BAB II
LANDASAN TEORI

2.1 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.

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 ditunjukan pada tabel 2.1.

Tabel 2.1 Jenis dan Kelas baja tulangan menurut SII 0136-80

Jenis	Kelas	Simbol	Batas Ulur Maksimum (MPa)	Kuat Tarik 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 sebagaimana ditunjukan pada tabel 2.2.

Tabel 2.2 Batasan tebal selimut beton

Kondisi Struktur	Tebal Selimut
Beton yang dicor langsung di atas tanah dan selalu berhubungan dengan tanah	70
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
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

Kondisi Struktur	Tebal Selimut
Komponen struktur cangkang, pelat melipat :	
Batang D-19 dan yang lebih besar	20
Batang D-16, jaring kawat polos P16 atau ulir D16 dan yang lebih kecil	15

2.2 Persyaratan Kekuatan dan Kemampuan Layan

Berdasarkan **SNI 2847-2013** Pasal 11.1.1 dan 2. tentang ketentuan kekuatan dan kemampuan layan yaitu struktur dan komponen struktur harus didesain agar mempunyai kekuatan desain disemua penampang paling sedikit sama dengan kekuatan perlu yang dihitung untuk beban dan gaya terfaktor dalam kombinasi sedemikian rupa.

Komponen struktur juga harus memenuhi semua ketentuan standar ini yang lainnya untuk menjamin kinerja yang mencukupi pada tingkat beban layan. Metode perencanaan beton bertulang meliputi:

1. Metode Tenaga Kerja

   Metode ini mendasarkan bahwa perencanaan penampang beton bertulang yang menganggap hubungan tegangan-tegangan secara linier akan menjamin pada saat beban layan, tegangan pada baja maupun beton tidak melampaui tegangan izinnya. Dengan kata lain, semua unsur struktur direncanakan berdasarkan keadaan yang masih elastik dan tegangan yang terjadi tidak melebihi tegangan izin.

2. Metode Kekuatan Batas

   Didalam metode kekuatan batas, penampang elemen struktur direncanakan berdasarkan hubungan tegangan-regangan yang non-linier, sehingga dicapai kekuatan penuh. Sistem pembebanan yang dikenakan

menjadi realistik karena beban berfaktor. Secara mudah kekuatan batas dinyatakan sebagai kekuatan yang tersedia ≥ kekuatan perlu yang mendukung beban berfaktor. Kekuatan yang tersedia ditetapkan berdasarkan peraturan yang ada, sedangkan kuat perlu ditetapkan berdasarkan analisis struktur terhadap beban berfaktor.

2.2.1 Faktor Aman

Semua struktur maupun komponennya harus direncanakan sedemikian rupa sehingga dapat dijamin keamanannya. Guna mewujudkan keamanan itu maka pada praktek perencanaan disertakan faktor aman. Faktor aman dalam hal kontruksi meliputi dua kategori:

1) Faktor beban. Faktor yang diberikan akibat kemungkinan terlampauinya beban rencana yang telah ditentukan pada perencanaan.
2) Faktor pengurangan kekuatan. Faktor untuk memperhitungkan kemungkinan tidak seragaman mutu bahan, tidak tepatan pelaksanaan, maupun hal lain yang belum diperhitungkan.

Pada metode perencanaan tegangan kerja, faktor aman merupakan nilai banding antara kekuatan hancur atau leleh dengan tegangan yang diizinkan. Hal itu akan tampak bahwa dalam metode ini faktor aman diambil sama untuk segala unsur sehingga kurang yang membedakan unsur yang beresiko tinggi dan yang beresiko rendah. Hal ini merupakan kekurangan pada metode kerja.

2.2.2 Provisi Daktilitas

Prilaku daktail pada suatu elemen lentur sangat penting. Prilaku ini menjamin terjadinya peringatan dari struktur disaat awal keruntuhan pada beban

ekstrim. Peringatan berupa terjadinya deformasi yang cukup besar saat mendekati beban maksimum. Dengan demikian dapat diselamatkan seluruh penghuni bangunan tersebut. Pada perencanaan tahan gempa, daktilitas struktur menjadi perhatian utama. Bangunan yang mempunyai daktilitas cukup, pada saat terlanda gempa, meskipun terjadi kerusakan tetapi tidak sampai roboh. Sehingga rekomendasi bangunan tahan gempa dapat diterima hanya bila struktur memiliki daktilitas yang cukup untuk menyerap energi gernpa dengan deformasi pasca elastik.

2.2.3 Kuat Perlu

Untuk kekuatan yang diperlukan disebut sebagai kuat perlu dan diberi simbol U. Menurut **SNI-2847-2013** Pasal 11.2.1 kekuatan perlu U harus paling tidak sama dengan pengaruh beban terfaktor. Pengaruh salah satu atau lebih beban yang tidak bekerja secara serentak harus diperiksa beban S (salju) dalam persamaan-persamaan di bawah ini.

U	=	1,4D	.....	**(2-1)**
U	=	1,2D + 1,6L + 0,5(Lr atau R)	.....	**(2-2)**
U	=	1,2D + 1,6(Lr atau R) + (1,0L atau 0,5W)	.....	**(2-3)**
U	=	1,2D + 1,0W + 1,0L + 0,5(Lr atau R)	.....	**(2-4)**
U	=	1,2D + 1,0E + 1,0L	.....	**(2-5)**
U	=	0,9D + 1,0W	.....	**(2-6)**
U	=	0,9D + 1,0E	.....	**(2-7)**

Kecuali sebagai berikut:

1. Faktor beban pada beban hidup L dalam Pers. (2-3) sampai (2-5) 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.
2. Bila W didasarkan pada beban angin tingkat layan, 1,6W harus digunakan sebagai pengganti dari 1,0W dalam Pers. (2-4) dan (2-6), dan 0,8W harus digunakan sebagai pengganti dari 0,5W dalam Pers. (2-3).
3. Dihilangkan karena tidak relevan, lihat Daftar Deviasi.

2.2.4 Kuat Rencana

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 11.3.2. Faktor reduksi kekuatan ϕ meliputi:

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
   a. Daerah angkur pasca tarik : 0,85
   b. Model strat dan pengikat (Lampiran A), dan strat, pengikat, daerah pertemuan (*nodal*), dan daerah tumpuan dalam model tersebut : 0,75
5. Dari ujung komponen struktur ke ujung panjang transfer : 0,75

6. Dari ujung panjang transfer ke ujung panjang penyaluran ∝ boleh ditingkatkan secara linier : 0,75

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 mempu mendukung berat sendiri, gaya angin, beban hidup maupun beban khusus yang bekerja pada struktur bangunan tersebut. Adapun pembeban yang dihitung adalah sebagai berikut:

2.3.1.1 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, berat bahan bangunan dan komponen-komponen gedung dijelaskan pada tabel 2.3.

Tabel 2.3 Berat Sendiri Bahan Bangunan dan Komponen Gedung

Material Gedung	Berat (kg/m^3)
Baja	7850
Batu alam	2600
Batu belah, batu bulat, batu gunung (berat teumpuk)	1500 700
Batu karang (berat tumpuk)	1450
Batu pecah	7250
Besi tuang	2200
Beton	2400
Beton Bertulang	1000
Kayu (kelas I)	1650
Kerikil, koral (kering udara sampai lembab, tanpa diayak)	1700
Pasangan bata merah	2200
Pasangan batu belah, batu bulat, batu gunung	2200
Pasangan batu cetak	1450
Pasangan batu karang	1600
Pasir (kering udara sampai lembab)	1800
Pasir (jenuh air)	1850
Pasir kerikil, koral (kering udara sampai lembab)	1700
Tanah lempung dan lanau (kering udara sampai lembab)	2000
Tanah lempung dan lanau (basah)	11400
Timah hitam	
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	

Material Gedung	Berat (kg/m^3)
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	7
Penutup atap genting dengan reng dan usuk/kaso per m^2 bidang atap	50
Penutup atas sirap dengan reng dan usuk/kaso, per m^2 bidang atap	40
Penutup atap seng gelombang (BJLS-25) tanpa gordeng	10
Penutup lantai dari ubin semen portland, teraso dan beton, tanpa adukan, per cm tebal	24
Semen asbes gelombang (tebal 5 mm)	11

2.3.1.2 Beban Hidup (LL)

Beban hidup adalah 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.

a) Beban hidup pada lantai gedung

   Beban hidup yang digunakan mengacu pada standar **PPURG tahun 1987**, yaitu sebesar 250 kg/m^2

b) Beban hidup pada atap gedung

   Beban hidup yang digunakan mengacu pada standar **PPURG tahun 1987**, yaitu sebesar 100 kg/m^2

2.3.1.3 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 km/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 :

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

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 : α < 65° 0,02α–0,4

     65° < α <90° ..... + 0,90
   - Dibelakang angin, untuk semua α ..... - 0,40

2.3.1.4 Beban Gempa (E)

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

Terdapat dua metode dalam analisa beban gempa dinamik, yaitu analisa ragam spektrum respons dan *time history*. Untuk penyusunan tugas akhir ini

analisa beban gempa dinamik hanya menggunakan analisa ragam spektrum respons. Parameter-parameter yang harus diperhatikan dalam analisa ragam spektrum respons.

1. Kategori resiko bangunan dan faktor keutamaan gempa

Untuk berbagai kategori risiko struktur bangunan gedung dan non gedung sesuai Tabel 2.6 pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan I_e menurut Tabel 2.7. Khusus untuk struktur bangunan dengan kategori risiko IV, bila dibutuhka pintu masuk untuk operasi dari struktur bangunan yang bersebelahan, maka struktur bangunan yang bersebelahan tersebut harus didesain sesuai kategori risiko IV.

Tabel 2.4 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non Gedung untuk Beban Gempa

Jenis Pemanfaatan	**Kategori Risiko**
Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain: - Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I, III, IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ rumah susun - Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pablik	II

Gedung dan non gedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusai pada saat terjadi kegagaan, termasuk, tapi tidak diatasi untuk: - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo Gedung dan non gedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidakdibatasi untuk: - Pusat pembangkit listrik - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi Gedung dan non gedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia bebahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandunan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenng dan cukup menimbukan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.	III
Gedung dan non gedung yang ditunjukan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk: - Banguan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat - Pusat pembangkit enersi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat - Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung untuk beroperasi pada saat keadaan darurat Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk dalam kategori risiko IV.	IV

Sumber:Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung SNI 1726-2012, hal 14.

Tabel 2.5 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori Risiko	Faktor Keutamaan Gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,5

Sumber:Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung SNI 1726-2012, hal 15.

2. Klasifikasi situs

Penentuan klasifikasi situs berguna untuk memberi kriteria desain seismik berupa faktor-faktor amplikasi padda bangunan. Dalam perumusan kriteria desain seismik suatu bangunan di permukaan tanah atau penentuan amplifikasi besaran percepatan gempa puncak dari batuan dasar ke permukaan tanah untuk suatu situs, maka situs tersebut harus diklasifikasikan terlebih dahulu.

Tabel 2.6 Klasifikasi Situs

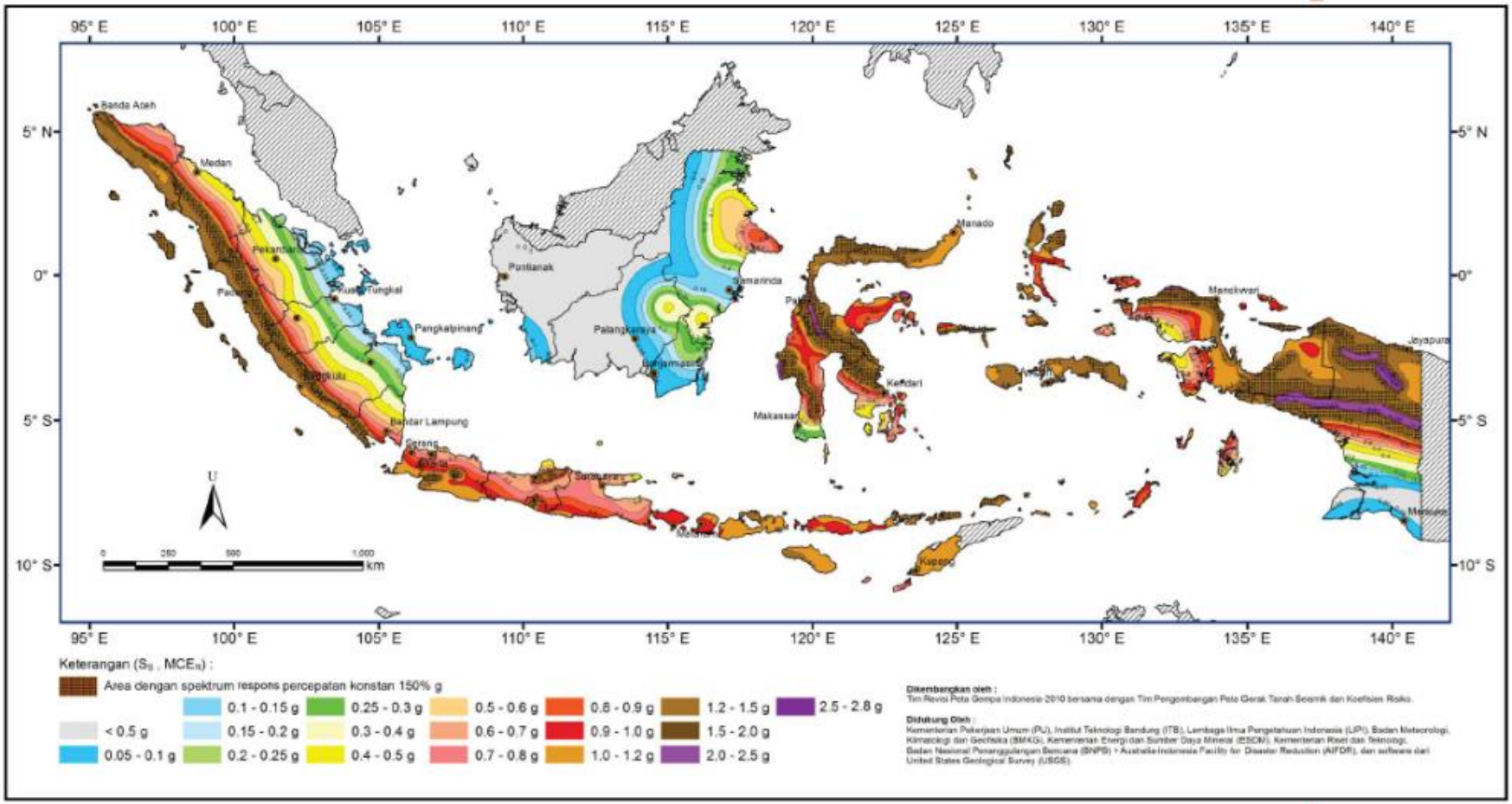
Kelas Situs	$\overline{v_s}$ (m/detik)	$\bar{N}$ atau $\overline{N_{ch}}$	$\overline{s_u}$ (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	*N/A*	*N/A*
SB (batuan)	750 – 1500	*N/A*	*N/A*
SC (tanah keras, sangat padat, dan batuan lunak)	350 – 750	>50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 - 350	15 – 50	50 - 100

Sumber:Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung SNI 1726-2012, hal 17.

3. Parameter percepatan terpetakan

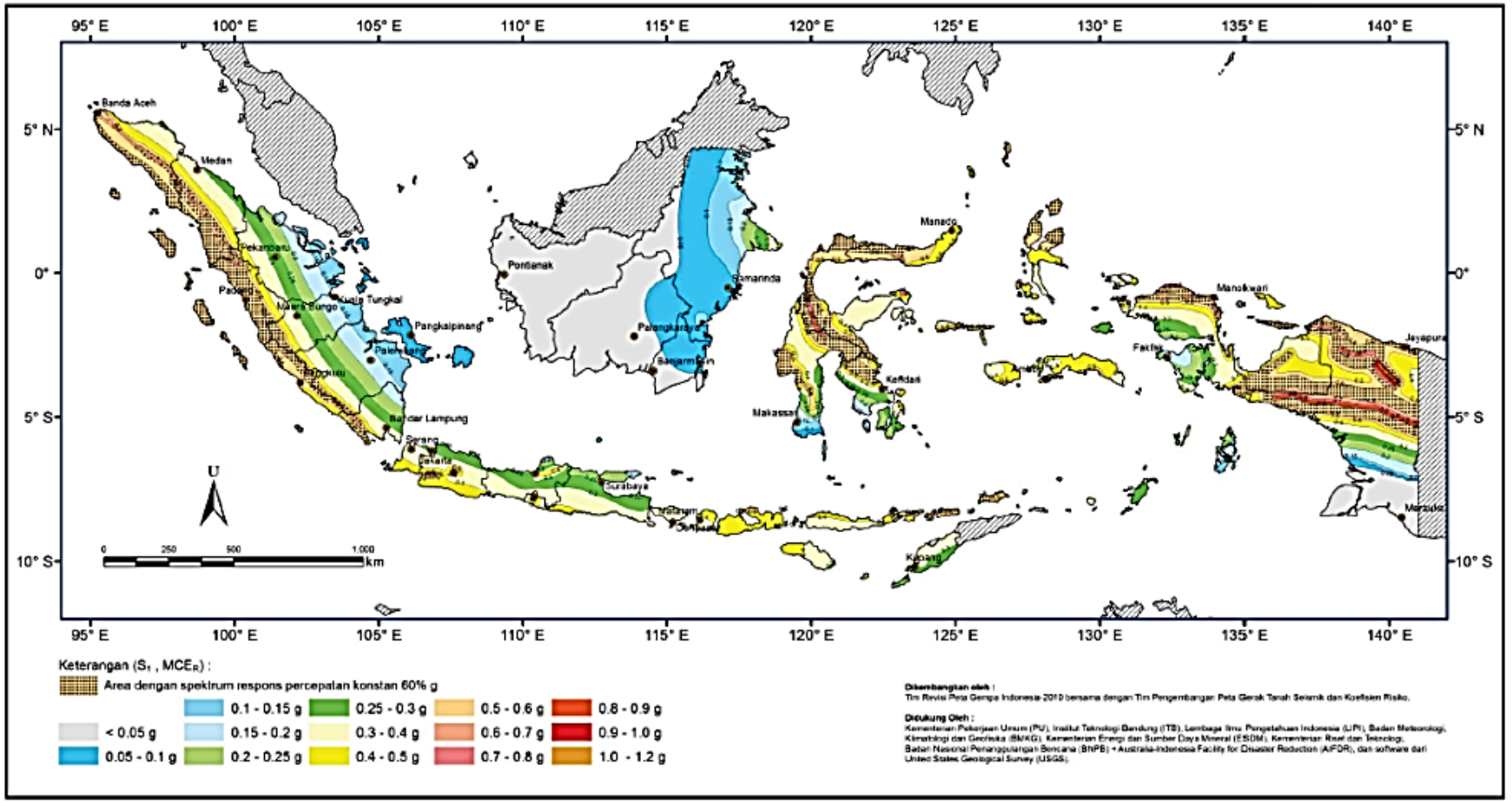
Parameter S_s (percepatan batuan dasar pada periode pendek) dan S_1 (percepatan batuan dasar pada periode 1 detik) harus ditetapkan masing-masing dari respons spektral percepatan 0,2 detik dan 1 detik dalam peta gerak tanah seismik dengan kemungkinan 2 pesen terlampaui dalam 50 tahun (MCE_R, 2

persen dalam 50 tahun), dan dinyatakan dalam bilangan desimal terhadap percepatan gravitasi.



Gambar 2.1 S_s, Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Resiko-Tertarget (MCE_R)

Sumber:SNI 1726:2012 hal. 135



Gambar 2.2 S_1, Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Resiko-Tertarget(MCE_R)

Sumber:SNI 1726:2012 hal. 136

4. Koefisien situs

Penentuan respons spektral percepatan gempa MCE_R di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi seismik pada periode 0,2 detik (F_a) dan koefisien situs periode 1 detik (F_v).

Tabel 2.7 Koefisien Situs F_a

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, $\boldsymbol{T = 0,2\ detik, S_s}$				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1$	$S_s \geq 1,25$
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: Untuk nilai-nilai antara S_s dapat dilakukan interpolasi linier SS= situs yang memerlukan investigasi spesipik dan analisis respons situs-spesipik, lihat 6.10.1					

Sumber: SNI 1726 2012, hal 22

Tabel 2.8 Koefisien Situs F_v

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada periode ppendek, $\boldsymbol{T = 0,2\ detik, S_1}$				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
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:					

Untuk nilai-nilai antara S_s dapat dilakukan interpolasi linier SS= situs yang memerlukan investigasi spesipik dan analisis respons situs-spesipik, lihat 6.10.1

Sumber: SNI 1726 2012, hal 22

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

Parameter respons spektral percepatan pada periode pendek (S_{MS}) dan periode 1 detik (S_{M1}) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan perumusan berikut ini:

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

$$S_{M1} = F_v S_1 \quad (2.3.3)$$

6. Parameter percepatan spektral desain

Parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek, S_{DS} dan pada periode 1 detik, S_{D1}, harus ditentukan melalui perumusan berikut ini:

$$S_{DS} = 2/3 S_{MS} \quad (2.3.4)$$

$$S_{D1} = 2/3 S_{M1} \quad (2.3.5)$$

7. Kategori desain seismik

Kategori desain seismik berdasarkan parameter percepatan spektral desain sebagai berikut:

Tabel 2.9 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode Pendek

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

Nilai SD_S	Kategori Resiko	
	I atau II atau III	IV
$0,33 \leq SD_S < 0,50$	C	D
$0,50 \leq SD_S$	D	D

Sumber: SNI 1726 2012, hal 24

Tabel 2.10 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode 1 Detik

Nilai SD_1	Kategori Resiko	
	I atau II atau III	IV
$SD_1 < 0,167$	A	A
$0,067 \leq SD_1 < 0,133$	B	C
$0,133 \leq SD_1 < 0,20$	C	D
$0,20 \leq SD_1$	D	D

Sumber: SNI 1726 2012, hal 25

8. Koefisien modifikasi respons (R), faktor pembesaran defleksi (C_d), faktor kuat lebih sistem (Ω_0), dan batasan ketinggian struktur.

Tabel 2.11 Faktor R, Ω_0, C_d untuk Sistem Struktur Tahan Gempa

Sistem Penahan Gaya Seismik	Koefisien Modifikasi Respons, R	Faktor Kuat Lebih Sistem, Ω0	Faktor Pembesar-An Defleksi Cd	Batasan Sistem Struktur dan Batasan Tinggi Struktur, Hn (M)				
				Kategori Desain Seismik				
				B	C	D	E	F
Sistem rangka bangunan								
Dinding geser beton bertulang khusus	6	21/2	5	TB	TB	48	48	30
Dinding geser beton bertulang biasa	5	21/2	41/2	TB	TB	10	10	TI
Catatan: TB, tidak dibatasi dan TI, tidak diizinkan.								

Sumber: SNI 1726 2012, hal 35

9. Penentuan periode fundamental struktur

Periode fundamental struktur (T) pada arah tinjauan tidak boleh melebihi nilai batas atas yang dihitung berdasarkan koefisien untuk batasan atas pasa periode yang dihitung (C_u) dan periode fundamental pendekatann (T_a).

Tabel 2.12 Koefisien untuk Batas Atas pada Periode yang dihitung

Parameter percepatan respon spektral desain pada 1 detik, S_{D1}	Koefisein C_u
≥0,4	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
≤0,1	1,7

10. Periode fundamental pendekatan untuk struktur dinding geser batu bata atau beton diijinkan untuk ditentukan dari persamaan berikut:

$$T_a = \frac{0,0062}{\sqrt{C_w}} h_n \qquad (2.3.6)$$

C_w dihitung dengan persamaan berikut:

$$C_w = \frac{100}{A_b} \sum_{i=1}^{x} \left(\frac{h_n}{h_i}\right)^2 \frac{A_i}{\left[1+0,83\left(\frac{h_i}{D_i}\right)^2\right]} \qquad (2.3.7)$$

Dimana:

A_b = luas dasar struktur (m^2)

A_i = luas badan dinding geser tinjauan (m^2)

h_i = tinggi dinding geser tinjauan (m^2)

D_i = panjang dinding geser tinjauan (m)

X = jumlag dinding geser yang efektif menahan gaya lateral pada arah yang ditinjau

2.3.1.5 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 dinamai genangan (ponding) dan akhirnya dapat menyebabkan runtuhnya atap.

2.3.1.6 Beban Konstruksi

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

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

$$U = 1{,}4\ D \tag{2.3.7}$$

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

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

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:

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

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

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

$$U = 0{,}9\ D \pm 1{,}0\ W \tag{2.3.11}$$

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:

$$U = 0{,}9\ D \pm 1{,}0\ E \tag{2.3.12}$$

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*)

2.4 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 strukrur dapat ditentukan pada taraf yang dipandang masih dapat diterima secara aman, dan sedemikian hingga kelebihan tegangan pada

material (misalnya ditunjukan 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.

2.4.1 Pelat

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 beton bertulang dalam suatu struktur gedung dipakai pada lantai dan atap. Pada pelat yang ditumpu balok pada keempat sisinya, terbagi dua berdasarkan sistem penulangannya, yaitu:

1. Pelat Satu Arah (One Way Slab)

Suatu pelat dikatakan pelat satu arah apabila $\frac{l_y}{l_x} \geq 2$ dimana Ly adalah sisi panjang dan Lx adalah panjang sisi pendek.

2. Pelat dua Arah (Two Way Slab)

A. Penentuan tebal pelat

Syarat tebal pelat minimum menurut SNI–2847–2013 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

2. Untuk $0{,}2 \leq \alpha_m \leq 2{,}0$ ketebalan pelat minimum harus memenuhi persamaan sebagai berikut ini:

$$h = \frac{l_n\left[0{,}8+\frac{fy}{1400}\right]}{36+5\beta(\alpha_m-0{,}2)} \qquad (2.4.1)$$

   dan tidak boleh kurang dari 125 mm

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

$$h = \frac{l_n\left[0{,}8-\frac{fy}{1400}\right]}{36-9\beta} \qquad (2.4.2)$$

   dan tidak boleh kurang dari 90 mm.

Keterangan:

h = tebal pelat minimum (cm).

Fy = 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.

ln = 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.

$$\alpha = \frac{E_{cb}.l_b}{E_{cp}.l_p} \quad (2.4.3)$$

Keterangan:

E_{cb} = modulus elastisitas balok beton

E_{cp} = modulus elastisitas pelat beton

I_b = momen inersia terhadap sumbu pusat penampang bruto balok

Ip = momen inersia terhadap sumbu pusat penampang bruto pelat

B. Menghitung beban yang bekerja pada pelat (beban mati dan beban hidup).

$$W_u = 1{,}2W_D + 1{,}6W_L \quad (2.4.4)$$

Keterangan:

W_u = beban ultimit

W_D = beban mati

W_L = beban hidup

C. Mencari tebal efektif pelat

Untuk menentukan tinggi efektif pelat ditinjau dari dua arah yaitu :

Arah X dx = h - p - ½ Ø tulangan arah x (2.4.5)

Arah Y dy = h – p – Øx – ½ Ø tulangan arah y (2.4.6)

D. Mencari Momen

Mencari momen yang bekerja pada arah x dan y, dengan menggunakan tabel 2.13.

Tabel 2.13 Momen Didalam Pelat yang Menumpu pada Keempat Tepinya Akibat Beban Terbagi Rata

	l_y / l_x	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,3	2,4	2,5	>2,5
I	Mlx = + 0,001.q.lx².X	44	52	59	66	73	78	84	88	93	97	100	103	106	108	110	112	125
	Mly = + 0,001.q.lx².X	44	45	45	44	44	43	41	40	39	38	37	36	35	34	33	32	25
II	Mlx = + 0,001.q.lx².X	21	25	28	31	34	36	37	40	40	40	41	41	41	42	42	42	42
	Mly = + 0,001.q.lx².X	21	21	20	19	18	17	16	14	13	12	12	11	11	11	10	10	8
	Mtx = – 0,001.q.lx².X	52	59	64	69	73	76	79	81	82	83	83	83	83	83	83	83	83
	Mty = – 0,001.q.lx².X	52	54	56	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57
III	Mlx = + 0,001.q.lx².X	28	33	38	42	45	48	51	53	55	57	58	59	59	60	61	61	63
	Mly = + 0,001.q.lx².X	28	28	28	27	26	25	23	23	22	21	19	18	17	17	16	16	13
	Mtx = – 0,001.q.lx².X	68	77	85	92	98	103	107	111	113	116	118	119	120	121	122	122	125
	Mty = – 0,001.q.lx².X	68	72	74	76	77	77	78	78	78	78	79	79	79	79	79	79	79
IVA	Mlx = + 0,001.q.lx².X	22	28	34	42	49	55	62	68	74	80	85	89	93	97	100	103	125
	Mly = + 0,001.q.lx².X	32	35	37	39	40	41	41	41	41	40	39	38	37	36	35	35	25
	Mty = – 0,001.q.lx².X	70	79	87	94	100	105	109	112	115	117	119	120	121	122	123	123	125
IVB	Mlx = + 0,001.q.lx².X	32	34	36	38	39	40	41	41	42	42	42	42	42	42	42	42	42
	Mly = + 0,001.q.lx².X	22	20	18	17	15	14	13	12	11	10	10	10	9	9	9	9	8
	Mtx = – 0,001.q.lx².X	70	74	77	79	81	82	83	84	84	84	84	84	83	83	83	83	83
VA	Mlx = + 0,001.q.lx².X	31	38	45	53	60	66	72	78	83	88	92	96	99	102	105	108	125
	Mly = + 0,001.q.lx².X	37	39	41	41	42	42	41	41	40	39	38	37	36	35	34	33	25
	Mty = – 0,001.q.lx².X	84	92	99	104	109	112	115	117	119	121	122	122	123	123	124	124	125
VB	Mlx = + 0,001.q.lx².X	37	41	45	48	51	53	55	56	58	59	60	60	60	61	61	62	63
	Mly = + 0,001.q.lx².X	31	30	28	27	25	24	22	21	20	19	18	17	17	16	16	15	13
	Mtx = – 0,001.q.lx².X	84	92	98	103	108	111	114	117	119	120	121	122	122	123	123	124	125
VIA	Mlx = + 0,001.q.lx².X	21	26	31	36	40	43	46	49	51	53	55	56	57	58	59	60	63
	Mly = + 0,001.q.lx².X	26	27	28	28	27	26	25	23	22	21	21	20	20	19	19	18	13
	Mtx = – 0,001.q.lx².X	55	65	74	82	89	94	99	103	106	110	114	116	117	118	119	120	125
	Mty = – 0,001.q.lx².X	60	65	69	72	74	76	77	78	78	78	78	78	78	78	78	79	79
VIB	Mlx = + 0,001.q.lx².X	26	29	32	35	36	38	39	40	40	41	41	42	42	42	42	42	42
	Mly = + 0,001.q.lx².X	21	20	19	18	17	15	14	13	12	12	11	11	10	10	10	10	8
	Mtx = – 0,001.q.lx².X	60	66	71	74	77	79	80	82	83	83	83	83	83	83	83	83	83
	Mty = – 0,001.q.lx².X	55	57	57	57	58	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57

Keterangan : ——— = Terletak bebas

▭▭▭ = Terjepit penuh

Activate Windows

Sumber Ali Asroni (2010:267)

E. Mencari nilai koefisien tahanan (k)

$$k = \frac{M_n}{b.d^2} = \frac{M_u}{\emptyset.b.d^2}$$

(2.4.7)

Keterangan:

K = koefisien tahanan

M = momen yang ditinjau

b = lebar permeter pelat

d = tinggi efektif pelat

F. Mencari luas tulangan (As)

Sebelum menentukan luas tulangan terlebih dahulu meninjau nilai ρ yang didapat. Menghitung tulangan dengan syarat $\rho min < \rho \leq \rho maks.$

Jika $\rho < \rho_{min}$, maka menggunakan ρ_{min} maka As yang digunakan As_{min}

$As = \rho.b.d$

Jika $\rho > \rho_{mak}$, maka pelat dibuat lebih tebal sehingga dilakukan perhitungan ulang

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.

Untuk desain awal *(preliminary design)* penampang balok ditentukan sesuai persyaratan SNI-2847-2013 pada Tabel 2.5.

Tabel 2.14 Tebal Minimum Balok Non-Prategang atau Pelat Satu Arah Bila Lendutan Tidak Dihitung.

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

Tebal minimum, h				
rusuk satu-arah				

CATATAN :

Panjang bentang dalam mm.

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

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

(b) Untuk f_y selain 420 MPa, nilainya harus dikalikan dengan (0,4 + f_y/700).

Sumber SNI-1727-2013:3.

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

1. Keruntuhan Tekan *(over-reinforced)*

Pada balok dengan presentase tulangan baja yang cukup besar, beton akan runtuh sebelum tulangan baja mencapai kuat luluhnya.

Keruntuhan ditandai dengan hancurnya beton yang tertekan. Pada awal keruntuhan, regangan baja ε_s yang terjadi masih lebih kecil daripada regangan lelehnya ε_y.

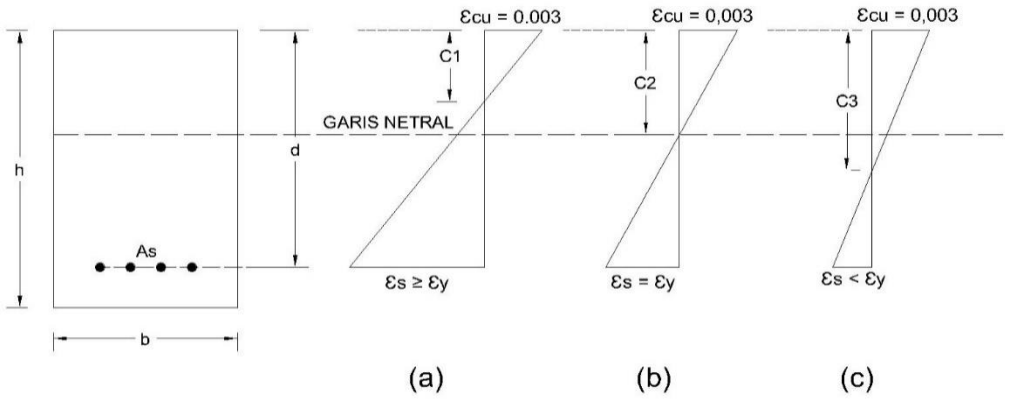
2. Keruntuhan Tarik *(under-reinforced)*

Tulangan baja akan mencapai kuat lelehnya sebelum beton mencapai kuat maksimumnya. Keruntuhan ditandai dengan terjadinya leleh pada tulangan baja. Tulangan baja ini terus bertambah panjang dengan bertambahnya regangan di atas ε_y. Kondisi penampang yang demikian dapat terjadi apabila tulangan tarik yang dipakai pada balok kurang dari yang diperlukan untuk kondisi *balanced.*

3. Keruntuhan seimbang (*balanced)*

Tulangan baja akan mencapai kuat luluhnya dan pada saat yang bersamaan beton mencapai regangan ultimitnya sebesar 0,003. Pada awal terjadinya keruntuhan, regangan tekan yang diizinkan pada serat tepi yang tertekan adalah 0,003, sedangkan regangan baja sama dengan regangan lelehnya, yaitu $\varepsilon_y = {f_y}/{Es}$

Keruntuhan pada beton mendadak karena beton adalah material yang getas. Dengan demikian hampir semua peraturan perencanaan merekomendasikan perencanaan balok dengan tulangan yang bersifat *under-reinforced* untuk memberikan peringatan yang cukup, seperti defleksi yang berlebihan, sebelum terjadinya keruntuhan. Distribusi regangan ultimit pada keruntuhan lentur ditunjukan pada gambar 2.3.



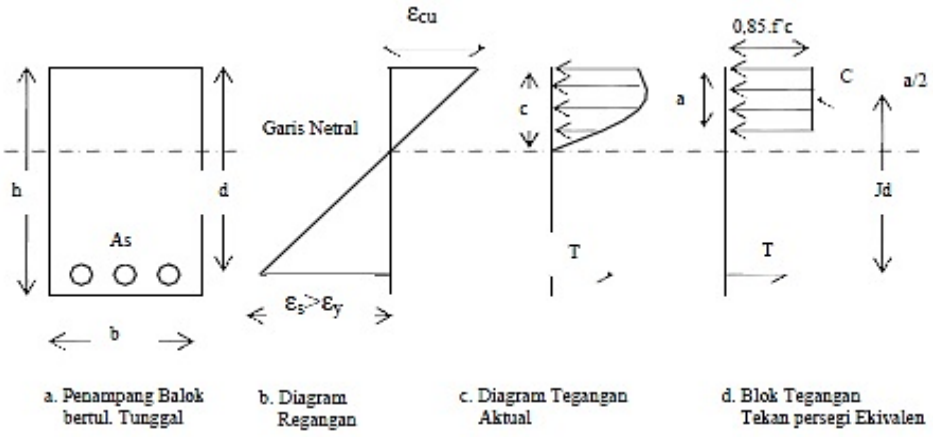
Gambar 2.3 Distribusi Regangan Ultimit pada Keruntuhan Lentur

(A) Distribusi Regangan Ultimate pada Keruntuhan *Under Reinforced*,

(B) Distribusi Regangan Ultimate pada Keruntuhan *Balance*,

(C) Distribusi Regangan Ultimate pada Keruntuhan *Over Reinforced*.

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 2.4



Gambar 2.4 Distribusi Regangan dan Tegangan pada Balok Tunggal

Keterangan notasi pada **Gambar 2.4.** :

a = tinggi balok tegangan beton tekan persegi ekivalen =β_1.c , mm.

$$a = \beta_1 . c \qquad (2.4.8)$$

A_s = luas tulangan tarik, mm^2.

b = lebar penampang balok, mm.

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

Cc = gaya tekan beton, kN.

d = tinggi efektif penampang balok, mm.

d_s = jarak antara titik berat tulangan tarik dan tepi serat beton tarik

$f'c$ = tegangan tekan beton yang disyaratkan pada umur 28 hari, MPa.

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

Fs = tegangan tarik baja tulangan = $\varepsilon_s . E_s$, dalam *MPa.*

$$f_s = \varepsilon_s E_s \qquad (2.4.9)$$

Fy = tegangan tarik baja tulangan pada saat leleh, MPa.

h = tinggi penampang balok, mm.

M_n = momen nominal aktual, kNm.

T_s = gaya tarik baja tulangan, kN.

β_1 = faktor pembentuk tegangan beton tekan persegi ekivalen, yang bergantung pada mutu beton (*f'c*) sebagai berikut (Pasal 10.2.5.3 **SNI 2847 – 2013**).

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

Untuk f'c > 28 MPa, maka $\beta_1 = 0{,}85 - \frac{0{,}05.(f'c-28)}{7}$ *tetapi* $\beta_1 = 0{,}65$

ε_c' = regangan tekan beton, dengan ε_c' maksima $(\varepsilon'_{cu}) = 0{,}003$

ε_s = regangan tarik baja tulangan.

ε_s' = regangan tekan baja tulangan.

$$\varepsilon_s' = \frac{a-\beta_1 d_s'}{c}\ 0{,}003 \qquad (2.4.10)$$

ε_y = regangan tarik baja tulangan pada saat leleh,

$$\varepsilon_y = \frac{fy}{E_s} = \frac{fy}{200000} \qquad (2.4.11)$$

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, kerena 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 ($\varepsilon_{cu}{}'$) = 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 fy.

a. Gaya tekan beton

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

$$C_c = 0{,}85.f'c.a.b \qquad (2.4.12)$$

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 :

$$T_s = A_s.f_y \qquad (2.4.13)$$

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 :

$$A_s = \frac{0{,}85.f'c.a.b}{f_y} \qquad (2.4.14)$$

Momen nominal dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$M_n = C_c.\left(d - \frac{a}{2}\right) \text{ atau } M_n = T_s.\left(d - \frac{a}{2}\right) \qquad (2.4.15)$$

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

$$K = \frac{M_n}{b.d^2} \text{ atau } K = \frac{M_u}{\emptyset b.d^2} \qquad (2.4.16)$$

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

$$a = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.K}{0{,}85.f'c}}\right).d \qquad (2.4.17)$$

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 :

$$\varepsilon_c' = \frac{a}{\beta_1.d-a}\varepsilon_y \qquad (2.4.18)$$

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

1) Momen rencana M_r harus ≥ momen perlu M_u .
2) Regangan tekan beton ε_c' harus ≤ ε_{cu}' (0,003).

Untuk menghitung momen – momen rencana M_r dilaksanakan sebagai berikut :

1) Diperoleh tinggi blok tegangan tekan beton persegi ekivalen sebagai berikut :

$$a = \frac{A_s.f_y}{0{,}85.f'c.b} \qquad (2.4.19)$$

2) Moment rencana dihitung dengan persamaan :

$M_r = \phi.M_n$, dengan $\phi = 0{,}8$ (2.4.20)

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 harus ≥ $A_{s\,min}$ atau ρ ≥ ρ_{min} dengan $\rho = \frac{A_s}{(b.d)}$ (2.4.21)

dengan :

$$A_{s\,min} = \frac{\sqrt{f'c}}{4.fy}.b.d \text{ atau } A_{s\,min} = \frac{1{,}4}{fy}.b.d \text{ (dipilih yang besar)} \qquad (2.4.22)$$

$$\rho_{min} = \frac{\sqrt{f'c}}{4.fy} \text{ atau } \rho_{min} = \frac{1{,}4}{fy} \text{ (dipilih yang besar)} \qquad (2.4.23)$$

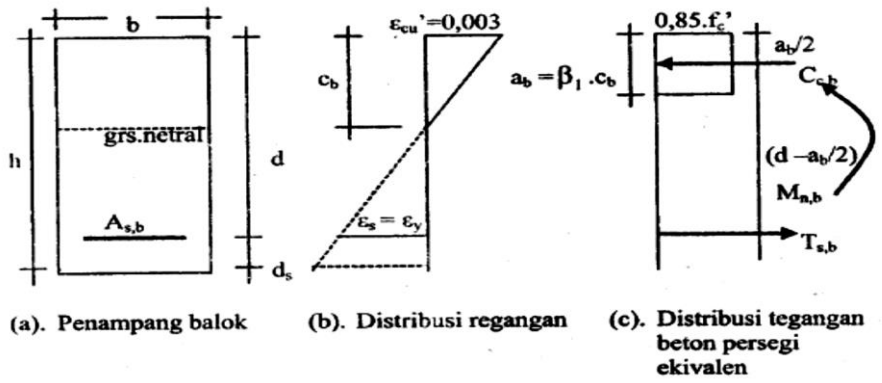
b. Agar penampang beton dapat mendekati keruntuhan seimbang, diberikan syarat berikut (Pasal 10.3.6.3 **SNI 2847 – 2013**):

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

dengan : $A_{s\,maks} = 0{,}75.A_{s,b}$ dan $\rho_{maks} = 0{,}75.\rho_b$ (2.4.24)

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*), seperti pada Gambar 2.5 :



Gambar 2.5 Penampang Beton pada Kondisi Keruntuhan Balance

Keadaan seimbang akan terjadi jika nilai :

$$\varepsilon_c' = \varepsilon_{cu}' = 0{,}003 \text{ dan , } \varepsilon_s = \varepsilon_y \text{ atau } \varepsilon_s = \frac{fy}{E_s} = \frac{fy}{200000} \qquad (2.4.25)$$

Nilai c_b dapat dihitung dengan rumus :

$$C_b = \frac{600.d}{600+fy} \qquad (2.4.26)$$

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

$$a_b = \frac{600.\beta_1 d}{600+fy} \quad (2.4.27)$$

Dalam keadaan seimbang nilai Tulangan dihitung dengan rumus :

$$A_{s,b} = \frac{0{,}85.f'c.a_b.b}{fy} \quad (2.4.28)$$

Rasio tulangan balance :

$$\rho_b = \frac{510.\beta_1.f'c}{(600+fy)fy} \quad (2.4.29)$$

Rasio tulangan maksimal dan minimal :

Pengunaan tulangan atau rasio tulangan pada system perencanaan beton bertulang menurut **SNI 2847 – 2013** dibatasi oleh :

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

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

$$\rho_{maks} = 0{,}75.\rho_b = \frac{382{,}5.\beta_1.fc'}{(600+fy)fy} \quad (2.4.30)$$

Untuk rasio tulangan minimal, diberi batasan sebagai berikut :

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

$$\rho_{min} = \frac{1{,}4}{fy} \quad (2.4.31)$$

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

$$\rho_{min} = \frac{\sqrt{f'c}}{4.fy} \quad (2.4.32)$$

Untuk rasio tulangan perlu :

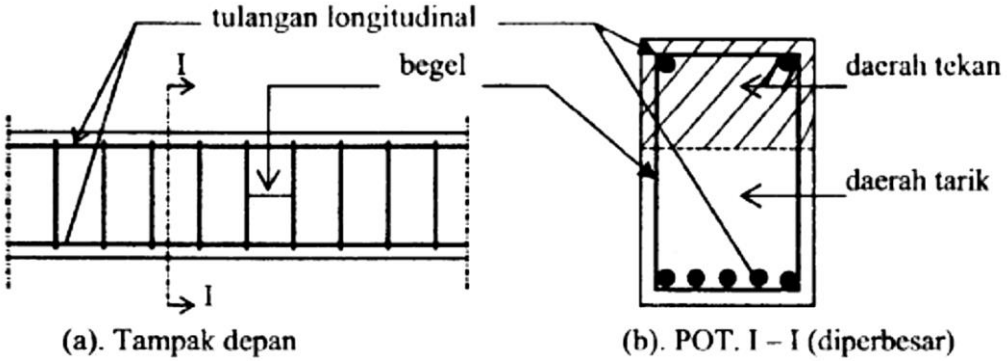
$$\rho = \frac{A_s}{b.d} \quad (2.4.33)$$

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

$$K_{maks} = \frac{382{,}5.\beta_1.f'c.(600+fy-225.\beta_1)}{(600+fy)^2} \qquad (2.4.34)$$

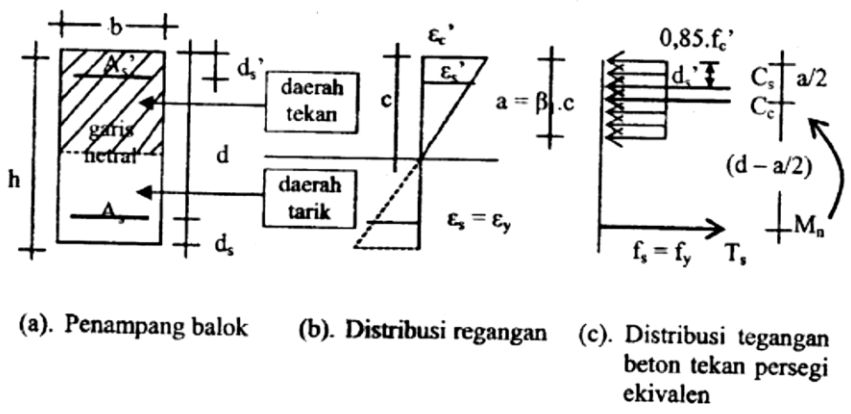
2. Balok Persegi Panjang dengan Tulangan Rangkap

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 moment lentur.



Gambar 2.6 Letak Tulangan pada Balok

Distribusi Regangan dan tegangan pada balok dengan penampang beton bertulangan rangkap ditunjukan pada gambar 2.7 :



Gambar 2.7 Distribusi Regangan dan Tegangan pada Balok Tulangan Rangkap

Guna menganalisis tulangan ganda aspek yang sangat penting untuk diperhatikan adalah pemeriksaan tegangan tulangan tekan, dalam arti tulangan tekan telah leleh atau belum ada kekuatan nominal balok. Pada awal analisis dianggap tulanggan tekan telah mencapai tegangan leleh. Tetapi bila ternyata sebagian atau seluruh tulangan tekan belum mencapai tegangan lelehnya, maka perlu memperbaiki hitungan dengan memakai tegangan sebenarnya. Dalam hal semua tulangan mencapai tegangan leleh, maka $f_S = f'_S = f_y$, dengan f_S adalah tegangan baja tarik, f'_S adalah tegangan baja tekan, dan f_y tegangan leleh baja, semua dalam satuan Mpa. keseimbangan gaya-gaya-dalam.

1. Gaya tekan beton:

$$C_C = 0{,}85\ f'_C\ .a\ .\ b \qquad (2.4.35)$$

2. Gaya tekan baja:

$$C_S = A'_S\ (f_S - 0{,}85\ f_C) \qquad (2.4.36)$$

3. Gaya tarik baja:

$$T = A_S\ .\ f_S \qquad (2.4.37)$$

Keterangan:

A_S = luas baja tulangan tarik (mm^2)

A'_S = luas baja tulangan tekan (mm^2)

Prinsip analisis penampang bertulangan ganda menganggap tulangan tarik terdiri dari tulangan berimbang dan tulangan untuk mengimbangi baja tekan. Jika:

a. Dianggap baja tekan telah leleh maka keseimbangan gaya-dalam memberikan hasil sebagai berikut:

$$T = C_C + C_S \qquad (2.4.38)$$

$$A_S\ f_y = 0{,}85\ f'_c\ a.b + A'_S\ f_y \qquad (2.4.39)$$

$$a = \frac{\text{AS} - \text{A'S}) \text{ fy}}{0{,}85 \text{ fC b}} \qquad (2.4.40)$$

b. Diagram regangan dapat dipakai untuk memeriksa kelelehan baja tulangan dari kesebangunan segitiga diagram regangan dapat ditulis:

$$\varepsilon_s = 0{,}003 \frac{\text{c} - d'}{\text{c}} = 0{,}003 \frac{\beta_1 d \; d'}{\text{a}} \qquad (2.4.41)$$

c. Baja tulangan tekan yang mencapai tegangan leleh $f'_S = f_y$ bila:

$$0{,}003 \frac{\text{a} - \beta_1 d'}{\text{a}} \geq \frac{fy}{\varepsilon_s} \qquad (2.4.42)$$

d. Maka kapasitas momen lentur sebesar:

$$M_n = 0{,}85 \; f_C \; . \; a. \; b \; (d - 0{,}5 \; a) + A'_S \; f_C \; (d - d') \qquad (2.4.43)$$

$$M_u = \phi \; . \; M_n \qquad (2.4.44)$$

❖ Kondisi diatas dimana baja tulangan tarik dan tekan telah leleh.

Bila ternyata baja tekan atau tarik atau keduanya tidak leleh, maka hitungan di atas harus diulang dengan menggunakan tegangan-tegangan aktual. Dimana:

$$a = \frac{\text{A}_s \; f_s - A's \; f's}{0{,}85 \; f_c \; \text{b}} \qquad (2.4.45)$$

Besarnya tegangan baja tekan maupun tarik berturut-turut yaitu:

$$f's = \varepsilon' E_s = 0{,}003 \frac{\text{a} - \beta_1 \text{ d}}{\text{a}} E_s \text{ atau } f_y \qquad (2.4.46)$$

$$f_s = \varepsilon_s E_s = 0{,}003 \frac{\beta_1 \text{ d} - \text{a}}{\text{a}} E_s \text{ atau } f_y \qquad (2.4.47)$$

Kapasitas momen lentur menjadi:

$$M_s = 0{,}85 . f's . a . b(d - 0{,}5a) + A's . f_s(d - d') \qquad (2.4.48)$$

Untuk keperluan perencanaan balok bertulangan ganda dengan menganggap baja tulangan telah leleh, maka:

$$M_n = \emptyset\left[(A_s - A'_s) f_y \left(d - {}^{a}/_{2}\right) + A_s f_y (d - d')\right] \qquad (2.4.49)$$

Perlu diingat bahwa dalam hal ini baja tulangan dianggap telah mencapai tegangan leleh, sehingga perlu diperiksa kebenaran anggapan tersebut. Dari kesebangunan segitiga diagram regangan, agar baja tekan mencapai tegangan leleh diperlukan:

$$\varepsilon' s = 0{,}003 \frac{c - d'}{c} = 0{,}003 \frac{a - \beta 1\, d''}{a} \geq \frac{fy}{ES} \qquad (2.4.50)$$

$$a \geq \frac{0{,}003}{0{,}003 - fy / Es}\ \beta_1\, d \qquad (2.4.51)$$

Syarat terjadinya tegangan leleh pada baja tekan dan tarik harus terpenuhi:

$$\rho - \rho' \geq \beta_1\, 0{,}85\, f_c\ / f_y\ \ d/d'\quad 0{,}003 / 0{,}003 - f_y / E_S \qquad (2.4.52)$$

Apabila tulangan tekan belum leleh, maka tegangan dihitung kembali yaitu menghitung nilai a dengan memakai diagram regangan.

Besarnya tegangan aktual tersebut adalah:

$$f_s = \varepsilon'_S\, E_s = 0{,}003 \frac{a - \beta 1\, d}{a} E_s \qquad (2.4.53)$$

Persamaan kapasitas momen lentur menjadi sebagai berikut:

$$M_u = \rho\, [0{,}85\, f_S\, a_b\, (d - a/2) + A'_S\, f_S\, (d - d') \qquad (2.4.54)$$

$$a = A_S\, f_y - A'_S\, f_S / 0{,}85\, f_c\, b \qquad (2.4.55)$$

TCPSBUBG 1991 menyarankan bahwa untuk menjamin lelehnya tulangan tarik dan terhindarnya keruntuhan getas, maka nilai baja tarik pada penulangan ganda tidak melampaui nilai 0,75 ρb sehingga dapat ditulis:

$$\rho_{maks} \leq 0{,}75\ \ 0{,}85\, f_C\, \beta_1 / f_y\quad 0{,}003 / 0{,}003 + f_y / E_s\ \ + \rho'\ f'_S / f_y$$

Dengan f'_S atau f_y diambil nilai terkecil. **TCPSBUBG 1991** menyebutkan bahwa untuk komponen struktur dengan tulangan tekan, bagian ρ'_b yang disamakan dengan tulangan tekan tidak perlu direduksi dengan faktor 0,75

sehingga nilai ρ_{maks}.Bila beton tekan yang ditempati baja tekan diperhitungkan maka keseimbangan gaya-dalam C = T memberikan:

$$0{,}85\ f_c\ (a_b - A'_s) = (A_s - A'_s)\ f_y \qquad (2.4.56)$$

$$a = \frac{(AS - A'S) + 0{,}85\ f'C\ A'S}{0{,}85\ f'Cb} \qquad (2.4.57)$$

Dimana ρ adalah nilai banding luas total baja tulangan tarik terhadap luas efektif penampang beton (A_S /bd).

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.

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 :

$$V_r = \emptyset V_n \text{ dan } \emptyset V_n \geq V_u \qquad (2.4.58)$$

$$V_n = V_c + V_s \qquad (2.4.59)$$

Keterangan:

V_r = Gaya geser rencana, Kn

V_n = Gaya geser nominal, kN

V_c = Gaya geser yang ditahan oleh beton, kN

V_s = Gaya geser yang ditahan oleh begel, kN

$\phi.$ = 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 :

$$V_{ud} = V_{ut} + \frac{x}{y}(V_u - V_{ut}) \quad (2.4.60)$$

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

$$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f'c}.b.d \quad (2.4.61)$$

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

$$V_s = \frac{(V_u - \emptyset V_c)}{\emptyset} \quad (2.4.62)$$

5) Pasal 11.4.7.9 **SNI 2847 – 2013**

$$V_s \text{ harus} \leq \frac{2}{3}\sqrt{f'c}.b.d \quad (2.4.63)$$

Jika V_s ternyata $\geq \frac{2}{3}\sqrt{f'c}.b.d$, maka ukuran balok diperbesar.

6) **SNI 2847 – 2013,** luas tulangan geser per meter panjang balok yang diperlukan ($A_{v,u}$) dihitung dengan memilih nilai terbesar dari rumus berikut:

a. Pasal 11.4.7.2

$$A_{v,u} = \frac{V_s.S}{fy.d} \quad (2.4.64)$$

dengan S (Panjang Balok) = 1000 mm

b. Pasal 11.4.6.3

$$A_{v,u} = \frac{b.S}{3.fy} \quad (2.4.65)$$

dengan S (Panjang Balok) = 1000 mm

c. Pasal 11.4.6.3

$$A_{v,u} = \frac{75.\sqrt{f'c}.b.S}{1200.fy} \quad (2.4.66)$$

dengan S (Panjang Balok) = 1000 mm

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

a. $s = \frac{n.\frac{1}{4}.\pi.dp^2.S}{A_{v,u}}$ (2.4.67)

b. Pasal 11.4.5.1 untuk $V_s < \frac{1}{3}\sqrt{f'c}.b.d$,maka $s \leq \frac{d}{2}$ dan $s \leq 600$mm (2.4.68)

c. Pasal 11.4.5.3 untuk $V_s > \frac{1}{3}\sqrt{f'c}.b.d$, maka

$$s \leq \frac{d}{4} \text{ dan } s \leq 300\,\text{mm} \quad (2.4.69)$$

Keterangan:

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

dp = diameter begel dari tulangan polos, mm

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 :

$$T_u \leq \frac{\emptyset.\sqrt{f'c}}{12}\left(\frac{A_{cp}2}{P_{cp}}\right) \text{ dengan } \emptyset = 0{,}75 \quad (2.4.70)$$

Keterangan:

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.

1 Jenis Kolom

A. Jenis Kolom Berdasarkan Bentuk dan Susunan Tulangan

a. Kolom segi empat, baik berbentuk empat persegi panjang maupun bujur sangkar, dengan tulangan memanjang dan sengkang.
b. Kolom bulat dengan tulangan memanjang dan sengkang atau sepiral.
c. Kolom komposit, yaitu kolom yang terdiri atas beton dan profil baja struktural yang berada didalam beton.

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.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, $A_{st.}\, f_y$. 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 :

$$P_o = 0{,}85 f\,'_c\,(A_g - A_{st}) + A_{st}\, f_y \qquad (2.4.71)$$

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

$$P_n(maks) = 0{,}8\left[0{,}85 f'_c\left(A_g - A_{st}\right) + A_{st}.f_y\right] \qquad (2.4.72)$$

Untuk kolom bersengkang, dan

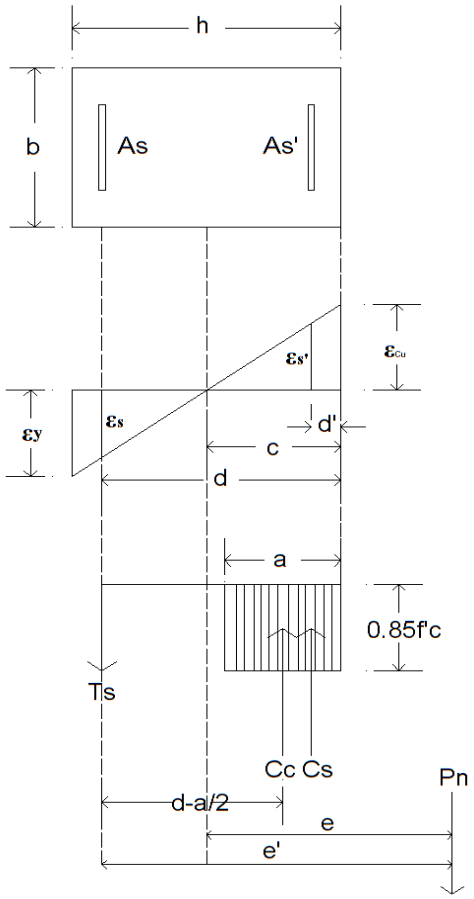
$$P_n(maks) = 0{,}85\left[0{,}85 f'_c\left(A_g - A_{st}\right) + A_{st}.f_y\right] \qquad (2.4.73)$$

Untuk kolom berspiral.

Beban rencana: $P_u \leq \emptyset P_n$ (2.4.74)

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 2.10** memperlihatkan penampang melintang suatu kolom segi empat tipikal dengan diagram distribusi regangan, tegangan dan gaya padanya.



Gambar 2.8 Tegangan Dan Gaya-Gaya Pada Kolom

Regangan:

$$\varepsilon_s = 0{,}003\,\frac{d-c}{c}$$

$$\varepsilon_s' = 0{,}003\,\frac{c-d'}{c}$$

Tegangan:

$$f_s = E_s.\varepsilon_s \le f_y$$

$$f_s' = E_s.\varepsilon_s' \le f_y$$

Gaya dalam:

$$C_c = 0{,}85 f'c.b.a$$

$$C_s = A_s'.f_s'$$

$$T_s = A_s.f_s$$

Eksentrisitas:

$$e = \frac{M_u}{P_u} \qquad (2.4.75)$$

Gaya tahan aksial *Pn* dalam keadaan runtuh:

$$P_n = C_c + C_s - T_s \qquad (2.4.76)$$

$$P_n = 0{,}85 f'_c.b.a + A'_s.f'_s - A_s.f_s \qquad (2.4.77)$$

Momen tahanan nominal $M_n = P_n.e$

$$M_n = P_n.e = C_c\left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right) + C_s\left(\frac{h}{2} - d'\right) + T_s\left(d - \frac{h}{2}\right) \qquad (2.4.78)$$

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. 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 *fy* harus diambil sebesar *Es* dikalikan regangan baja. Untuk regangan yang nilainya lebih besar dari regangan leleh yang berhubungan dengan *fy*, tegangan tulangan harus diambil sama dengan *fy*.
c. Pasal 10.2.7.1 **SNI 2847-2013**: Tegangan beton sebesar 0,85*fc*' diasumsikan terdistribusi secara merata pada daerah tekan ekivalen yang dibatasi oleh tepi penampang dan suatu garis lurus yang sejajar dengan sumbu netral sejarak $a = \beta_1 c$ dari serat dengan regangan tekan maksimum.

d. Pasal 10.3.6 **SNI 2847-2013**: Desain beban aksial ∅*Pn* dari komponen struktur tekan tidak boleh lebih besar dari ∅*Pn,max* ,

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

$$P_n(maks) = 0{,}8\left[0{,}85f'_c\left(A_g - A_{st}\right) + A_{st}.f_y\right] \quad (2.4.79)$$

3. Kelangsingan Kolom

Kelangsingan kolom dapat didefinisikan sebagai rasio antara tinggi kolom dengan jari-jari inersia penampang kolom, λ = 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 (*branced*) terhadap goyangan menyamping:

$$\frac{\text{klu}}{\text{r}} \leq 22 \quad (2.4.80)$$

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

$$\frac{k\,lu}{r} \leq 34 - 12\left(\frac{M1}{M2}\right) \leq 40 \quad (2.4.81)$$

c. Untuk kolom yang tidak dapat bergoyang berlaku:

$$\frac{k\,.\lambda n.k}{r} \leq 34 - 12\left(\frac{M1}{M2}\right) \quad (2.4.82)$$

$$r = \sqrt{I/A} \quad (2.4.83)$$

Keterangan:

k	= faktor panjang efektif kolom.
λ_{nk}	= 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 2.4.81 atau persamaan 2.4.82 tidak terpenuhi, maka kolom tersebut termasuk kolom panjang.

4. Ragam Kegagalan Material pada Kolom

a. Keruntuhan balanced pada kolom:

$$C_b = \frac{600}{600+fy} d \quad (2.4.84)$$

$$a_b = \beta_1 . C_b = \frac{600}{600+fy} \beta_1 . d \quad (2.4.85)$$

$$P_{nb} = 0{,}85 . f'_c . b . a_b + A'_s . f'_y - A_s . f_y \quad (2.4.86)$$

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

(2.4.87)

Dimana $f'_s = 0{,}003 E_s \frac{C_b - d'}{C_b} \leq f_y$ (2.4.88)

b. Keruntuhan Tarik pada Kolom Segiempat:

Apabila tulangan tekan diasumsikan telah leleh, dan $A'_S = A_S$, maka:

$$P_n = 0{,}85 f'_c . b . a \quad (2.4.89)$$

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

(2.4.90)

atau

$$M_n = P_n . e = 0{,}85 f'_c b . a \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right) + A_s . f_y \left(d - \frac{h}{2}\right) \quad (2.4.91)$$

Jika $\rho = \rho' = \frac{A_s}{bd}$ (2.4.92)

$$P_n = 0{,}85f'_c b\left|\left(\frac{h}{2}-e\right)+\sqrt{\left(\frac{h}{2}-e\right)^2+\frac{2A_s f_y(d-d')}{0{,}85f'_c b}}\right| \qquad (2.4.93)$$

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

$$P_n = 0{,}85f'_c bd\left[\frac{h-2e}{2d}+\sqrt{\left(\frac{h-2e}{2d}\right)^2+2mp\left(1-\frac{d'}{d}\right)}\right] \qquad (2.4.94)$$

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:

$$P_n = \frac{A_s.f_y}{\left(\frac{e}{d-d'}+0{,}5\right)}+\frac{b.h.f'c}{\left(\frac{3.h.e}{d^2}+1{,}18\right)} \qquad (2.4.95)$$

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

$$Pn = \frac{Ag\ .f'c}{\frac{9{,}6\ he}{(0{,}8h+0{,}67\ Ds)^2}+1{,}18} \quad + \quad \frac{Ast\ .fy}{\frac{3e}{Ds}+1} \qquad (2.4.96)$$

5. Kuat Geser Kolom

Menurut **SNI-1726-2012**, gaya geser rencana *Ve* 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 *Mpr* 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.

$$V_e = \frac{Mpr1+Mpr2}{H} \quad (2.4.97)$$

Keterangan:

Ve = gaya geser rencana kolom
Mpr1 = kuat momen lentur 1
Mpr2 = 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:

$$\emptyset.Vn \geq V_n + V_c \quad (2.4.98)$$

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

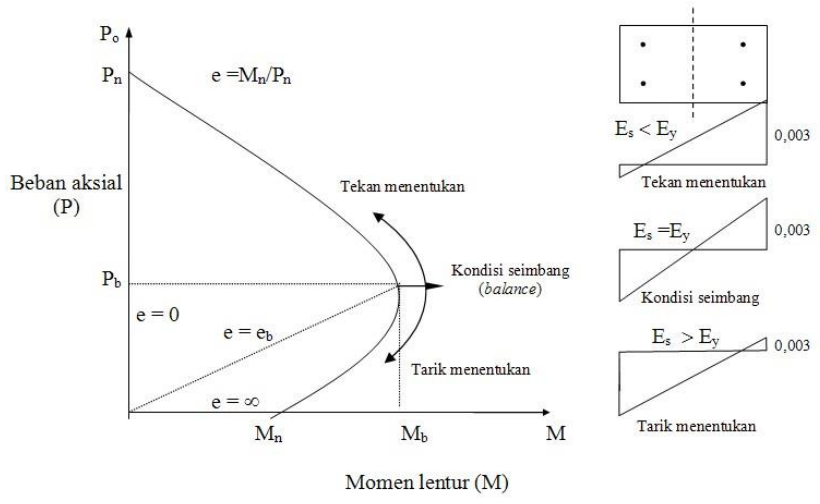
$$V_c = \left(1+\frac{Nu}{14.A_g}\right).\left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6}\right).b_w.d \quad (2.4.99)$$

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.

6. Diagram Interaksi Kolom

Suatu metode yang lebih baik untuk keperluan praktis desain adalah dengan menggambarkan diagram interaksi, yang memberikan beban runtuh dan momen runtuh dari suatu penampang kolom, untuk setiap nilai eksentrisitas dari nol sampai tak terhingga. Untuk tiap nilai eksentrisitas terdapat pasangan unik dari Pn dan Mn yang dapat diplot dalam suatu diagram seperti pada **Gambar 2.9**, garis radial mempresentasikan nilai eksentrisitas, e=M/P. Sumbu vertical menunjukan nilai eksentrisitas e = 0 serta Po yang merupakan kapasitas kolom yang dibebani secara konsentris, yang besarnya dapat dihitung dari persamaan $Po = 0{,}85\,.f'c.Ag + Ast(fy - 0{,}85f'c)$. Sumbu horizontal berhubungan dengan nilai eksentrisitas tak terhingga yaitu lentur murni pada kapasitas momen Mo. Eksentrisitas yang kecil akan menghasilkan keruntuhan yang ditentukan oleh keruntuhan tekan beton, sedangkan eksentrisitas yang besar akan menghasilkan keruntuhan yang ditentukan oleh luluhnya tulangan tarik.



Gambar 2.9 Diagram Interaksi Kolom dengan Beban Aksial dan Momen lentur

2.4.4 *Shear Wall*

Pada denah bangunan tertentu, dinding geser dapat dirangkai dan diletaka di inti bangunan. System penempatan dinding geser seperti ini sering juga disebut dinding inti (*Core Wall*). Gaya lateral yang bekerja pada struktur, misalnya beban angina atau baban gempa dapat ditahan dengan berbagai cara. Kekakuan dari struktur apabila ditambah dengan kekakuan dari dinding geser akan meningkatkan daya tahan untuk beban angina pada beberapa kasus, 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

$$As = \frac{P}{\emptyset \; x \; fy} \qquad (2.4.100)$$

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

$$As = \frac{P-(\emptyset \; x \; f'c)}{\emptyset \; x \; fy} \qquad (2.4.101)$$

Keterangan:

As = Luasan tulangan yang dibutuhkan

P = Gaya aksial yang bekerja pada *shear wall*

f'c = Tegangan nominal dari beton

fy = tegangan leleh dari baja

Ø tekan = 0,6

Ø tarik = 0,8

3. Menentukan kuat geser sesuai dengan SNI 03-2847-2002 pasal 13. 10.6 untuk *shear wall* menahan gempa atau tidak menahan gempa.

$$Vc = \frac{1}{4} x \sqrt{f'c}\ x\ hd + \frac{Nu\ x\ d}{4\ lw} \quad (2.4.102)$$

$$Vc = \left[\frac{1}{2} x \sqrt{f'c}\ + \frac{lw\ (\sqrt{f'c} + 2\frac{Nu}{lw\ h}}{\frac{Mu\ lp}{Vu\ 2}}\right] x \quad (2.4.103)$$

Dimana nilai Vc diambil yang paling kecil dari kedua persamaan di atas

Dengan *Nu* adalah negative untuk tarik. Persamaan diatas tidak berlaku bila (*Mu/Vu*- lw2) bernilai negative.

4. Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 13.10.8 .2 apabila gaya geser terfaktor *Vu* adalah kurang dari pada Ø *Vc* 2, maka tulangan harus disediakan sesuai dengan SNI 03-2847-2002 pasal 13.10.9 atau sesuai dengan ketentuan dalam SNI 03-2847-2002 pasal 16. Bila *Vu* melebihi Ø *Vc* 2 tulangan geser harus dipasang menurut SNI 03-2847-2002 pasal 13.10.9.

   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) *Acv f'c*.
   2. Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 23.6.2.1 hasil tulangan universal tidak kurang dari 0,0025 dan spasi tulangan masing masing lapis tidak lebih dari 450 mm.

3. Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 23.6.6.2 bahwa *shear wall* harus diberi *boundery element* bila:

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

Evaluasi *boundary element shear wall*

1. Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 23.6.6.4 *boundary element* harus dipasang secara horizontal dari sisi serat tekan terluar tidak kurang dari pada *(c-0,1 lw)* dan *c2*
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.

$$ps = \frac{0{,}12\ x\ f'c}{fyb} \qquad (2.4.104)$$

$$p\ terpasang\ = \frac{As}{bd} > 0{,}012 \qquad (2.4.105)$$

3. Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 23.6.6.4.1(b) bahwa luas tulangan sengkang tidak boleh kurang dari:

$$Ash = 0{,}3\ x\ \left[\frac{3\ x\ hc\ f\prime c}{fyh}\right]\ x\ \left[\left(\frac{Ag}{Ach}\right) - 1\right] \qquad (2.4.106)$$

$$Ash = 0{,}09\ x\ \left[\frac{3\ x\ hc\ f\prime c}{fyh}\right] \qquad (2.4.107)$$

4. Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 23.6.6.2 : spasi tulangan *boundery element* tidak boleh lebih dari: ¼ b dan 6 db.

2.5 Perencanaan Struktur Bawah

2.5.1 Pemilihan Jenis Pondasi

Pondasi pada umumnya berlaku sebagai bagian komponen pendukung bangunan yang terbawah dan berfungsi sebagai elemen terakhir yang meneruskan beban ke tanah.

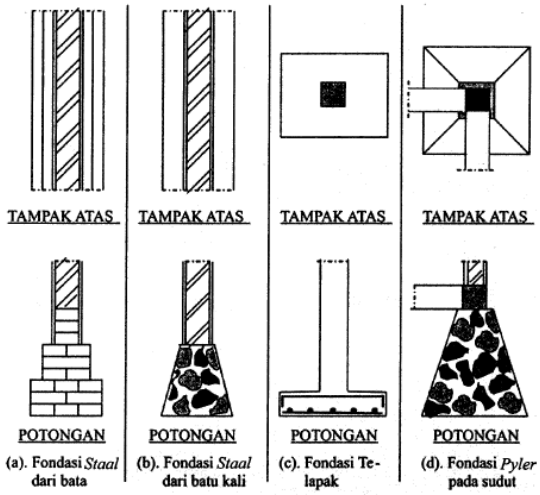
Fungsi pondasi antara lain sebagai berikut:

1) Untuk menyebarkan atau menyalurkan beban bangunan ke tanah
2) Mencegah terjadinya penurunan pada bangunan
3) Memberikan kestabilan pada bangunan di atasnya.

Berdasarkan kedalaman pondasi ada dua macam:

- Pondasi Dangkal

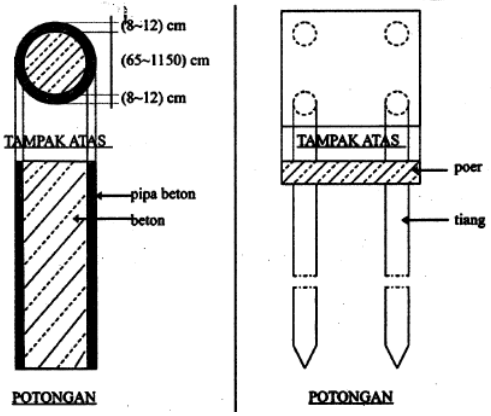
  Pondasi dangkal adalah pondasi yang digunakan pada kedalaman 0.8 - 2 meter, karena daya dukung tanah telah mencukupi.



Gambar 2.10 Macam-macam Pondasi Dangkal

- Pondasi Dalam

Pondasi dalam adalah pondasi yang kedalamannya lebih dari 2 meter dan biasa digunakan pada bangunan – bangunan bertingkat atau untuk bangunan cukup berat sementara tanah yang keras yang mampu mendukung beban terletak cukup dalam harus menggunakan pondasi tiang.



Gambar 2.11 Pondasi Dalam

2.5.2 Pondasi *Bored Pile*

Pondasi tiang termasuk jenis pondasi dalam. Terdapat beberapa macam jenis pondasi tiang, antara lain tiang pancang dan tiang bor. Bagian ini akan membahas tinjauan yang harus dilakukan dalam merencanakan pondasi tiang sebagai pondasi bangunan

Berikut ini adatah langkah-langkah yang harus dilakukan:

1. Tentukan daya dukung vertikal tiang.

Daya dukung vertikal tiang adalah beban ijin yang dapat ditanggung oleh 1 buah tiang yang ditancapkan pada suatu lokasi, dan pada kedalaman tertentu.

2. Tentukan jumtah kebutuhan tiang

Setelah mengetahui daya dukung ijin tiang, dari beban struktur atas (beban tak terfaktor: DL+ LL) dapat dihitung kebutuhan tiang pada satu titik kolom.

3. Cek efesiensi dalam kelompok tiang

Daya dukung sebuah tiang yang berada pada suatu kelompok tiang akan berkurang. Hal ini disebabkan tanah di sekitar tiang terdesak oleh tiang lain. Agar daya dukung tersebut tidak berkurang, setidak-tidaknya dibutuhkan jarak 3x diameter antar tiang satu dengan lainnya. Hat ini tentu saja akan mengakibatkan pemborosan tempat. Agar optimal, biasanya diatur dengan jarak antara 2,5-3 x diameter tiang.

4. Tentukan gaya tarik atau gaya tekan yang bekerja pada tiang

Akibat momen yang besar dari struktur atas, tiang dapat juga mengatami gaya tarik ke atas. Untuk itu perlu dilakukan analisis gaya-gaya yang bekerja pada masing-masing tiang dalam suatu ketompok tiang, jangan sampai melebihi daya dukung yang diijinkan.

5. Tentukan daya dukung horisontal tiang

Akibat pengaruh gempa, tiang dapat mengalami gaya horizontal sehingga perlu ditinjau agar tiang masih dapat melawan gaya-gaya tersebut.

6. Cek defleksi yang terjadi akibat gaya horizontal dengan syarat

maksimum defleksi yang diijinkan.

7. Tentukan settlement atau penurunan (bila ada)

Untuk tiang pancang yang ditancapkan pada tanah keras, diasumsikan tidak akan terjadi penurunan. Tapi bila tanah keras masih jauh di bawah maka tiang

mengandatkan gayageser pada dinding tiang. Jadi kemungkinan akan terjadi penurunan.

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.

1. Daya Dukung Ijin Tekan Tiang

Berdasarkan data sondir (Guy Sangrelat)

$$Pa = \frac{qc\ x\ Ap}{FK1} + \frac{Tf\ x\ Ast}{FK2} \qquad (2.5.1)$$

Dimana

Pa = daya dukung izin tekan tiang(ton)

qc = tahanan ujung konus sondir

Ap = luas penampang tiang (m^2)

Tf = Total friksi/ jumlah hambatan pelekat

Ast = keliling penampang tiang

FK1, FK2 = factor keamanan 3 & 5

Berdasarkan data N SPT (Meyerhof)

$$Pa = \frac{qc\ x\ Ap}{FK1} + \frac{\sum li\ fi\ x\ Ast}{FK2} \qquad (2.5.2)$$

Dimana

Pa = daya dukung izin tekan tiang

Qc = 20N untuk silt/ clay, 40N untuk sand

N = nilai N spt

Ap = luas penampang tiang

Ast = keliling penampang tiang

li = panjang segmen tiang yang ditinjau

fi = gaya geser pada selimut segmen tiang

Nilai qd untuk pondasi tiang yang dicor di tempat diambil berdasarkan berikut.

Berdasarkan kekuatan material

Tabel 2.15 Nilai SPT dan Qd untuk Berbagai Jenis Tanah

Jenis Tanah	Nilai SPT	Qd (t/m2)
Lapisan Kerikil	N ≥ 50 50 > N ≥ 40 40 > N ≥ 30	750 525 300
Lapisan Berpasir	N ≥ 30	300
Lapisan Lempung Keras		3qu

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

Kemampuan tiang terhadap kekuatan bahan

$$P_a = \sigma' b \times A_p \qquad (2.5.3)$$

Dimana:

P_a = kekuatan yang diijinkan pada tiang

A_p = luas penampang tiang (cm^2)

$\sigma'b$ = tegangan tekan ijin bahan tiang (kg/cm^2)

2. Daya Dukung Ijin Tarik Tiang

Berdasarkan data sondir (Guy Sangrelat)

$$Pta = \frac{(Tf \times Ast) \times 0{,}7}{FK2} + Wp \qquad (2.5.4)$$

Pta = daya dukung ijin tarik tiang

Wp = Berat pondasi

Berdasarkan data N SPT (Meyerhof)

$$Pta = \frac{(\sum lifi \times Ast) \times 0{,}7}{FK2} + Wp$$

(2.5.5)

3. Jumlah Tiang yang Diperlukan

$$np = \frac{P}{Pall}$$

np = jumlah tiang

P = gaya aksial yang terjadi

Pall = daya dukung ijin tiang

4. Efisiensi kelompok tiang

Berdasarkan rumus Converse-Labbarre dari Uniform Building Code AASHTO

$$Eg = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \qquad (2.5.6)$$

Dimana;

Eg = efisiensi kelompok tiang

θ = Arc. Tg (D/s) (derajat)

D = ukuran penampang tiang

S = jarak antar tiang (as ke as)

m = jumlah tiang dalam satu kolom

n = jumlah tiang dalam satu baris

-Daya dukung vertical kelompok tiang= Eg x jumlah pile x daya dukung ijin tekan

-Daya dukung kelomok tiang harus > gaya aksial yang terjadi

5. Beban maksimum pada kelompok tiang

$$Pmaks = \frac{Pu}{np} \pm \frac{My \times Xmak}{ny \sum x2} \pm \frac{Mx \times Ymak}{ny \sum y2} \quad (2.5.7)$$

Dimana;

Pmaks = beban maksimal tiang

Pu = gaya aksial yang terjadi (terfaktor)

My = momen yang terjadi tegak lurus pada sumbu y

Mx = momen yang terjadi tegak lurus pada sumbu x

Xmak = jarak tiang arah sumbu x terjauh

Ymak = jarak tiang arah sumbu y terjauh

$\sum x^2$ = jumlah kuadrat x

$\sum y^2$ = jumlah kuadrat y

nx = banyak tiang dalam satu baris sumbu x

ny = banyak tiang dalam satu baris sumbu y

np = jumlah tiang

bila Pmaks yang terjadi bernilai positif, maka pile mendapat gaya tekan

bila Pmaks yang terjadi bernilai negative, maka pile mendapat gaya tarik

6. Daya dukung horizontal

McNulty (1956) mendefinisikan tentang tiang ujung jepit sebagai tiang yang ujung atasnya terjepit/ tertanam pada pile cap paling sedikit 60cm. drngan demikian tiang yang bagian atasnya tidak terjepit kurang dari 60cm termaasuk tiang bebas.

Untuk tiang pendek

$$Hu = 9\ C_u\ D(Lp - 3D/2) \qquad (2.5.8)$$

$$Mmaks = Hu\ (Lp/2 + 3D/2) \qquad (2.5.9)$$

Untuk tiang sedang

$$My = (9/4)\ C_u D g^2 - 9\ C_u\ Df(3D/2 + f/2) \qquad (2.5.10)$$

$$Hu \text{ dihitung dengan mengambil } Lp = 3D/2 + f + g \qquad (2.5.11)$$

Dimana

C_u = undrained strength

D = diameter tiang

Lp = panjang tiang yang tertanam

Cek momen maks paada kedalaman (f+3D/2) lebih kecil dari my

Jika Mmaks > My maka tiang termasuk tiang panjang

Untuk tiang panjang (Mmaks > My)

$$Hu = \frac{2My}{\frac{3D}{2}+\frac{f}{2}} \quad (2.5.12)$$

7. kontrol defleksi tiang vertikal

Metode Broms (1964)

$$\beta = \left(\frac{KhD}{4EpIp}\right)^{\frac{1}{4}} \quad (2.5.13)$$

defleksi ujung tiang dipermukaan tanah (yo) dinyatakan oleh persamaan yang tergantung pada tipe jepitan tiang.

1. Tiang ujung bebas sebagai tiang pendek (bila βLp <1,5)

$$yo = \frac{4H(1+1{,}5e/Lp}{KhDLp} \quad (2.5.14)$$

2. Tiang ujung jepit sebagai tiang pendek (bila βLp <0,5)

$$yo = \frac{H}{KhDLp} \quad (2.5.15)$$

3. Tiang ujung bebas sebagai tiang panjang (bila βLp >2,5)

$$yo = \frac{2H\beta(e\beta+1)}{KhD} \quad (2.5.16)$$

4. Tiang ujung jepit sebagai tiang pendek (bila βLp >1,5)

$$yo = \frac{H\beta}{KhD} \quad (2.5.17)$$

McNulty (1956) menyatakan perpindahan lateral ijin pada bangunan gedung adalah 6mm sedangkan untuk bangunan lain sejenis menara transmisi adalah 12mm atau sedikit lebih besar.

7. Keruntuhan Kelompok tiang

Untuk menghitung nilai daya dukung kelompok tiang digunakan persamaan Terizaghi dan Peck (1948).

$$Q = (2Lp(\beta+L)C_u+1{,}3C_bS'N_c\beta L)\times 1/Sf \quad (2.5.18)$$

Dimana

Q = kapasitas dukung kelompok tiang

Lp = kedalaman tiang dibawah tanah

β = lebar kelompok tiang dihitung dari pinggir tiang

L = panjang kelompok tiang dihitung dari pinggir tiang

C_u = kohesi tanah disekeliling kelompok tiang

C_b = kohesi tanah dibawah dasar k elompok tiang

S' = factor bentuk

N_c = factor kapasitas dukung

Sf = factor keamanan

2.5.3 *Perencanaan Pile Cap*

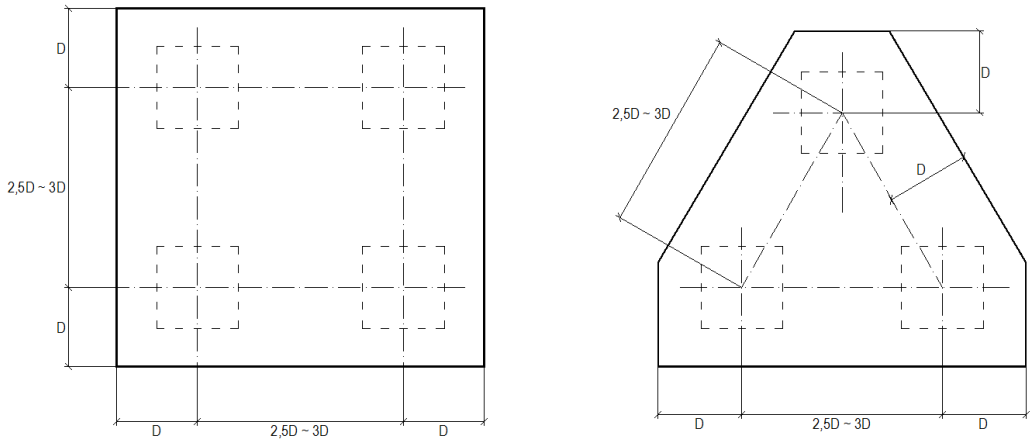
Pile cap berfungsi untuk mengikat tiang-tiang menjadi satu kesatuan dan memindahkan beban kolom kepada tiang. Pile cap biasanya terbuat dari beton bertulang. Perencanaan pile cap dilakukan dengan anggapan sebagai berikut :

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. Kerena itu distribusi tegangan dan deformasi membentuk bidang rata.

A. Dimensi Pile Cap

Jarak tiang mepengaruhi ukuran pile cap. Jarak tiang pada kelompok tiang biasanya diambil 2,5D ~ 3D, dimana D adalah diameter tiang.

Jarak tiang pada pile cap dijelaskan pada gambar 2.12



Gambar 2.12 Pile Cap

SNI-03-2847-2002 Pasal 17-7

Ketebalan pondasi telapak dia atas lapisan tulangan bawah tidak boleh kurang dari 300 mm untuk pondasi telapak di atas pancang.

SNI-03-2847-2002 Pasal 9.7

Tebal selimut minimum unutk beton yang di cor langsung di atas tanah dan selalu berhubungan dengan tanah adalah 75 mm.

- Kontrol geser

SNI-03-2847-2002 pasal 13.12

Kuat geser pondasi telapak disekitar kolom, beban terpusat, atau daerah reaksi ditentukan oleh kondisi terberat dari dua hal berikut :

1. Aksi balok satu arah di mana masing-masing penampang kritis yang akan ditinjau menjangkau sepanjang bidang yang memotong seluruh lebar pondasi telapak.

2. Aksi dua arah dimana masing-masing penampang kritis yang akan ditinjau harus di tempatkan sedemikian hingga perimeter penampang adalah minimum.

Perhitungan gaya geser 1 arah dan 2 arah unutk pile cap sama dengan perhitungan gaya geser 1 arah dan 2 arah pada pondasi telapak.

Langkah-langkah perhitungan :

– Menghitung ukuran Pile cap :

  Jarak tiang pancang =3.D

  Jarak ke tepi pile cap =D.2

– Menghitung gaya geser yang bekerja pada penampang kritis :

  Vu = σ . L . G' (2.5.19)

  Dimana :

  Vu = gaya geser

  σ = P/A

  L = panjang pondasi

  G' = Daerah pembebanan yang dihitungkan unutk geser

– Menghitung kuat geser beton

  $\varphi V_C = \varphi \frac{1}{6} \sqrt{fc'} bd$ nilai φV_C harus > Vu

  Dimana :

  B = panjang pondasi

  d = tebal efektif pondasi

  = h – selimut beton

  h = tebal pondasi

  V_C = gaya geser nominal yang disumbangkan oleh beton

  fc’ = kuat tekan beton yang disyaratkan

– Menghitung penampang kritis (B’)

B’ = lebar kolom + 2 (1/2) d

– Mengitung Besar Vc

SNI-03-2847-2002 pasal 13.12.2.1

Besar V_c adalah nilai terkecil dari

1. $V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right)\frac{\sqrt{fc'}b_o d}{6}$ (2.5.20)

2. $V_c = \left(\frac{\alpha_s d}{b_c} + 2\right)\frac{\sqrt{fc'}b_o d}{12}$ (2.5.21)

αs = 40 untuk kolom dalam

αs = 30 untuk kolom tepi

αs = 20 untuk kolom sudut

3. $V_c = \frac{1}{3}\sqrt{fc'}b_o d$ (2.5.22)

$B_c = \frac{ak}{bk}$

b_o = *4B’*

$\varphi V_C > V_u$

Dimana :

Vu = gaya geser 2 arah yang terjadi

bk = panjang kolom

ak = lebar kolom

d = tinggi efektif pondasi

b_o = keliling penampang kritis

as = konstanta untuk perhitungan pondasi telapak

B. Perhitungan Tulangan

SNI-03-2847-2002 pasal 17.4.2

Momen terfaktor maksimum untuk sebuah pondasi telapak setempat harus dihitung pada penampang kritis yang terletak di :

1. Muka kolom, pedestal, atau dinding, untuk pondasi telapak yang mendukung kolom, pedestal atau dinding beton.
2. Setengah dari jarak yang diukur dari bagian tengah ke tepi dinding, untuk pondasi telapak yang mendukung dinding pasangan.
3. Setelah dari jarak yang diukur dari muka kolom ke tepi pelat alas baja, untuk pondasi yang mendukung pelat dasar baja.

Beban aksial Pu yang bekerja dibebankan sama rata ke seluruh tiang. Masing-masing tiang mendapatkan beban aksial sebesar Pu/np.

Langkah-langkah perhitungan :

– Menghitung lebar penampang kritis B'

  B' = lebar *pile cap* / 2 – lebar kolom / 2

– Menghitung berat *pile cap* pada penampang kritis q'

  q' = 2400 x L (2.5.23)

– Menghitung Mu

  Mu = 2(Pu / 4) (s) – ½ q' B'^2 (2.5.23)

– Menghitung φMn

  $\varphi Mn = \varphi As \,.\, fy \left(d - \frac{1}{2}a\right)$ (2.5.24)

  $a = \frac{As \,.\, fy}{0{,}85 \,.\, fc \,.\, b}$ (2.5.25)