

BAB II

LANDASAN TEORI

2.1 Konsep Perencanaan Gedung

Konstruksi suatu bangunan adalah suatu kesatuan dan rangkaian dari beberapa elemen yang direncanakan agar mampu menerima beban dari luar maupun berat sendiri tanpa mengalami perubahan bentuk yang melampaui batas persyaratan. Perencanaan struktur gedung hotel ini menggunakan struktur beton bertulang. Beton bertulang merupakan beton yang ditulangi dengan luas dan jumlah tulangan yang tidak kurang dari nilai minimum, yang disyaratkan dengan tau tanpa prategang, dan direncanakan berdasarkan asumsi utama dari beton yaitu kuat terhadap beban tekan tetapi lemah terhadap Tarik. Oleh karena itu kedua bahan ini dipadukan menjadi kesatuan secara komposit, maka akan diperoleh bahan baru yang disebut beton bertulang. Sistem struktur bangunan yang dibuat dengan beton bertulang dirancang dari prinsip dasar desain dan penelitian elemen beton bertulang yang menerima gaya-gaya dalam seperti gaya geser, gaya aksial, momen lentur, dan momen punter. Sistem struktural sebuah bangunan dirancang dan dikonstruksi untuk dapat menyokong dan menyalurkan gaya gravitasi dan beban lateral ke tanah dengan aman tanpa melampaui beban yang diizinkan atau yang dapat ditanggung oleh bagian-bagian sistem struktur itu sendiri. Sebuah sistem bangunan dapat didefinisikan sebagai suatu susunan bagian-bagian yang saling berhubungan atau saling tergantung satu sama lain yang membentuk sebuah kesatuan kompleks dan berlaku untuk satu fungsi. Sebuah bangunan dapat diartikan sebagai wujud fisik dari beberapa sistem dan subsistem yang saling berhubungan, terkoordinasi, terintegrasi satu sama lain sekaligus dengan wujud tiga dimensinya, serta organisasi spasialnya secara utuh. Perencanaan merupakan bagian yang terpenting dari pembangunan suatu gedung atau bangunan lainnya. Perencanaan suatu konstruksi harus memenuhi berbagai syarat konstruksi yang telah ditentukan, yaitu:

1. Kuat (Kokoh)

Struktur gedung harus direncanakan kekuatan batasnya terhadap pembebanan.

2. Fungsional

Bentuk, ukuran dan organisasi ruangan memiliki kebutuhan sesuai dengan fungsinya.

3. Ekonomis

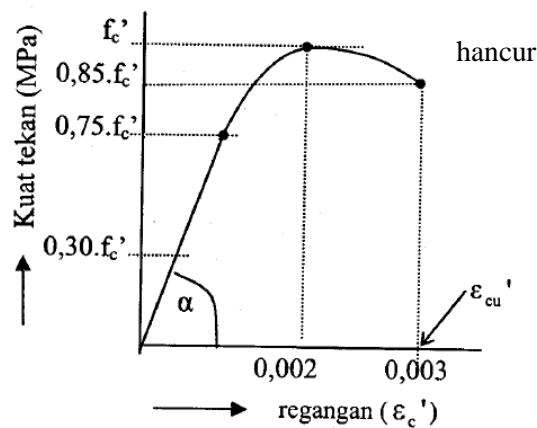
Setiap konstruksi yang dibangun harus semurah mungkin dan disesuaikan dengan biaya yang ada tanpa mengurangi mutu dan kekuatan bangunan.

4. Artistik (Estetika)

Konstruksi yang dibangun harus memperhatikan aspek-aspek keindahan, tata letak dan bentuk sehingga orang-orang yang menempatnya akan merasa aman dan nyaman.

2.1.1 Struktur Beton Bertulang

Pada perencanaan struktur gedung Hotel Wismaya di Kabupaten Pangandaran ini menggunakan struktur beton bertulang. Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 3.12 dan 3.13 Tentang Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung, mendefinisikan beton bertulang adalah 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. Sedangkan beton merupakan campuran antara semen portland/semen hidraulik yang lain, agregat halus, agregat kasar, dan air dengan atau tanpa bahan tambahan yang membentuk masa padat. Yang dimaksud agregat adalah material bangunan yang berjenis granular, di mana contoh agregat halus misalnya pasir dan contoh agregat kasar yaitu kerikil. Beton mempunyai karakteristik yang mendasar yakni kuat terhadap beban tekan namun lemah terhadap beban tarik. Hubungan antara tegangan dan regangan beton dilukiskan seperti pada Gambar 2.1.



Gambar 2.1 Hubungan antara Tegangan dan Regangan Tekan Beton
(Sumber: Balok dan Pelat Beton Bertulang, Ali Asroni)

Pada Gambar 2.1 menunjukkan, bahwa pada saat beton akan runtuh (kuat tekan beton telah mencapai puncak f'_c), maka tegangan beton turun (menjadi $0,85.f'_c$) sedangkan regangan tekan tetap naik sampai mencapai batas retak (ϵ_{cu}' sebesar 0,003). Kedua angka ini (tegangan $0,85.f'_c$ dan regangan $\epsilon_{cu}'=0,003$) sangat penting bagi perencanaan struktur beton bertulang pada perhitungan selanjutnya.

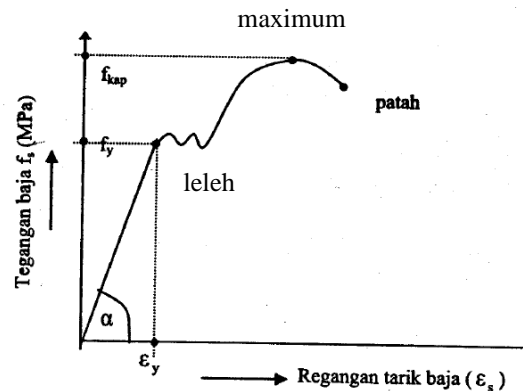
2.1.2 Kekuatan Baja Tulangan

Tulangan baja yang digunakan dalam pembuatan beton bertulang bisa berupa besi polos maupun besi ulir. Adapun standar pada struktur baja di Indonesia dijelaskan dalam SNI 03-1729-2002. Adapun pengelompokan baja tulangan untuk beton bertulang berdasarkan SNI 03-6861-2002 sebagaimana tertera pada Tabel 2.1.

Tabel 2.1 Spesifikasi Bahan Bangunan dari Besi/Baja

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

Baja tulangan mempunyai sifat tahan terhadap beban tekan, tetapi karena harganya cukup mahal, maka baja tulangan ini hanya diutamakan untuk menahan beban tarik pada struktur beton bertulang, sedangkan beban tekan yang bekerja cukup ditahan oleh betonnya. Hubungan antara tegangan dan regangan tarik baja tulangan dilukiskan pada Gambar 2.2.



Gambar 2.2 Hubungan antara Tegangan dan Regangan Baja Tulangan
(Sumber: Balok dan Pelat Beton Bertulang, Ali Asroni)

Dari hubungan tegangan-regangan tarik baja tulangan pada Gambar 2.2, terlihat sudut α yaitu sudut antara garis lurus kurva yang ditarik dari kondisi tegangan nol sampai tegangan leleh f_y dan garis regangan ϵ_s . Modulus elastisitas baja tulangan (E_s) merupakan tangens dari sudut α tersebut.

2.2 Ketentuan dan Jenis Pembebanan

Menurut SNI 1727-2013 beban adalah gaya atau aksi lainnya yang diperoleh dari berat seluruh bahan bangunan, penghuni, barang-barang yang ada di dalam bangunan gedung, efek lingkungan, selisih perpindahan, dan gaya kekangan akibat perubahan dimensi. Beban merupakan gaya yang bekerja pada suatu landasan struktur, sehingga memperhitungkan pembebanan pada struktur bangunan merupakan hal yang terpenting dalam perencanaan sebuah gedung. Terdapat gaya luar yang bekerja pada suatu bangunan yaitu beban mati, beban hidup, beban angin serta beban gempa.

2.2.1 Beban Mati

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 3.10, beban mati adalah berat semua bagian dari suatu gedung yang bersifat tetap, termasuk segala beban tambahan, *finishing*, mesin-mesin serta peralatan tetap yang merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung tersebut. Beban mati yang diperhitungkan terdiri dari beban sendiri kolom, berat sendiri balok, berat sendiri pelat, dll. Berikut Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung (SKBI-1.3.53.1987) berikut merupakan berat sendiri bahan bangunan dan komponen gedung yang terdapat pada Tabel 2.1 dan Tabel 2.2 .

Tabel 2.2 Berat Sendiri Bahan Bangunan

Bahan Bangunan	Berat (kg/m ³)
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 (timbel)	11400

Tabel 2.3 Komponen Bangunan

Komponen Gedung	Berat (Kg/m ²)
Adukan, per cm tebal	21

Komponen Gedung	Berat (Kg/m ²)
Dari semen	17
Dari kapur, semen merah atau tras	14
Aspal, termasuk bahan-bahan mineral penambah, per cm tebal	
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:	300
Tebal dinding 15 cm	200
Tebal dinding 10 cm	
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	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

2.2.2 Beban Hidup

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 3.8, beban hidup adalah semua beban yang terjadi akibat pemakaian dan penghuni suatu gedung, termasuk beban-beban pada lantai yang berasal dari barang-barang yang dapat berpindah dan/atau beban akibat air hujan pada atap. Berdasarkan Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung (SKBI-1.3.53.1987) berikut merupakan beban hidup pada lantai gedung yang terdapat pada Tabel 2.4.

Tabel 2.4 Beban Hidup pada Lantai Gedung

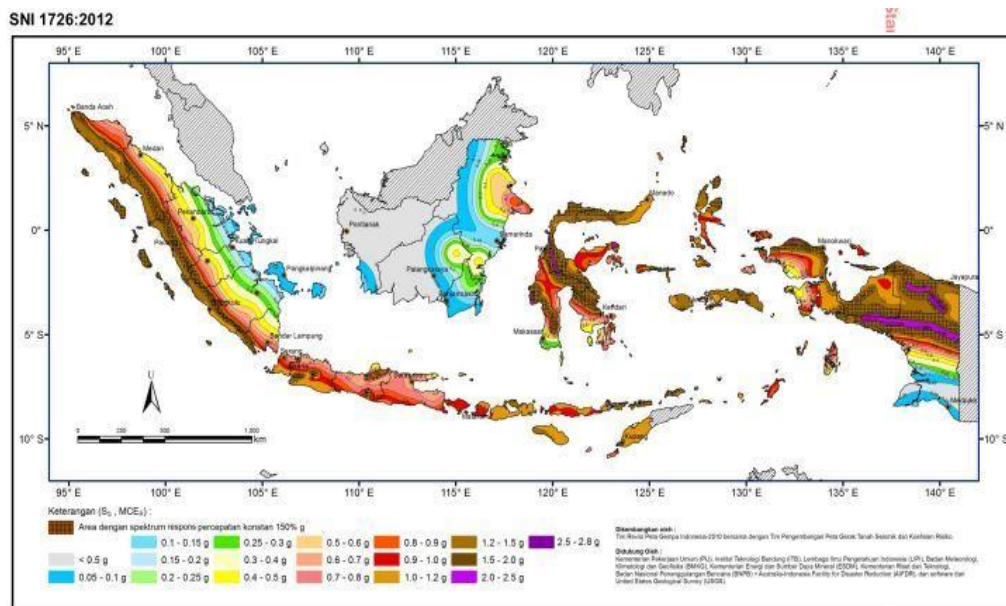
Beban Hidup	Berat (kg/m ³)
a. Lantai dan tangga rumah tinggal, kecuali yang disebut dalam b	200
b. Lantai dan tangga rumah tinggal sederhana dan gudang-gudang tidak penting yang bukan untuk toko, pabrik atau bengkel.	125
c. Lantai sekolah, ruang kuliah, kantor, toko, toserba, restoran, hotel, asrama dan rumah sakit	250
d. Lantai ruang olahraga	400
e. Lantai ruang dansa	500
f. Lantai dan balkon dalam dari ruang-ruang untuk pertemuan yang lain daripada yang disebut dalam a s/d e, seperti mesjid, gereja, ruang pagelaran, ruang rapat, bioskop dan panggung penonton dengan tempat duduk tetap.	400
g. Panggung penonton dengan tempat duduk tidak tetap atau untuk penonton yang berdiri	500
h. Tangga, bordes tangga dan gang dari yang disebut dalam c	300
i. Tangga, bordes tangga dan gang dari yang disebut dalam d, e, f dan g	500
j. Lantai ruang pelengkap dari yang disebut dalam c, d, e, f dan g	250
k. Lantai untuk pabrik, bengkel, gudang, perpustakaan, ruang arsip, toko buku, toko besi, ruang alat-alat dan ruang mesin, harus direncanakan terhadap beban hidup yang ditentukan tersendiri, dengan minimum	400
l. Lantai gedung parkir bertingkat:	
-Untuk lantai bawah	800
-Untuk lantai tingkat lainnya	400
m. Balkon-balkon yang menjorok bebas keluar harus direncanakan terhadap beban hidup dari lantai ruang yang berbatasan, dengan minimum	300

2.2.3 Beban Gempa

Beban gempa adalah semua beban statistik ekuivalen yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang menirukan pengaruh dari gerakan tanah akibat gempa itu. Dalam hal pengaruh gempa pada struktur gedung di tentukan berdasarkan suatu analisa dinamik, maka yang di artikan dengan beban gempa di

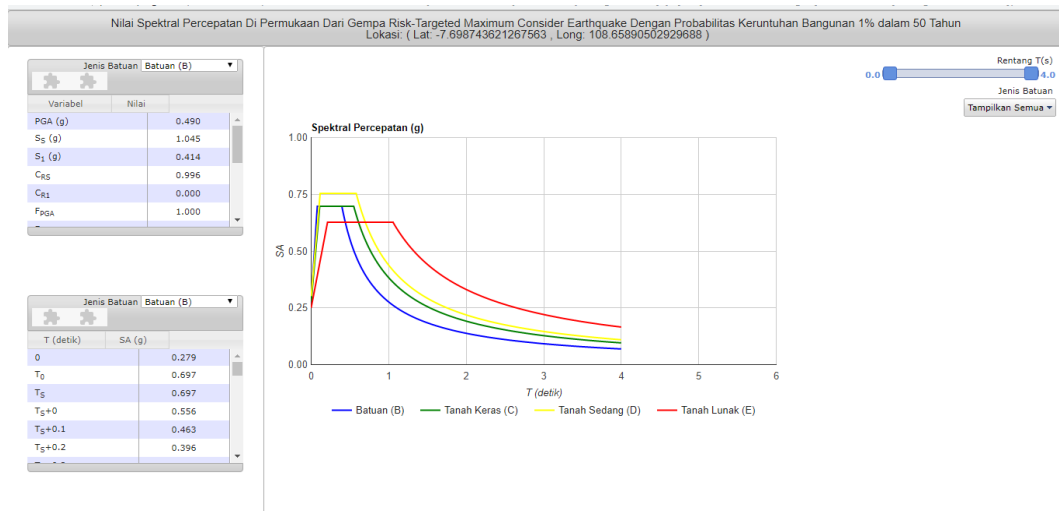
sini adalah gaya-gaya dalam struktur tersebut yang terjadi oleh gerakan tanah akibat gempa itu.

Berdasarkan Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung SNI 1726-2012 yakni tiap kota atau wilayah di Indonesia memiliki grafik spektrum respon masing-masing, tidak hanya terbatas 6 wilayah Gempa seperti sebelumnya. Berikut di bawah ini adalah peta zona gempa di seluruh wilayah Indonesia pada gambar 2.3.



Gambar 2.3 Peta Zona Gempa di Indonesia
 (sumber: <https://achmadsva.wordpress.com/tag/peta-gempa/>)

Adapun grafik spektrum respon gempa untuk perencanaan struktur gedung Hotel Wismaya Bintang 3 (tiga) di Kabupaten Pangandaran melalui program grafik gempa pada Gambar 2.4.



Gambar 2.4 Grafik Spektrum Respon Gempa Kabupaten Pangandaran
(sumber : <http://puskim.pu.go.id/Aplikasi/desain Spektra indonesia 2011/>)

2.2.3.1 Parameter Analisa Beban Gempa Dinamik

Dalam penyusunan tugas akhir ini analisa beban dinamik hanya menggunakan analisa ragam spektrum respons. Parameter-parameter yang harus diperhatikan dalam analisa ragam spektrum respons adalah sebagai berikut:

1. Kategori resiko bangunan

Berdasarkan SNI 1726-2013 kategori resiko bangunan terdapat pada Tabel 2.5.

Tabel 2.5 Kategori Resiko Bangunan Gedung Dan Non Gedung Untuk Beban Gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori Resiko
Gedung dan non gedung yang memiliki resiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk kategori resiko I, III dan IV	II
Gedung dan non gedung yang memiliki resiko terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan	III

Gedung dan non gedung yang ditunjukan sebagai fasilitas yang penting.	IV
Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk dalam kategori resiko IV	IV

2. Faktor keutamaan gempa

Berdasarkan SNI 1786-2012 faktor keutamaan gempa terdapat pada Tabel

Tabel 2.6 Faktor Keutamaan Gempa

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

3. Klasifikasi situs

Penentuan klasifikasi situs berguna untuk memberikan kriteria desain seismik berupa faktor-faktor amplifikasi pada bangunan. Dalam perumusan kriteria desain seismik suatu bangunan di permukaan tanah atau penentuan amplifikasi besaran percepatan gempa puncak dari batuan dasar ke permukaan tanah untuk suatu situs, maka situs tersebut harus diklasifikasikan, profil tanah lapisan 30 m paling atas. Penetapan kelas situs harus melalui penyelidikan tanah di lapangan dan di laboratorium. Berdasarkan SNI 1726-2012 berikut merupakan klasifikasi situs:

Tabel 2.7 Klasifikasi Situs

Kelas Situs	$\bar{V}_s (m/s)$	\bar{N} atau \bar{N}_{ch}	$\bar{S}_U (kPa)$
SA (batuan keras)	>1500 m/s	N/A	N/A

SB (batuan)	750 - 1500 m/s	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 – 750 m/s	>50	≥ 100 kN/m ²
SD (tanah sedang)	175 – 350 m/s	15 – 50	50 – 100 kN/m ²
SE (tanah lunak)	<175 m/s	<15	<50 kN/m ²
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut: Indeks plastisitas $PI > 20$ Kadar air, $w \geq 40\%$ Kuat geser niralir $\bar{S}_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisa 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 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		

4. Koefisien Situs

Diperlukan suatu faktor amplifikasi seismik pada perioda pendek 0,2 detik (F_a) dan perioda 1 detik (F_v) dalam penentuan respons spektral percepatan gempa MCE_R . Koefisien situs F_a dan F_v mengikuti Tabel 2.8 dan 2.9.

Tabel 2.8 Koefisien situs, F_a

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

SF	SS ^b
Catatan: Untuk nilai-nilai antara S _s , dapat dilakukan interpolasi linier SS ^b = situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisa respons situs-spesifik, lihat 6.10.1	

Tabel 2.9 Koefisien Situs, F_v

Kelas situs	Parameter respon spektral percepatan gempa (MCE _R) terpetakan pada perioda 1 detik, S ₁				
	S ₁ ≤ 0,25	S ₁ = 0,5	S ₁ = 0,75	S ₁ = 1,0	S ₁ ≥ 1,25
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS ^b				
Catatan: a) Untuk nilai-nilai antara S ₁ , dapat dilakukan interpolasi linier b) SS ^b = situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisa respons situs-spesifik, lihat 6.10.1					

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

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

$$S_{MS} = F_a S_s \dots\dots\dots (2.1)$$

$$S_{M1} = F_v S_1 \dots\dots\dots (2.2)$$

Keterangan:

S_s = parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan perioda pendek

S₁ = parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan perioda 1 detik.

6. Parameter percepatan spektral desain

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

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \dots\dots\dots (2.3)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \dots\dots\dots (2.4)$$

7. Kategori desain seismik

Berdasarkan Tabel 6 dan 7 dalam SNI 1726-2012 berikut merupakan kategori desain seismik berdasarkan parameter percepatan spektral desain:

Tabel 2.10 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Perioda Pendek

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

Tabel 2.11 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Perioda 1 detik

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

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

Berdasarkan Tabel 9 dalam SNI 1726-2012 berikut merupakan faktor-faktor R, Ω_0 , C_d :

Tabel 2.12 Faktor R, Ω_0 , C_d untuk sistem struktur tahan gempa

Sistem penahan gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R	Faktor kuat lebih sistem, Ω_0	Faktor pembesaran defleksi, C_d	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m)				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D	E	F

Sistem rangka bangunan								
1. Dinding geser beton bertulang khusus	6	2½	5	TB	TB	48	48	30
2. Dinding geser beton bertulang biasa	5	2½	4½	TB	TB	10	10	TI
Catatan: TB = tidak dibatasi TI = tidak diizinkan								

9. Penentuan fundamental perioda struktur

Perioda fundamental struktur (T) pada arah tinjauan tidak boleh melebihi nilai batas atas yang dihitung berdasarkan koefisien untuk batasan atas pada perioda yang dihitung (C_u) dan perioda fundamental pendekatan (T_a).

Tabel 2.13 Koefisien Untuk Batas Atas pada Perioda yang dihitung

Parameter percepatan respon spektral desain pada 1 detik, S _{D1}	Koefisien C _u
≥ 0,4	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
≤ 0,1	1,7

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

$$T_a = \frac{0,0062}{\sqrt{C_w}} h_n \dots\dots\dots (2.5)$$

C_w dihitung dengan persamaan berikut:

$$C_w = \frac{100}{A_B} \sum_{i=1}^x \left(\frac{h_n}{h_i} \right) \left[\frac{A_i}{1 + 0,83 \left(\frac{h_i}{D_i} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (2.6)$$

Keterangan:

A_B = luas dasar struktur (m^2)

A_i = luas bidang dinding geser (m^2)

D_i = panjang dinding geser (m)

h_i = tinggi dinding geser (m)

h_n = tinggi struktur (m)

x = jumlah dinding geser dalam bangunan yang efektif menahan gaya lateral dalam arah yang ditinjau

Berdasarkan SNI 1786-2012 pasal 7.8.1 menjelaskan prosedur gaya lateral ekuivalen untuk analisis dan desain seismik yang digunakan dalam perencanaan struktur gedung dan komponennya, sebagai berikut:

1. Geser dasar seismik

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

$$V = C_s \cdot W \dots\dots\dots (2.7)$$

Keterangan:

C_s = koefisien respons seismik

W = berat seismik efektif

2. Perhitungan koefisien respons seismik

Koefisien respons seismik C_s , harus ditentukan sesuai dengan berikut:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \dots\dots\dots (2.8)$$

Keterangan:

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

R = faktor modifikasi respons

I_e = faktor keutamaan gempa yang ditentukan

Nilai C_s yang dihitung sesuai dengan Persamaan 2.2.4 tidak perlu melebihi berikut ini:

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e} \right)} \dots \dots \dots (2.9)$$

C_s harus tidak kurang dari

$$C_s = 0,044 \cdot S_{DS} \cdot I_e \geq 0,01$$

Sebagai tambahan, untuk struktur yang berlokasi di daerah mana S_1 sama dengan lebih besar dari 0,6g, maka C_s harus tidak kurang dari:

$$C_s = \frac{0,5 \cdot S_1}{\left(\frac{R}{I_e} \right)} \dots \dots \dots (2.10)$$

Keterangan:

Dimana I_e dan R sebagaimana didefinisikan

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

T = perioda fundamental struktur (detik)

S_1 = parameter percepatan spektrum respons maksimum yang dipetakan

3. Distribusi vertikal gaya gempa

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

$$F_x = C_{vx} \cdot V \dots \dots \dots (2.11)$$

dan

$$C_s = \frac{W_x \cdot h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i^k} \dots \dots \dots (2.12)$$

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 = eksponen yang terkait dengan perioda struktur sebagai berikut:
 untuk struktur yang mempunyai perioda sebesar 0,5 detik atau kurang, $k=1$

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

4. Distribusi horisontal gaya gempa

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

$$V_x = \sum_{i=1}^n F_1 \dots \dots \dots (2.13)$$

Keterangan:

F_1 adalah bagian dari geser dasar seismik (V) yang timbul di tingkat i , dinyatakan dalam kilo newton (kN)

Geser tingkat desain gempa (V_x) (kN) harus didistribusikan pada sebagian elemen vertikal sistem penahan gaya gempa di tingkat yang ditinjau berdasarkan pada kekuatan lateral relatif elemen penahan vertikal dan diafragma.

2.3 Faktor Keamanan

Struktur dan komponen struktur harus didesain agar mempunyai kekuatan desain di semua penampang paling sedikit sama dengan kekuatan perlu yang dihitung untuk beban dan gaya terfaktor dalam kombinasi sedemikian rupa seperti ditetapkan dalam standar SNI 2847-2013. Komponen struktur juga harus memenuhi semua ketentuan standar ini yang lainnya menjamin kinerja yang mencakupi pada tingkat beban layan.

2.3.1 Kombinasi Beban untuk Metode Ultimit

Berdasarkan SNI 2847-2017 pasal 9.2.1, Kekuatan perlu U harus paling tidak sama dengan pengaruh beban terfaktor dalam persamaan (2.3.1) sampai (2.3.7). pengaruh salah satu atau lebih beban yang tidak bekerja secara serentak harus diperiksa beban S (salju) dalam persamaan-persamaan di bawah ini:

$$U = 1,4D \dots \dots \dots (2.14)$$

$$U = 1,2D + 1,6L + 0,5 (L_r \text{ atau } R) \dots \dots \dots (2.15)$$

$$U = 1,2D + 1,6 (L_r \text{ atau } R) + (1,0L \text{ atau } 0,5W) \dots \dots \dots (2.16)$$

$$U = 1,2D + 1,0W + 1,0L + 0,5 (L_r \text{ atau } R) \dots \dots \dots (2.17)$$

$$U = 1,2D + 1,0E + 1,0L \dots \dots \dots (2.18)$$

$$U = 0,9D + 1,0W \dots \dots \dots (2.19)$$

$$U = 0,9D + 1,0E \dots\dots\dots(2.20)$$

Kecuali sebagai berikut:

- a. Faktor beban pada beban hidup L dalam persamaan (2.3.3) sampai (2.3.5) diizinkan direduksi sampai 0,5 kecuali untuk garasi, luasan yang ditempati sebagai tempat perkumpulan publik, dan semua ulasan dimana L lebih besar dari 4,8 kN/m².
- b. Bila W didasarkan pada beban angin tingkat layan, $1,6W$ harus digunakan sebagai pengganti dari $1,0W$ dalam persamaan (2.3.4) dan (2.3.6), dan $0,8W$ harus digunakan sebagai pengganti dari $0,5W$ dalam persamaan (2.3.3).
- c. Dihilangkan karena tidak relevan, lihat daftar Deviasi.

2.3.2 Kombinasi Beban untuk Metode Tegangan Ijin

Berdasarkan SNI 1726-2012 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung pasal 4.2.3, beban-beban di bawah ini harus ditinjau dengan kombinasi-kombinasi berikut untuk perencanaan struktur, komponen-elemen struktur dan elemen-elemen pondasi berdasarkan metoda tegangan ijin:

$$D \dots\dots\dots(2.21)$$

$$D + L \dots\dots\dots(2.22)$$

$$D + (L_r \text{ atau } R) \dots\dots\dots(2.23)$$

$$D + 0,75 + 0,75 (L + 0,75(L_r \text{ atau } R)) \dots\dots\dots(2.24)$$

$$D + (0,6W \text{ atau } 0,7E) \dots\dots\dots(2.25)$$

$$D + 0,75 (0,6W \text{ atau } 0,7E) + 0,75L + 0,75(L_r \text{ atau } R) \dots\dots\dots(2.26)$$

$$0,6D + 0,6W \dots\dots\dots(2.27)$$

$$0,6D + 0,7E \dots\dots\dots(2.28)$$

Berdasarkan SNI 1726-2012, pengaruh beban gempa pada metode tegangan ijin, sebagai berikut:

1. Kombinasi 5 menjadi:

$$(1,0 + 0,14 S_{DS}) D + 0,7 \rho Q_E \dots\dots\dots(2.29)$$

2. Kombinasi 6 menjadi:

$$(1,0 + 0,14 S_{DS}) D + 0,525 \rho Q_E + 0,75L + 0,75 (L_r \text{ atau } R) \dots\dots\dots(2.30)$$

3. Kombinasi 8 menjadi:

$$(0,6 - 0,14 S_{DS}) D + 0,7 \rho Q_E \dots \dots \dots (2.31)$$

2.3.3 Faktor Reduksi Keamanan

Kekuatan desain yang disediakan oleh suatu komponen struktur, sambungannya dengan komponen struktur lain, dan penampangnya, sehubungan dengan lentur, beban normal, geser dan torsi, harus diambil sebesar kekuatan nominal dihitung sesuai dengan persyaratan dan asumsi dari standar ini, yang dikalikan dengan faktor reduksi kekuatan (ϕ). Sesuai dengan SNI 2847-2013 pasal 9.3.3. faktor reduksi kekuatan (ϕ) terdapat dalam Tabel 2.5.

Tabel 2.14 Faktor Reduksi Kekuatan (ϕ)

Faktor Reduksi Kekuatan (ϕ)		
1.	Penampang terkendali tarik	0,90
2.	Penampang terkendali tekan	0,75
	Komponen struktur dengan tulangan spiral	
	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 (nodal), dan daerah tumpuan dalam model tersebut.	0,75
7.	Penampang lentur dalam komponen struktur pratarik dimana penanaman strand kurang dari panjang penyaluran.	0,75
	Dari ujung komponen struktur ke ujung panjang transfer	
	Dari ujung panjang transfer ke ujung panjang penyaluran ϕ boleh ditingkatkan secara linier.	

2.4 Perencanaan Desain Struktur Atas

Struktur atas pada gedung merupakan seluruh bagian gedung yang berada di atas permukaan tanah. Komponen-komponen struktur atas gedung meliputi struktur pelat, balok dan kolom.

2.4.1 Pelat

Pelat beton bertulang yaitu struktur tipis yang dibuat dari beton bertulang dengan bidang yang arahnya horizontal, dan beban yang bekerja tegak lurus pada

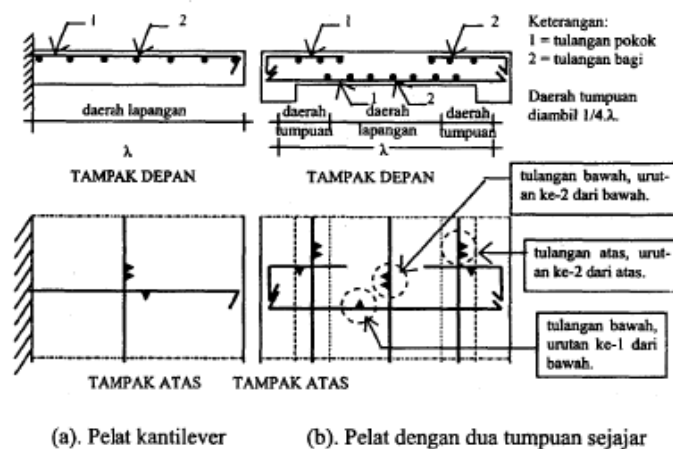
struktur tersebut. Pelat menerima beban yang bekerja tegak lurus terhadap permukaan pelat.

Pelat beton bertulang dalam dapat difungsikan sebagai pelat lantai dan pelat atap. Berdasarkan kemampuannya untuk menyalurkan gaya akibat beban, pelat dibedakan menjadi 2 yaitu:

1. Pelat satu arah (*One Way Slab*)

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

Pada penulangan pelat satu arah momen lentur hanya bekerja pada satu arah saja, yaitu searah bentang λ , maka tulangan pokok juga dipasang satu arah yang searah bentang λ tersebut. Untuk menjaga agar kedudukan tulangan pokok (pada saat pengecoran beton) tidak berubah dari tempat semula, maka dipasang pula tulangan tambahan yang arahnya tegak lurus tulangan pokok. Kedudukan tulangan pokok dan tulangan bagi selalu bersilangan tegak lurus, tulangan pokok dipasang dekat dengan tepi luar beton, sedangkan tulangan bagi dipasang di bagian dalamnya dan menempel pada tulangan pokok, juga sebagai tulangan untuk menahan retak beton akibat susut dengan perbedaan suhu pada beton.



Gambar 2.5 Contoh Pelat dengan Tulangan Pokok Satu Arah
(Sumber: Balok dan Pelat Beton Bertulang, Ali Asroni)

2. Pelat dua arah (*Two Way Slab*)

Pelat dinyatakan sebagai pelat dua arah apabila pelat didukung sepanjang keempat sisinya, dimana lenturan akan timbul pada dua arah yang saling tegak lurus. $l_y/l_x \leq 2$, dimana l_y bentang yang panjang dan l_x bentang yang pendek. Berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 13 berlaku untuk pelat dua arah dengan tulangan pokok dua arah yang akan dijumpai jika pelat beton menahan beban yang berupa momen lentur pada bentang dua arah. Berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 9.5.3.3, untuk pelat dengan balok yang membentang di antara tumpuan pada semua sisinya, tebal minimumnya, h , harus memenuhi ketentuan, sebagai berikut:

a. Untuk $\alpha_m \leq 0,2$ ketebalan pelat minimum adalah, sebagai berikut:

1) Pelat tanpa penebalan : 125 mm

2) Pelat dengan penebalan : 100 mm

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

$$h = \frac{\ell_n \left[0,8 + \frac{f_y}{1400} \right]}{36 + 5, \beta \cdot (\alpha_m - 0,2)} \dots \dots \dots (2.32)$$

dan tidak boleh kurang dari 120 mm

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

$$h = \frac{\ell_n \left[0,8 - \frac{f_y}{1400} \right]}{36 - 9, \beta} \dots \dots \dots (2.33)$$

dan tidak boleh kurang dari 90 mm.

Keterangan:

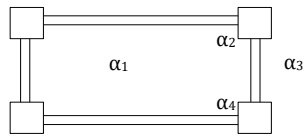
h = tebal pelat minimum (cm).

f_y = tulangan leleh baja tulangan (MPa).

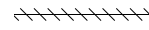
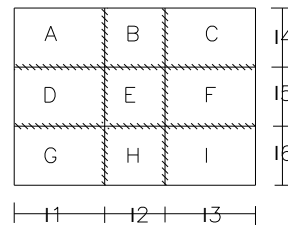
α = rasio kekuatan lentur penampang balok terhadap kuat lentur pelat dengan lebar yang dibatasi secara lateral oleh garis

sumbu tengah dari panel-panel yang bersebelahan (bila ada) pada tiap sisi balok.

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



$$\alpha_m = \frac{\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3}{4}$$



Menunjukkan sisi
menerus

β = rasio bentang bersih dalam suatu arah memanjang terhadap arah memendek dari pelat dua arah. $\beta = l_n y / l_n x$.

Pelat A: Pelat dengan dijepit pada kedua sisi nya



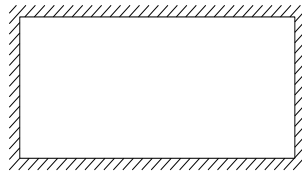
$$\beta_s = \frac{l_1 + l_4}{2(l_1 + l_4)} = \frac{1}{2}$$

Pelat B: Pelat dengan dijepit ketiga sisinya



$$\beta_s = \frac{2l_4 + l_2}{2(l_4 + l_2)}$$

Pelat C: Pelat dengan dijepit keempat sisinya



$$\beta_s = \frac{2l_5 + 2l_2}{2(l_5 + l_2)} = 1$$

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

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

$$\alpha = \frac{E_{cb} \cdot I_b}{E_{cp} \cdot I_p} \dots \dots \dots (2.34)$$

Keterangan:

E_{cb} = modulus elastisitas balok beton.

E_{cp} = modulus elastisitas pelat beton.

I_b = momen inersia terhadap sumbu pusat penampang bruto balok.

I_p = momen inersia terhadap sumbu pusat penampang bruto pelat.

- e. Beban yang bekerja pada pelat.

$$q_U = 1,2 \cdot q_D + 1,6 \cdot q_L \dots \dots \dots (2.35)$$

Keterangan:

q_U = beban ultimit.

q_D = beban mati pelat.

q_L = beban hidup pelat.

- f. Mencari tebal efektif pelat

Untuk menentukan tinggi efektif pelat ditinjau dari dua arah yaitu:

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

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

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

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

Keterangan : = Terletak bebas
 = Terjepit penuh

Gambar 2.6 Momen Pelat yang Mampu pada Keempat Tepinya Akibat Beban Terbagi Rata.

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

h. Mencari nilai koefisien tahanan (k)

$$k = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{Mu}{\phi \cdot b \cdot d^2} \dots \dots \dots (2.36)$$

Keterangan:

- k = koefisien tahanan
- M = momen yang ditinjau
- b = lebar permeter pelat
- d = tinggi efektif pelat

Dalam perhitungan tulangan dibutuhkan faktor momen pikul maksimal (K_{maks}). Nilai K_{maks} tergantung mutu beton ($f'c$) serta mutu baja tulangan (f_y).

Tabel 2.15 Faktor Momen Pikul Maksimal (K_{maks}) 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

i. Penulangan Pelat

$$a = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2K}{0,85 \cdot f'_c}}\right) \cdot d \dots \dots \dots (2.37)$$

Dipilih luas tulangan pokok dengan memilih nilai yang besar berikut:

$$A_{s,u} = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b}{f_y} \dots \dots \dots (2.38)$$

$$\text{Jika } f'_c \leq 31,36 \text{ MPa, maka } A_{s,u} = \frac{1,4}{f_y} \cdot b \cdot d \dots \dots \dots (2.39)$$

$$\text{Jika } f'_c \geq 31,36 \text{ MPa, maka } A_{s,u} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} \cdot b \cdot d \dots \dots \dots (2.40)$$

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

$$s = \frac{\frac{1}{4} \pi \cdot D^2 \cdot b}{A_{s,u}} \dots \dots \dots (2.41)$$

$$s \leq 2 \cdot h \text{ dan } s \leq 450 \text{ mm} \dots \dots \dots (2.42)$$

Tulangan bagi/tulangan susut dan suhu:

$$f_y \leq 300 \text{ MPa, } A_{s,b} = 0,002 \cdot b \cdot h \dots \dots \dots (2.43)$$

$$f_y = 400 \text{ MPa, } A_{s,b} = 0,0018 \cdot b \cdot h \dots \dots \dots (2.44)$$

$$f_y > 400 \text{ MPa, } A_{s,b} = 0,0018 \cdot b \cdot h \cdot (400/f_y) \dots \dots \dots (2.45)$$

$$A_{s,b} \geq 0,0014 \cdot b \cdot h \dots \dots \dots (2.46)$$

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

Jarak tulangan bagi :

$$s = \frac{\frac{1}{4}\pi \cdot D^2 \cdot b}{A_{s,u}} \dots \dots \dots (2.47)$$

$$s \leq 5 \cdot h, s \leq 450 \text{ mm} \dots \dots \dots (2.48)$$

Pengecekan Tulangan:

$$A_{s,tul} = \frac{\frac{1}{4}\pi \cdot D^2 \cdot s}{s} \text{ mm}^2 \dots \dots \dots (2.49)$$

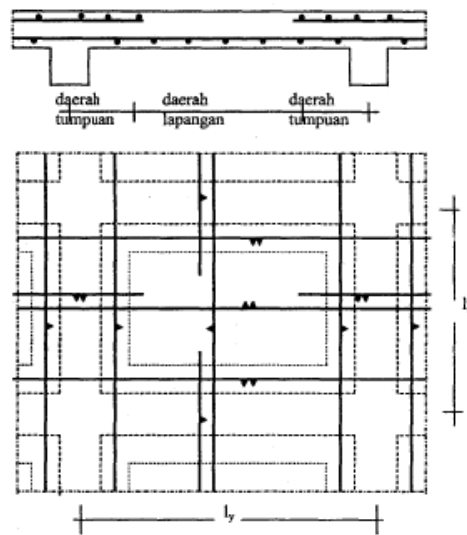
$$A_{s,tul} \geq A_{s,u} \dots \dots \dots (2.50)$$

Keterangan:

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

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

Karena momen lentur bekerja pada 2 arah, yaitu searah dengan bentang l_x dan bentang l_y , maka tulangan pokok juga dipasang pada 2 arah yang saling tegak lurus (bersilangan), sehingga tidak perlu tulangan bagi. Tetapi pada pelat di daerah tumpuan ini tetap dipasang tulangan pokok dan tulangan bagi, seperti terlihat pada gambar Gambar 2.7. bentang l_y selalu dipilih $\geq l_x$, tetapi momennya M_{ly} selalu $\leq M_{lx}$ sehingga tulangan arah l_x (momen yang besar) dipasang di dekat tepi luar (urutan ke-1).



Gambar 2.7 Contoh Pelat dengan Tulangan Pokok Dua Arah
(Sumber: Balok dan Pelat Beton Bertulang, Ali Asroni)

2.4.2 Balok

Balok adalah bagian dari struktural sebuah bangunan yang kaku dan dirancang untuk menanggung dan mentranferkan beban menuju elemen-elemen kolom penompang. Balok dapat berfungsi menahan gaya-gaya yang bekerja dalam arah transversal terhadap sumbunya, yang mengakibatkan terjadinya lenturan/lendutan. Akibat 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 terdapat pada Tabel 2.16.

Tabel 2.16 Tebal Minimum Balok Non-Prategang atau Pelat Satu Arah Bila Lendutan Tidak Dihitung

Tebal minimum, h				
Komponen struktur	Tertumpu sederhana	Satu ujung menerus	Kedua ujung menerus	Kantilever
	Komponen struktur tidak menumpu atau tidak dihubungkan dengan partisi atau konstruksi lainnya yang mungkin rusak oleh lendutan yang besar			
Pelat masif satu-arah	$l/20$	$l/24$	$l/28$	$l/10$
Balok atau pelat rusuk satu-arah	$l/16$	$2/18,5$	$l/21$	$l/8$
<p><u>Catatan :</u> 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 : 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. Untuk f_y selain 420 MPa, nilainya harus dikalikan dengan $(0,4 + f_y/700)$.</p>				

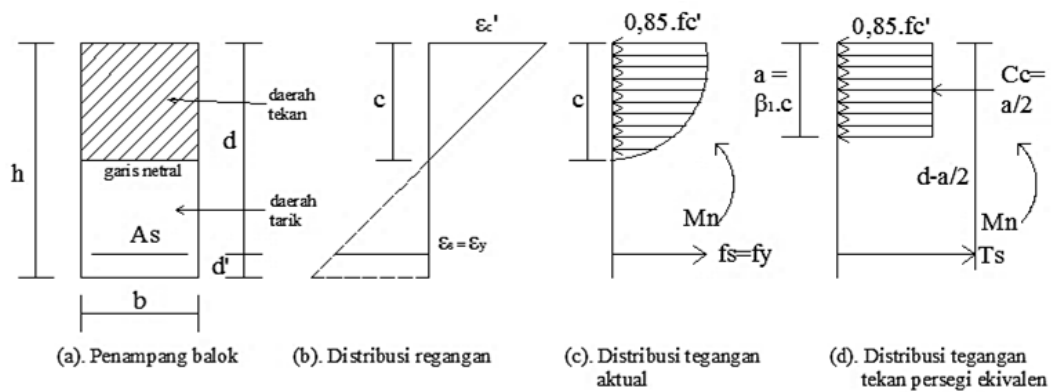
(Sumber SNI-1727-2013:3)

Sedangkan pemilihan lebar balok (b) diambil tidak boleh kurang dari sama dengan $h/2$. Untuk f_y selain 400 Mpa harus dikalikan dengan $(0,4 + f_y/700)$.

2.4.2.1 Balok Persegi dengan Tulangan Tunggal

Tulangan tunggal adalah cara penulangan pada satu sisi penampang. Konsekuensi penulangan ini tentu saja diperlukan penampang yang relatif tinggi. Akibat dari penampang yang relatif tinggi ini, tinggi ruangan akan berkurang, tetapi

lendutan balok menjadi kecil. Balok dengan tulangan tunggal sering juga disebut dengan balok tulangan sebelah atau balok dengan tulangan saja. Untuk hitungan balok persegi panjang dengan tulangan tunggal, berikut ini digambarkan bentuk penampang balok yang dilengkapi dengan distribusi regangan dan tegangan beton serta notasinya, seperti tertera pada Gambar 2.8.



Gambar 2.8 Distribusi Regangan dan Tegangan pada Balok Tunggal
(Sumber: Perancangan Struktur Beton Bertulang berdasarkan SNI 2847:2013, Agus Setiawan)

Keterangan notasi pada Gambar 2.8:

- a = tinggi balok tegangan beton tekan persegi ekivalen (mm).
- $a = \beta_1 \cdot c$ (2.51)
- A_s = luas tulangan tarik (mm^2)
- b = lebar penampang balok (mm).
- c = jarak antara garis netral dan tepi serat beton tekan (mm).
- C_c = gaya tekan beton (kn).
- d = tinggi efektif penampang balok (mm).
- d_s = jarak antara titik berat tulangan tarik dan tepi serat beton tarik (mm).
- f'_c = tegangan tekan beton yang disyaratkan pada umur 28 hari (mpa).
- E_s = modulus elastisitas baja tulangan, diambil sebesar 200.000 mpa.

- f_s = tegangan tarik baja tulangan (mpa).
 $f_s = \varepsilon_s \cdot E_s \dots \dots \dots (2.52)$
- f_y = tegangan tarik baja tulangan pada saat leleh (MPa).
- h = tinggi penampang balok (mm).
- M_n = momen nominal aktual (KNm).
- t_s = gaya tarik baja tulangan (KN).
- β_1 = faktor pembentuk tegangan beton tekan persegi ekuivalen, yang bergantung pada mutu beton ($f'c$) sebagai berikut (pasal 10.2.7.3 sni 2847 – 2013 pasal 10.2. 7. 3).
- Untuk $f'c \leq 28$ MPa, maka $\beta_1 = 0,85$
 Untuk $28 \text{ Mpa} < f'c > 56$ MPa, maka $\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05 \cdot (f'c - 28)}{7}$
 Jika $f'c > 56$ Mpa maka $\beta_1 = 0,65$
- ε_c' = regangan tekan beton dengan ε_c' maksimal (ε_{cu}') = 0,003
- ε_s = regangan tarik baja tulangan.
- ε_s' = regangan tekan baja tulangan.
- ε_s' = $\frac{a - \beta_1 \cdot d_s'}{c} \cdot 0,003 \dots \dots \dots (2.53)$
- ε_y = regangan tarik baja tulangan pada saat leleh,
- $\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{f_y}{200000} \dots \dots \dots (2.54)$

Berdasarkan SNI 2847 -2013 pasal 10.2.6, jika balok menahan momen lentur cukup besar, maka pada serat-serat balok bagian atas akan mengalami tegangan tekan dan pada serat-serat balok bagian bawah mengalami tegangan tarik. Untuk serat-serat balok bagian atas yang mengalami tegangan tekan, tegangan ini akan ditahan oleh beton, sedangkan untuk serat-serat balok yang mengalami tegangan tarik akan ditahan oleh baja tulangan, karena kuat tarik beton diabaikan.

1. Gaya tekan beton

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

$$C_c = 0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b \dots\dots\dots(2.55)$$

2. Gaya tarik baja tulangan

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

$$T_s = A_s \cdot f_y \dots\dots\dots(2.56)$$

3. Luas tulangan longitudinal balok

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

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b}{f_y} \dots\dots\dots(2.57)$$

Momen nominal dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$M_n = C_c \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \text{ atau } M_n = T_s \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \dots\dots\dots(2.58)$$

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

$$K = \frac{M_n}{b \cdot d^2} \text{ atau } K = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} \dots\dots\dots(2.59)$$

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

$$a = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot K}{0,85 \cdot f'c}} \right) \cdot d \dots\dots\dots(2.60)$$

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:

$$\epsilon_c' = \frac{a}{\beta_1 \cdot d - a} \cdot \epsilon_y \dots\dots\dots(2.61)$$

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

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

Untuk menghitung momen – momen rencana M_r dilaksanakan sebagai berikut:

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

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \dots \dots \dots (2.62)$$

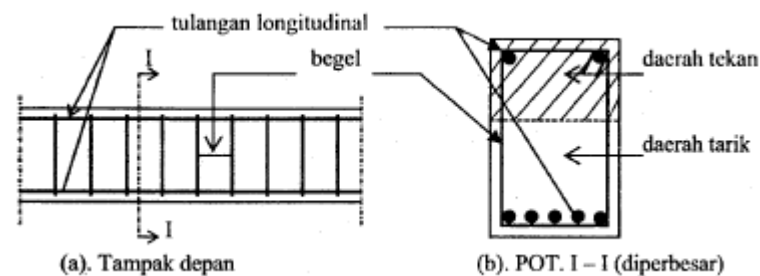
- b. Moment rencana dihitung dengan persamaan:

$$M_r = \phi \cdot M_n, \text{ dengan } \phi = 0,9 \dots \dots \dots (2.63)$$

2.4.2.2 Balok Persegi Panjang dengan Tulangan Rangkap

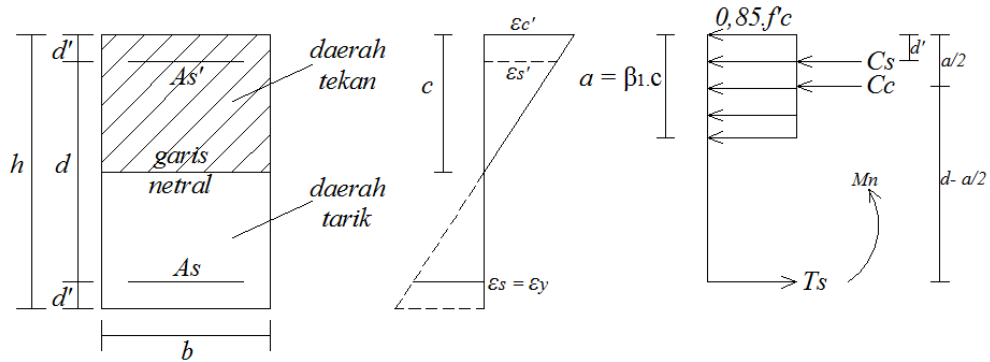
Balok beton bertulang rangkap adalah balok beton yang diberi tulangan pada penampang beton daerah tarik dan daerah tekan. Dengan dipasang tulangan pada daerah tarik dan tekan, maka balok akan lebih kuat dalam hal menerima beban yang berupa moment lentur.

Pada perencanaan hampir semua balok selalu dipasang tulangan rangkap. Balok dengan tulangan tunggal secara praktis tidak ada (jarang ditemukan). Meskipun penampang pada balok dapat dihitung dengan tulangan tunggal (yang memberikan hasil tulangan longitudinal tarik saja), tetapi pada kenyataannya selalu ditambahkan tulangan tekan minimal 2 batang, dan dipasang pada bagian sudut penampang balok beton yang menahan tekan seperti pada Gambar 2.9.



Gambar 2.9 Letak Tulangan pada Balok

Regangan dan tegangan yang terjadi pada balok dengan penampang beton bertulang rangkap digambarkan seperti pada Gambar 2.10.



(a). Penampang Balok (b). Distribusi Regangan (c). Distribusi Tegangan Beton Tekan Persegi Ekuivalen

Gambar 2.10 Distribusi Regangan dan Tegangan pada Balok Tulangan Rangkap (Sumber: Balok dan Pelat Beton Bertulang, Ali Asroni)

Keterangan notasi pada Gambar 2.10:

- a = tinggi balok tegangan beton tekan persegi ekuivalen (mm).
- $a = \beta_1 \cdot c$(2.64)
- 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 = gaya tekan beton (kN).
- C_s = gaya tekan baja tulangan (kN).
- 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 = $\epsilon_s \cdot E_s$, dalam MPa.

$$f_s = \varepsilon_s \cdot E_s \dots \dots \dots (2.65)$$

f_s' = tegangan tekan baja tulangan = $\varepsilon_s' \cdot E_s$, (Mpa).

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

h = tinggi penampang balok (mm).

M_n = momen nominal aktual (kNm).

T_s = gaya tarik baja tulangan (kN).

β_1 = faktor pembentuk tegangan beton tekan persegi ekuivalen, yang bergantung pada mutu beton ($f'c$) sebagai berikut (Pasal 10.2.7.3 SNI 03 – 2847 – 2013).

Untuk $17 \text{ MPa} \leq f'c \leq 28 \text{ MPa}$, 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 = 0,003

ε_s = regangan tarik baja tulangan.

ε_s' = regangan tekan baja tulangan.

ε_y = regangan tarik baja tulangan pada saat leleh

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{f_y}{200000} \dots \dots \dots (2.66)$$

Pada perencanaan beton bertulang, regangan tulangan tarik selalu diperhitungkan sudah leleh, yaitu $\varepsilon_s = \varepsilon_y$. Sedangkan untuk tulangan tekan, regangan tulangan tekan (ε_s') belum leleh.

Nilai regangan tulangan tekan (ε_s') dapat dihitung dari distribusi regangan dengan menggunakan perbandingan segitiga, dengan penjabaran rumus sebagai berikut:

$$\frac{c}{\varepsilon_{cu}'} = \frac{c-d'}{\varepsilon_s'}$$

$$\varepsilon_s' = \frac{c-d'}{c} \cdot \varepsilon_{cu}' \dots \dots \dots (2.67)$$

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

$$\varepsilon_s' = \frac{a - \beta_1 \cdot d_s'}{a} \cdot 0,003 \dots \dots \dots (2.68)$$

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

$$f_s' = \frac{a - \beta_1 \cdot d_s'}{a} \cdot 600 \text{ dengan ketentuan } f_s' \geq 0 \dots \dots \dots (2.69)$$

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

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

$$a = \frac{(A_s - A_s') \cdot f_y}{0,85 \cdot f'c \cdot b} \dots \dots \dots (2.70)$$

Nilai momen nominal :

$$M_n = M_{nc} + M_{ns} \dots \dots \dots (2.71)$$

$$M_{nc} = C_c \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right), \text{ dengan } C_c = 0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b \dots \dots \dots (2.72)$$

$$M_{ns} = C_s \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right), \text{ dengan } C_s = A_s' \cdot f_s' \dots \dots \dots (2.73)$$

$$M_r = \phi \cdot M_n, \text{ dengan } \phi = 0,9 \dots \dots \dots (2.74)$$

Keterangan:

M_n = momen nominal aktual penampang balok (kNm).

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

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

M_r = momen rencana pada penampang balok (kNm).

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

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

Jarak antara garis netral dan tepi serat beton tekan :

$$c = \frac{0,003 \cdot d_d}{\frac{f_y}{200000} + 0,003} = \frac{600 \cdot d_d}{600 + f_y} \dots \dots \dots (2.75)$$

Tinggi blok tegangan beton tekan persegi ekuivalen :

$$a_{maks,leleh} = \frac{600 \cdot \beta_1 \cdot d_d}{600 + f_y} \dots \dots \dots (2.76)$$

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

$$d_d = d \dots\dots\dots(2.77)$$

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

Jarak antara garis netral dan tepi serat beton tekan :

$$c = \frac{0,003.d_d}{\frac{f_y}{200000} - 0,003} = \frac{600.d_d}{600 - f_y} \dots\dots\dots(2.78)$$

Tinggi blok tegangan beton tekan persegi ekuivalen:

$$a_{min, leleh} = \frac{600.\beta_1.d_d}{600 - f_y} \dots\dots\dots(2.79)$$

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

$$d_d = d_s' \dots\dots\dots(2.80)$$

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

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

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

Untuk a_{maks}

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

Untuk a_{min}

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

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

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

$$a = \left(\sqrt{p^2 + q} \right) - p \dots\dots\dots(2.81)$$

dengan :

$$p = \frac{600.A_s'.f_y}{1,7.f'c.b} \dots\dots\dots(2.82)$$

$$q = \frac{600.\beta_1.d.s'.A_s'}{0,85.f'c.b} \dots\dots\dots(2.83)$$

2.4.2.3 Keruntuhan Lentur dan Sistem Perencanaan

1. Jenis keruntuhan lentur

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

a. Keruntuhan tekan (*brittle failure*)

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

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 tulangnya 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.

b. Keruntuhan seimbang (*balance*)

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 $\varepsilon_c' = \varepsilon_{cu}'$ dan $\varepsilon_s = \varepsilon_y$. Balok yang mengalami keruntuhan seperti ini terjadi pada penampang beton dengan rasio tulangan seimbang (*balance*). Rasio tulangan *balance* diberi notasi ρ_b .

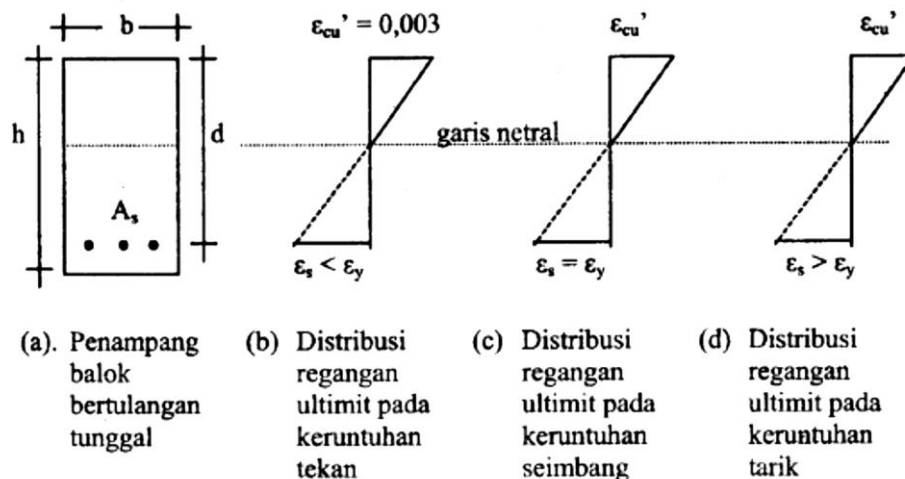
Karena beton dan baja tulangan mengalami kerusakan pada saat yang sama, maka kekuatan beton dan baja tulangan dapat dimanfaatkan sepenuhnya, sehingga penggunaan material beton dan baja tersebut menjadi hemat. Sistem perencanaan beton bertulang yang demikian ini merupakan system perencanaan yang ideal, 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.

c. 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 $\varepsilon_c' < \varepsilon_{cu}'$. 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.

Distribusi regangan pada penampang beton untuk ketiga jenis keruntuhan lentur tersebut terdapat pada Gambar 2.6.



Gambar 2.11 Distribusi Regangan Ultimit pada Keruntuhan Lentur
(Sumber: Perancangan Struktur Beton Bertulang berdasarkan SNI 2847:2013, Agus Setiawan)

Direkomendasikan perencanaan balok dengan tulangan yang bersifat *under-reinforced* untuk memberikan peringatan yang cukup, seperti defleksi yang berlebihan, sebelum terjadinya keruntuhan. Penampang balok ditentukan sesuai persyaratan SNI 2847-2013.

2. Sistem perencanaan yang digunakan

Berdasarkan peraturan beton Indonesia pada SNI 2847-2013, sistem perencanaan beton bertulang dibatasi 2 kondisi berikut:

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

$$A_s \text{ harus } \geq A_{s \text{ min}} \text{ atau } \rho \geq \rho_{\text{min}} \text{ dengan } \rho = \frac{A_s}{(b.d)} \dots\dots\dots(2.84)$$

$$A_{s \text{ min}} = \rho_{\text{min}} \cdot b \cdot d \dots\dots\dots(2.85)$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} \dots\dots\dots(2.86)$$

- b. Menurut SNI 2847-2913 pasal 10.3.6.3, agar penampang beton dapat mendekati keruntuhan seimbang ditentukan luasan serta rasio tulangan maksimum, yaitu:

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

$$A_{s \text{ maks}} = 0,75 \cdot A_{s,b} \text{ dan } \rho_{\text{maks}} = 0,75 \cdot \rho_b \dots\dots\dots(2.87)$$

2.4.2.4 Kuat Geser Balok

Pada tulangan geser balok dapat dipasang dengan arah tegak (disebut: begel atau sengkang). Adapun jenis begel yang biasa dipakai dibedakan berdasarkan jumlah kakinya, yaitu begel 2 kaki, begel 3 kaki, dan begel 4 kaki seperti terlukis pada Gambar 2.12.



Gambar 2.12 Jenis Begel pada Balok

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 :

$$V_r = \varphi \cdot V_n \text{ dan } \varphi \cdot V_n \geq V_u \dots\dots\dots(2.88)$$

$$V_n = V_c + V_s \dots \dots \dots (2.89)$$

Keterangan:

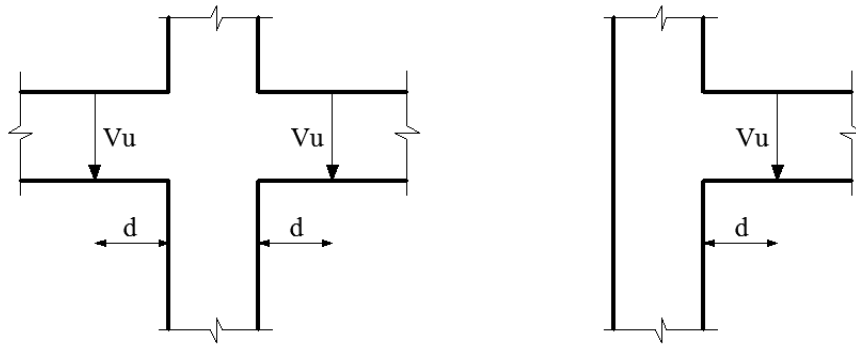
V_r = Gaya geser rencana (N).

V_n = Gaya geser nominal (N).

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

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

ϕ = Faktor reduksi geser = 0,75



Gambar 2.13 Kondisi Tumpuan Tipikal untuk Menentukan Lokasi Gaya Geser Terfaktor V_u

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

$$V_c = 0,17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \dots \dots \dots (2.90)$$

3. Pasal 11.2.1.1 SNI 2847-2013, gaya geser yang ditahan oleh begel (V_s) dihitung dengan rumus:

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s} \dots \dots \dots (2.91)$$

4. Pasal 11.4.7.1 SNI 2847-2013

$$V_s \text{ tidak boleh diambil lebih besar dari } 0,66 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \dots \dots \dots (2.92)$$

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

5. Pada 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

$$A_{v,u} = \frac{V_s \cdot s}{f_{yt} \cdot d} \dots\dots\dots(2.93)$$

dengan s (panjang balok) = 1000 mm

b. Pasal 11.4.6.3

Luas tulangan geser minimum, $A_{v,min}$ harus disediakan jika V_u melebihi $0,5\phi V_c$, atau memperbolehkan torsi diabaikan, maka $A_{v,min}$ dapat dihitung dengan:

$$A_{v,min} = \sqrt{f'c} \frac{b \cdot s}{f_{yt}} \frac{0,35 \cdot b \cdot s}{f_{yt}} \dots\dots\dots(2.94)$$

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

dihitung dengan persamaan $0,062 \cdot \sqrt{f'c} \cdot \frac{b \cdot s}{f_{yt}}$. Naiknya kebutuhan luas

tulangan geser untuk beton dengan $f'c$ diatas 30 MPa adalah untuk mencegah terjadinya keruntuhan tiba-tiba saat retak diagonal terjadi.

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

a. $s = \frac{n \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot dp^2 \cdot S}{A_{v,u}} \dots\dots\dots(2.95)$

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

$$s \leq \frac{d}{2} \text{ dan } s \leq 600\text{mm} \dots\dots\dots(2.96)$$

Batasan ini diambil berdasarkan asumsi bahwa retak diagonal terjadi pada sudut 45° dan menjalar dalam arah horizontal sejarak d .

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

$$s \leq \frac{d}{4} \text{ dan } s \leq 300\text{mm} \dots\dots\dots(2.97)$$

Keterangan:

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

dp = diameter begel dari tulangan polos (mm).

2.4.2.5 Momen Puntir (Torsi)

Torsi atau momen puntir adalah momen yang bekerja terhadap sumbu longitudinal balok atau 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:

$$T_u \leq \frac{\phi \sqrt{f'c}}{12} \cdot \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \text{ dengan } \phi = 0,75 \dots \dots \dots (2.98)$$

Keterangan :

A_{cp} = luas penampang brutto

P_{cp} = keliling penampang brutto

Peraturan SNI 2847-2013 pasal 11.5.3.1 memberikan batasan untuk ukuran penampang balok yang memikul torsi dan gaya geser:

1. Penampang solid

$$\sqrt{\left(\frac{Vu}{b.d} \right)^2 + \left(\frac{T_u.P_h}{1,7A_o h^2} \right)^2} \geq \phi \left[\left(\frac{V_c}{b.d} \right) \left(\sqrt{f'c} \right) \right] \dots \dots \dots (2.99)$$

2. Penampang berongga

$$\left(\frac{Vu}{b.d} \right) + \left(\frac{T_u.P_h}{1,7A_o h^2} \right) \geq \phi \left[\left(\frac{V_c}{b.d} \right) \left(\sqrt{f'c} \right) \right] \dots \dots \dots (2.100)$$

$$x_o = b - 2 \left(p + \frac{\phi}{2} \right) \dots \dots \dots (2.101)$$

$$y_o = h - 2 \left(p + \frac{\phi}{2} \right) \dots \dots \dots (2.102)$$

$$A_{oh} = x_o . y_o \dots \dots \dots (2.103)$$

$$A_o = 0,85 . A_{oh} \dots \dots \dots (2.104)$$

$$P_h = 2 (x_o + y_o) \dots \dots \dots (2.105)$$

Setelah terbentuk retak torsi maka momen torsi ditahan oleh kombinasi tulangan sengkang tertutup dan tulangan memanjang.

1. Tulangan sengkang tertutup, A_t , dihitung berdasarkan SNI 2847-2013 yaitu:

a. Pasal 11.5.3.5

$$\phi T_n \geq T_u \dots \dots \dots (2.106)$$

b. Pasal 11.5.3.6

$$T_n = \frac{2.A_o.A_t.f_{yt}}{s} . \cot \theta \dots \dots \dots (2.107)$$

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_n}{2.A_o.f_{yt} . \cot \theta} \dots \dots \dots (2.108)$$

Keterangan:

A_t = luas sayu buah kaki tulangan sengkang (mm^2)

f_{yt} = kuat luluh tulangan sengkang ≤ 400 MPa.

s = jarak antar tulangan sengkang = 1000 mm.

θ = sudut retak 45° untuk non-prategang.

2. Tulangan memanjang, A_l , yang dihitung berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 11.5.3.7, yaitu:

$$A_l = \left(\frac{A_t}{s}\right) \cdot Ph \cdot \left(\frac{f_{yt}}{f_y}\right) \cdot \cot^2 \theta \dots \dots \dots (2.109)$$

Apabila tulangan torsi diperlukan, maka harus diperiksa terhadap syarat tulangan torsi minimal yang disyaratkan, yaitu:

1. Tulangan sengkang tertutup yang dibutuhkan untuk kombinasi geser dan torsi diatur dalam SNI 2847-2013 pasal 11.5.5.2:

$$A_{vt} = A_v + 2 \cdot A_t \geq \frac{0,35 \cdot b \cdot s}{f_{yt}} ; \text{ untuk } f'_c \leq 30 \text{ MPa} \dots \dots \dots (2.110)$$

Keterangan:

A_v = luas dua kaki tulangan sengkang tertutup untuk geser.

A_t = luas satu kaki tulangan sengkang tertutup untuk torsi.

2. Berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 11.5.6.1, jarak tulangan torsi tidak lebih dari $Ph/8$ atau 300 mm.
3. Tulangan memanjang minimal yang diperlukan untuk torsi berdasarkan pasal 11.5.5.3:

$$A_l, \left(\frac{0,41 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_{cp}}{f_y}\right) \left(\frac{A_t}{s}\right) \left(\frac{f_{yt}}{f_y}\right)_{min} \dots \dots \dots (2.111)$$

Nilai A_t/s tidak boleh kurang dari $0,175b/f_{yt}$. Persyaratan tersebut untuk menjamin bahwa tulangan torsi yang disediakan tidak kurang dari 1% volume beton yang memikul beban momen torsi.

2.4.2.6 Selimut Beton

1. Selimut Momen Beton

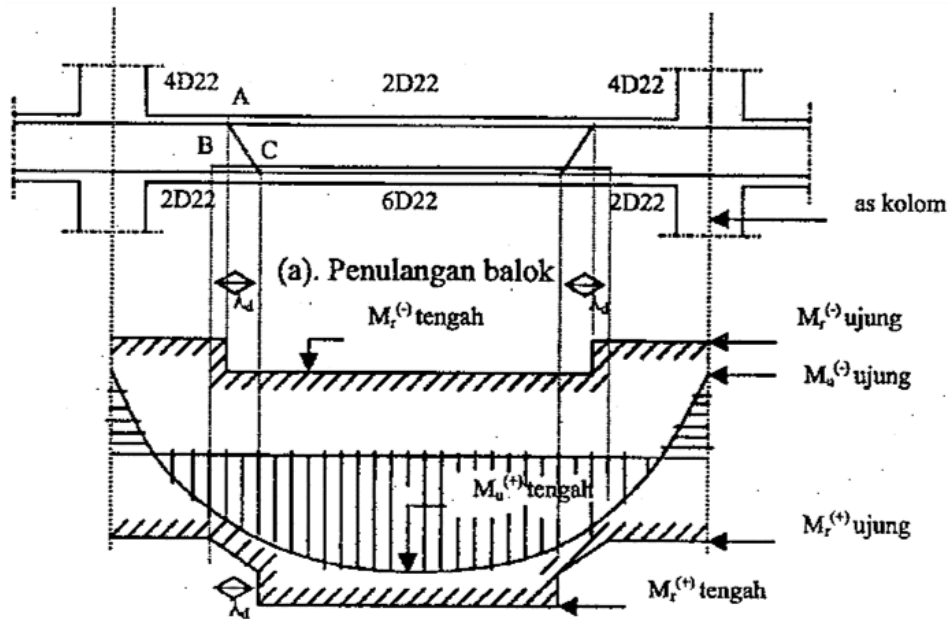
Pemberian tulangan pada struktur balok dimaksudkan agar balok tersebut mampu memikul beban lentur yang terjadi pada balok. Oleh karena itu disyaratkan, bahwa momen dukung ijin yang berada di dalam balok yaitu momen rencana ($M_r = \phi \cdot M_n$) minimal sama dengan momen perlu (M_u) akibat bekerjanya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

Maka penggambaran selimut momen balok bertujuan memberikan gambaran bahwa momen rencana balok (M_r) harus lebih besar atau sama dengan momen perlu (M_u).

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

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

- a. Dihitung tulangan longitudinal pada daerah ujung dan lapangan balok.
- b. Dihitung momen rencana balok, baik momen positif maupun momen negatif
- c. Dihitung panjang penyaluran tegangan tulangan λ_d pada tempat pemutus tulangan.
- d. Membuat gambar penulangan balok lengkap dengan letak tulangan yang diputus.
- e. Membuat gambar momen perlu dan momen rencana balok dalam bentuk garis-garis momen, dengan mempertimbangkan panjang penyaluran λ_d sedemikian rupa, sehingga tampak bahwa garis-garis momen rencana berada di luar garis-garis momen perlu.



Gambar 2.14 Contoh Selimut Momen Balok
(Sumber : Balok dan Pelat Beton Bertulang, Ali Asroni)

Pada Gambar 2.14 tersebut menunjukkan beberapa hal sebagai berikut:

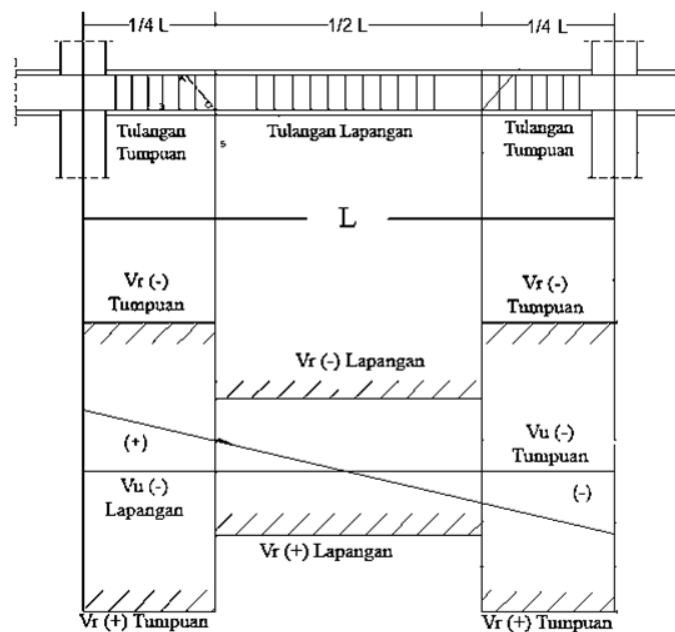
- Tulangan atas pada balok ujung berjumlah 4 batang di titik A, sehingga jumlah tulangan atas di bentang tengah tinggal 2 batang.
- Kekuatan momen rencana $M_r^{(-)}$ ujung (yang ditahan oleh batang tulangan atas) akan turun secara vertikal di titik A (karena ada 2 batang yang dibengkokkan ke bawah),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

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

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

2. Selimut Geser Balok

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



Gambar 2.15 Contoh Selimut Geser Balok
(Sumber : Balok dan Pelat Beton Bertulang, Ali Asroni)

2.4.3 Kolom

Kolom adalah salah satu komponen struktur vertikal yang secara khusus difungsikan untuk memikul beban aksial tekan (dengan atau tanpa adanya momen lentur) dan memiliki rasio tinggi/panjang terhadap dimensi terkecilnya sebesar 3 atau lebih. Kolom memikul beban vertikal yang berasal dari pelat lantai atau atap dan menyalurkannya ke pondasi. Pada struktur bangunan gedung beton bertulang,

balok, pelat, dan kolom umumnya dicor secara monolit, sehingga akan menimbulkan momen lentur pada kolom akibat kondisi tumpuan ujung. Kegagalan kolom akan berakibat langsung pada runtuhnya komponen struktur lain yang berhubungan dengannya, atau bahkan merupakan batas runtuh total keseluruhan struktur bangunan sehingga dalam merencanakan struktur kolom harus memperhitungkan secara teliti dengan memberikan cadangan kekuatan lebih tinggi daripada untuk komponen struktur lainnya.

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

Kekuatan kolom di evaluasi berdasarkan prinsip-prinsip dasar, sebagai berikut:

1. Distribusi regangannya linier di seluruh tebal kolom.
2. Tidak ada gelincir antara beton dengan tulangan baja (ini berarti regangan pada baja sama dengan regangan pada beton yang mengelilinginya).
3. Regangan beton maksimum yang diizinkan pada keadaan gagal (untuk perhitungan kekuatan) adalah 0,003.
4. Kekuatan tarik beton diabaikan dan tidak digunakan dalam perhitungan.

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.

Ada beberapa jenis pada 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*)

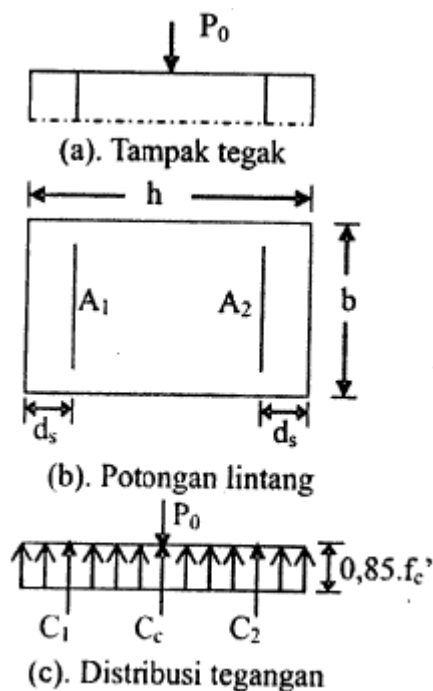
Bentuk kolom biasanya lingkaran atau segi-n atau dapat pula persegi, tulangan memanjang diikat oleh sengkang spiral.

3. Kolom komposit (*composite column*)

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

2.4.3.2 Penampang Kolom pada Kondisi Beban Sentris

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



Gambar 2.16 Kolom dengan Beban Sentris

(Sumber: Kolom Fondasi dan Balok T Beton Bertulang, Ali Asroni)

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

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

$$\begin{aligned} \text{Luas bruto penampang kolom (mm}^2\text{)} : \quad A_g &= b.h \dots\dots\dots(2.112) \\ \text{Luas total baja tulangan (mm}^2\text{)} \quad : \quad A_{st} &= A_1 + A_2 \dots\dots\dots(2.113) \\ \text{Luas bersih (netto) beton (mm}^2\text{)} \quad : \quad A_n &= A_g - A_{st} \dots\dots\dots(2.114) \\ \text{Gaya tekan beton} \quad : \quad C_c &= 0,85 \cdot f_c' \cdot A_n \dots\dots(2.115) \\ \text{Gaya tekan tulangan} \quad : \quad C_1 &= A_1 \cdot f_y \dots\dots\dots(2.116) \\ & C_2 = A_2 \cdot f_y \end{aligned}$$

Dengan mempertimbangkan kesetimbangan gaya vertikal harus nol, maka diperoleh:

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

Sehingga diperoleh persamaan berikut:

$$P_o = 0,85 \cdot f_c' (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y \dots\dots\dots(2.117)$$

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

$$P_n \text{ maks} = 0,80 \cdot P_o \text{ (kolom dengan tulangan sengkang)} \dots\dots\dots(2.118)$$

$$P_n \text{ maks} = 0,85 \cdot P_o \text{ (kolom dengan tulangan spiral)} \dots\dots\dots(2.119)$$

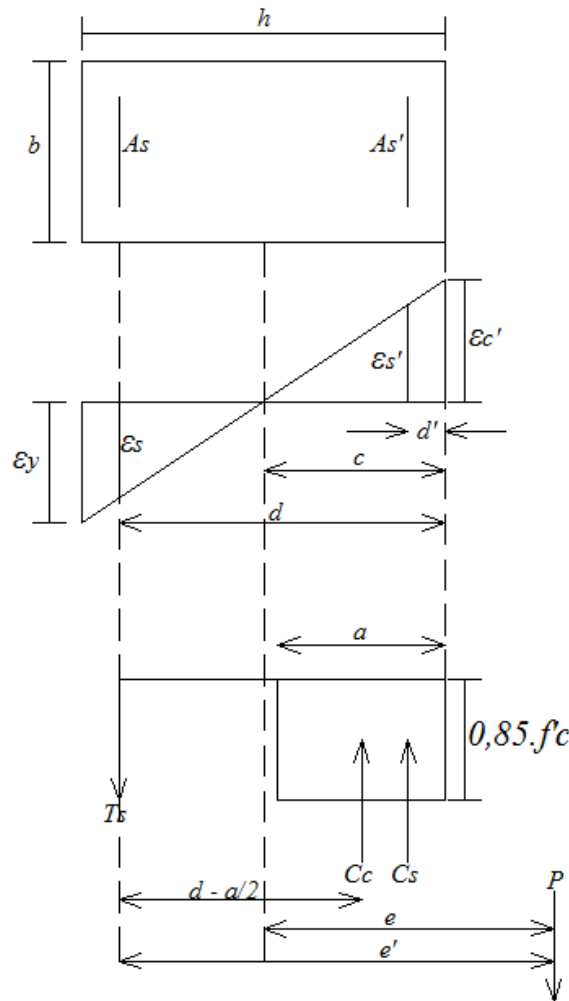
Kuat rencana dihitung dengan memasukan faktor reduksi kekuatan ϕ pada kuat nominalnya. Jadi kuat rencana pada penampang kolom dengan beban sentris dihitung dengan persamaan berikut:

$$\phi \cdot P_n \text{ maks} = 0,80 \cdot \phi \cdot P_o \text{ (kolom dengan tulangan sengkang)} \dots\dots\dots(2.120)$$

$$\phi \cdot P_n \text{ maks} = 0,85 \cdot \phi \cdot P_o \text{ (kolom dengan tulangan spiral)} \dots\dots\dots(2.121)$$

2.4.3.3 Penampang Kolom pada Kondisi Beban Eksentris : Aksial dan Lentur

Prinsip-prinsip pada balok mengenai distribusi tegangan segi empat ekuivalennya dapat diterapkan juga pada kolom. Pada Gambar 2. Memperlihatkan penampang melintang suatu kolom segi empat tipikal dengan diagram distribusi regangan, tegangan dan gaya padanya.



Gambar 2.17 Tegangan dan Gaya-Gaya pada Kolom
(Sumber: Kolom Fondasi dan Balok T Beton Bertulang, Ali Asroni)

Berdasarkan Gambar 2.17 didapat persamaan regangan, tegangan serta gaya yang disajikan dalam Tabel 2.8.

Tabel 2.17 Tegangan dan Gaya-Gaya pada Kolom

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

Eksentrisitas:

$$e = \frac{M_u}{P_u} \dots \dots \dots (2.122)$$

Gaya tahan aksial P_n dalam keadaan runtuh:

$$P_n = C_c + C_s - T_s \dots \dots \dots (2.123)$$

$$P_n = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a + A_s' \cdot f'_s - A_s \cdot f_s \dots \dots \dots (2.124)$$

Momen tahanan nominal:

$$M_n = P_n \cdot e$$

$$M_n = P_n \cdot e = C_c \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + C_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) + T_s \left(d - \frac{h}{2} \right) \dots \dots \dots (2.125)$$

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 M_u = Momen berfaktor P_u = Gaya aksial berfaktor

2.4.3.4 Ragam Kegagalan Material pada Kolom

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

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

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

$$P_n = P_{nb} \quad \text{keruntuhan } balance$$

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

Keruntuhan *balance* pada kolom:

$$C_b = \frac{600}{600 + f_y} \cdot d \dots\dots\dots(2.126)$$

$$a_b = \beta_1 \cdot C_b = \frac{600}{600 + f_y} \beta_1 \cdot d \dots\dots\dots(2.127)$$

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

$$P_{nb} = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a_b + A'_s \cdot f'_y - A_s \cdot f_y \dots\dots\dots(2.128)$$

$$M_{nb} = P_{nb} \cdot e_b = 0,85 f'_c b a_b \left(\frac{h}{2} - \frac{a_b}{2} \right) + A'_s \cdot f'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) + A_s \cdot f_y \left(d - \frac{h}{2} \right) \dots\dots\dots(2.129)$$

$$\text{Dimana } f'_s = 0,003 ; \text{ Es } \frac{C_b - d'}{C_b} \leq f_y \dots\dots\dots(2.130)$$

2. Keruntuhan tarik, yang diawali dengan lelehnya tulangan yang tertarik. Apabila tulangan tekan diasumsikan telah leleh, dan $A'_s = A_s$, maka:

$$P_n = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a \dots\dots\dots(2.131)$$

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

$$M_n = P_n \cdot e = 0,85 f'_c b a \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A_s \cdot f_y \left(d - \frac{h}{2} \right) \dots\dots\dots(2.132)$$

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

$$Pn = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \left[\left(\frac{h}{2} - e \right) + \sqrt{\left(\frac{h}{2} - e \right)^2 + \frac{2 \cdot A_s \cdot f_y \cdot (d - d')}{0,85 \cdot f'_c \cdot b}} \right] \dots\dots(2.133)$$

3. Keruntuhan tekan, yang diawali dengan hancurnya beton yang tertekan. Agar dapat terjadi keruntuhan yang diawali dengan hancurnya beton, eksentrisitas e gaya normal harus lebih kecil dari pada tegangan leleh, yaitu $f_s < f_y$.

2.4.3.5 Kuat Geser Kolom

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

$$Vn = \frac{Vu}{\phi} \dots\dots\dots(2.134)$$

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

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{Nu}{14 \cdot A_g} \right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \dots\dots\dots(2.135)$$

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

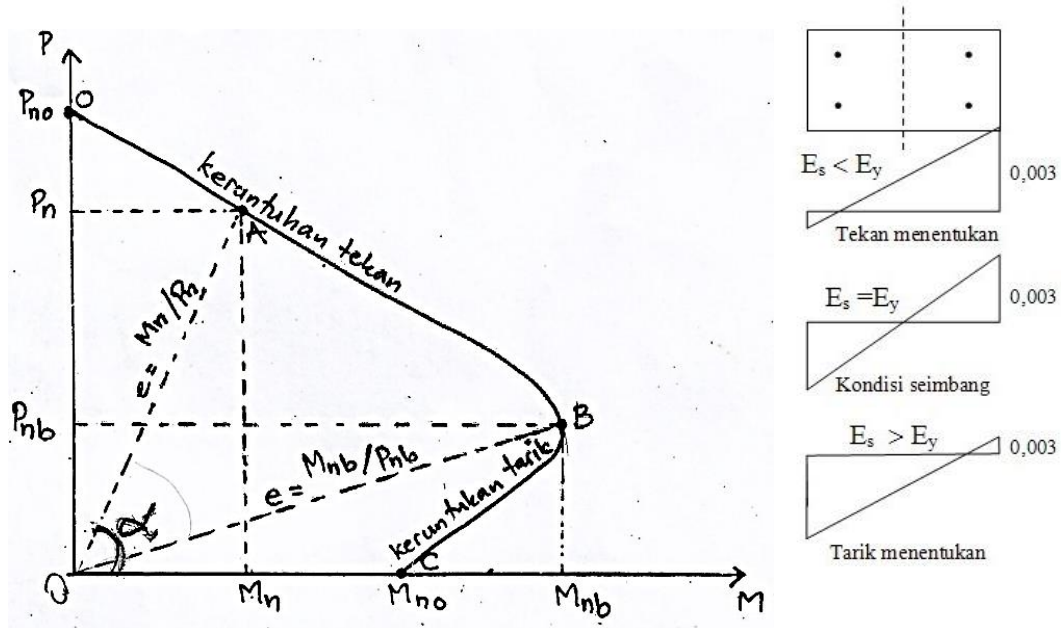
1. Pasal 7.10.5.1, tulangan sengkang harus memiliki diameter minimum 10 mm untuk pengikat tulangan memanjang dengan diameter 32 mm atau kurang, sedangkan untuk tulangan memanjang dengan diameter di atas 32 mm harus diikat dengan sengkang berdiameter minimum 13 mm.
2. Pasal 7.10.5.2, aturan untuk jarak sengkang kolom sebagai berikut:
 - s ≤ 16 kali diameter tulangan memanjang.
 - s ≤ 48 kali diameter tulangan sengkang.
 - s ≤ dimensi terkecil dari penampang kolom.

3. Pasal 21.3.5.6, pada daerah sepanjang sendi plastis (sepanjang λ_o), mensyaratkan untuk tetap meninjau V_c selama gaya tekan aksial termasuk akibat pengaruh gempa melebihi $A_g f' / 10$. Sehingga V_c pada daerah sendi plastis bisa tetap diabaikan ($V_c=0$), V_c tetapi juga meningkatkan penurunan ketahanan geser.

2.4.3.6 Diagram Interaksi Kolom

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

Untuk satu penampang kolom, dapat digambarkan dalam diagram interaksi kolom yang meliputi 3 (tiga) macam, yaitu diagram interaksi kolom untuk kuat rencana diagram interaksi kolom untuk kuat nominal, dan diagram interaksi kolom untuk kuat batas (kapasitas). Untuk suatu penampang dengan ukuran dan jumlah tulangan tertentu, suatu diagram interaksinya akan mempunyai bentuk umum seperti pada Gambar 2.18 yang digambarkan dengan gaya aksial sebagai ordinatnya dan daya pikul momen sebagai absisnya.



Gambar 2.18 Diagram Interaksi Kolom M-N
(Sumber: Diktat Kuliah Beton Bertulang I)

berikut merupakan penjelasan tentang diagram interaksi diatas:

1. Momen-momen dan ekstrensitas dihitung terhadap pusat plastis (untuk penampang simetris dihitung terhadap pusat geometrisnya), bukan terhadap pusat tulangan tarik.
2. Setiap titik pada grafik tersebut (misal titik A), menunjukkan sepasang harga P_n dan M_n yang menurut teori merupakan kekuatan minimal yang akan dapat meruntuhkan batang tersebut.
3. Untuk tekan konsentris $M = 0$ grafik tersebut mulai dari titik 0 dengan kekuatan P_{no} merupakan batang yang dibebankan secara konsentris (pers. 2.4.63).
4. Pada bagian O-B menunjukkan daerah dengan eksentrisitas kecil dimana keruntuhan diawali dengan hancurnya beton (keruntuhan tekan).
5. Titik B adalah kondisi seimbang, yaitu suatu keadaan dimana aksi serentak beban P_{nb} (pers. 2.4.73) dan momen M_{nb} (pers. 2.4.74), beton akan mencapai regangan batasnya yaitu 0,003 pada saat sama tulangan tarik mencapai tegangan lelehnya (f_y).
6. Bagian B-C menunjukkan suatu daerah keruntuhan yang diawali dengan melelehnya tulangan tarik.

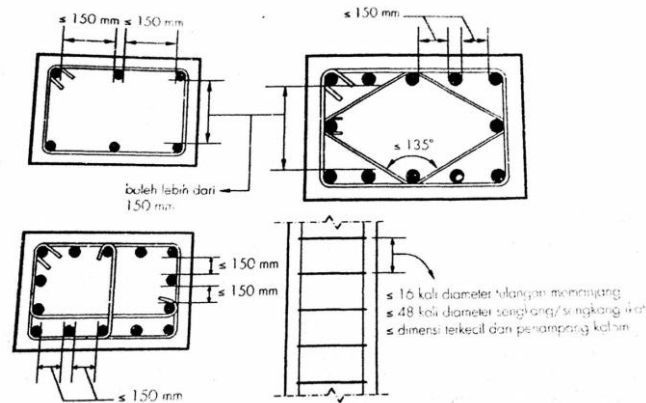
7. Titik C menunjukkan kapasitas momen M_{no} apabila kerja momen lentur saja ($P_n = 0$).
8. Semua garis miring yang melalui titik awal mempunyai suatu kemiringan kebalikan dari eksentrisitas $e = M_n / P_n$.

Adapun prosedur perhitungan suatu diagram interaksi kolom, yaitu:

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

Pada gambar diagram interaksi kolom dapat dilihat bahwa:

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



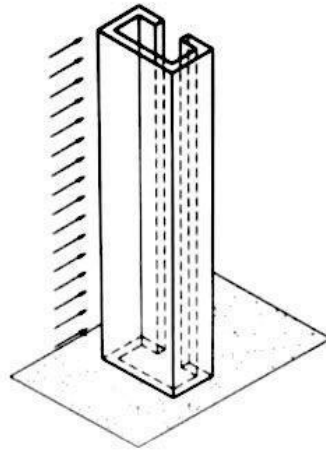
Gambar 2.19 Persyaratan Detailing Kolom

(Sumber: Perencanaan Struktur Beton Bertulang, Agus Setiawan)

2.4.4 Dinding Geser (*Shear Wall*)

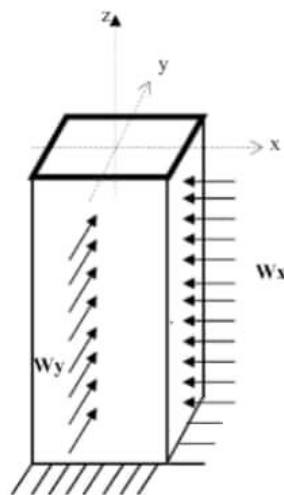
Dinding geser (*Shear Wall*) adalah jenis struktur dinding berbentuk beton bertulang yang biasanya dirancang untuk menahan gaya geser, gaya lateral akibat gempa bumi. Berdasarkan letak dan fungsinya, *shear wall* dapat diklasifikasikan dalam 3 jenis, yaitu:

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



Gambar 2.20 Core Wall

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



Gambar 2.21 Penyaluran Beban Pada Struktur Core Wall

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

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

$$A_s = \frac{P}{\phi \cdot f_y} \dots\dots\dots(2.136)$$

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

$$A_s = \frac{P - (\phi \cdot f'c)}{\phi \cdot f_y} \dots\dots\dots(2.137)$$

Dimana:

A_s = luasan tulangan yang dibutuhkan (cm^2)

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

$f'c$ = tegangan nominal dari beton.

f_y = tegangan leleh dari baja.

ϕ = 0,6 (tekan) dan 0,9 (tarik)

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

$$V_c = 0,27 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot h \cdot d + \frac{N_u \cdot d}{4l_w} \dots\dots\dots(2.138)$$

$$V_c = \left[0,5 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} + \frac{l_w(\sqrt{f'c} + 2 \frac{N_u}{l_w h})}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{L_w}{2}} \right] \cdot h \cdot d \dots\dots\dots(2.139)$$

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

Diatas l_w adalah panjang keseluruhan dinding dan N_u adalah positif untuk tekan dan negatif untuk tarik. Persamaan diatas tidak berlaku bila

$\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}$ bernilai negatif.

4. Menurut SNI 03-2947-2013 pasal 11.9.3 V_n pada semua penampang horizontal untuk geser bidang dinding tidak boleh diambil lebih besar dari

$0,85\sqrt{f'c} hd$, dimana h adalah tebal dinding dan d didefinisikan dalam pasal 111.9.4.

5. Pasal 11.9.4 untuk desain gaya geser horizontal dalam bidang dinding, nilai d harus diambil sama dengan $0.8lw$. Nilai d yang lebih besar, sama dengan jarak dan serat tekan terjauh ke pusat gaya semua tulangan yang tertarik, boleh digunakan jika ditentukan dengan analisis kompatibilitas regangan.
6. Sesuai SNI 03-2847-2013 pasal 11.9.8, apabila gaya geser terfaktor V_u adalah kurang dari pada $0,5\phi V_c$, maka tulangan harus disediakan sesuai dengan SNI 03-2847-2013 pasal 11.9.9 atau sesuai dengan ketentuan dalam SNI 03-2847-2013 pasal 14 bila V_u melebihi $0,5\phi V_c$, tulangan geser harus dipasang menurut SNI 03-2847-2013 pasal 11.9.9.

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

1. Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 21.9.2.2 sedikitnya harus dipakai 2 lapis tulangan dinding apabila gaya geser V_u terfaktor melebihi $0,17.Acv.\lambda\sqrt{f'c}$.
2. Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 21.9.2.1 rasio tulangan transversal tidak kurang dari 0,0025 dan spasi tulangan masing-masing lapis tidak lebih dari 450 mm.
3. Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 21.9.6.2 bahwa *shear wall* harus diberi *boundry element* bila:

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

Evaluasi Kapasitas *Boundry Element Shear Wall*:

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

2. Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 21.9.6.4 rasio *boundry* tidak boleh lebih kurang dari SNI 03-2847-2013 pasal 21.6.4.4 (a) sebesar:

$$\rho_s = \frac{0,12 \cdot f'c}{f_{yt}} \dots\dots\dots(2.140)$$

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

$$A_{sh} = 0,3 \cdot \left[\frac{s \cdot bc \cdot f'c}{f_{yt}} \right] \cdot \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \dots\dots\dots(2.141)$$

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

2.5 Perencanaan Desain Struktur Bawah

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

2.5.1 Perencanaan Dinding *Basement*

1. Diagram Tekanan Tanah Aktif dan Pasif

Untuk tanah urugan yang berkohesi atau nilai c tidak nol, tekanan tanah aktif pada dasar dinding penahan terdapat pada persamaan berikut:

$$P_a = H \cdot \gamma \cdot K_a - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a} \dots\dots\dots(2.142)$$

Nilai $h_c = \frac{2c}{(\gamma \sqrt{K_a})}$, dimana untuk kondisi *underained* (tanpa drainasi),

dimana $\varphi = 0$, $K_a = 1$ dan $c = c_u$. maka $h_c = 2c_u/\gamma$.

2. Tekanan tanah aktif total per satuan lebar dinding penahan dengan tinggi H , adalah:

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot H^2 - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a} \cdot H \dots\dots\dots(2.143)$$

Untuk $\varphi = 0$,

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot H^2 - 2c_u H \dots\dots\dots(2.144)$$

Karena sesudah retak tidak ada kontak antara tanah dan dinding sampai pada kedalaman h_c , maka hanya tekanan tanah aktif dari kedalaman h_c

sampai H saja yang diperhitungkan. Pada kondisi ini, tekanan aktif total persatuan panjang dinding setinggi H adalah:

$$P_a = 1/2(\gamma.H.K_a - 2.c.\sqrt{K_a}).(H - (2.c/\gamma.\sqrt{K_a})) \dots\dots\dots(2.145)$$

Bila sudut gesek dalam tanah urug, $\varphi = 0$, maka:

$$P_a = 1/2.\gamma.H^2 - 2.c.\sqrt{K_a} + 2.c_u^2/\gamma \dots\dots\dots(2.146)$$

Tekanan tanah pasif pada dasar dinding setinggi H dihitung dengan persamaan:

$$P_p = \gamma.H.K_p + 2.c.\sqrt{K_p} \dots\dots\dots(2.147)$$

Pada permukaan tanah urugan H = 0, maka:

$$P_p = 2.c.\sqrt{K_p} \dots\dots\dots(2.148)$$

Tekanan tanah pasif total per satuan panjang dinding penahan tanah setinggi H

$$P_p = 1/2.\gamma.H^2.K_p + 2.c.\sqrt{K_p}.H \dots\dots\dots(2.149)$$

Untuk $\varphi = 0$, nilai $K_p = 1$, maka:

$$P_p = 1/2.\gamma.H^2 + 2.c_u.H \dots\dots\dots(2.150)$$

2.5.2 Perencanaan Fondasi

Fondasi didefinisikan sebagai bagian dari struktur bangunan yang berhubungan langsung dengan tanah dan berfungsi untuk menyalurkan beban-beban yang diterima dari struktur atas ke lapis tanah. Fondasi berfungsi untuk kestabilan pada pengaruh guling, geser penurunan, serta daya dukung tanah terpenuhi.

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

2.5.2.1 Jenis Fondasi

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

1. Fondasi dangkal (*shallow footing*) adalah fondasi yang berada pada lapisan tanah keras yang letaknya dekat dengan permukaan tanah. Seperti fondasi setempat, fondasi pelat dan fondasi menerus.
2. Fondasi dalam (*deep footing*) adalah fondasi yang berada pada lapisan tanah keras yang letaknya jauh dengan permukaan tanah. Seperti fondasi tiang panjang, dan fondasi *bored pile*.

2.5.2.2 Pemilihan Jenis Fondasi

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

1. Bila tanah keras terletak pada permukaan tanah atau 2-3 meter di bawah permukaan tanah, maka fondasi yang dipilih sebaiknya jenis fondasi dangkal (fondasi setempat, fondasi menerus, fondasi pelat).
2. Bila tanah keras terletak pada kedalaman hingga 10 meter atau lebih di bawah permukaan tanah maka jenis fondasi yang biasanya dipakai adalah fondasi tiang *minipile* dan fondasi sumuran atau fondasi *bored pile*.
3. Bila tanah keras terletak pada kedalaman hingga 20 meter atau lebih di bawah permukaan tanah maka jenis fondasi yang biasanya dipakai adalah fondasi tiang pancang.

Dalam perencanaan struktur Hotel Wismaya Bintang 3 (Tiga) digunakan fondasi tiang pancang.

2.5.3 Perencanaan Fondasi Tiang Pancang

Fondasi tiang pancang merupakan tiang yang dipasang dengan cara membuat bahan berbentuk bulat atau bujur sangkar memanjang yang dicetak lebih dulu atau kemudian dipancang atau ditekan ke dalam tanah. Fondasi tiang digunakan untuk mendukung bangunan jika lapisan tanah kuat terletak sangat dalam.

2.5.3.1 Kapasitas Daya Dukung Tanah

Kapasitas dukung tiang dapat diperoleh dari data N-SPT. Tetapi, pengaruh skala dan perbedaan kecepatan pembebanan menyebabkan perbedaan signifikan pada nilai tahanan ujung tiang. Pada perencanaan struktur Hotel Wismaya Bintang 3 (Tiga) kekuatan bahan maupun perhitungan penulangannya sudah menurut ketentuan pabrikasi (*precest*) yang mengacu pada ketentuan yang dikeluarkan oleh WIKA beton. Penentuan daya dukung fondasi tiang pancang menggunakan metode *Mayerhoff* (1956) dengan persamaan sebagai berikut.

$$P_a = \frac{qc \cdot A_p}{SF1} + \frac{\sum l_i \cdot f_i \cdot A_{st}}{SF2} \dots\dots\dots(2.151)$$

$$P_n = P_a - W_{poer} \dots\dots\dots(2.152)$$

Keterangan:

P_a = daya dukung izin tiang (ton)

N = nilai N-SPT

qc = tahanan ujung konus (untuk pasir $qc = 40 \cdot N$ dan untuk lanau/lempung $qc = 20 \cdot N$)

A_p = luas penampang (m^2)

A_{st} = keliling penampang (m)

l_i = panjang segmen tiang yang ditinjau (m)

f_i = gaya geser pada selimut segmen tiang (untuk pasir $f_i = N/5$ dengan $f_{i,max} = 10 \text{ t/m}^2$ dan untuk lanau/lempung $f_i = N$ dengan $f_{i,max} = 12 \text{ t/m}^2$)

W_{poer} = berat tiang (kg)

SF1 = Faktor keamanan 3

SF2 = Faktor keamanan 5

2.5.3.2 Kapasitas Dukung Kelompok Tiang

Jika beban struktur atas harus ditumpu oleh fondasi tiang terlalu besar, maka secara tunggal fondasi tiang tidak lagi mampu menopang beban tersebut. Untuk itu, salah satu cara untuk mengatasinya adalah dengan memasang beberapa tiang

menjadi satu kelompok atau sering disebut fondasi grup tiang. Masing-masing tiang dalam satu grup diikat bagian atasnya dengan kepala tiang (*pile cap*).

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

$$E_g = 1 - \theta \cdot \frac{(n'-1)m + (m-1)n'}{90mn'} \dots\dots\dots(2.153)$$

Keterangan:

E_g = efisiensi kelompok tiang.

m = jumlah baris tiang.

n = jumlah tiang dalam satu baris.

θ = arc tg d/s ($^\circ$).

s = jarak pusat ke pusat tiang (m)

d = diameter tiang (m).

Beban maksimum kelompok tiang yang mengakibatkan keruntuhan:

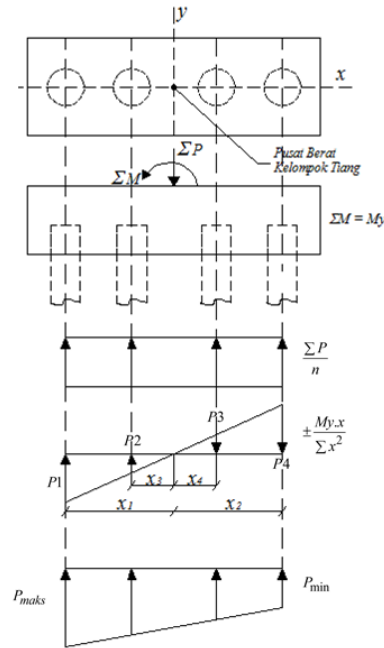
$$P_{tot} = E_g \cdot n_p \cdot P_n \dots\dots\dots(2.154)$$

Keterangan:

n_p = jumlah tiang

2. Beban Maksimum Pada Kelompok Tiang

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

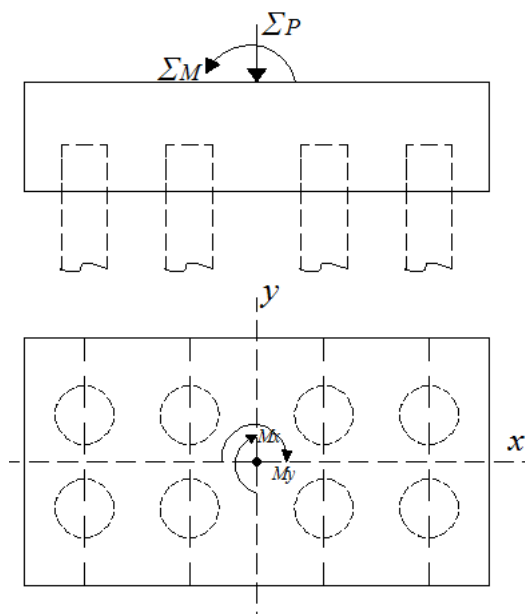


Gambar 2.22 Reaksi Tiang

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

$$P_{\text{terjadi}} = \frac{\sum V}{np} \pm \frac{My \cdot x}{\sum x^2} \leq P_{\text{netto}} \dots \dots \dots (2.155)$$

b. Fondasi tiang yang memikul beban dan momen dua arah



Gambar 2.23 Kelompok Tiang Dibebani Beban Vertikal dan Momen di Kedua Arah Sumbunya

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

$$P_{\text{terjadi}} = \frac{\sum V}{np} \pm \frac{My.x}{\sum x^2} \pm \frac{Mx.y}{\sum y^2} \leq P_{\text{netto}} \dots\dots\dots(2.156)$$

$$P_{\text{maks}} = \frac{\sum V}{np} \pm \frac{My.x}{\sum x^2} \pm \frac{Mx.y}{\sum y^2} \leq P_{\text{netto}} \dots\dots\dots(2.157)$$

$$P_{\text{min}} = \frac{\sum V}{np} \pm \frac{My.x}{\sum x^2} \pm \frac{Mx.y}{\sum y^2} \leq P_{\text{netto}} \dots\dots\dots(2.158)$$

$$P_{\text{min}} > 0 \dots\dots\dots(2.159)$$

Dimana:

$\sum V$ = jumlah gaya vertikal (kN)

np = jumlah tiang dalam kelompok

My = momen yang bekerja tegak lurus sumbu y (kNm)

Mx = momen yang bekerja tegak lurus sumbu x (kNm)

x = jarak tiang arah sumbu x terjauh

y = jarak tiang arah sumbu y terjauh

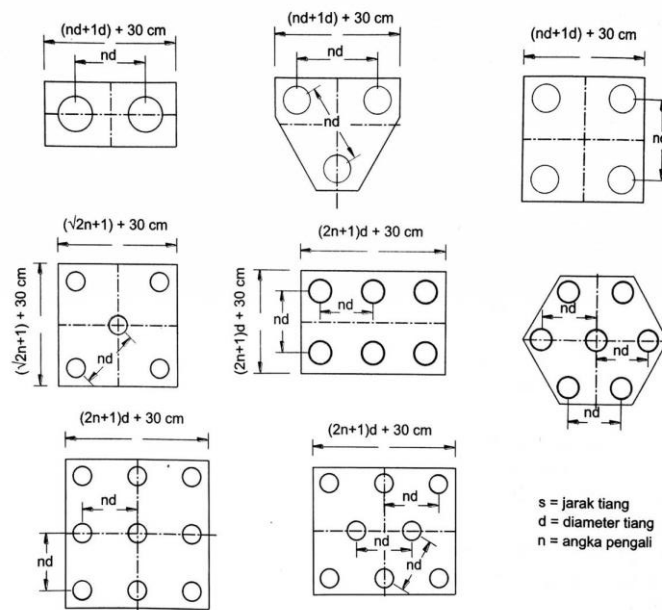
$\sum x^2$ = jumlah kwadrat dari jarak tiap-tiap tiang ke pusat kelompok tiang arah sumbu x (m²)

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

2.5.3.3 Perencanaan *Pile Cap*

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

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



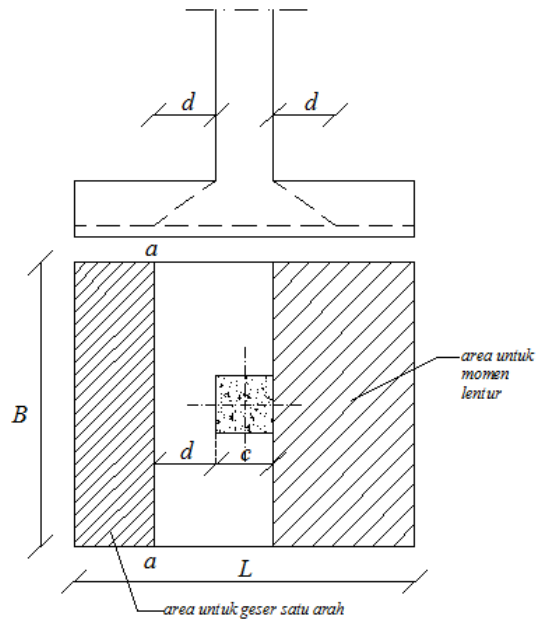
Gambar 2.24 Susunan Kelompok Tiang Dalam Pelat Penutup Tiang
(Sumber: Analisis dan Perancangan Fondasi II, Hary Christady Hardiyatmo)

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 *pile cap* ditentukan sebesar 300 mm sesuai SNI 2847-2013 Pasal 15.7. 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 fondasi menerima beban momen maka jarak tiang perlu diperbesar yang berarti menambah atau memperbesar tahanan momen.

1. Kontrol Terhadap Gaya Geser

Berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 11.11, kekuatan geser fondasi tapak disekitar kolom, beban terpusat, atau reaksi dikendalikan oleh yang leboh berat dari dua kondisi:

- a. Aksi balok satu arah dimana masing-masing penampang kritis yang diperiksa menjangkau sepanjang bidang yang memotong seluruh lebar fondasi tiang pancang. Diambil potongan kritis penampang yang terletak sejarak d dari muka kolom.



Gambar 2.25 Geser Satu Arah pada Fondasi Tiang Pancang
(Sumber: Perencanaan Struktur Beton Bertulang, Agus Setiawan)

$$\phi.V_c = \phi.(0,17.\lambda.\sqrt{f'c}.b.d) \dots\dots\dots(2.160)$$

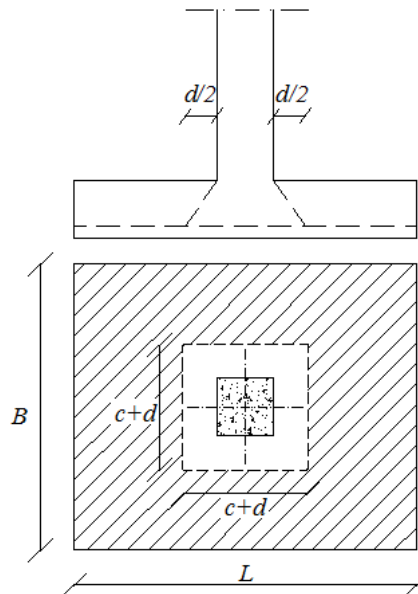
Sedangkan gaya geser terfaktor yang bekerja pada potongan $a - a$:

$$V_u = q_u.B.\left(\frac{L}{2} - \frac{c}{2} - d\right) \dots\dots\dots(2.161)$$

$$q_u = P_{total}/Luas \text{ fondasi} \dots\dots\dots(2.162)$$

$$V_n = \phi.V_c > V_u \dots\dots\dots(2.163)$$

- b. Keruntuhan geser dua arah dapat timbul sebagai akibat munculnya tegangan tarik diagonal yang disebabkan oleh beban kolom yang disalurkan ke fondasi. Lokasi penampang kritis untuk peninjauan dasar dua arah diambil $d/2$.



Gambar 2.26 Geser Dua Arah pada Fondasi Tiang Pancang
(Sumber: Perencanaan Struktur Beton Bertulang, Agus Setiawan)

$$V_u = q_u - [(B \cdot L) - ((c + d) \cdot (c + d))] \dots \dots \dots (2.164)$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 11.11.2.1, kuat geser fondasi akibat geser dua arah diperoleh dari nilai terkecil antara:

$$V_{c1} = 0,17 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d \dots \dots \dots (2.165)$$

$$V_{c2} = 0,083 \cdot \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2\right) \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d \dots \dots \dots (2.166)$$

$$V_{c3} = 0,33 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d \dots \dots \dots (2.167)$$

Dimana:

b_o = keliling dari penampang kritis pada pelat fondasi tiang pancang (mm).

d = tinggi efektif pelat fondasi (mm).

β = rasio sisi panjang terhadap sisi pendek dari beban terpusat atau daerah tumpuan.

α_s = konstanta yang nilainya tergantung dari kolom pada bangunan

= 40 untuk kolom pada dalam bangunan

= 30 untuk kolom pada tepi bangunan

= 20 untuk kolom pada sudut bangunan

Berdasarkan perhitungan diatas, pilih V_c dengan nilai terkecil.

$$V_n = \phi \cdot V_c > V_u \dots\dots\dots (2.168)$$

2.6 Analisa Struktur Menggunakan Program ETABS 2016

Perangkat lunak ETABS v2016 adalah salah satu program analisa struktur yang telah dikenal luas di kalangan Teknik Sipil. Seiring dengan perkembangannya perangkat keras komputer, terutama prosesor yang mempunyai kemampuan kecepatan semakin tinggi, perangkat lunak juga berkembang mengikuti kemajuan perangkat keras.

Secara umum, perancangan model struktur baik *truss* maupun *frame* dengan perangkat lunak ETABS v2016 ini akan melalui 10 tahapan yaitu :

1. Samakan satuan
2. Buat model struktur
3. Definisikan material yang akan digunakan
4. Definisikan profil penampang yang digunakan
5. Aplikasikan profil pada Struktur
6. Definisikan beban
7. Aplikasikan beban
8. Cek model struktur
9. Jalankan analisa
10. Cek hasil analisa

Salah satu kelebihan program ini adalah kita tidak hanya berhenti pada analisa struktur (untuk mengetahui gaya dalam yang timbul) saja, tapi juga bisa melanjutkan ke bagian *check*/desain struktur untuk mengetahui luas tulangan lentur dan geser untuk balok, dengan terlebih dahulu melakukan konversi reduksi dari *ACI* ke *SNI*.