, nilainya harus dikalikan dengan $(0,4 + f_y/700)$.</p>				

Sumber SNI-2847-2013

Adapun jenis-jenis keruntuhan yang dapat terjadi pada balok beton bertulang adalah sebagai berikut :

1. Keruntuhan Tekan (*brittle failure*)

Pada keadaan penampang beton dengan keruntuhan tekan, beton hancur sebelum baja tulangan leleh. Hal ini berarti regangan tekan beton sudah melampaui regangan batas 0,003 tetapi regangan tarik baja tulangan belum mencapai leleh atau $\epsilon_s < \epsilon_y$ seperti pada gambar 2.33 (a). Balok yang mengalami keruntuhan seperti ini terjadi pada penampang dengan rasio tulangan (ρ) yang besar dan disebut *over – reinforced*.

Karena beton memiliki sifat yang kuat menahan beban tekan tetapi getas, maka keruntuhan beton seperti ini disebut keruntuhan tekan atau keruntuhan getas (*brittle failure*) pada balok yang mengalami keruntuhan getas, pada saat beton mulai hancur baja tulangannya masih kuat (belum leleh), sehingga lendutan pada balok relative tetap (tidak bertambah). Tetapi, jika di atas balok ditambah beban besar, maka baja tulangan akan meleleh dan dapat terjadi keruntuhan secara mendadak, tanpa ada tanda – tanda/peringatan tentang lendutan yang membesar pada balok. Keadaan demikian ini sangat membahayakan bagi kepentingan kelangsungan hidup manusia, sehingga sistem perencanaan beton bertulang yang dapat mengakibatkan *over – reinforced* tidak diperbolehkan.

2. Keruntuhan seimbang (*balanced*)

Pada penampang beton dengan keruntuhan seimbang, keadaan beton hancur dan baja tulangan leleh terjadi bersamaan. Hal ini berarti regangan tekan beton mencapai regangan batas 0,003 dan regangan tarik baja tulangan mencapai leleh pada saat yang sama, atau $\epsilon_c' = \epsilon_{cu}'$ dan $\epsilon_s = \epsilon_y$ terjadi pada waktu yang sama,

seperti pada Gambar 2.33 (b). Balok yang mengalami keruntuhan seperti ini terjadi pada penampang beton dengan rasio tulangan seimbang (*balance*). Rasio tulangan *balance* diberi notasi ρ_b .

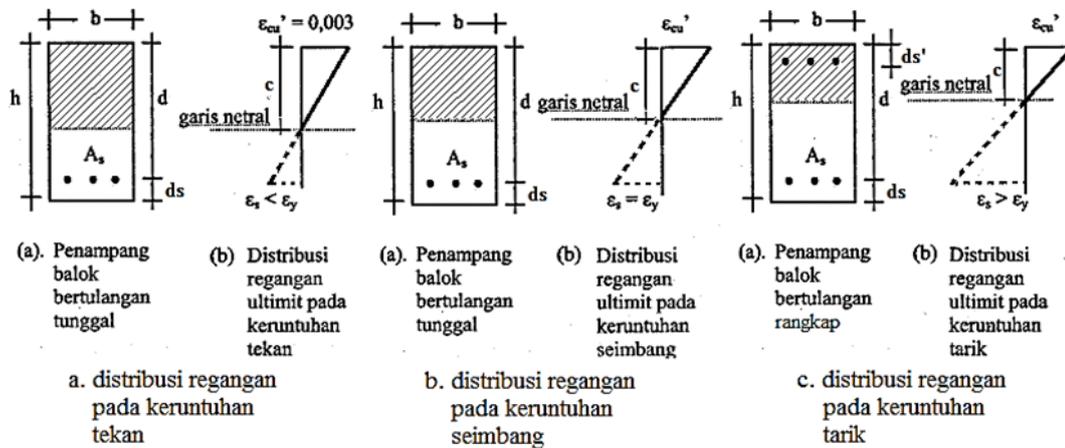
Karena beton dan baja tulangan mengalami kerusakan pada saat yang sama, maka kekuatan beton dan baja tulangan dapat dimanfaatkan sepenuhnya, sehingga penggunaan material beton dan baja tersebut menjadi hemat. Sistem perencanaan beton bertulang yang demikian ini merupakan system perencanaan yang ideal, tetapi sulit dicapai karena dipengaruhi oleh beberapa faktor, misalnya : ketidaktepatan mutu baja dengan mutu baja rencana, ketidaktepatan mutu beton dalam pelaksanaan pembuatan adukan dengan mutu beton rencana, maupun kekurangan dan ketelitian pada perencanaan hitungan akibat adanya pembulatan – pembulatan.

3. Keruntuhan tarik (*ductile failure*)

Pada keadaan penampang beton dengan keruntuhan tarik, baja tulangan sudah leleh sebelum beton hancur. Hal ini berarti regangan tarik baja tulangan sudah mencapai titik leleh tetapi regangan tekan beton belum mencapai regangan batas 0,003 atau $\varepsilon_s = \varepsilon_y$ tetapi $\varepsilon_c' < \varepsilon_{cu}'$, seperti terlihat pada Gambar 2.33 (c). Balok yang mengalami keruntuhan seperti ini terjadi pada penampang dengan rasio tulangan (ρ) yang kecil dan disebut dengan *under – reinforced*.

Karena kerusakan terjadi pada baja tulangan yang menahan beban tarik lebih dulu dan baja tulangan bersifat liat, maka keruntuhan beton seperti ini disebut keruntuhan tarik atau keruntuhan liat (*ductile failure*). Pada balok yang mengalami keruntuhan liat, pada saat baja tulangan mulai leleh betonnya masih kuat (belum

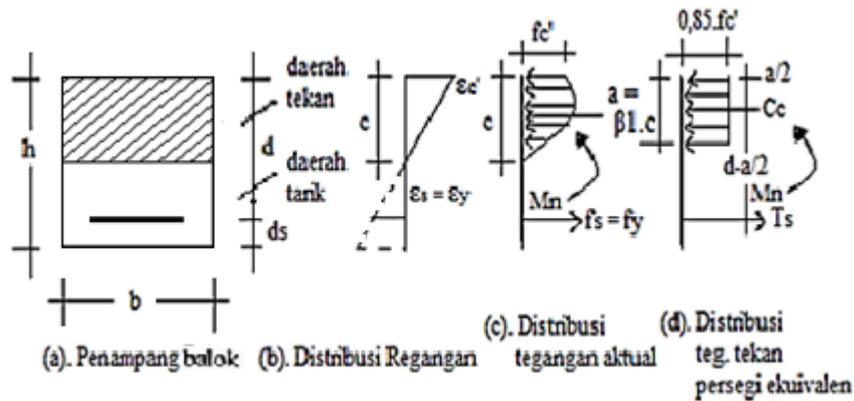
hancur), sehingga dapat terjadi lendutan pada balok. Jika diatas balok ditambah lagi beban yang besar, maka lendutan balok semakin besar dan akhirnya dapat terjadi keruntuhan. Keadaan demikian ini “ menguntungkan” bagi kepentingan kelangsungan hidup manusia, karena ada “ peringatan” tentang lendutan membesar sebelum runtuh, sehingga sistem perencanaan beton bertulang yang *under – reinforced* ini lebih aman dan diperbolehkan.



Gambar 2.12. Distribusi Regangan Ultimit pada Keruntuhan Lentur

2.4.2.1 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, seperti pada Gambar berikut :



Gambar 2.13. Distribusi Regangan dan Tegangan pada Balok Tulangan Tunggal

Keterangan notasi pada Gambar 2.15 :

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

$$a = \beta_1.c \dots \dots \dots (2.4.67)$$

A_s : luas tulangan tarik, mm².

b : lebar penampang balok, mm.

c : jarak antara garis netral dan tepi serat beton tekan, mm.

C_c : resultan gaya tekan beton, N.

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 = $\epsilon_s.E_s$, dalam MPa.

$$f_s = \epsilon_s.E_s \dots \dots \dots (2.4.68)$$

f_y : tegangan tarik baja tulangan pada saat leleh, MPa.

h : tinggi penampang balok, mm.

M_n : momen nominal aktual, Nmm.

T_s : resultan gaya tarik baja tulangan, N.

β_1 : faktor pembentuk tegangan beton tekan persegi ekuivalen, yang bergantung pada mutu beton ($f'c$) sebagai berikut (Pasal 10.2.7.3 SNI 2847 – 2013).

Untuk $17 \text{ MPa} \leq f'c \leq 28 \text{ MPa}$, maka $\beta_1 = 0,85$

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

tetapi $\beta_1 = 0,65$

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

ε_s : regangan tarik baja tulangan.

ε_s' : regangan tekan baja tulangan.

$$\varepsilon_s' = \frac{a - \beta_1 \cdot d_s'}{c} \cdot 0,003 \dots \dots \dots (2.4.69)$$

ε_y : regangan tarik baja tulangan pada saat leleh,

$$\varepsilon_y = \frac{fy}{E_s} = \frac{fy}{200000} \dots \dots \dots (2.4.70)$$

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, kerana kuat tarik beton diabaikan.(Pasal 10.2.6. SNI 2847 -2013).

Pada perencanaan beton bertulang, diusahakan kekuatan beton dan baja agar dimanfaatkan dengan sebaik – baiknya. Untuk beton, karena sangat kuat menahan

beban tekan, maka dimanfaatkan kuat tekan beton jangan sampai melebihi batas runtuh pada regangan tekan beton maksimal (ϵ_{cu}') = 0,003. Sedangkan untuk baja tulangan tarik yang tertanam di dalam beton, dapat dimanfaatkan kekuatan sepenuhnya sampai mencapai batas leleh, yaitu tegangan tarik baja f_s sama dengan tegangan leleh f_y .

a.) Gaya tekan beton

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

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \dots\dots\dots (2.4.71)$$

b.) 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 :

$$T_s = A_s \cdot f_y \dots\dots\dots (2.4.72)$$

c.) 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 :

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b}{f_y} \dots\dots\dots (2.4.73)$$

Momen nominal dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$M_n = C_c \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \text{ atau } M_n = T_s \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \dots\dots\dots (2.4.74)$$

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

$K \leq K_{\max} \rightarrow$ Balok Bertulangan Tunggal.

$K \geq K_{\max} \rightarrow$ Balok Bertulangan Rangkap.

$$K = \frac{M_n}{b.d^2} \text{ atau } K = \frac{M_u}{\phi.b.d^2} \dots\dots\dots (2.4.75)$$

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

$$a = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.K}{0,85.f'c}} \right) . d \dots\dots\dots (2.4.76)$$

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

$$\varepsilon_c' = \frac{a}{\beta_1.d - a} . \varepsilon_y \dots\dots\dots (2.4.77)$$

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

- a.) Momen rencana M_r harus \geq momen perlu M_u .
- b.) Regangan tekan beton ε_c' harus $\leq \varepsilon_{cu}'$ (0,003) .

Untuk menghitung momen – momen rencana M_r dilaksanakan sebagai berikut :

1. Diperoleh tinggi balok tegangan tekan beton persegi ekuivalen sebagai berikut :

$$a = \frac{A_s . f_y}{0,85 . f'c . b} \dots\dots\dots (2.4.78)$$

2. Moment rencana dihitung dengan persamaan :

$$M_r = \phi M_n, \text{ dengan } \phi = 0,8 \dots\dots\dots (2.4.79)$$

A. Sistem perencanaan yang digunakan

Menurut peraturan beton Indonesia (SNI 2847 - 2013), sistem perencanaan beton bertulang dibatasi dengan 2 kondisi berikut :

a. Agar tulangan yang digunakan tidak terlalu sedikit atau rasio tulangan ρ tidak terlalu kecil, diberikan syarat berikut (Pasal 10.5 SNI 2847 – 2013) :

$$A_s \text{ harus } \geq A_{s \text{ min}} \text{ atau } \rho \geq \rho_{\text{min}} \text{ dengan } \rho = \frac{A_s}{(b.d)} \dots\dots\dots (2.4.80)$$

dengan :

$$A_{s,\text{min}} = \frac{\sqrt{f'c}}{4.fy} . b.d \text{ atau}$$

$$A_{s,\text{min}} = \frac{1,4}{fy} . b.d \text{ (dipilih yang besar)} \dots\dots\dots (2.4.81)$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{\sqrt{f'c}}{4.fy} \text{ atau } \rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{fy} \text{ (dipilih yang besar)} \dots\dots\dots (2.4.82)$$

Agar penampang beton dapat mendekati keruntuhan seimbang, diberikan syarat berikut (Pasal 10.3.6.3 SNI 2847 – 2013) :

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

$$\text{dengan : } A_{s \text{ maks}} = 0,75 . A_{s,b} \text{ dan } \rho_{\text{maks}} = 0,75 . \rho_b \dots\dots\dots (2.4.83)$$

b. Agar penampang beton dapat mendekati keruntuhan seimbang, diberikan syarat berikut (Pasal 10.3.6.3 SNI 2847 – 2013):

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

$$\text{dengan : } A_{s \text{ maks}} = 0,75 \cdot A_{s,b} \text{ dan } \rho_{\text{maks}} = 0,75 \cdot \rho_b \dots \dots \dots (2.4.84)$$

B. Tinjauan penampang beton pada keruntuhan seimbang

Pada tinjauan ini dilukiskan bentuk penampang balok dan diagram distribusi regangan maupun tegangan untuk kondisi keruntuhan seimbang (*balance*).

Keadaan seimbang akan terjadi jika nilai :

$$\varepsilon_c' = \varepsilon_{cu}' = 0,003 \text{ dan } \varepsilon_s = \varepsilon_y \text{ atau } \varepsilon_s = \frac{f_y}{E_s} = \frac{f_y}{200000}$$

Nilai c_b dapat dihitung dengan rumus :

$$c_b = \frac{600.d}{600 + f_y} \dots \dots \dots (2.4.85)$$

Nilai $a_b = \beta_1 \cdot c_b$, maka diperoleh juga rumus :

$$a_b = \frac{600 \cdot \beta_1 \cdot d}{600 + f_y} \dots \dots \dots (2.4.86)$$

Dalam keadaan seimbang nilai Tulangan dihitung dengan rumus :

$$A_{s,b} = \frac{0,85 \cdot f'c \cdot a_b \cdot b}{f_y} \dots \dots \dots (2.4.87)$$

Rasio tulangan balance :

$$\rho_b = \frac{510 \cdot \beta_1 \cdot f'c}{(600 + f_y) \cdot f_y} \dots \dots \dots (2.4.88)$$

Rasio tulangan maksimal dan minimal :

Penggunaan tulangan atau rasio tulangan pada sistem perencanaan beton

bertulang menurut SNI 2847 – 2013 dibatasi oleh :

$$A_{s,min} \leq A_s \leq A_{s,maks} , \text{ atau}$$

$$\rho_{min} \leq \rho \leq \rho_{maks}$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \cdot \rho_b = \frac{382,5 \cdot \beta_1 \cdot f'c'}{(600 + fy) \cdot fy} \dots\dots\dots (2.4.89)$$

Untuk rasio tulangan minimal, diberi batasan sebagai berikut :

1. Untuk mutu beton $f'c \leq 31,36MPa$, maka:

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{fy} \dots\dots\dots (2.4.90)$$

2. Untuk mutu beton $f'c \geq 31,36MPa$, maka:

$$\rho_{min} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 \cdot fy} \dots\dots\dots (2.4.91)$$

Untuk rasio tulangan perlu :

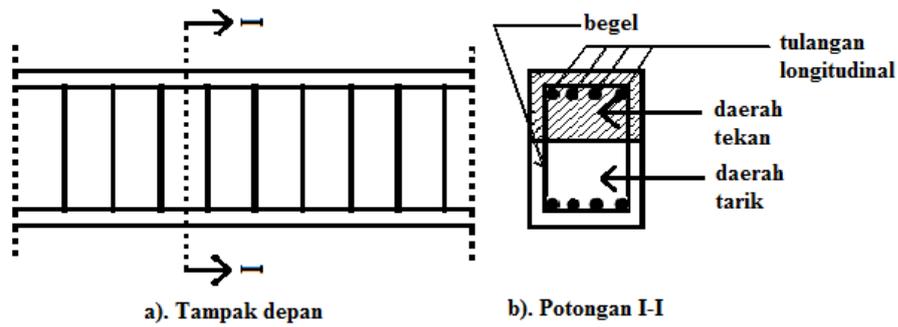
$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \dots\dots\dots (2.4.92)$$

Momen pikul maksimal (K_{maks}) , dapat dicari dengan rumus :

$$K_{maks} = \frac{382,5 \cdot \beta_1 \cdot f'c \cdot (600 + fy - 225 \cdot \beta_1)}{(600 + fy)^2} \dots\dots\dots (2.4.93)$$

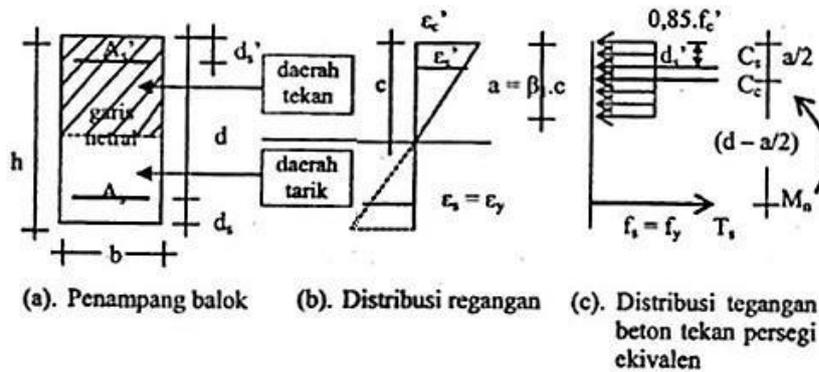
2.4.2.2 Balok Persegi Panjang dengan Tulangan Rangkap

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



Gambar 2.14. Letak Tulangan pada Balok

Distribusi Regangan dan tegangan pada balok dengan penampang beton bertulangan rangkap :



Gambar 2.15. Distribusi Regangan dan Tegangan pada Balok

Tulangan Rangkap

Keterangan notasi pada Gambar 2.17 :

- A : tinggi balok tegangan beton tekan persegi ekivalen = $\beta_1 \cdot c$, mm.
 $a = \beta_1 \cdot c \dots \dots \dots (2.4.94)$
- A_s : luas tulangan tarik, mm².
- A_s' : luas tulangan tekan, mm².
- b : lebar penampang balok, mm.
- c : jarak antara garis netral dan tepi serat beton tekan, mm.
- C_c : resultan gaya tekan beton, N.

- C_s : gaya tekan baja tulangan, N.
- d : tinggi efektif penampang balok, mm.
- d_s : jarak antara titik berat tulangan tarik dan tepi serat beton tarik, mm.
- d_s' : jarak antara titik berat tulangan tekan dan tepi serat beton tekan, mm.
- E_s : modulus elastisitas baja tulangan, diambil sebesar 200.000 MPa.
- $f'c$: tegangan tekan beton yang disyaratkan pada umur 28 hari, MPa.
- f_s : tegangan tarik baja tulangan = $\varepsilon_s \cdot E_s$, dalam MPa.
- $$f_s = \varepsilon_s \cdot E_s \dots\dots\dots (2.4.95)$$
- f_s' : tegangan tekan baja tulangan = $\varepsilon_s' \cdot E_s$, dalam MPa.
- f_y : tegangan tarik baja tulangan pada saat leleh, MPa.
- h : tinggi penampang balok, mm.
- M_n : momen nominal aktual, Nmm.
- T_s : resultan gaya tarik baja tulangan, N.
- β_1 : faktor pembentuk tegangan beton tekan persegi ekuivalen, yang bergantung pada mutu beton ($f'c$) sebagai berikut (Pasal 10.2.7.3 SNI 2847 – 2013).
- Untuk $17 \text{ MPa} \leq f'c \leq 28 \text{ MPa}$, maka $\beta_1 = 0,85 \dots\dots\dots (2.4.96)$
- Untuk $f'c > 28 \text{ Mpa}$, maka $\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05 \cdot (f'c - 28)}{7} \dots\dots\dots (2.4.97)$
- tetapi $\beta_1 = 0,65 \dots\dots\dots (2.4.98)$
- ε_c' : regangan tekan beton,

dengan ϵ_c' maksimal (ϵ_{cu}') = 0,003 (2.4.99)

ϵ_s : regangan tarik baja tulangan.

ϵ_s' : regangan tekan baja tulangan.

$$\epsilon_s' = \frac{a - \beta_1 \cdot d_s'}{c} \cdot 0,003 \dots\dots\dots (2.4.100)$$

ϵ_y : regangan tarik baja tulangan pada saat leleh,

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{f_y}{200000} \dots\dots\dots (2.4.101)$$

Tegangan tekan baja tulangan f_s' dihitung dengan rumus :

$$f_s' = \frac{a - \beta_1 \cdot d_s'}{a} \cdot 600 \dots\dots\dots (2.4.102)$$

dengan ketentuan $f_s' \geq 0$

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

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

$$a = \frac{(A_s - A_s') \cdot f_y}{0,85 \cdot f'c \cdot b} \dots\dots\dots (2.4.103)$$

Nilai momen nominal :

$$M_n = M_{nc} + M_{ns} \dots\dots\dots (2.4.104)$$

$$M_{nc} = C_c \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right), \text{ dengan } C_c = 0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b \dots\dots\dots (2.4.105)$$

$$M_{ns} = C_s \cdot (d - d_s'), \text{ dengan } C_s = A_s' \cdot f_s' \dots\dots\dots (2.4.106)$$

$$M_r = \phi \cdot M_n, \text{ dengan } \phi = 0,8 \dots\dots\dots (2.4.107)$$

dengan :

M_n = momen nominal aktual penampang balok, Nmm.

M_{nc} = momen nominal yang dihasilkan oleh gaya tekan beton, Nmm.

M_{ns} = momen nominal yang dihasilkan oleh gaya tekan tulangan, Nmm.

M_r = momen rencana pada penampang balok, Nmm.

Pada perencanaan beton bertulang, baja tulangan tarik dimanfaatkan kekuatannya sampai batas leleh, atau tegangan tulangan tarik (f_s) besarnya sama dengan tegangan leleh baja tulangan (f_y).

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

Jarak antara garis netral dan tepi serat beton tekan :

$$c = \frac{0,003 \cdot d_d}{\frac{f_y}{200000} + 0,003} = \frac{600 \cdot d_d}{600 + f_y} \dots\dots\dots (2.4.108)$$

Tinggi balok tegangan beton tekan persegi ekuivalen :

$$a_{maks,leleh} = \frac{600 \cdot \beta_1 \cdot d_d}{600 + f_y} \dots\dots\dots (2.4.109)$$

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

$$d_d = d \dots\dots\dots (2.4.110)$$

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

Jarak antara garis netral dan tepi serat beton tekan :

$$c = \frac{0,003 \cdot d_d}{\frac{f_y}{200000} - 0,003} = \frac{600 \cdot d_d}{600 - f_y} \dots\dots\dots (2.4.111)$$

Tinggi balok tegangan beton tekan persegi ekuivalen :

$$a_{\min, \text{leleh}} = \frac{600 \cdot \beta_1 \cdot d_d}{600 - f_y} \dots\dots\dots (2.4.112)$$

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

$$d_d = d_s' \dots\dots\dots (2.4.113)$$

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

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

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

Untuk a_{maks} :

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

Untuk a_{min} :

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

Untuk keadaan penampang balok beton bertulang tulangan tekan belum leleh, berarti regangan $\varepsilon_s < \varepsilon_y$.

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

$$a = \left(\sqrt{p^2 + q} \right) - p \dots\dots\dots (2.4.114)$$

dengan :

$$p = \frac{600.A_s'.A_s.f_y}{1,7.f'c.b} \dots\dots\dots (2.4.115)$$

$$q = \frac{600.\beta_1.ds'.A_s'}{0,85.f'c.b} \dots\dots\dots (2.4.116)$$

2.4.2.3 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.

Penulangan geser pada dasarnya mempunyai empat fungsi utama, yaitu:

- a. Memikul sebagian gaya geser luar rencana V_u
- b. Membatasi bertambahnya retak diagonal
- c. Memegang dan mengikat tulangan memanjang pada posisinya sehingga tulangan memanjang ini mempunyai kapasitas yang baik untuk memikul lentur

- d. 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 :

$$V_r = \phi.V_n \text{ dan } \phi.V_n \geq V_u \dots\dots\dots (2.4.117)$$

$$V_n = V_c + V_s \dots\dots\dots (2.4.118)$$

dengan :

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 :

$$V_{ud} = V_{ut} + \frac{x}{y} \cdot (V_u - V_{ut}) \dots\dots\dots (2.4.119)$$

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

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \dots\dots\dots (2.4.120)$$

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

dihitung dengan rumus :

$$V_s = \frac{(V_u - \phi.V_c)}{\phi} \dots\dots\dots (2.4.121)$$

5) Pasal 11.4.7.9 SNI 2847 – 2013

$$V_s \text{ harus } \leq \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \dots\dots\dots (2.4.122)$$

$$\text{Jika } V_s \text{ ternyata } \geq \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \dots\dots\dots (2.4.123)$$

maka ukuran balok diperbesar.

6) SNI 2847 – 2013, Pasal 11.4.6.3 luas tulangan geser minimum yang diperlukan (A_{vmin}). Hal ini berarti bahwa apabila $f'c > 30$ Mpa maka luasan tulangan geser minimum di tentukan oleh :

$$A_{min} = 0,062 \sqrt{f'c} \frac{b \cdot S}{f_y} \dots\dots\dots (2.4.124)$$

dengan S (Panjang Balok) = 1000 mm

Sedangkan bila $f'c < 30$ Mpa maka luasan tulangan geser minimum ditentukan oleh:

$$A_{min} = 0,35 \frac{b \cdot S}{f_y} \dots\dots\dots (2.4.125)$$

dengan S (Panjang Balok) = 1000 mm

7) Spasi begel (s) dihitung dengan rumus berikut :

a. Spasi begel $s = \frac{n \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d_p^2 \cdot S}{A_{vmin}} \dots\dots\dots (2.4.126)$

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

$$s \leq \frac{d}{2} \text{ dan } s \leq 600 \text{ mm} \dots\dots\dots (2.4.127)$$

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

$$s \leq \frac{d}{4} \text{ dan } s \leq 300 \text{ mm} \dots\dots\dots (2.4.128)$$

dengan :

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

dp : diameter begel dari tulangan polos, mm

2.4.2.4 Momen puntir (Torsi)

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

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

$$T_u \leq \frac{\phi \cdot \sqrt{f'c}}{12} \cdot \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \text{ dengan } \phi = 0,75 \dots\dots\dots (2.4.129)$$

Dengan : A_{cp} : Luas penampang brutto

P_{cp} : Keliling penampang brutto

2.4.3. Kolom

Pada suatu kontruksi bangunan gedung, kolom berfungsi sebagai pendukung beban-beban dari balok dan pelat, untuk diteruskan ke tanah dasar melalui pondasi. Beban dari balok dan pelat ini berupa beban aksial tekan serta momen lentur (akibat kontinuitas konstruksi). Oleh karena itu dapat didefinisikan, kolom ialah suatu struktur yang mendukung beban aksial dengan/tanpa momen lentur. (Asroni, 2010:1)

Kolom dibedakan beberapa jenis menurut bentuk dan susunan tulangan, serta letak/posisi beban aksial pada penampang kolom. Disamping itu juga dapat dibedakan menurut ukuran panjang-pendeknya kolom dalam hubungannya dengan dimensi lateral.

2.4.3.1 Jenis Kolom

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

A. Jenis Kolom Berdasarkan Bentuk dan Susunan Tulangan

Bentuk kolom ada bermacam-macam seperti persegi, bujursangkar ataupun lingkaran. Ada beberapa jenis kolom, yaitu :

1. Kolom dengan sengkang ikat (*tied column*)

Bentuk kolom biasanya persegi atau bujursangkar dengan tulangan utama memanjang diikat oleh sengkang persegi.

2. Kolom dengan sengkang spiral (*spiral column*)

Bentuk kolom biasanya lingkaran atau segi-n atau dapat pula persegi. Tulangan memanjang diikat oleh sengkang berbentuk spiral.

3. Kolom komposit (*composite column*)

Kolom ini biasanya menggunakan baja profil dengan penambahan tulangan yang dibungkus oleh beton atau sebaliknya.

B. Jenis Kolom Berdasarkan Letak/Posisi Beban Aksial

Berdasarkan letak beban aksial yang bekerja pada penampang kolom, kolom dibedakan menjadi 2 macam, yaitu kolom dengan posisi beban sentris dan kolom dengan posisi beban eksentris.

Untuk kolom dengan posisi beban sentris, berarti kolom ini menahan beban aksial tepat pada sumbu kolom. Pada keadaan ini seluruh permukaan penampang beton beserta tulangan kolom menahan beban tekan.

Untuk kolom dengan posisi beban eksentris, berarti beban aksial bekerja diluar sumbu kolom dengan eksentrisitas sebesar e . Beban aksial P dan eksentrisitas e ini akan menimbulkan momen (M) sebesar $M = P \cdot e$. dengan demikian, kolom yang menahan beban eksentris ini pengaruhnya sama dengan kolom yang menahan beban aksial sentris P serta momen M .

a. Kekuatan Kolom Pendek dengan Beban Sentris

Pada awalnya, beton maupun baja berperilaku elastis. Saat regangannya mencapai sekitar 0,003, beton mencapai kekuatan maksimum $f'c$. Secara teoritis, beban maksimum yang dapat dipikul oleh kolom adalah beban yang menyebabkan terjadinya tegangan $f'c$ pada beton. Penambahan beban lebih lanjut bisa saja terjadi apabila *strain hardening* pada baja terjadi disekitar regangan 0,003.

Dengan demikian kapasitas beban sentris maksimum pada kolom dapat diperoleh dengan menambahkan kontribusi beton, yaitu $(A_g - A_{st}) 0,85 f'c$ dan kontribusi baja, $A_{st} \cdot f_y$. A_g adalah luas bruto total penampang beton, dan A_{st} adalah luas total tulangan baja = $A_s + A'_s$. Yang digunakan dalam perhitungan di sini adalah $0,85 f'c$, bukan $f'c$. Hal ini disebabkan oleh kekuatan maksimum yang dapat dipertahankan pada struktur actual mendekati harga $0,85 f'c$. Dengan demikian, kapasitas beban sentris maksimum adalah P_o yang dapat dinyatakan sebagai :

$$P_o = 0,85 f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y \dots\dots\dots (2.4.130)$$

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 :

$$P_n(maks) = 0,8 [0,85 f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y] \dots\dots\dots (2.4.131)$$

Untuk kolom bersengkang, dan

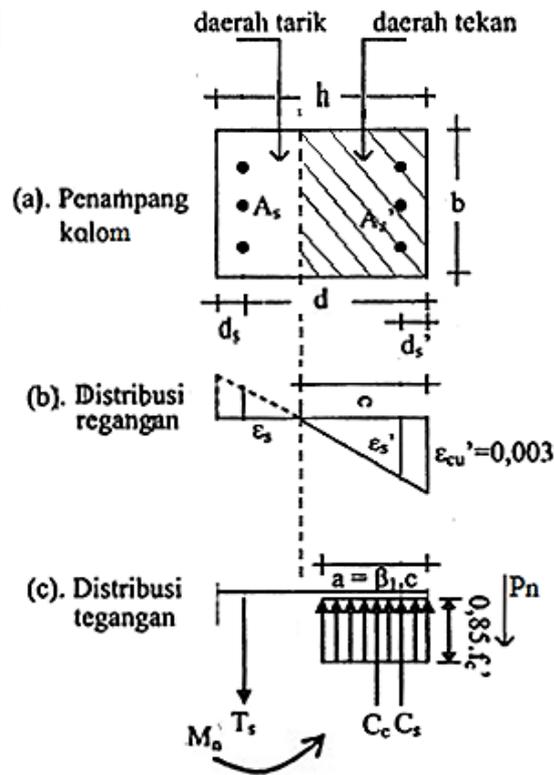
$$P_n(maks) = 0,85 [0,85 f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y] \dots\dots\dots (2.4.132)$$

Untuk kolom berspiral.

$$\text{Beban rencana: } P_u \leq \phi P_n \dots\dots\dots (2.4.133)$$

b. Kekuatan Kolom dengan Beban Eksentris : Aksial dan Lentur

Prinsip-prinsip pada balok mengenai distribusi tegangan segiempat ekuivalennya dapat diterapkan juga pada kolom. Pada Gambar 2.37 memperlihatkan penampang melintang suatu kolom segi empat tipikal dengan diagram distribusi regangan, tegangan dan gaya padanya.



Gambar 2.16. Distribusi Regangan Tegangan dan Gaya-gaya pada Kolom

Regangan:	Tegangan:	Gaya dalam:
$\epsilon_s = 0,003 \frac{d - c}{c}$	$f_s = E_s \cdot \epsilon_s \leq f_y$	$C_c = 0,85 f'_c b a$
$\epsilon_s' = 0,003 \frac{c - d'}{c}$	$f_s' = E_s \cdot \epsilon_s' \leq f_y$	$C_s = A_s' \cdot f'_s$
		$T_s = A_s \cdot f_s$

Eksentrisitas:

$$e = \frac{Mu}{Pu} \dots\dots\dots (2.4.134)$$

Gaya tahan aksial P_n dalam keadaan runtuh:

$$P_n = C_c + C_s - T_s \dots\dots\dots (2.4.135)$$

$$P_n = 0,85 f'_c b a + A'_s f'_s - A_s f_s \dots\dots\dots (2.4.136)$$

Momen tahanan nominal $M_n = P_n e$

$$M_n = P_n e = C_c \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + C_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) + T_s \left(d - \frac{h}{2} \right) \dots\dots\dots (2.4.137)$$

Keterangan:

- c = jarak sumbu netral
- h = tinggi balok
- e = eksentrisitas beban ke pusat plastis
- e' = eksentrisitas beban ke tulangan tarik
- d' = selimut efektif tulangan tekan
- Mu = Momen berfaktor
- Pu = Gaya aksial berfaktor

2.4.3.2 Desain Awal Kolom

Kolom harus dirancang untuk menahan gaya aksial dari beban terfaktor pada semua lantai atau atap dan momen maksimum dari beban terfaktor pada satu bentang lantai atau atap bersebelahan yang ditinjau. Kondisi pembebanan yang memberikan rasio momen maksimum terhadap beban aksial harus juga ditinjau.

Sama halnya dengan balok, pada perencanaan kolom juga digunakan asumsi dasar.

- a. Pasal 10.2.3 SNI 2847-2013: Regangan maksimum yang dapat dimanfaatkan pada serat tekan beton terluar harus diasumsikan sama dengan 0,003.
- b. Pasal 10.2.4 SNI 2847-2013: Tegangan pada tulangan yang nilainya lebih kecil daripada kekuatan leleh f_y harus diambil sebesar E_s dikalikan regangan baja.

Untuk regangan yang nilainya lebih besar dari regangan leleh yang berhubungan dengan f_y , tegangan tulangan harus diambil sama dengan f_y .

- c. Pasal 10.2.7.1 SNI 2847-2013: Tegangan beton sebesar $0,85f'_c$ diasumsikan terdistribusi secara merata pada daerah tekan ekuivalen yang dibatasi oleh tepi penampang dan suatu garis lurus yang sejajar dengan sumbu netral sejarak

$$a = \beta_{1c} \text{ dari serat dengan regangan tekan maksimum.}$$

- d. Pasal 10.3.6 SNI 2847-2013: Desain beban aksial ϕP_n dari komponen struktur tekan tidak boleh lebih besar dari $\phi P_{n,max}$,

- e. Pasal 10.3.6.2 SNI 2847-2013: Untuk komponen struktur non-prategang dengan tulangan pengikat

$$P_n (\text{maks}) = 0,8 \left[0,85 f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y \right] \dots \dots \dots (2.4.138)$$

2.4.3.3 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:

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

$$\frac{k l_u}{r} \leq 22 \dots \dots \dots (2.4.139)$$

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

$$\frac{k l_u}{r} \leq 34 - 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \leq 40 \dots \dots \dots (2.4.140)$$

c. Untuk kolom yang tidak dapat bergoyang berlaku:

$$\frac{k \cdot \Delta n \cdot k}{r} \leq 34 - 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \dots\dots\dots (2.4.141)$$

$$r = \sqrt{I/A} \dots\dots\dots (2.4.142)$$

Keterangan:

k = faktor panjang efektif kolom.

Δn_k = panjang bersih kolom, m.

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

M_1 dan M_2 = momen yang kecil dan yang besar pada ujung kolom, KNm.

I dan A = momen inersia dan luas penampang kolom , m^4 dan m^2

Catatan : jika persyaratan pada persamaan 2.4.139 atau persamaan 2.4.142 tidak terpenuhi, maka kolom tersebut termasuk kolom panjang.

2.4.3.4 Ragam Kegagalan Material pada Kolom

a. Keruntuhan balanced pada kolom:

$$c_b = \frac{600}{600 + f_y} d \dots\dots\dots (2.4.143)$$

$$a_b = \beta_1 \cdot C_b = \frac{600}{600 + f_y} \beta_1 \cdot d \dots\dots\dots (2.4.144)$$

$$P_{nb} = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a_b + A'_s \cdot f'_y - A_s \cdot f_y \dots\dots\dots (2.4.145)$$

$$M_{nb} = P_{nb} \cdot e_b = 0,85 f'_c b \cdot a_b \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{a_b}{2} \right) + A'_s \cdot f'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) + A_s \cdot f_y \left(d - \frac{h}{2} \right) \dots\dots\dots (2.4.146)$$

Dimana $f'_s = 0,003 E_s$ Es $\frac{C_b - d'}{C_b} \leq f_y \dots\dots\dots (2.4.147)$

b. Keruntuhan Tarik pada Kolom Segiempat:

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

$$P_n = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a \dots\dots\dots (2.4.148)$$

$$M_n = P_n \cdot e = 0,85 f'_c b \cdot a \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A'_s \cdot f_y \left(\frac{h}{2} - d' \right) + A_s \cdot f_y \left(d - \frac{h}{2} \right) \dots(2.4.149)$$

$$M_n = P_n \cdot e = 0,85 f'_c b \cdot a \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A_s \cdot f_y \left(d - \frac{h}{2} \right) \dots\dots\dots(2.4.150)$$

Jika $\rho = \rho' = \frac{A_s}{bd} \dots\dots\dots(2.4.151)$

$$P_n = 0,85 f'_c b \left[\left(\frac{h}{2} - e \right) + \sqrt{\left(\frac{h}{2} - e \right)^2 + \frac{2A_s f_y (d - d')}{0,85 f'_c b}} \right] \dots\dots\dots(2.4.152)$$

Dan jika $m = \frac{f_y}{0,85 f'_c}$, maka : $\dots\dots\dots (2.4.153)$

$$P_n = 0,85 f'_c b d \left[\frac{h - 2e}{2d} + \sqrt{\left(\frac{h - 2e}{2d} \right)^2 + 2m\rho \left(1 - \frac{d'}{d} \right)} \right] \dots\dots\dots (2.4.154)$$

c. Keruntuhan Tekan pada Kolom Segiempat

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

Untuk menentukan kuat nominal tekan untuk penampang kolom yang mengalami keruntuhan tekan adalah dengan menggunakan persamaan Whitney sebagai berikut:

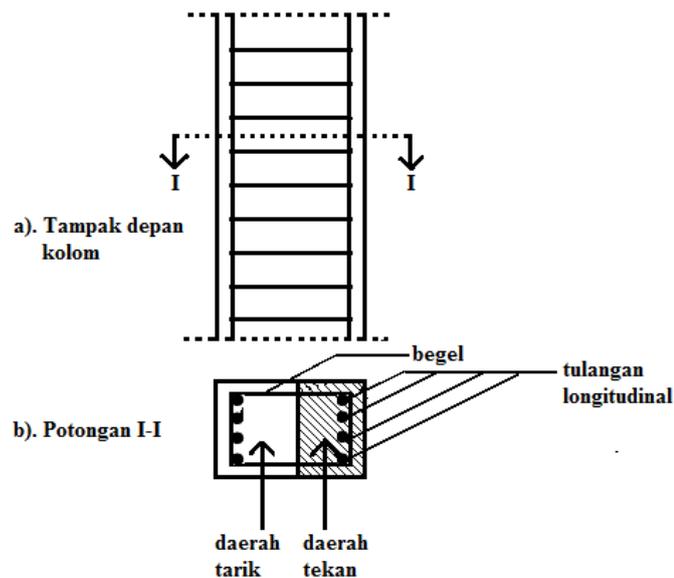
$$P_n = \frac{A_s \cdot f_y}{\left(\frac{e}{d-d'} + 0,5\right)} + \frac{b \cdot h \cdot f'_c}{\left[\frac{3 \cdot h \cdot e}{d^2} + 1,18\right]} \dots\dots\dots (2.4.155)$$

Whitney memberikan rumus pendekatan guna menentukan nilai Pn untuk penampang kolom lingkaran yang mengalami kondisi keruntuhan tekan sebagai berikut:

$$P_n = \frac{A_g \cdot f'_c}{\frac{9,6 \cdot h \cdot e}{(0,8h + 0,67 D_s)^2} + 1,18} + \frac{A_{st} \cdot f_y}{\frac{3e}{D_s} + 1} \dots\dots\dots (2.4.156)$$

2.4.3.5 Kuat Geser Kolom

Berikut gambaran untuk penjelasan letak tulangan memanjang maupun tulangan geser (sengkang) pada kolom :



Gambar 2.17. Letak Tulangan pada Kolom

Menurut SNI-1726-2012, gaya geser rencana V_e harus ditentukan dengan memperhitungkan gaya-gaya maksimum yang dapat terjadi pada muka hubungan balok-kolom pada setiap ujung komponen struktur. Gaya-gaya pada muka hubungan balok-kolom tersebut harus ditentukan menggunakan kuat momen

maksimum M_{pr} dari komponen struktur tersebut yang terkait dengan rentang beban-beban aksial terfaktor yang bekerja.

Gaya geser rencana V_e pada kolom dapat dihitung berdasarkan persamaan sebagai berikut ini.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{H} \dots\dots\dots (2.4.157)$$

dengan:

V_e = gaya geser rencana kolom

M_{pr1} = kuat momen lentur 1

M_{pr2} = kuat momen lentur 2

H = tinggi kolom

Momen-momen ujung M_{pr} untuk kolom tidak perlu lebih besar daripada momen yang dihasilkan oleh M_{pr} untuk balok yang merangka pada hubungan balok-kolom. V_e tidak boleh lebih kecil daripada nilai yang dibutuhkan berdasarkan hasil analisis struktur.

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

$$\phi V_n \geq V_n + V_c \dots\dots\dots (2.4.158)$$

Komponen struktur yang dibebani tekan aksial berlaku persamaan sebagai berikut ini:

$$V_c = \left(1 + \frac{Nu}{14A_g}\right) \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6}\right) b_w d \dots\dots\dots (2.4.159)$$

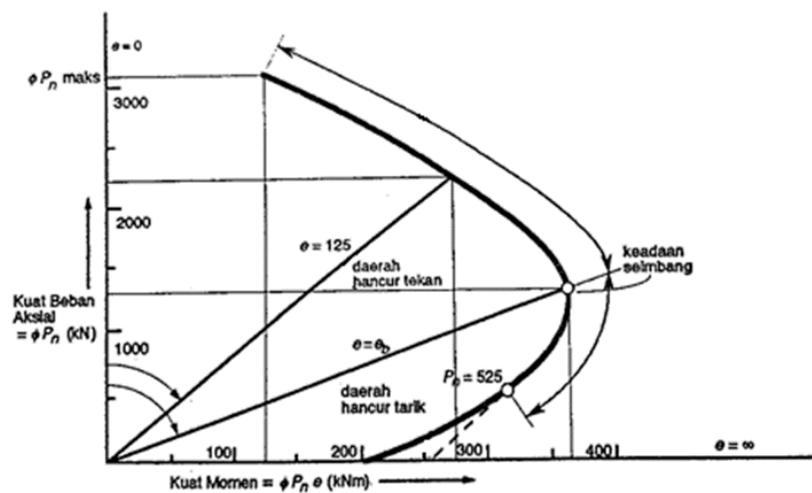
Pada daerah sepanjang sendi plastis (sepanjang λ_o), SNI-2847-2013 pasal 21.3.5.6 mensyaratkan untuk tetap meninjau V_c selama gaya tekan aksial termasuk

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

2.4.3.6 Diagram Interaksi Kolom

Beban yang terjadi pada kolom, biasanya berupa kombinasi antara beban aksial dan momen lentur. Besar beban aksial dan momen lentur yang mampu ditahan oleh kolom bergantung pada ukuran/dimensi kolom, dan jumlah serta letak baja tulangan yang ada/terpasang pada kolom tersebut.

Di dalam gambar tersebut, semua kuat beban aksial diungkapkan sebagai ϕP_n pada sumbu tegak dan kuat momen diungkapkan sebagai $\phi P_n e$ pada sumbu datar. Setiap titik yang berada pada garis penuh memberikan pasangan beban dan momen yang diijinkan. Untuk titik-titik yang berada di daerah sebelah dalam juga memberikan pasangan beban dan momen ijin, akan tetapi dengan menggunakannya berarti perencanaan kolom akan berlenihan (*overdesigned*). Sebaliknya dengan menggunakan titik-titik yang berada di daerah luar diagram akan di dapat pasangan beban dan momen yang menghasilkan penulangan kurang (*underdesigned*).



Sumber: Istimawan Dipohusodo (1993)

Gambar 2.18. Contoh Diagram Interaksi Kolom

Untuk contoh pada buku yang dibuat oleh *Istimawan Dipohusodo* ini, nilai $\phi P_{n(maks)}$ yang dihitung pada analisis, didapat dengan cara menarik garis mendatar memotong diagram. Garis radial dari titik (0,0) menggambarkan berbagai eksentrisitas, karena pada kenyataannya kemiringan garis ini sama dengan :

$$\frac{\phi P_n}{\phi P_n e} \text{ atau } \frac{1}{e}$$

Sudut yang menggambarkan eksentrisitas yang dimaksud adalah sudut terhadap sumbu tegak diagram ($e = 0$). Perpotongan antara garis $e = e_b$ dengan diagram adalah titik keadaan seimbang. Eksentrisitas yang lebih kecil daripada e_b ($e < e_b$) akan memberikan keadaan dimana kegagalan kolom ditentukan oleh kegagalan tekan, sedangkan sebaliknya untuk eksentrisitas yang lebih besar dari e_b ($e > e_b$) akan memberikan keadaan di mana kegagalan kolom ditentukan oleh kegagalan tarik.

2.4.4. *Shear Wall*

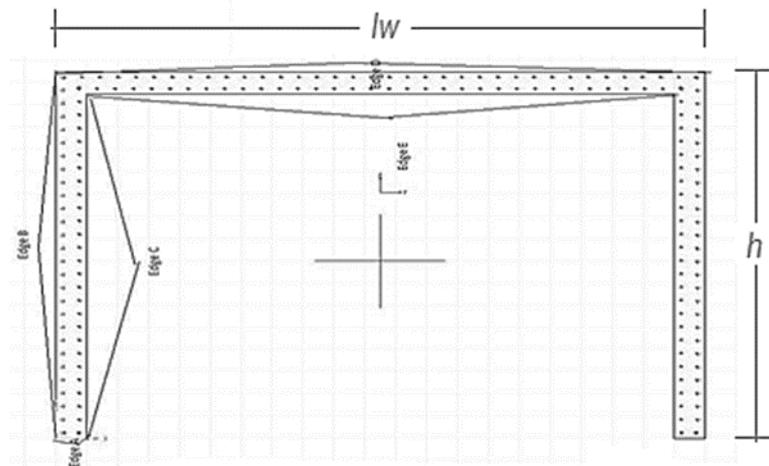
Dinding geser berfungsi sebagai pengaku yang menerus sampai pondasi dan juga merupakan dinding inti untuk memperkaku seluruh bangunan yang dirancang untuk menahan gaya geser dan gaya lateral akibat gempa bumi. Dinding geser pada umumnya bersifat kaku, sehingga *deformasi* (lendutan) horizontal menjadi kecil. Pada aplikasinya dinding geser sering ditempatkan di bagian ujung dalam fungsi suatu ruangan ataupun ditempatkan memanjang di tengah searah tinggi bangunan untuk menahan beban gempa yang di transfer melalui struktur portal ataupun struktur lantai. Dengan adanya dinding geser yang kaku pada bangunan, gaya gempa sebagian besar akan terserap oleh dinding geser tersebut.

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

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

dikawasan inti pusat memiliki fungsi ganda dan dianggap menjadi pilihan paling ekonomis.

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



Gambar 2.19. Dinding Struktural Khusus (*Core wall*)

Gaya lateral yang bekerja pada struktur, misalnya beban angin atau beban gempa dapat ditahan dengan berbagai cara. Kekakuan dari struktur apabila ditambah dengan kekakuan dari dinding geser akan meningkatkan daya tahan untuk beban angin pada beberapa kasus. Ketika struktur direncanakan untuk menahan beban lateral yang lebih besar, seperti gempa bumi, biasanya digunakan dinding geser pada bangunan gedung.

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

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

$$A_s = \frac{P}{\rho_x f_y} \dots\dots\dots (2.4.160)$$

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

$$A_s = \frac{P - (\rho_x f'_c)}{\rho_x f_y} \dots\dots\dots (2.4.161)$$

Dimana: A_s = luasan tulangan yang dibutuhkan

P = gaya aksial yang bekerja pada *shear wall*

f'_c = tegangan nominal dari beton

f_y = tegangan leleh dari baja

ρ tekan = 0,6

ρ tarik = 0,8

3. Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 11.9.3. V_n pada semua penampang horisontal untuk geser dalam bidang dinding tidak boleh diambil lebih besar dari $0,83 \sqrt{f'_c} h d$, dimana h adalah tebal dinding.
4. Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 11.9.9.3 Spasi tulangan geser horisontal tidak boleh melebihi yang terkecil dari $l_w/5$, $3h$, dan 450 mm, dimana l_w adalah panjang keseluruhan dinding.
5. Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 11.9.4. Untuk desain untuk gaya geser horisontal dalam bidang dinding, d harus diambil sama dengan $0,8l_w$. Nilai d yang lebih besar, sama dengan jarak dari serat tekan terjauh ke pusat gaya semua tulangan yang tertarik, boleh digunakan bilamana ditentukan dengan analisis kompatibilitas regangan.

6. Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 11.9.9.4: Rasio luas tulangan geser vertikal terhadap luas beton bruto penampang horisontal, ρ_l tidak boleh kurang dari :

$$\rho_l = 0,0025 + 0,5(2,5 - \frac{hw}{lw})(\rho_l - 0,0025) \dots\dots\dots (2.4.162)$$

lw adalah panjang keseluruhan dinding, dan hw adalah tinggi keseluruhan dinding.

7. Menentukan kuat geser sesuai dengan SNI 2847-2013 Pasal 11.9.6 untuk *shear wall* penahan gempa atau tidak menahan gempa.

$$V_c = \frac{1}{4} x \sqrt{f'c} x hd + \frac{Nu x d}{4lw} \dots\dots\dots (2.4.163)$$

$$V_c = \left[\frac{1}{2} \sqrt{f'c} + \frac{Lw (0,1 \sqrt{f'c} + 0,2 \frac{Nu}{lw})}{\frac{Mu}{Vu} - \frac{Lw}{2}} \right] xhd \dots\dots\dots (2.4.164)$$

Dimana nilai V_c diambil yang paling kecil dari kedua persamaan di atas. dimana lw adalah panjang keseluruhan dinding, dengan Nu adalah negatif untuk tarik. Persamaan diatas tidak berlaku bila $(Mu / Vu - lw/2)$ bernilai negatif.

8. Perhitungan Tulangan Geser

$$\frac{\phi V_c}{2} < Vu \dots\dots\dots (2.5.165)$$

Setelah direncanakan tulangan gese maka :

$$V_s = \frac{Av x fy x d}{s} \dots\dots\dots (2.4.166)$$

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s) \dots\dots\dots (2.4.167)$$

Keterangan :

V_u = Gaya geser terfaktor

V_n = Kuat geser nominal dinding struktural

ϕ = Faktor reduksi kekuatan

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

1. Menurut SNI 03-2847-2002 Pasal 23.6.2.2 sedikitnya harus dipakai 2 lapis tulangan pada dinding apabila gaya geser terfaktor melebihi $(1/6) \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f'c}$
2. Batas Kuat Geser sesuai SNI 03-2847-2002 Pasal 23.6.4.4

$$\phi \frac{2}{3} \times A_{cv} \times \sqrt{f'c} > V_u \dots\dots\dots (2.4.168)$$

3. Menurut SNI 03-2847-2002 Pasal 23.6.4.1. Kuat Geser Tidak Boleh Melebihi :

$$\phi V_n = 0,8 \times A_{cv} \left[\frac{1}{6} \sqrt{f'c} + \rho_n \times f_y \right] \dots\dots\dots (2.4.169)$$

4. Menurut SNI 03-2847-2002 Pasal 23.6.2.1: Rasio tulangan trasversal tidak kurang dari 0,0025 dan spasi tulangan masing-masing lapis tidak lebih dari 450 mm.

5. Menurut SNI 03-2847-2002 Pasal 23.6.6.2 bahwa *shear wall* harus diberi *boundary element* bila :

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

Evaluasi Kapasitas *Boundary Elemen Shear wall* :

1. Menurut SNI 03-2847-2002 Pasal 23.6.6.4 *boundary element* harus dipasang secara horisontal dari sisi serat tekan terluar tidak kurang daripada $(c - 0,1 lw)$ dan $c/2$.
2. Menurut SNI 03-2847-2002 Pasal 23.6.6.4: rasio tulangan *boundary* tidak boleh lebih kurang dari SNI 03-2847-2002 Pasal 23.6.6.4.1(a) sebesar:

$$\rho_s = \frac{0,12 \times f'c}{f_{yb}} \dots\dots\dots (2.4.170)$$

$$\dots\dots\dots (2.4.171)$$

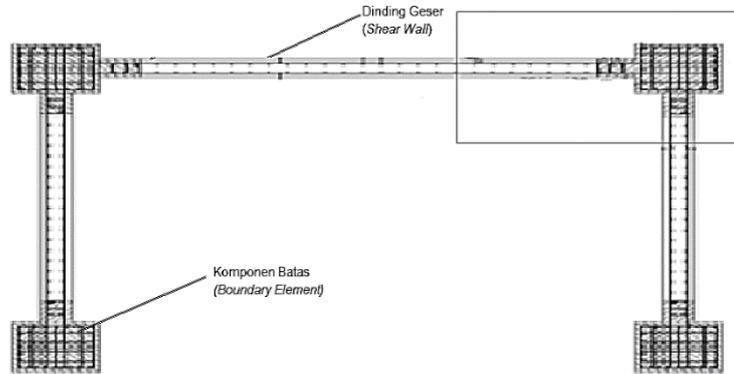
$$\rho \text{ terpasang} = \frac{A_s}{bd} > 0,012$$

3. Menurut SNI 03-2847-2002 Pasal 23.4.4.1(b), bahwa luas tulangan sengkang tidak boleh kurang dari :

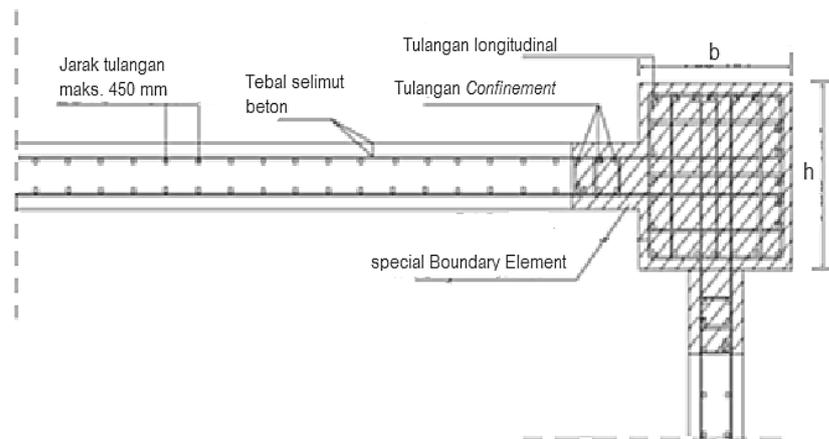
$$A_{sh} = 0,3 \times \left[\frac{S \times hc \times f'c}{f_y h} \right] \times \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \dots\dots\dots (2.4.172)$$

$$A_{sh} = 0,09 \times \left[\frac{S \times hc \times f'c}{f_y h} \right] \dots\dots\dots (2.4.173)$$

4. Menurut SNI 03-2847-2002 Pasal 23.6.6.2: Pasal 23.6.6.2: spasi tulangan *boundary* elemen tidak boleh lebih dari: $\frac{1}{4} b$ dan $6 d_b$.



Gambar 2.20. Penulangan Dinding Struktural (*Core wall*) dan *Boundary Element*



Gambar 2.21. Detail Penamaan Penulangan *Core wall* dan *Boundary Element*

2.5. Perencanaan Struktur Bawah

Secara garis besar, struktur bangunan dibagi menjadi 2 bagian utama, yaitu struktur bangunan di dalam tanah dan struktur bangunan di atas tanah. Struktur bangunan di dalam tanah sering disebut struktur bawah (*sub structure*), sedangkan struktur bangunan di atas tanah sering disebut struktur atas (*up structure*). Struktur bawah dari suatu bangunan lazim disebut pondasi, yang bertugas untuk memikul bangunan di atasnya.

Karena pondasi harus memikul bangunan beserta beban-beban yang bekerja pada bangunan, maka dalam perencanaan pondasi harus diperhitungkan dengan cermat terhadap 2 macam beban, yaitu beban gravitasi dan beban lateral. Beban gravitasi merupakan beban vertikal dengan arah dari atas ke bawah, dan berasal dari dalam struktur bangunan, baik berupa beban mati (berat sendiri bangunan) maupun beban hidup (orang dan peralatan di dalam bangunan). Sedangkan beban lateral merupakan beban horizontal dengan arah dari kiri ke kanan atau dari kanan ke kiri dan berasal dari luar struktur bangunan, baik berupa beban yang diakibatkan oleh angin maupun beban yang diakibatkan oleh gempa.

Istilah pondasi digunakan dalam teknik sipil untuk mendefinisikan suatu konstruksi bangunan yang berfungsi sebagai penopang bangunan dan meneruskan beban bangunan di atasnya (*upper structure*) ke lapisan tanah yang cukup kuat daya dukungnya. Untuk itu, pondasi bangunan harus diperhitungkan agar dapat menjamin kestabilan bangunan terhadap berat sendiri, beban-beban yang bekerja, gaya-gaya luar seperti tekanan angin, gempa bumi dan lain-lain. Disamping itu, tidak boleh terjadi penurunan melebihi batas yang diijinkan. (Gunawan, 1993).

Berdasarkan struktur beton bertulang, pondasi berfungsi untuk :

- a. Mendistribusikan dan memindahkan beban-beban yang bekerja pada struktur bangunan di atasnya ke lapisan tanah dasar yang mendukung struktur tersebut,
- b. Mengatasi penurunan yang berlebihan dan penurunan tidak sama pada struktur,
- c. Memberi kestabilan pada struktur dalam memikul beban horizontal akibat angin, gempa dan lain-lain.

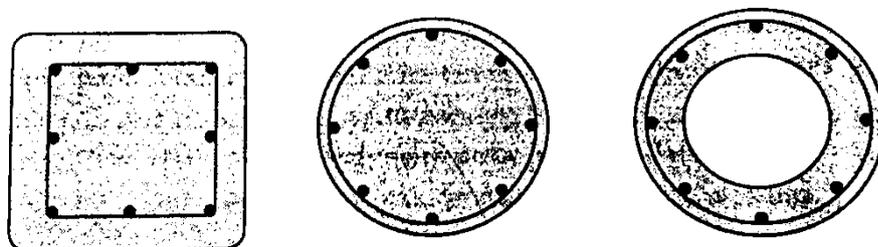
Fungsi ini dapat berlaku secara baik apabila kestabilan pondasi terhadap efek guling, geser, penurunan, dan daya dukung terpenuhi. Pada pekerjaan pondasi kegagalan suatu pekerjaan dapat terjadi karena dua macam perilaku struktur pondasi. Pertama, seluruh pondasi atau sebagian elemennya akan masuk terus 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.

2.5.1. Jenis-jenis Pondasi

Bentuk pondasi ditentukan oleh berat bangunan dan keadaan tanah disekitar bangunan tersebut, sedangkan kedalaman pondasi ditentukan oleh letak tanah padat yang mendukung pondasi. Pondasi pada tanah miring lebih dari 10 %, maka pondasi bangunan tersebut harus dibuat rata atau dibentuk tangga dengan bagian

bawah dan atas rata. Dan berdasarkan uraian di atas, maka pondasi digolongkan menjadi 3 jenis, yaitu :

1. Pondasi dangkal. Kedalaman tanah kuat untuk pondasi dangkal diperkirakan sampai mencapai 3 m di bawah permukaan tanah. Dan yang termasuk golongan pondasi dangkal, yaitu :
 - a Pondasi *Staal* atau Pondasi Lajur, yang dibuat dari pasangan bata atau padangan batu kali dengan kedalaman tanah kuat sampai 1,5 m.
 - b Pondasi Telapak (*Foot Plate*), dibuat dari beton bertulang, dengan kedalaman tanah kuat sampai 2 m di bawah permukaan tanah.
 - c Pondasi *Pylar*, dibuat dari pasangan batu kali, berbentuk piramida terpancung.
2. Pondasi Sedang, kedalaman tanah kuat untuk pondasi sedang diperkirakan sampai mencapai 4 m dibawah permukaan tanah. Pondasi yang cocok pada kedalaman ini ialah Pondasi Sumuran.
3. Pondasi dalam, adalah pondasi yang kedalaman tanah kuatnya minimum 4,5 meter dan biasa digunakan pada bangunan- bangunan bertingkat. Pondasi yang cocok pada kedalaman ini adalah pondasi tiang pancang maupun *borepile*.



Gambar 2.22. Jenis penampang pondasi dalam (Tiang pancang, *borepile*)

Dalam perencanaan ulang gedung ini dipergunakan pondasi tiang pancang. Pondasi tiang pancang adalah suatu konstruksi pondasi yang mampu menahan gaya orthogonal ke sumbu tiang dengan jalan menyerap lenturan. Pondasi tiang pancang dibuat menjadi satu kesatuan yang monolit dengan menyatukan pangkal tiang pancang yang terdapat di bawah konstruksi dengan tumpuan pondasi. Fungsinya sama dengan pondasi dalam lainnya seperti bor pile. Bedanya ada pada cara pengerjaannya saja. Pelaksanaan pekerjaan pemancangan dengan menggunakan alat berat *diesel hammer*.

Untuk jenis pondasi tiang dalam biasanya terdapat elemen struktur yang berfungsi sebagai pengikat struktur antara struktur bawah (pondasi) dengan struktur atas (kolom) yaitu yang disebut dengan *pile cap*. Maka penulis sertakan pada landasan teori ini mengenai perencanaan *pile cap*.

2.5.2. Perencanaan Pondasi Tiang Pancang

Secara umum, perencanaan pondasi tiang mencakup daya dukung sebagai *end bearing pile* (daya dukung ujung) maupun *friction pile* (daya dukung gesek). Sifat tanah yang variable yang dikombinasikan dengan beban-beban yang tak diperhitungkan sebelumnya atau gerakan tanah yang terjadi kemudian (umpamanya oleh gempa) dapat menyebabkan penurunan berlebih.

Satu hal penting yang harus diperhatikan dalam merancang struktur bawah dalam memenuhi stabilitas jangka panjang yaitu, perhatian harus diberikan pada perletakan dasar pondasi. Pondasi harus diletakkan pada kedalaman yang cukup untuk menanggulangi resiko erosi permukaan gerusan, kembang susut tanah, dan

gangguan tanah di sekitar pondasi lainnya. Adapun persyaratan-persyaratan yang harus dipenuhi dalam perancangan pondasi adalah :

1. Faktor aman terhadap keruntuhan akibat terlampaunya kapasitas dukung tanah harus terpenuhi.
2. Penurunan pondasi harus masih dalam batas-batas nilai yang ditoleransikan. Penurunan yang tidak seragam harus tidak mengakibatkan kerusakan pada struktur.

Daya dukung pondasi tiang pancang yang perlu diperhitungkan meliputi daya dukung vertikal maupun daya dukung horisontal. Untuk menentukan daya dukung pondasi tiang pancang dapat menggunakan berbagai cara/data hasil penyelidikan tanah, baik menggunakan data sondir, data N-SPT, maupun *Soil Properties*.

Tabel 2.14. Hubungan N (“standard netration resistance”) dan tegangan ijin tanah

Keadaan konsistensi	N	$\bar{\sigma}_{\text{tanah}} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$
Sangat lembek	0 – 2	0,00 – 0,30
Lembek	2 – 4	0,30 – 0,60
Sedang	4 – 8	0,60 – 1,20
Keras	8 – 15	1,20 – 2,40
Sangat keras	15 – 30	2,40 – 4,80
Keras sekali	>30	4,80

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

Dalam menentukan kapasitas dukung tiang diperlukan klasifikasi tiang dalam mendukung beban yang bekerja. Menurut *Terzaghi*, klasifikasi tiang didasarkan pada pondasi tiang yaitu :

1. Tiang gesek (*friction pile*), bila tiang pancang pada tanah berbutir. Akibat pemancangan tiang, tanah disekitar tiang menjadi padat. Porositas dan kompresibilitas tanah akibat getaran pada waktu tiang dipancang menjadi berkurang dan angka gesekan antara butir – butir tanah dan permukaan tiang pada arah lateral menjadi bertambah.
2. Tiang lekat (*cohesion pile*), bila tiang dipancang pada tanah lunak (permeabilitas rendah) atau tanah mempunyai kohesi yang tinggi.
3. Tiang mendukung dibagian ujung tiang (*point / end bearing pile*), bila tiang dipancang dengan ujung tiang mencapai tanah keras sehingga seluruh beban yang dipikul oleh tiang diteruskan ke tanah keras melalui ujung tiang.
4. Tiang tekan, bila tiang telah menumpu pada tanah keras dan mendapatkan tekanan vertikal dari beban mati maupun beban hidup.
5. Tiang tarik, bila tiang pancang pada tanah berbutir mendapat gaya yang bekerja dari lendutan momen yang mengakibatkan tiang mengalami gaya tarik.

Pada kenyataannya di lapangan, tanah sangat heterogen dan pada umumnya merupakan kombinasi dari kelima hal tersebut di atas. Berbagai metode dalam usaha menentukan kapasitas dukung tiang ini, tapi umumnya dibedakan dalam dua kategori yaitu untuk tiang tunggal dan kelompok tiang.

2.5.2.1 Kapasitas Daya Dukung Aksial Tiang Pancang Tunggal Berdasarkan Data SPT

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. Jaya Beton Indonesia.

Sesuai dengan apa yang dijelaskan diatas, untuk kapasitas daya dukung tiang dibedakan oleh daya dukung ujung dan daya dukung gesek, dan apabila kedua gaya tersebut dimobilisasi maka akan dapat : (*Mayerhof, 1956*).

$$Q_u = 40.N_b .A_p + 0,2.N .A_s \text{ atau,}$$

$$Q_{ult} = Q_p + Q_s \dots\dots\dots (2.5.1)$$

$$Q_{all} = \frac{Q_{ult}}{SF} \dots\dots\dots (2.5.2)$$

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.

a.) Kapasitas Daya Dukung Ujung Pondasi Tiang Pancang (Q_p)

Berdasarkan data hasil pengujian SPT (*Standard Penetration Test*).

Daya dukung satu tiang untuk tanah lanau berpasir (Metode *Mayerhof, 1956*) :

$$Q_p = 40.N_b .A_p \quad \dots\dots\dots (2.5.3)$$

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)

b.) Kapasitas Daya Dukung Selimut Pondasi Tiang Pancang (Q_s)

$$Q_s = 0,2.N .A_s \quad \dots\dots\dots (2.5.4)$$

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 2 meter sampai kedalam tanah keras.

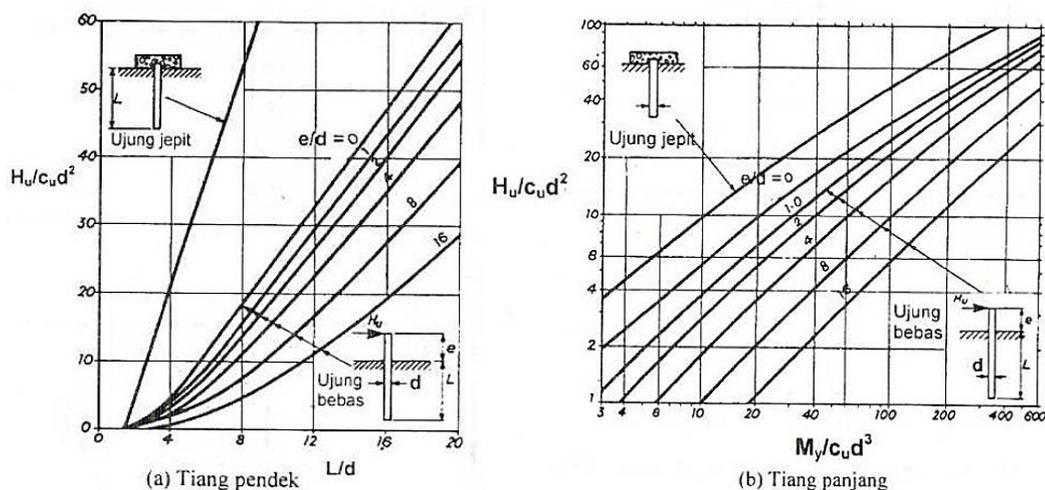
2.5.2.2 Kapasitas Daya Dukung Lateral Tiang Pancang Tunggal

Pondasi tiang harus dirancang dengan memperhitungkan beban-beban horizontal atau lateral. Seperti, beban angin, tekanan tanah lateral, beban gelombang air, benturan kapal dan lain-lain. Besarnya beban lateral yang harus didukung tiang merupakan gaya lateral pada perletakan struktur yang merupakan hasil distribusi gaya lateral dari struktur rangka utama. Salah satu cara yang

digunakan dalam menghitung daya dukung lateral tiang adalah metode yang diusulkan *Broms*.

a.) Tiang dalam tanah kohesif

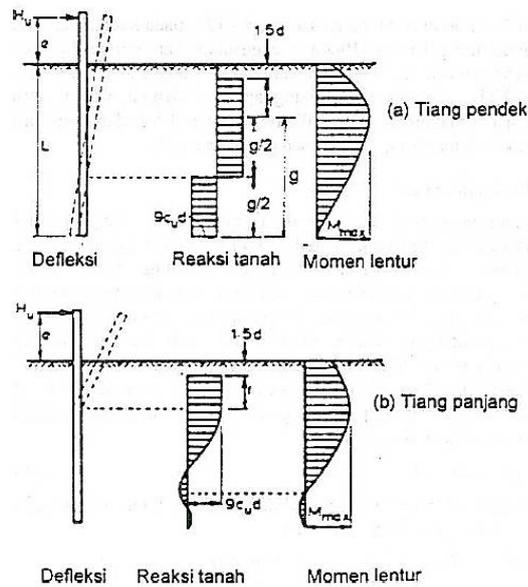
Broms (1964) mengusulkan cara pendekatan sederhana untuk mengestimasi distribusi tekanan tanah yang menahan tiang dalam tanah lempung. Yaitu, tahanan tanah dianggap sama dengan nol dipermukaan tanah sampai kedalaman 1,5 kali diameter tiang ($1,5d$) dan konstan sebesar $9c_u$ untuk kedalaman lebih besar dari $1,5d$. Tahanan lateral tiang dalam tanah kohesif dapat diperhitungkan dengan grafik pada gambar berikut:



Gambar 2.23. Tahanan lateral ultimit tiang dalam tanah kohesif (*Broms, 1964*)

- Tiang ujung bebas

Mekanisme keruntuhan tiang ujung bebas untuk tiang panjang (tidak kaku) dan tiang pendek (kaku) diperlihatkan dalam gambar berikut:



Gambar 2.24. Mekanisme keruntuhan tiang ujung bebas dalam tanah kohesif (Broms, 1964)

Dengan mengambil momen terhadap titik dimana momen pada tiang pancang mencapai momen maksimum, dapat diperoleh:

$$M_{maks} = H_u \cdot (e + \frac{3D}{2} + \frac{1}{2}f) \dots\dots\dots (2.5.5)$$

$$\text{Dengan } f = \frac{H_u}{9 \cdot c_u \cdot D} \dots\dots\dots (2.5.6)$$

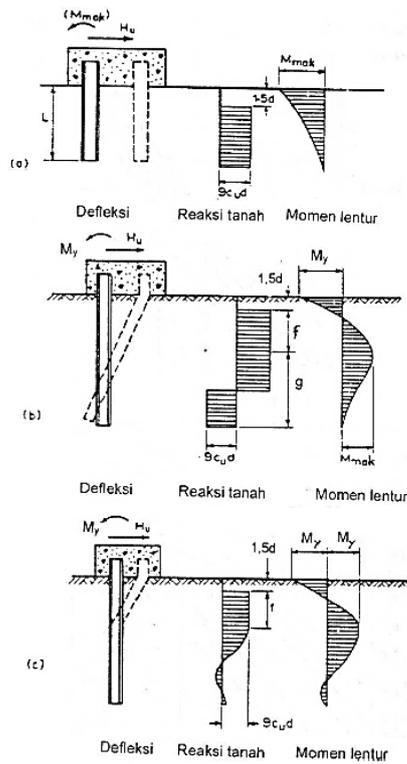
Momen maksimum juga dapat dinyatakan dengan persamaan:

$$M_{maks} = \frac{9}{4} \cdot D \cdot g^2 \cdot c_u \dots\dots\dots (2.5.7)$$

$$\text{Dengan } g = L - \frac{3D}{2} - f \dots\dots\dots (2.5.8)$$

- Tiang ujung jepit

Mekanisme keruntuhan tiang ujung jepit, diagram distribusi reaksi tanah dan momen terjadi secara pendekatan diperlihatkan dalam gambar berikut:



Gambar 2.25. Mekanisme keruntuhan tiang ujung jepit dalam tanah kohesif (Broms, 1964)

Pada tiang dengan ujung jepit, Broms menganggap bahwa momen yang terjadi pada tubuh tiang yang tertanam di dalam tanah sama dengan momen yang terjadi di ujung atas tiang yang terjepit oleh penutup tiang (*pile cap*). Untuk tiang pendek, dapat dihitung tahanan tiang ultimit terhadap beban lateral sebagai berikut:

$$H_u = 9 \cdot C_u \cdot D \cdot (L - 3D/2) \dots\dots\dots (2.5.9)$$

$$M_{maks} = H_u \cdot (L/2 - 3D/4) \dots\dots\dots (2.5.10)$$

Jika $M_{maks} > M_y$ (momen yang dapat dipikul tiang). Maka tiang termasuk dalam kriteria tiang panjang, dalam hal ini H_u dinyatakan dengan persamaan:

$$H_u = \frac{2 \cdot M_y}{3D/2 + 1/2 \cdot f} \dots\dots\dots (2.5.11)$$

b.) Tiang dalam tanah granuler

Untuk tiang dalam tanah granuler ($c = 0$), *Broms* (1964) menganggap tahanan tanah ultimit (p_u) sama dengan tiga kali tekanan pasif *Rankine*. Hal ini berdasarkan pada bukti empiris yang diperoleh dengan membandingkan hasil pengamatan dan hitungan beban ultimit yang dilakukan oleh *Broms* yang menunjukkan bahwa pengambilan faktor pengali 3 dalam beberapa hal mungkin telalu hati-hati, karena nilai banding rata-rata antara hasil hitungan dan beban ultimit hasil pengujian tiang adalah kira-kira $2/3$. Dengan anggapan tersebut, distribusi tekanan tanah dapat dinyatakan dengan persamaan:

$$P_u = 3 \cdot p_0 \cdot K_p \quad \dots\dots\dots (2.5.12)$$

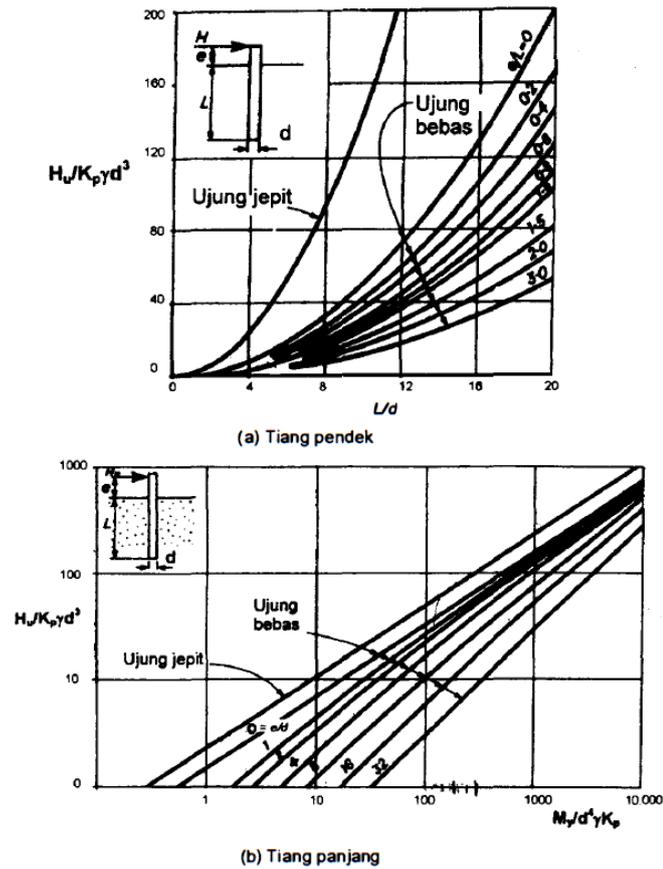
Dengan:

P_0 = Tekanan *overburden* efektif

$$K_p = (1 + \sin \varphi'') / (1 - \sin \varphi') = \tan^2 (45^\circ + \varphi' / 2) \quad \dots\dots\dots (2.5.13)$$

φ' = Sudut gesek dalam efektif

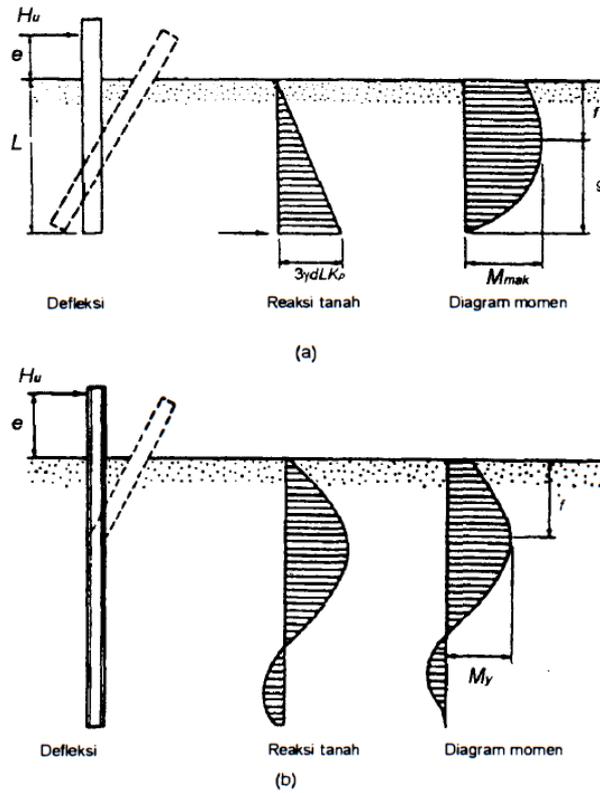
Tahanan lateral tiang dalam tanah granuler dapat diperhitungkan dengan grafik pada gambar berikut:



Gambar 2.26. Tahanan lateral ultimit tiang dalam tanah granuler (Broms, 1964)

- Tiang ujung bebas

Mekanisme keruntuhan tiang ujung bebas untuk tiang panjang dan tiang pendek pada tanah granuler diperlihatkan dalam gambar berikut:



Gambar 2.27. Mekanisme keruntuhan tiang ujung bebas dalam tanah granuler
(Broms, 1964)

Dengan mengambil momen terhadap ujung bawah,

$$H_u = \frac{(1/2)\gamma d L K_p}{e + L} \dots\dots\dots (2.5.14)$$

Momen maksimum terjadi pada jarak f dibawah permukaan tanah,

dimana:

$$H_u = (3 / 2)\gamma d K_p f^2 \dots\dots\dots (2.5.15)$$

$$f = 0.82 \sqrt{\frac{H_u}{DK_p \gamma}} \dots\dots\dots (2.5.16)$$

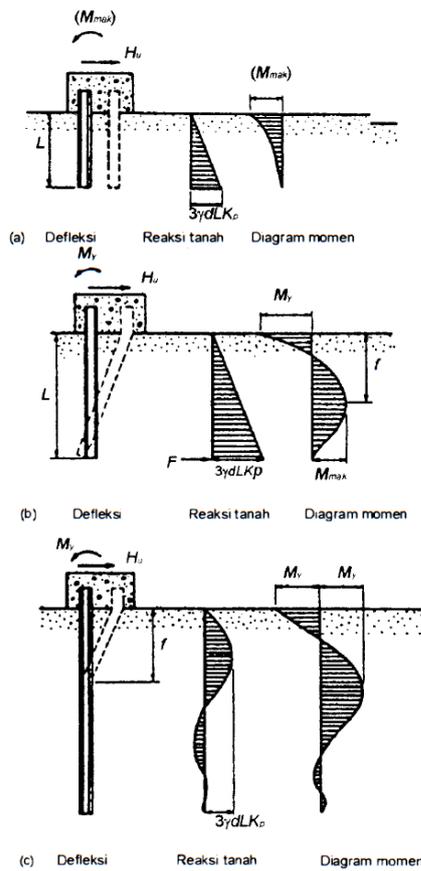
Momen maksimum dapat dinyatakan dengan persamaan:

$$M_{maks} = H_u (e + 2f / 3) \dots\dots\dots (2.5.17)$$

Jika $M_{maks} > My$, momen maksimum dapat diperhitungkan dengan menganggap $M_{maks} = My$.

- Tiang ujung jepit

Mekanisme keruntuhan tiang ujung bebas untuk tiang panjang dan tiang pendek pada tanah granuler diperlihatkan dalam gambar berikut:



Gambar 2.28. Mekanisme keruntuhan tiang ujung jepit dalam tanah granuler
(Broms, 1964)

Untuk tiang dengan ujung jepit yang kaku (tiang pendek), beban lateral ultimit dinyatakan dengan persamaan:

$$H_u = (3/2) \gamma d L^2 K_p \dots\dots\dots (2.5.18)$$

Momen negatif yang terjadi pada kepala tiang untuk tiang pendek dapat dihitung dengan persamaan:

$$M_{maks} = (2/3)H_u L = \gamma \cdot D \cdot L^3 \cdot K_f \quad \dots\dots\dots (2.5.19)$$

Jika $M_{maks} > M_y$ (untuk tiang pendek), maka keruntuhan tiang dapat didefinisikan berperilaku sebagai tiang panjang, dimana tiang lebih dahulu patah sebelum terjadi keruntuhan tanah. pada kondisi ini momen maksimum pada tiang sama dengan momen yang dapat dipikul tiang. Sehingga kapasitas lateral ijin dapat diperhitungkan dengan persamaan:

$$H_u = \frac{2 \cdot M_y}{e + 2f/3} \quad \dots\dots\dots (2.5.20)$$

2.5.2.3 Kapasitas Dukung Kelompok Tiang (*Pile Group*)

Dalam pelaksanaan, jarang dijumpai pondasi yang hanya terdiri dari satu tiang saja, tetapi terdiri dari kelompok tiang (*pile group*). Teori membuktikan dalam daya dukung kelompok tiang geser tidak sama dengan daya dukung tiang secara individu dikalikan jumlah tiang dalam kelompok, melainkan akan lebih kecil karena adanya faktor efisiensi. Daya dukung kelompok tiang dihitung berdasarkan *cleef*. Di atas *pile gorup* biasanya diletakkan suatu konstruksi poer (*footing*) yang berfungsi mempersatukan kelompok tiang tersebut.

- Jumlah Tiang (n)

Untuk menentukan jumlah tiang yang akan dipasang didasarkan beban yang bekerja pada pondasi dan kapasitas dukung ijin tiang, maka rumus yang dipakai adalah sebagai berikut ini :

$$n = \frac{P}{Q_a} \quad \dots\dots\dots (2.5.21)$$

Dimana :

n = Jumlah tiang

P = beban yang bekerja

Q_a = kapasitas dukung ijin tiang tunggal

- Jarak antar tiang pancang dalam kelompok (s)

Jarak antar tiang pancang didalam kelompok tiang sangat mempengaruhi perhitungan kapasitas dukung dari kelompok tiang tersebut. Untuk bekerja sebagai kelompok tiang, jarak antar tiang yang dipakai adalah menurut peraturan-peraturan bangunan pada daerah masing – masing. Menurut *K. Basah Suryolelono* (1994), pada prinsipnya jarak tiang (S) makin rapat, ukuran *pile cap* makin kecil dan secara tidak langsung biaya lebih murah. Tetapi bila pondasi memikul beban momen maka jarak tiang perlu diperbesar yang berarti menambah atau memperbesar tahanan momen.

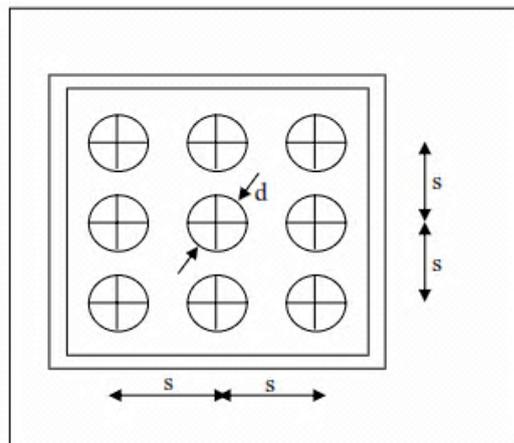
Daya dukung tanah oleh Dirjen Bina Marga Departemen P.U.T.L. disyaratkan jarak tiang biasanya dipakai bila :

- Ujung tiang tidak mencapai tanah keras maka jarak tiang minimum $\geq 2,5$ kali diameter tiang atau 2,5 kali diagonal tampang tiang.
- Ujung tiang mencapai tanah keras, maka jarak tiang minimum \geq diameter tiang ditambah 30 cm atau panjang diagonal tiang ditambah 30 cm.

Disyaratkan juga bahwa jarak antara 2 tiang dalam kelompok tiang :

- Minimum = 0,60 m

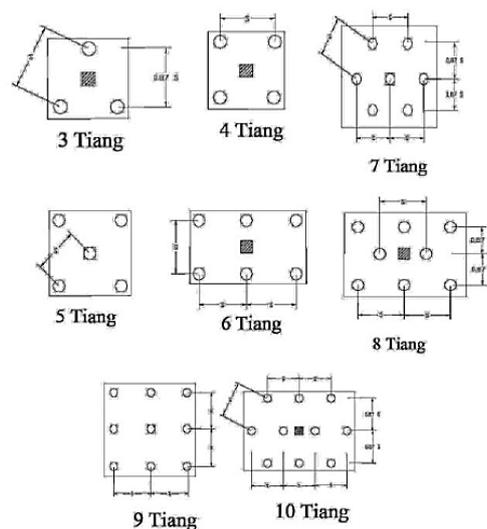
- Maksimum = 2,00 m



Gambar.2.29. Contoh Tiang Pancang Group

- Susunan Tiang

Susunan tiang sangat berpengaruh terhadap luas denah *pile cap*, yang secara tidak langsung tergantung dari jarak tiang. Bila jarak tiang kurang teratur atau terlalu lebar, maka luas denah *pile cap* akan bertambah besar dan berakibat volume beton menjadi bertambah besar sehingga biaya konstruksi membengkak (K. Basah Suryolelono, 1994). Gambar dibawah ini adalah contoh susunan tiang:



Gambar 2.30. Contoh susunan tiang

- Efisiensi kelompok tiang

Beberapa persamaan efisiensi kelompok tiang telah diusulkan untuk menghitung kapasitas kelompok tiang. Salah satu persamaan-persamaan tersebut adalah yang diusulkan oleh *Converse-Labarre Formula*. Persamaan tersebut adalah sebagai berikut :

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n'-1) \cdot m + (m-1) \cdot n'}{90 \cdot mn'} > Pu \quad \dots\dots\dots (2.5.22)$$

Dengan :

- m = jumlah baris tiang
- n' = jumlah tiang dalam satu baris
- θ = Arc tg.d/s, dalam derajat
- s = jarak antar pusat tiang
- d = diameter tiang

2.5.2.4 Pembebanan Pada Pondasi Kelompok Tiang

a.) Beban Vertikal Sentris

Beban ini merupakan beban per-satuan panjang yang bekerja melalui pusat berat kelompok tiang, sehingga beban akan diteruskan ke tanah dasar pondasi melalui *pile cap* dan tiang – tiang tersebut secara terbagi rata. Bila jumlah tiang yang mendukung pondasi tersebut maka setiap tiang akan menerima beban sebesar berikut :

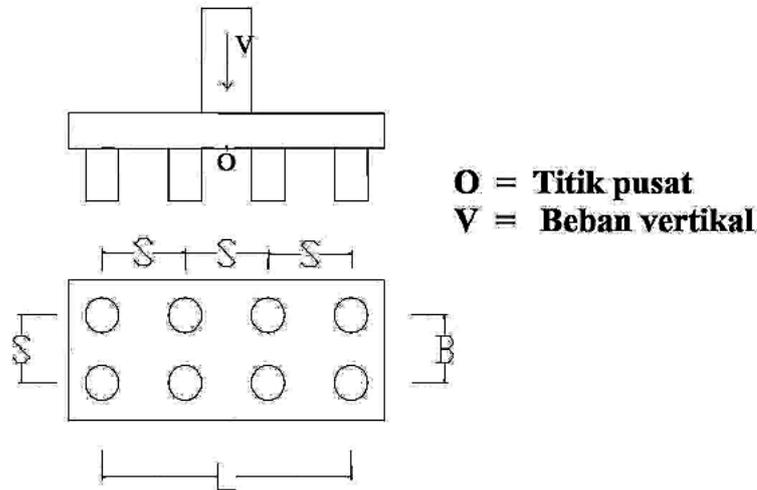
$$P = \frac{V}{n} \quad \dots\dots\dots (2.5.23)$$

Dimana :

- P = Beban yang diterima tiap tiang

V = Beban vertikal yang diterima pondasi

n = Jumlah tiang yang mendukung pondasi



Gambar 2.31. Beban Vertikal Sentris

b.) Beban Vertikal dan Momen

Gaya luar yang bekerja pada kepala tiang (kolom) didistribusikan pada *pile cap* dan kelompok tiang pondasi berdasarkan rumus elastisitas dengan menganggap bahwa *pile cap* kaku sempurna (pelat pondasi cukup tebal), sehingga pengaruh gaya yang bekerja tidak menyebabkan *pile cap* melengkung atau deformasi. Maka rumus yang dipakai adalah sebagai berikut :

$$P_i = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y x}{\sum x^2} \pm \frac{M_x y}{\sum y^2} < P_{netto} \dots\dots\dots (2.5.24)$$

Dimana :

M_x, M_y = momen masing-masing disumbu X dan Y

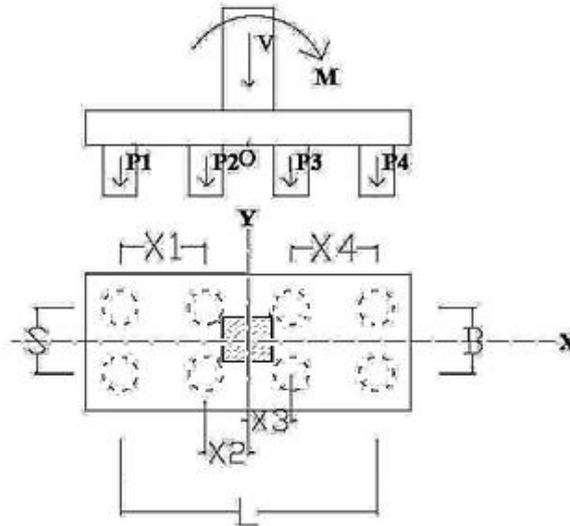
x, y = jarak dari sumbu x dan y ke tiang

$\sum x^2, \sum y^2$ = Jumlah kwadrat jarak tiang ke garis netral

V = jumlah beban vertikal

n = jumlah tiang kelompok

P_i = reaksi tiang atau beban aksial tiang ke- i

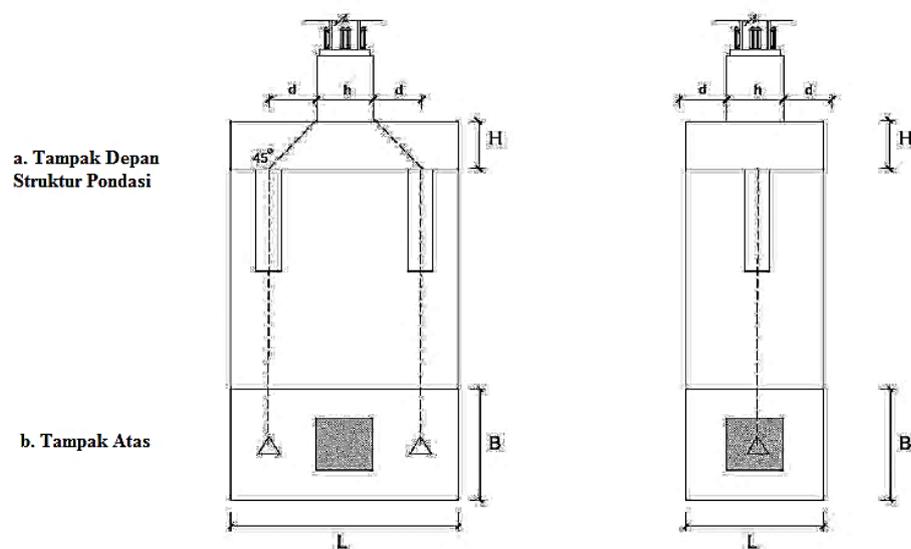


Gambar 2.32. Beban Vertikal dan Momen

2.5.3. Perencanaan *Pile Cap*

Pile cap merupakan suatu cara untuk mengikat pondasi sebelum didirikan kolom di bagian atasnya. Untuk memikul suatu kolom yang cukup berat, terkadang tidak cukup apabila hanya digunakan satu buah tiang pancang maupun *borepile* saja. Dua atau lebih tiang pondasi dapat digunakan untuk memikul satu buah kolom. Guna menyatukan tiang pancang yang jumlahnya lebih dari satu, maka diperlukan suatu struktur *pile cap* yang fungsinya adalah untuk mendistribusikan beban dari kolom ke masing-masing tiang pancang. Dimana masing-masing pile menerima $1/N$ dari beban oleh kolom dan harus \leq daya dukung yang diijinkan (Y ton) (N = jumlah kelompok pile). Jadi beban maksimum yang bisa diterima oleh *pile cap* dari suatu kolom adalah sebesar $N \times (Y \text{ ton})$.

Pile cap ini bertujuan agar lokasi kolom benar-benar berada dititik pusat pondasi sehingga tidak menyebabkan eksentrisitas yang dapat menyebabkan beban tambahan pada pondasi. Bentuk dari *pile cap* juga bervariasi dengan bentuk segitiga dan persegi panjang. Jumlah kolom yang diikat pada tiap *pile cap* pun berbeda tergantung kebutuhan atas beban yang akan diterimanya. Terdapat *pile cap* dengan pondasi tunggal, ada yang mengikat 2 atau lebih pondasi yang diikat menjadi satu.



Gambar 2.33. *Pile cap*

Perencanaan *Pile cap* biasanya dilakukan dengan anggapan sebagai berikut :

1. *Pile cap* sangat kaku
2. Ujung atas tiang menggantung pada *pile cap*. Karena itu, tidak ada momen lentur yang diakibatkan oleh *pile cap* ke tiang.
3. Tiang merupakan kolom pendek dan elastis. Karena itu, distribusi tegangan dan deformasi membentuk bidang rata.

Perhitungan momen lentur dan gaya geser pada *pile cap* didasarkan pada asumsi bahwa reaksi dari tiap-tiap tiang pancang terpusat pada pusat berat penampang tiang pancang (SNI 2847:2013 Pasal 15.2.3). Ketebalan minimum dari

sebuah *pile cap* ditentukan sebesar 300 mm sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 15.7. Dan untuk dapat mentransfer beban dengan baik ke lapisan tanah, maka jarak antar tiang dibatasi minimal sebesar 2,5 - 3 kali diameter tiang pancang. Jarak antar tiang diusahakan sedekat mungkin untuk menghemat *pile cap*, tetapi jika pondasi menerima beban momen maka jarak tiang perlu diperbesar yang berarti menambah atau memperbesar tahanan momen.

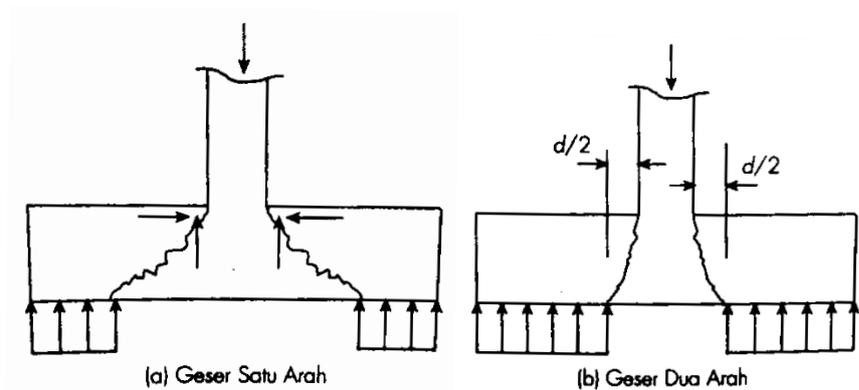
Pile cap direncanakan berdasarkan reaksi maksimum tiang individu akibat gaya yang membebani pondasi. Berikut perhitungan *pile cap* untuk pondasi.

1. Kontrol penampang *pile cap* terhadap gaya geser

Perhitungan gaya geser 1 arah dan 2 arah untuk *pile cap* sama dengan perhitungan gaya geser 1 arah dan 2 arah pada pondasi telapak. Apabila pada pondasi telapak pada umumnya dapat mengalami beberapa mekanisme keruntuhan, maka pada *pile cap* juga berlaku demikian.

- Keruntuhan geser (Gambar 2.55.a), dimana muncul retak dalam arah diagonal yang tidak mengakibatkan keruntuhan struktur, namun retak akan memanjang hingga mencapai daerah tekan beton, sehingga akan mengurangi penampang beton dan akhirnya daerah tekan beton akan mengalami kegagalan akibat tegangan geser dan tegangan tekan.
- Keruntuhan lentur setelah retak dalam arah diagonal terbentuk. Retak dalam arah diagonal yang terbentuk sebelumnya tidak menyebabkan keruntuhan atau mencegah tercapainya kuat momen nominal penampang. Jika panjang penyaluran tulangan tarik mencukupi, dan tidak terjadi keruntuhan pada daerah tekan beton, maka tulangan tarik akan mencapai kuat lelehnya.

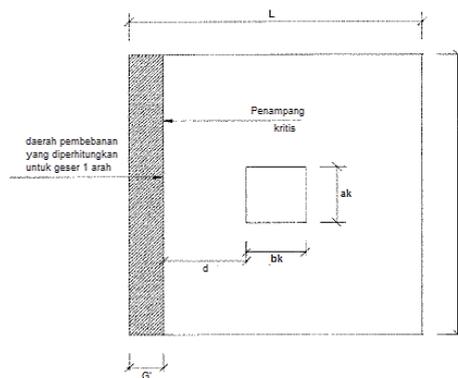
- Keruntuhan tarik diagonal (Gambar 2.55.b), atau sering disebut dengan geser pons (*punching shear*), pelat pondasi mengalami keruntuhan akibat terbentuknya retak dalam arah diagonal di sekitar lokasi beban kolom. Hasil penelitian menunjukkan bahwa penampang kritis akibat geser pons terletak sejauh $d/2$ dari muka kolom, dengan d adalah tinggi efektif pelat pondasi.



Gambar 2.34. Mekanisme keruntuhan pondasi *pile cap*

- Keruntuhan lentur terjadi sebelum retak dalam arah diagonal terbentuk. Retak dalam arah diagonal terbentuk setelah kuat lentur penampang tercapai. Dalam perencanaan, keruntuhan geser hendaknya tidak terjadi sebelum kuat lentur penampang tercapai.

a. Kontrol gaya geser satu arah



Gambar 2.35. Analisis geser satu arah

- Gaya geser yang bekerja pada penampang kritis

$$Vu = \sigma \cdot L \cdot G' \quad \dots\dots\dots (2.5.25)$$

Dimana :

Vu = Gaya geser terfaktor

σ = Tegangan yang terjadi, dengan :

$$Pu/A \text{ (t/m}^2\text{)}$$

Pu = Gaya aksial pada pondasi

A = Luas pondasi *pile cap*

L = Panjang *pile cap*

d = Tebal efektif *pile cap*

G' = Daerah pembebanan yang diperhitungkan untuk geser satu arah

- Kuat geser beton

Penggunaan penulangan geser di dalam pondasi tidak disarankan karena tidak praktis, terutama berkaitan dengan kesulitan pemasangan disamping lebih praktis untuk menambah ketebalan pondasi sedikit saja. oleh karena itu seperti halnya pondasi telapak, umumnya perencanaan kuat geser pondasi *pile cap* didasarkan sepenuhnya pada kuat geser beton

saja. Perilaku pondasi yang bekerja pada satu arah dapat disamakan dengan balok atau pelat penulangan satu arah. Sesuai dengan SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.4.1.1. ayat 1.1. ditentukan bahwa penampang (2.5.26) geser satu arah pada pondasi adalah pada bidang vertikal memotong lebar ditempat yang berjarak sama dengan tinggi efektif dari muka beban terpusat atau bidang reaksi. Maka kuat geser beton pada pondasi dengan penulangan satu arah diperhitungkan sebagai berikut :

$$\phi V_c = \phi \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d$$

Dimana :

b = Panjang *pile cap*

d = Tebal efektif *pile cap* = h – selimut beton

h = Tebal *pile cap*

V_c = Gaya geser nominal yang disumbangkan oleh beton

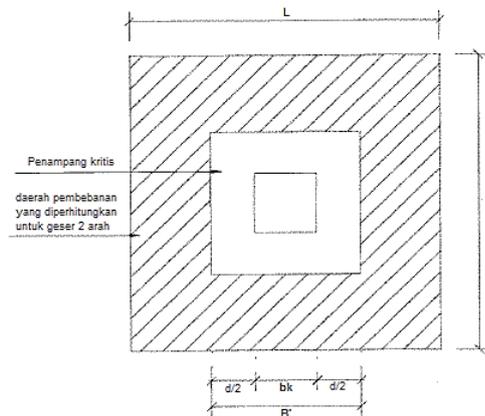
f_c' = Kuat tekan beton yang disyaratkan

V_u = Gaya geser terfaktor satu arah yang terjadi

- Dengan ketentuan bahwa :

$$\phi V_c > V_u$$

b. Kontrol gaya geser dua arah



Gambar 2.36. Analisis geser dua arah

- Lebar penampang kritis (B')

$$B' = \text{Lebar kolom} + 2 (1/2d) \dots\dots\dots (2.5.27)$$

- Gaya geser yang bekerja pada penampang kritis

$$Vu = \sigma (L^2 - B'^2) \dots\dots\dots (2.5.28)$$

Dimana :

σ = Tegangan yang terjadi, dengan :

$$Pu/A \text{ (t/m}^2\text{)}$$

L = Panjang *pile cap*

B' = Lebar penampang kritis pondasi *pile cap*

Vu = Gaya geser terfaktor dua arah yang terjadi

- Dalam SNI 2847:2013 pasal 11.11.2.1, dinyatakan bahwa nilai kuat geser pondasi akibat geser dua arah untuk beton ditentukan nilai terkecil dari:

$$1. Vc = \left[1 + \frac{2}{\beta c} \right] \frac{\sqrt{fc' \cdot bo \cdot d}}{6} \dots\dots\dots (2.5.29)$$

$$2. Vc = \left[\frac{\alpha s \cdot d}{bo} + 2 \right] \frac{\sqrt{fc' \cdot bo \cdot d}}{12} \dots\dots\dots (2.5.30)$$

dengan : $\alpha s = 40$ untuk kolom dalam

$\alpha s = 30$ untuk kolom tepi

$\alpha s = 20$ untuk kolom sudut

$$3. Vc = \frac{1}{3} \sqrt{f'c' \cdot bo \cdot d} \dots\dots\dots (2.5.31)$$

Dengan : $\beta c = \frac{ak}{bk}$

$$Bo = 4B'$$

Dimana :

Vu = Gaya geser dua arah yang terjadi

bk = Panjang kolom

ak = Lebar kolom

d = Tinggi efektif pondasi *pile cap*

h = Tebal pondasi *pile cap*

bo = Keliling penampang kritis pondasi *pile cap*

αs = Konstanta untuk perhitungan pondasi *pile cap*

- Dengan ketentuan bahwa :

$$\phi Vc > Vu$$

2. Perhitungan Tulangan *Pile Cap*

Perhitungan momen terfaktor maksimum untuk sebuah pondasi telapak ditentukan dalam SNI 2847:2013 pasal 15.4. dalam pasal tersebut bahwa momen luar akibat semua gaya yang bekerja pada pondasi harus dihitung terhadap suatu potongan bidang vertikal pada pondasi tersebut (pada penampang kritis) yang terletak pada :

- a. Muka kolom, pedestal, dinding, untuk pondasi telapak yang memikul kolom, pedestal atau dinding beton.

- b. Setengah dari jarak yang diukur dari bagian tengah ke tepi dinding, untuk pondasi telapak yang mendukung dinding pasangan.
- c. Setengah dari jarak yang diukur dari muka kolom ke tepi pelat alas baja, untuk pondasi yang mendukung kolom dengan pelat dasar baja.

Beban aksial P_u yang bekerja dibebankan sama rata keseluruhan tiang. Masing-masing tiang mendapatkan beban aksial sebesar P_u/n_p .

Momen terhadap titik berat :

- Lebar Penampang Kritis (B')

$$B' = \text{lebar } pile \text{ cap}/2 - \text{lebar kolom}/2 \quad \dots\dots\dots (2.5.32)$$

- Berat *Pile cap* pada Penampang Kritis (q')

$$q' = 2400 \times l \times t \quad \dots\dots\dots (2.5.33)$$

Berat pile cap pada penampang kritis:

$$M_u = 2 \times \frac{P_u}{4} \times s - \frac{1}{2} \times q' \times B'^2 \quad \dots\dots\dots (2.5.34)$$

$$\phi M_n = \phi A_s \cdot f_y \cdot (d - 1/2 \cdot a) \quad \dots\dots\dots (2.5.35)$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'c \cdot b} \quad \dots\dots\dots (2.5.36)$$

dengan :

B' = Lebar penampang kritis pondasi *pile cap*

q' = Berat *pile cap* pada penampang kritis

M_u = Momen terfaktor yang terjadi

M_n = Momen nominal

A_s = Luas tulangan

a = bentang geser, jarak antara beban terpusat dan muka tumpuan

f_y = Kuat leleh baja tulangan

f_c' = Kuat tekan beton

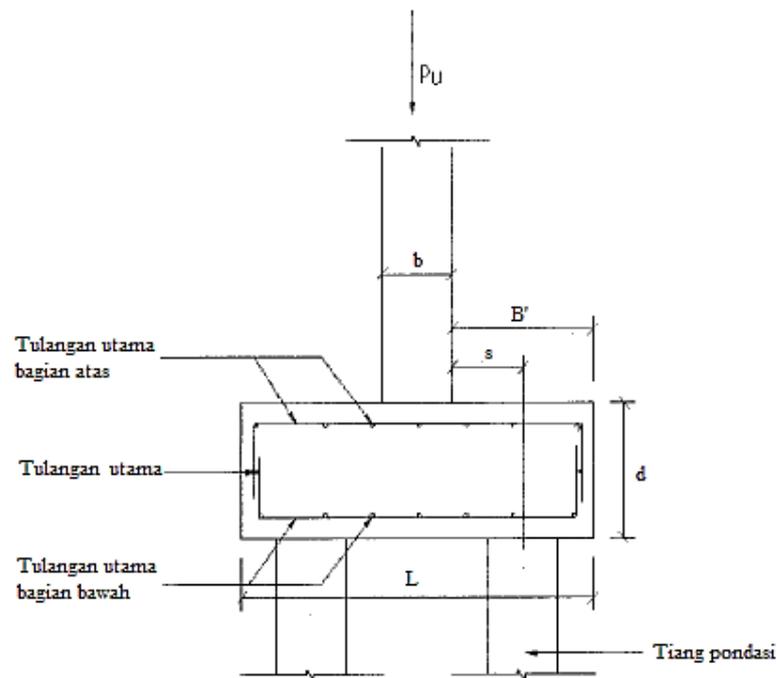
b = Lebar pondasi *pile cap*

s = Jarak antar tiang

Dengan ketentuan bahwa :

$$\phi M_n > M_u$$

Untuk tulangan tekan bagian atas, bisa diberikan sebesar 20% tulangan utama.



Gambar 2.37. Contoh Detail Tulangan *Pile cap*