

PERILAKU DASAR DAN DESAIN
BETON BERTULANG
BERDASARKAN SNI-2847-2019



Prof. Dr. Ir. Antonius, M.T.

UNISSULA PRESS

Perilaku Dasar dan Desain

Beton Bertulang

Berdasarkan SNI-2847-2019

PENULIS

Prof. Dr. Ir. Antonius, M.T.

UNISSULA PRESS

**Judul: Perilaku Dasar dan Desain Beton Bertulang Berdasarkan
SNI-2847-2019**

Penulis:

- Prof. Dr. Ir. Antonius, M.T.

Penyunting:

Tim UNISSULA PRESS

Desain sampul:

Lintang Enggartiasto, S.T., M.T.

Dimensi:

18,2 x 25,7 cm

Jumlah halaman:

301

ISBN: 978-623-7097-94-5

Cetakan Pertama:

Maret - 2021

**Hak cipta dilindungi undang-undang
Dilarang mengutip atau memperbanyak
sebagian atau seluruh isi buku ini
tanpa izin tertulis dari Penerbit.**

Penerbit:

UNISSULA PRESS

Universitas Islam Sultan Agung

Jl. Raya kaligawe KM. 4 Semarang (50112)

Jawa Tengah Indonesia

Telp (024)6583584

Fax.(024)6582455

Anggota asosiasi:

IKAPI (Ikatan Penerbit Indonesia)

APPTI (Asosiasi Penerbit Perguruan Tinggi Indonesia)

PENGANTAR

Assalamu'alaikum Wr. Wb.

Dengan mengucap segala puji kehadirat Allah S.W.T., penulis dapat menyelesaikan buku perilaku dasar dan desain beton bertulang berdasarkan SNI-2847-2019 ini.

Referensi utama buku ini dari literatur terutama oleh MacGregor (1997), Nawy (2009), Nilson et al. (2010) dan Imran (2010, 2014). Di dalam analisis maupun perhitungan buku ini telah menggunakan standar Satuan Internasional (SI). Persamaan desain beserta contoh penyelesaiannya telah menggunakan standar beton yang terbaru yaitu SNI-2847-2019.

Isi utama buku ini menguraikan perilaku dasar material beton yang dipasang tulangan baja serta aplikasinya dalam desain. Uraian dan penjelasan serta beberapa contoh penyelesaian terutama diperuntukkan bagi mahasiswa yang menempuh mata kuliah Struktur Beton maupun para praktisi, dan diharapkan menjadi salah satu pegangan dalam perencanaan, supervisi maupun masa konstruksi. Bagian awal buku ini membahas konsep dasar mengapa dipasang tulangan pada beton, kemudian perilaku mekanik beton termasuk sifat *time-dependent*. Perkembangan beton mutu tinggi juga disajikan secara ringkas. Tahapan selanjutnya dibahas mengenai lentur, geser dan torsi pada balok. Selanjutnya dijelaskan kemampuan layan struktur, dimana hal ini sangat bermanfaat untuk evaluasi kinerja struktur yang akhir-akhir ini sering dilakukan terhadap bangunan gedung eksisting. Prinsip balok menerus dan plat satu arah diuraikan dalam bab tersendiri. Struktur kolom dibahas lebih detail yang mencakup desain tulangan longitudinal maupun sengkang geser dan pengekang. Pembahasan mengenai plat mengacu pada standar yang berlaku, termasuk dijelaskan pula mengenai prinsip garis leleh. Desain fondasi dibatasi hanya untuk pondasi dangkal. Bagian akhir buku ini disajikan pengantar untuk struktur beton tahan gempa termasuk perancangan beban gempa berdasarkan SNI-1726-2019.

Kritik dan saran untuk perbaikan isi buku ini akan diterima dengan senang hati karena penulis menyadari bahwa isi buku ini masih banyak kekurangan. Dalam kesempatan ini penulis mengucapkan terima kasih kepada Prof. Iswandi Imran yang telah membimbing penulis sewaktu menempuh studi S2 dan S3, dan memberi bekal ilmu maupun wawasan tentang material dan struktur beton bertulang.

Wassalamu'alaikum Wr. Wb.

Semarang, Maret 2021
Penulis,
Antonius

DAFTAR ISI

PENGANTAR	i
DAFTAR ISI	ii
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Beton Bertulang	1
1.2 Prinsip Dasar Beton Bertulang	4
1.3 Komponen Struktur Beton Bertulang	5
1.4 Analisis Struktur untuk Desain Beton Bertulang	6
1.5 Konsep Perencanaan	8
1.6 Desain Berdasarkan Standar Beton Indonesia (SNI 2847)	10
1.7 Beban Terfaktor	11
1.8 Faktor Reduksi	12
1.9 Persyaratan Kuat Tekan dan Selimut Beton	14
1.10 Pembebanan	15
BAB II MATERIAL BETON BERTULANG	17
2.1 Material Beton	17
2.2 Perilaku Mekanik Beton	17
2.2.1 Respon beton terhadap beban uniaxial	18
2.2.2 Respon beton terhadap beban biaxial	22
2.2.3 Respon beton terhadap beban triaxial	24
2.3 Beton Terkekang (<i>Confined Concrete</i>)	27
2.3.1 Perilaku tegangan – regangan beton terkekang	27
2.3.2 Model kekangan beton mutu normal	28
2.4 Sifat “ <i>Time Dependent</i> ” Beton	29
2.4.1 Pengaruh tingkat laju pembebanan pada hubungan tegangan – regangan	29
2.4.2 Perilaku rangkai beton	31
2.4.3 Perilaku susut beton	32
2.4.4 Sifat muai beton	32
2.5 Beton Mutu Tinggi	33
2.5.1 Definisi dan karakteristik	33
2.5.2 Superplasticizer	35
2.5.3 Desain campuran beton mutu tinggi	36
2.5.4 Contoh desain campuran beton mutu tinggi	38
2.5.5 Besaran mekanik beton mutu tinggi	40
2.5.6 Model kekangan beton mutu tinggi	41
2.6 Beton Segar	45

2.6.1	Sifat pengerjaan beton	46
2.6.2	Faktor – faktor yang mempengaruhi sifat pengerjaan beton	47
2.7	Tulangan Baja	51
2.7.1	Perilaku tegangan – regangan baja	52
2.7.2	Sifat lekatan (<i>bond</i>) antara beton dan baja	54
BAB III LENTUR PADA BALOK PERSEGI		57
3.1	Mekanisme Lentur Balok.....	57
3.2	Dasar Perhitungan Kekuatan Lentur Ultimit Balok	60
3.3	Jenis – Jenis Keruntuhan Lentur	63
3.4	Analisis dan Desain Penampang Beton Bertulang	64
3.4.1	Analisis balok persegi dengan tulangan tarik	65
3.4.2	Desain balok persegi	69
3.4.2.1	Penentuan dimensi minimum penampang	70
3.4.2.2	Tulangan minimum	71
3.4.2.3	Desain balok persegi dengan tulangan tarik	71
BAB IV LENTUR BALOK “T” DAN BALOK DENGAN TULANGAN		
	TEKAN	76
4.1	Balok “T”	76
4.2	Lebar Efektif Sayap	78
4.3	Analisis Balok “T”	78
4.3.1	Penentuan apakah Tulangan leleh ($f_s=f_y$)	80
4.3.2	Tulangan maksimum balok T	81
4.3.3	Tulangan minimum balok T	81
4.4	Balok dengan Tulangan Tekan	87
4.4.1	Pengaruh tulangan tekan pada kekuatan balok	87
4.4.2	Analisis balok dengan tulangan tarik dan tekan	90
4.4.3	Rasio tulangan tarik maksimum untuk balok dengan tulangan tekan	93
BAB V GESER PADA BALOK		100
5.1	Pendahuluan	100
5.2	Teori Dasar Geser	103
5.2.1	Variabel sudut pada model rangka	104
5.2.2	Tegangan geser rata – rata diantara bidang retak	109
5.2.3	Aksi lengkung pada tumpuan balok	110
5.2.4	Tulangan geser	111
5.2.5	Perilaku balok dengan tulangan badan	112
5.3	Analisis dan Desain Balok Beton Bertulang Terhadap Geser	113
5.3.1	Kapasitas geser balok tanpa tulangan sengkang	113
5.3.2	Persamaan desain	113
5.3.3	Balok dengan tulangan geser	114

BAB VI TORSI	122
6.1 Pendahuluan	122
6.2 Jenis Torsi pada Struktur Beton	123
6.3 Torsi pada Batang Polos (<i>Plain Concrete</i>)	124
6.4 Analogi Rangka Ruang	125
6.4.1 Perilaku <i>thin walled tubes</i> yang dibebani torsi	125
6.4.2 Torsi pada balok beton bertulang	127
6.5 Perencanaan Terhadap Torsi Berdasarkan SNI-2847-2019	130
BAB VII KEMAMPUAN LAYANAN	145
7.1 Umum	145
7.2 Penilaian Material / Struktur Beton Bertulang Eksisting	146
7.2.1 Prosedur Penilaian Struktur Beton Eksisting	147
7.2.2 Pemeriksaan / Pengujian Struktur Eksisting	147
7.2.3 Tahapan dalam Pemeriksaan / Pengujian Struktur Eksisting	149
7.3 Analisis Elastik Penampang Beton	152
7.4 Pengontrolan Lebar Retak	156
7.5 Lendutan	159
7.6 Tulangan Susut dan Suhu	163
BAB VIII BALOK MENERUS DAN PLAT SATU ARAH	164
8.1 Balok Menerus	164
8.1.1 Pengertian balok menerus	164
8.1.2 Efek deformasi pada balok menerus	164
8.1.3 Penempatan beban	166
8.1.3 Analisis pendekatan balok menerus	167
8.2 Plat Satu Arah	169
BAB IX KOMBINASI BEBAN TEKAN DAN LENTUR : KOLOM ...	175
9.1 Umum	175
9.2 Mekanisme Keruntuhan Kolom	178
9.3 Kekangan Pada Beton dan Konfigurasi Tulangan	179
9.4 Kekuatan Kolom Pendek yang Dibebani Secara Konsentrik	182
9.5 Kekuatan Kolom yang dibebani secara Eksentrik	182
9.5.1 Tipe keruntuhan	186
9.5.2 Keruntuhan tarik pada penampang kolom persegi	186
9.5.3 Faktor reduksi kekuatan kolom	190
9.5.4 Diagram interaksi desain	190
9.5.5 Kondisi tarik murni	196
9.6 Perencanaan Kolom Pendek	196
9.6.1 Tulangan ikat (<i>ties</i>) pada kolom	197

9.6.2	Prosedur desain kolom pendek	198
9.7	Kolom Lentur Biaksial	206
9.7.1	Umum	206
9.7.2	Metode analisis kontur beban	208
9.7.3	Metode beban reciprocal	211
BAB X PLAT DUA ARAH		220
10.1	Pendahuluan	220
10.1.1	Macam – macam plat	220
10.1.2	Mekanisme keruntuhan plat	224
10.1.3	Rasio kekakuan antara balok terhadap slab/plat (α)	225
10.2	Metode Desain Langsung	226
10.2.1	Distribusi momen pada panel – panel	226
10.2.2	Jalur kolom dan jalur tengah	228
10.2.3	Momen – momen positif dan negatif pada panel	229
10.2.4	Distribusi momen antara jalur kolom dan jalur tengah	230
10.2.5	Transfer momen pada kolom	234
10.3	Beban Plat pada Balok	235
10.3.1	Beban segitiga	236
10.3.2	Beban trapesium	236
10.4	Kekuatan Geser Pelat Dua Arah Tanpa Balok Interior	237
10.4.1	Geser satu arah	237
10.4.2	Geser dua arah	238
10.4.3	Tulangan Geser	239
10.5	Analisis Garis Leleh	240
10.5.1	Dasar analisa	240
10.5.2	Penyelesaian analisis garis leleh	243
BAB XI FONDASI		250
11.1	Pendahuluan	250
11.2	Daya Dukung Tanah	251
11.3	Pondasi Telapak	252
10.3.1	Lentur	252
10.3.2	Geser	254
BAB XII PENGANTAR STRUKTUR BETON TAHAN GEMPA		262
12.1	Pendahuluan	262
12.2	Energi Gempa	263
12.3	Konfigurasi Bangunan	266
12.4	Perencanaan terhadap Beban Seismik	268
12.4.1	Respon spektrum	268
12.4.2	Faktor Beban dan Kombinasi Pembebanan	269
12.4.3	Beban lateral ekuivalen	270

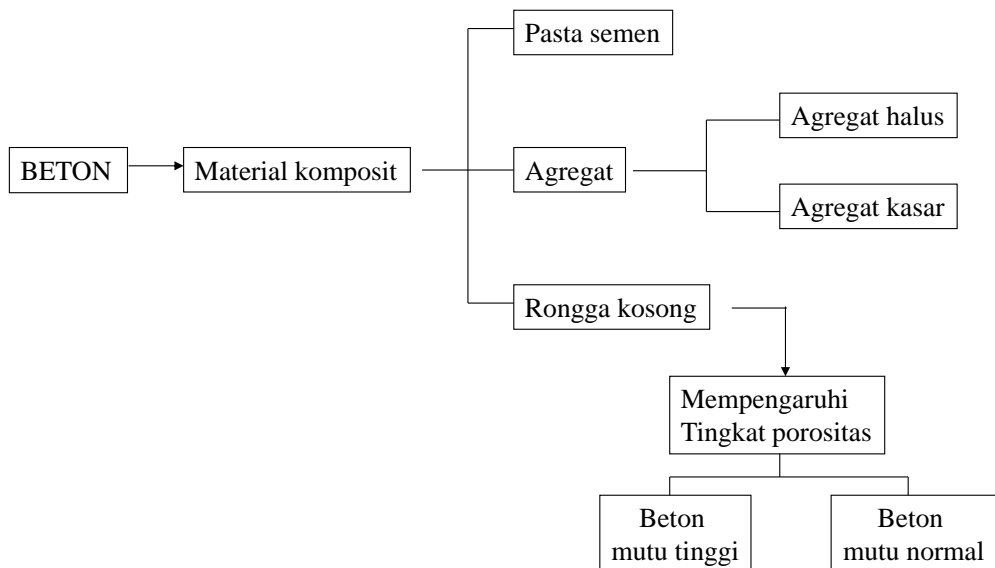
12.4.4	Penentuan periode getar (T)	272
12.5	Detail Struktur Beton Tahan Gempa Berdasarkan SNI-2847-2019	273
12.5.1	Tulangan transversal.	273
12.5.2	Struktur lentur	274
12.5.3	Struktur dengan kombinasi lentur dan gaya aksial	276
12.5.4	Pertemuan balok-kolom (join)	279
DAFTAR PUSTAKA		284
LAMPIRAN A DIAGRAM INTERAKSI		288

BAB I

PENDAHULUAN

1.1. Beton Bertulang

Beton bertulang merupakan material yang dominan digunakan pada dunia konstruksi bangunan dibandingkan material lainnya seperti baja dan kayu. Bahan beton mudah didapat. Beton merupakan bahan komposit yang terdiri dari semen, air dan agregat. Beton mengeras akibat adanya reaksi kimia yang terjadi antara semen portland dan air. Teknologi beton telah berkembang dengan pesat dalam kurun waktu tiga dasawarsa terakhir. Kebutuhan material yang berkualitas, berdaya guna tinggi, memiliki masa layan yang panjang dan tahan terhadap perubahan cuaca telah menjadi tujuan utama atas berkembangnya teknologi beton di era modern ini. Kualitas atau mutu beton dinyatakan dari kuat tekan beton (f'_c) yang dimiliki. Gambar 1.1 adalah skema pembentukan beton dimana mutu beton ditentukan dari tingkat kepadatan bahan pembentuknya atau tingkat porositas material beton. Semakin rendah tingkat porositas beton maka kuat tekan beton akan semakin meningkat atau sebaliknya.



Gambar 1.1. Skema pembentukan beton

Penggunaan beton bertulang dalam struktur sudah sangat luas, seperti untuk bangunan perumahan, gedung, jembatan, stadion, perkerasan jalan, bendungan, dinding penahan tanah, terowongan, jembatan yang melintasi lembah (*viaduct*), drainase serta fasilitas irigasi, tangki air, dan lain sebagainya. Gambar 1.2 dan 1.3 adalah contoh beberapa struktur bangunan delapan dan 10 lantai yang menggunakan struktur beton bertulang sebagai bahan utamanya dan telah selesai dibangun masing-masing pada tahun 2017 dan 2018.



Gambar 1.2. Gedung Bea Cukai Semarang, 8 lantai



Gambar 1.3. Gedung CPD UNESA Surabaya, 10 lantai



Gambar 1.4. Gedung Sudent Center UNESA Surabaya, 8 lantai

Salah satu kelebihan material beton dalam struktur adalah dalam pembuatannya yang mudah dibentuk sesuai dengan arsitektur sehingga terlihat lebih estetik. Gambar 1.4 adalah contoh gedung dimana mempunyai denah yang semi-oval. Selain itu bangunan lainnya yang mempunyai estetika dan menjadi ikon dari suatu tempat misalnya adalah menara masjid dan jembatan pelengkung (Gambar 1.5 dan 1.6).



Gambar 1.5. Menara Masjid Agung Jawa Tengah Semarang, tinggi 99 meter



Gambar 1.6. Jembatan Pelengkung, Payakumbuh, Sumatra Barat

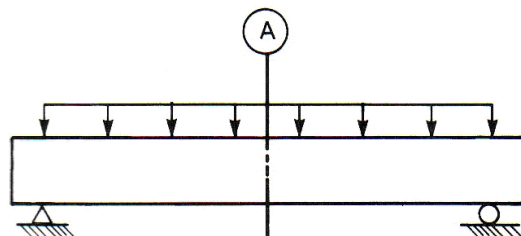
Di dalam penggunaannya yang sangat luas dan beragam, struktur beton bertulang telah berkembang menjadi ilmu pengetahuan (*science*) yang sangat menonjol dalam bidang teknik sipil. Hingga saat ini berbagai riset beton bertulang, baik analisis/numerik maupun eksperimental seperti perilaku lentur, geser, torsi, pengaruh beban aksial, perilaku dinamik struktur (termasuk struktur tahan gempa) terus dilakukan, baik di Indonesia maupun di berbagai negara lainnya. Di Indonesia, implementasi dan pedoman desain struktur beton bertulang juga terus mengalami perubahan, dan yang terbaru saat ini dituangkan dalam standar yaitu Persyaratan struktur beton untuk gedung atau SNI-2847-2019.

Material beton mempunyai banyak kelebihan dibanding material bangunan lainnya. Diantara kelebihan tersebut yaitu lebih murah, mudah dibentuk (fungsi arsitektur), ketahanan terhadap api yang tinggi, mempunyai kekakuan yang tinggi, biaya perawatan yang rendah, dan materialnya mudah

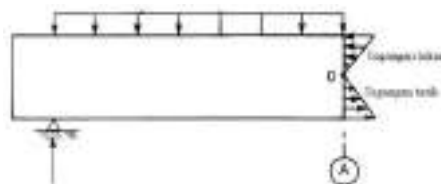
diperoleh (termasuk bahan pembentuk). Namun demikian, ada kekurangan material beton dibandingkan material bangunan lainnya, seperti kekuatannya rendah, membutuhkan bekisting, penumpu sementara selama konstruksi, dan rasio kekuatan terhadap berat yang rendah.

1.2. Prinsip Dasar Beton Bertulang

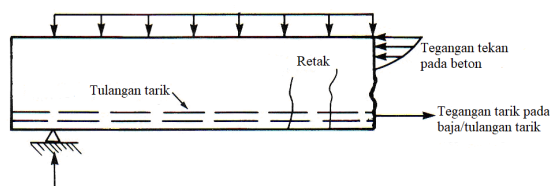
Secara mekanis beton merupakan material yang kuat dalam menahan tekan, namun lemah dalam menahan tarik. Oleh karena itu, beton dapat mengalami retak jika beban yang dipikulnya menimbulkan tegangan tarik yang melebihi kekuatannya. Mekanisme tegangan yang menyebabkan digunakannya tulangan baja pada beton sehingga terbentuk struktur beton bertulang dapat diilustrasikan seperti Gambar 1.7. Gambar 1.7a menunjukkan sebuah balok yang diberi beban terbagi merata. Pada struktur balok beton tanpa tulangan (gambar 1.7b), momen yang timbul akibat beban luar (dalam hal ini beban terbagi merata) akan menimbulkan gaya tekan dan tarik sehingga terjadi tegangan tekan dan tarik (*compressive stresses* dan *tensile stresses*) pada penampang.



a) Balok beton dengan beban terbagi rata



b) Mekanisme tegangan balok beton tanpa tulangan



c) Mekanisme tegangan balok beton yang dipasang tulangan

Gambar 1.7. Mekanisme tegangan pada balok (Mac Gregor, 1997)

Seperti telah disebutkan di atas bahwa karena beton sangat lemah dalam menahan tarik, maka pada zona tarik penampang balok beton tersebut dapat mengalami keruntuhan secara tiba-tiba. Pada balok beton bertulang (gambar 1.7c), tulangan baja (*reinforcing bars*) ditanam didalam beton sedemikian rupa membentuk suatu struktur komposit antara beton dan tulangan baja, sehingga gaya tarik yang dibutuhkan untuk menahan momen pada penampang retak dapat dikembangkan pada tulangan baja.

Berdasarkan penjelasan di atas, bahwa untuk mengatasi kelemahan beton dalam menahan tarik maka ditambahkan tulangan baja pada bagian penampang beton yang berpotensi mengalami tarik pada saat menahan beban. Peranan tulangan baja dalam menahan tarik sangat berguna karena baja mempunyai tegangan tarik dan regangan tarik yang sangat tinggi serta bersifat daktail.

1.3. Komponen Struktur Beton Bertulang

Struktur beton bertulang terdiri dari beberapa komponen pembentuknya yang saling berinteraksi satu sama lain membentuk satu kesatuan struktur. Beberapa komponen struktur beton bertulang yang dijumpai diantaranya adalah plat (*slab*), kolom (*column*), balok (*beam*), dinding (*wall*), tangga, pondasi dan lain sebagainya (lihat Gambar 1.8). Dalam analisis struktur komponen struktur tersebut dapat dimodelkan sedemikian rupa berupa portal secara tiga dimensi (Gambar 1.9 dan 1.10), sehingga identifikasi komponen struktur dapat dilakukan dengan mudah. Dengan telah berkembangnya program komputer/*software* saat ini, pemodelan bentuk bangunan hingga tingkat tinggi mudah dilakukan, seperti Gambar 1.11 yang menunjukkan model bangunan gedung tinggi 40 lantai.



a) Struktur kolom, balok, plat

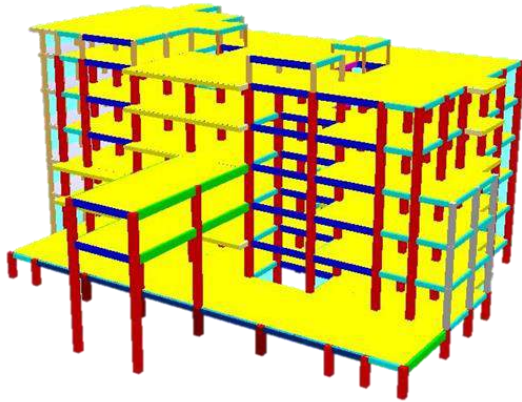


b) Dinding beton



c) Retaining wall

Gambar 1.8. Komponen struktur beton bertulang

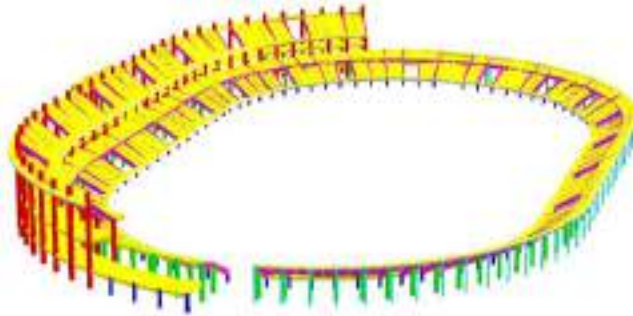


(a) Struktur gedung 6 lantai

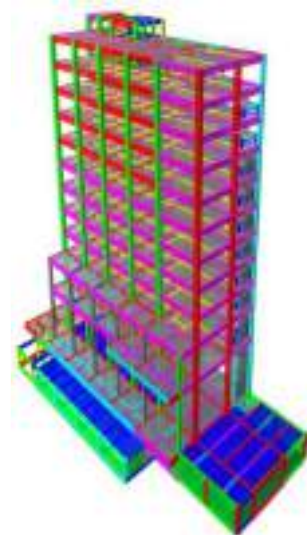


(b) Struktur menara air

Gambar 1.9. Pemodelan struktur tiga dimensi gedung 6 lantai dan menara air



(c) Struktur stadion



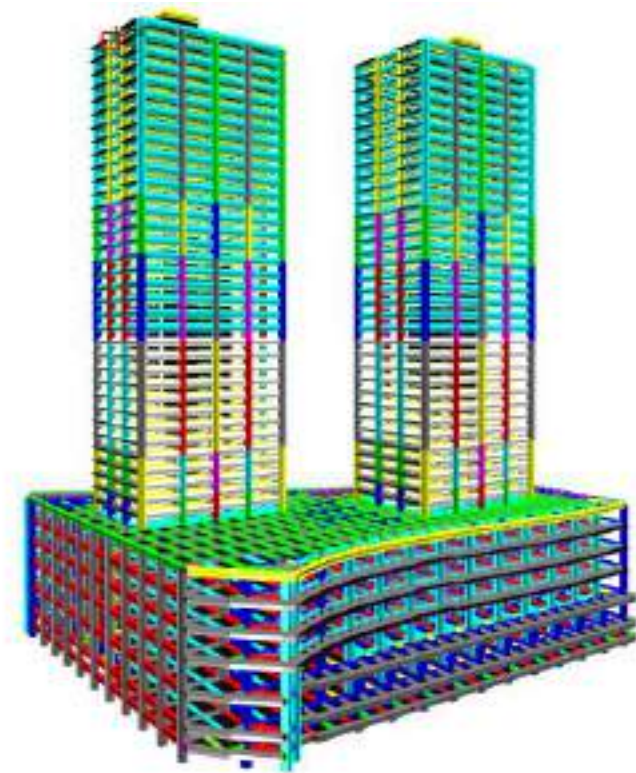
(d) Struktur gedung 15 lantai

Gambar 1.10. Pemodelan struktur stadion dan gedung 15 lantai

1.4. Analisis Struktur untuk Desain Beton Bertulang

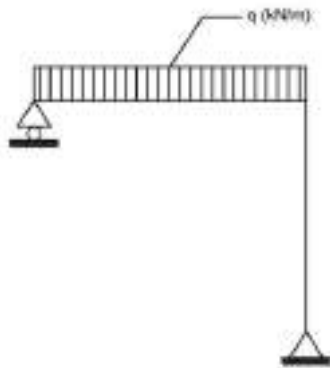
Pada dasarnya desain beton bertulang adalah menentukan dimensi setiap elemen struktur seperti plat, balok, kolom agar diperoleh dimensi beton, diameter dan jumlah tulangan yang seefisien mungkin. Besaran dimensi tersebut adalah berdasarkan alur pembebanan terfaktor yang akan diterima struktur yang selanjutnya dilakukan analisis struktur. Sebagaimana biasanya, dalam analisis struktur akan dihasilkan gaya-gaya dalam atau reaksi yang

timbul. Gaya-gaya dalam tersebut yang digunakan sebagai acuan utama dalam desain beton bertulang. Gambar 1.12 adalah bentuk bangunan portal statis tertentu dua dimensi.



Gambar 1.11. Pemodelan struktur beton tiga dimensi pada bangunan tinggi (40 lantai)

Akibat beban statik yang bekerja pada bangunan tersebut akan diperoleh diagram momen (M), gaya geser (bidang D) dan gaya aksial (N). Besarnya momen yang terjadi akan menentukan dimensi penampang beton dan kebutuhan tulangan lentur yaitu tulangan longitudinal pada kolom, balok maupun plat. Gaya geser yang bekerja akan digunakan dalam menentukan tulangan geser atau sering juga disebut sengkang pada balok. Diagram gaya aksial atau bidang normal akan sangat menentukan dalam desain elemen struktur kolom. Contoh komponen struktur yang dipasang tulangan longitudinal dan tulangan geser diperlihatkan pada gambar 1.13. Selain ketiga diagram tersebut, perlu pula diperhitungkan kemungkinan terjadinya torsi/puntir pada balok.



(a) Portal 2D



(b) Diagram bidang momen (M)

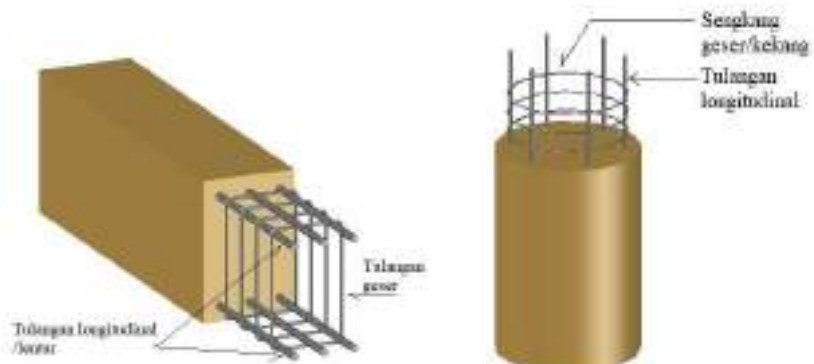


(c) Diagram bidang geser (D)



(d) Diagram bidang normal (N)

Gambar 1.12. Struktur portal 2D dengan diagram gaya dalam



(a) Tulangan balok

(b) Tulangan kolom

Gambar 1.13. Detail penulangan

Gambar 1.14 adalah contoh struktur portal bangunan gedung yang merupakan hasil perencanaan dimana balok dan kolom diberi tulangan sesuai dengan persyaratan dan standar.

Dalam perencanaan elemen beton bertulang ada beberapa kondisi batas yang dapat dijadikan pedoman, yaitu:

- Kondisi batas ultimit dapat disebabkan oleh beberapa faktor seperti hilangnya keseimbangan lokal atau global, *rupture*, yaitu hilangnya ketahanan lentur dan geser elemen-elemen struktur, keruntuhan progresif akibat adanya keruntuhan lokal pada daerah sekitarnya, pembentukan sendi plastis, ketidakstabilan struktur dan fatik.
- Kondisi batas kemampuan layanan yang menyangkut berkurangnya fungsi struktur, seperti defleksi yang berlebihan pada kondisi layan, lebar retak yang berlebih dan vibrasi yang mengganggu.
- Kondisi batas khusus, yang menyangkut kerusakan/keruntuhan akibat beban abnormal, seperti keruntuhan pada kondisi gempa ekstrim, kebakaran, ledakan atau tabrakan kendaraan dan korosi atau jenis kerusakan lainnya akibat lingkungan

Perencanaan yang memperhatikan kondisi-kondisi batas diatas disebut perencanaan batas. Konsep perencanaan batas ini digunakan sebagai prinsip dasar Peraturan Beton Indonesia (SNI-2847-2019).

1.6. Desain Berdasarkan Standar Beton Indonesia (SNI-2847)

Analisis struktur pada hakekatnya adalah dalam rangka menentukan “*strength demand*” atas suatu struktur dengan beban tertentu. Produk atas analisis struktur adalah gaya dalam (*internal forces*) yaitu gaya-lintang, momen dan gaya aksial serta “*joint displacement*” ke arah horisontal maupun vertikal seperti diperlihatkan pada Gambar 1.12 di atas. Untuk struktur yang relatif kaku misalnya struktur beton bertulang pada bangunan medium (< 20 tingkat) maka yang umumnya menentukan adalah gaya-gaya dalam (*internal forces*). Sedangkan untuk bangunan yang langsing maka defleksi kemungkinan menentukan hitungan.

Elemen struktur dan struktur harus selalu didesain untuk dapat memikul beban berlebih dengan besar tertentu, diluar beban yang diharapkan terjadi dalam kondisi normal. Kapasitas cadangan tersebut diperlukan untuk mengantisipasi kemungkinan adanya faktor-faktor “*overload*” dan faktor “*undercapacity*”.

Overload dapat terjadi akibat:

- Perubahan fungsi struktur
- *Underestimate* pengaruh beban karena penyederhanaan perhitungan
- Urutan dan metoda konstruksi

Undercapacity dapat terjadi akibat:

- Variasi kekuatan material
- Workmanship
- Tingkat pengawasan

Apabila analisis struktur adalah dalam rangka menentukan *strength demand*, maka desain elemen adalah dalam rangka menentukan *supply*. Berdasarkan prosedur desain yang baku, kekuatan (*resistance*) elemen struktur harus lebih besar daripada pengaruh beban. Persyaratan dasar untuk kekuatan rencana ditentukan dengan persamaan berikut:

Kekuatan rencana \geq Kekuatan perlu, yang dapat ditulis (SNI 2847-2019 pasal 4.6):

$$\phi S_n \geq U \quad (1.3)$$

Untuk mengantisipasi kemungkinan lebih rendahnya resistensi (kekuatan) elemen struktur daripada yang diperhitungkan/direncanakan dan kemungkinan lebih besarnya pengaruh beban daripada yang direncanakan maka diperkenalkan faktor reduksi kekuatan, yang nilainya <1 , dan faktor beban yang nilainya >1 , sehingga:

$$\phi S_n \geq \alpha_1 U_1 + \alpha_2 U_2 + \dots \quad (1.4)$$

dimana: S_n = kekuatan nominal

U = pengaruh beban

ϕ = faktor reduksi

α_i = faktor beban

Prosedur desain yang memperhitungkan adanya faktor-faktor beban dan resistance diatas disebut sebagai desain kekuatan ultimit. Prosedur desain ini pada dasarnya merupakan metoda perencanaan kondisi batas dimana perhatian utama ditekankan pada kondisi batas ultimit. Kondisi batas serviceabilitas (kemampuan layanan) kemudian dicek setelah desain awal diperoleh.

1.7. Faktor Beban dan Kombinasinya

SNI 2847-2019 pasal 5.3 menguraikan tentang faktor-faktor beban dan kombinasi beban terfaktor untuk perhitungan pengaruh beban. Kombinasi beban terfaktor tersebut adalah:

- Komponen struktur yang hanya menahan beban mati:

$$U = 1,4 D \quad (1.5)$$

- Kombinasi beban mati dan beban hidup:

$$U = 1,2 D + 1,6 L \quad (1.6)$$

Jika pengaruh angin ikut diperhitungkan:

$$U = 0,75 (1,2 D + 1,0 L + 1,6 W) \quad (1.7)$$

atau

$$U = 0,9 D \pm 1,6 W \quad (1.8)$$

Jika pengaruh gempa harus diperhitungkan:

$$U = 1,2 D + 1,0 L \pm 1,0 E) \text{ atau} \quad (1.9)$$

$$U = 0,9 (D \pm E) \quad (1.10)$$

E ditetapkan berdasarkan SNI 1726-2019 (Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung). Kuat perlu atau pengaruh beban terfaktor (seperti momen, geser, torsi dan gaya aksial) dihitung berdasarkan kombinasi beban terfaktor U diatas. Kuat perlu atau pengaruh-pengaruh beban terfaktor tersebut ditulis dengan simbol-simbol M_u , V_u , T_u dan u . Subscript u menunjukkan bahwa nilai-nilai M , V , T dan u tersebut didapat dari beban terfaktor U .

1.8 Faktor Reduksi

Kuat rencana suatu komponen struktur (ϕR_n) didapat dengan mengalikan kekuatan nominal R_n dengan faktor reduksi kekuatan ϕ . Berdasarkan MacGregor (1997), fungsi faktor reduksi kekuatan ϕ adalah: (1) untuk memperkirakan kemungkinan kekuatan penampang tidak mencukupi (*under-strength*) karena perbedaan dimensi dan kekuatan material; (2) untuk memperkirakan ketidaktepatan pada tahap perancangan; (3) untuk menyatakan nilai daktilitas dan tingkat ketahanan yang diperlukan relatif terhadap beban; (4) untuk menyatakan seberapa vital penampang relatif terhadap keseluruhan struktur. Berdasarkan SNI 2847-2019 pasal 21, nilai faktor reduksi kekuatan (ϕ) beton non-prategang adalah sebagai berikut:

(1) Penampang terkontrol tarik = 0,90

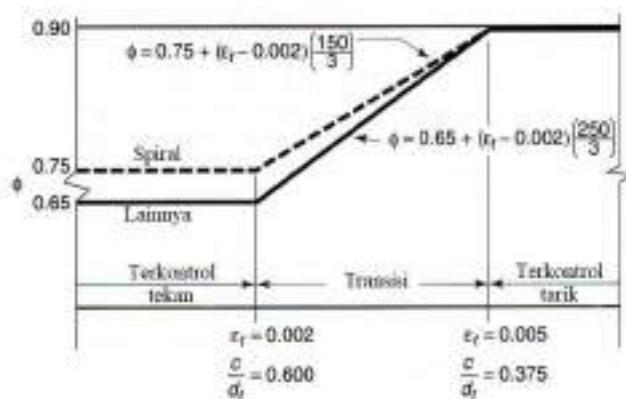
SNI 2847-2019 pasal 10.3.4 menjelaskan, penampang dikatakan terkendali tarik jika regangan tarik beton dalam baja tarik terjauh, ε_t , sama dengan atau lebih besar dari 0,005 bila beton tekan mencapai batas regangan asumsi sebesar 0,003. Penampang dengan ε_t anatar batas

regangan terkendali tekan dan 0,005 membentuk daerah transisi antara penampang terkendali tekan dan terkendali tarik.

(2) Penampang terkontrol tekan

Komponen struktur dengan tulangan spiral = 0,75

Selanjutnya SNI 2847-2019 pasal 21.2.2.2 menjelaskan bahwa untuk penampang dimana regangan tarik netto dalam baja tarik terjauh pada kekuatan nominal, ϵ_t , berada di antara batasan-batasan untuk penampang terkendali tekan dan terkendali tarik, maka ϕ boleh secara linear ditingkatkan dari nilai untuk penampang terkendali tekan menjadi 0,90 seiring dengan meningkatnya ϵ_t dari batasan regangan terkendali tekan menjadi 0,005 (Gambar 1.15). Kolom jenis terkontrol tekan dibatasi pada regangan tulangan tarik maksimum sebesar 0,002 atau rasio $c/d=0,6$. Untuk kolom jenis terkontrol tarik, regangan tulangan tarik minimum adalah 0,005 atau $c/d=0,375$. Diantara kedua jenis kontrol tersebut adalah daerah transisi, dimana nilai faktor reduksi sebagai berikut:



Gambar 1.15. Variasi nilai ϕ regangan tarik netto pada tulangan tarik terjauh, ϵ_t

Pada Gambar 1.15, di daerah transisi:

Untuk spiral

$$\phi = 0,75 + 0,15 \left[\frac{1}{c-d} - \frac{5}{3} \right] \quad (1.11)$$

Untuk non-spiral

$$\phi = 0,65 + 0,25 \left[\frac{1}{c-d} - \frac{5}{3} \right] \quad (1.12)$$

(b) Komponen struktur dengan tulangan lainnya = 0,65

- Untuk komponen aksial tekan dan memenuhi syarat berikut $f_y \leq 400$ MPa, tulangan bersifat simetris, dan $(h-d'-d_s)/h \geq 0,70$. Maka nilai ϕ boleh ditingkatkan secara linear menjadi 0,90 untuk nilai ϕP_n yang berkurang dari $0,1f_c'A_g$ ke nol.
- Untuk komponen struktur yang lain, nilai ϕ boleh ditingkatkan secara linear menjadi 0,90 untuk nilai ϕP_n yang berkurang dari $0,1f_c'A_g$ atau ϕP_b (ambil nilai yang terkecil) ke nol.

(3) Geser dan Torsi 0,75

(4) Tumpuan pada beton 0,65

dimana: d' = jarak dari serat tekan terjauh ke centroid tulangan tekan,

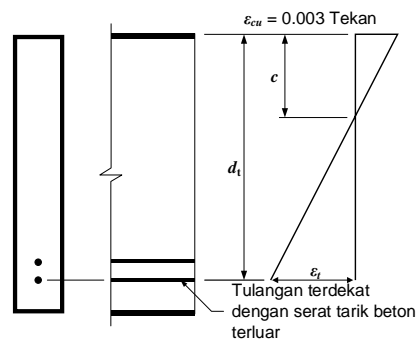
d_s = jarak dari serat tarik terjauh ke centroid tulangan tarik

h = tinggi total penampang

P_n = kekuatan beban aksial nominal untuk nilai eksentrisitas tertentu

P_b = kekuatan beban aksial nominal pada kondisi seimbang

Distribusi regangan beton dan baja tulangan dijelaskan seperti Gambar 1.16.



Gambar 1.16. Distribusi regangan pada penampang beton (SNI-2847)

1.9. Persyaratan Kuat Tekan dan Selimut Beton

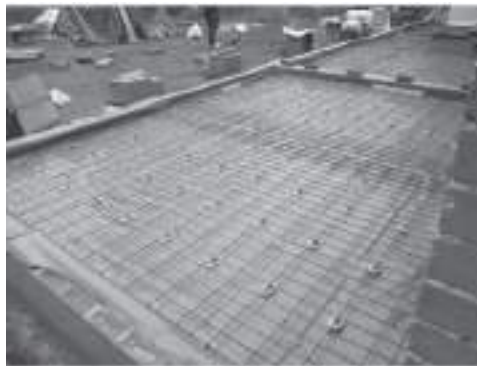
SNI-2847-2019 pasal 19.2 menentukan batasan kuat tekan beton yang diambil dalam perencanaan. Nilai kuat tekan minimum yang dipersyaratkan adalah 17 MPa. Namun untuk beton pada sistem rangka pemikul momen khusus dan dinding struktural khusus, kuat tekan beton setidaknya 21 MPa.

Ketentuan dasar lain yang harus ditentukan berdasarkan SNI tersebut di atas adalah tentang selimut beton minimum seperti dijelaskan pada pasal 20.6.1. Selimut beton berfungsi melindungi tulangan terhadap kebakaran, cuaca, serangan kimiawi seperti korosi atau efek lainnya dan diukur dari permukaan paling luar tulangan. Selain itu selimut beton juga berguna untuk mengembangkan lekatan antara baja tulangan dengan beton. Persyaratan

tebal selimut beton ditunjukkan pada Tabel 1.1. Contoh pelaksanaan konstruksi dengan selimut beton diperlihatkan pada Gambar 1.17.

Tabel 1.1. Tebal selimut untuk komponen struktur beton yang dicor di tempat

Kondisi beton	Komponen struktur	Tulangan	Tebal selimut (mm)
Dicor dan kontak dengan tanah secara permanen	Semua	Semua	75
Terpapar cuaca atau kontak dengan tanah	Semua	D19 hingga D57	50
		D16, kawat $\phi 13$ atau D13 dan yang lebih kecil	40
Tidak terpapar cuaca atau kontak dengan tanah	Plat, plat berusuk dan dinding	D43 dan D57	40
	Balok, kolom, pedestal dan batang tarik	Tulangan D36 dan yang lebih kecil	20
		Tulangan utama, sengkang, sengkang ikat, spiral dan tulangan pengegang	40



Gambar 1.17. Selimut beton pada plat

1.10. Pembebanan

Analisa struktur beton bertulang dilakukan setelah memperhitungkan beban mati dan beban hidup, beban angin, beban gempa dan sebagainya yang bekerja pada struktur tersebut. Beban mati adalah beban yang selalu bekerja pada struktur tersebut, bekerja sepanjang masa seperti berat sendiri. Pasangan spesi pada lantai, plesteran, beban penggantung seperti plafon dikategorikan sebagai beban mati.

Beban hidup didefinisikan sebagai beban yang bekerjanya tidak selamanya, hanya sekali waktu tertentu meskipun dengan frekuensi yang agak tinggi. Termasuk dalam beban hidup ini misalnya beban kendaraan.

Disamping kedua jenis beban di atas, beban lainnya yang juga harus diperhitungkan adalah beban angin dan beban gempa. Kedua beban terakhir tersebut harus diperhitungkan meskipun datangnya angin kencang maupun gempa tidak dapat diprediksi kapan datangnya. Tabel 1.2 adalah beberapa bagian dari SNI-1727-2020 yang harus diperhitungkan dalam desain.

Tabel 1.2. Beban minimum yang harus diperhitungkan (SNI-1727-2020)

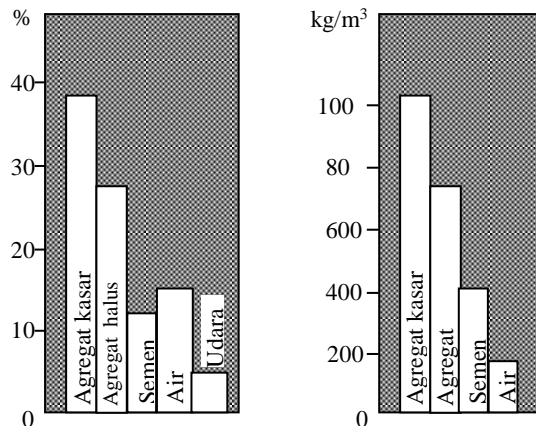
Penggunaan	Beban merata (kN/m ²)	Beban terpusat (kN)
Apartemen (lihat rumah tinggal)		
Sistem lantai akses		
• Ruang kantor	2,4	8,9
• Ruang komputer	4,79	8,9
Gudang persenjataan dan ruang latihan	7,18	
Balkon dan dek	1,5 kali beban hidup untuk daerah yang dilayani, namun tidak melebihi 4,79	
Ruang mesin elevator (pada daerah 50 mmx50mm)		1,33
Jalur penyelamatan terhadap kebakaran hunian	4,79	
	1,92	
Garasi/parkir mobil penumpang	1,92	
Helipad	2,87 (tidak boleh direduksi)	
Rumah sakit		
• Ruang operasi, laboratorium	2,87	4,45
• Ruang pasien	1,92	4,45
Koridor di atas lantai pertama	3,83	4,45
Pabrik		
• Ringan	6,0	8,90
• Berat	11,97	13,40
Gedung perkantoran		
• Ruang arsip dan komputer harus dirancang untuk beban yang lebih berat berdasarkan perkiraan hunian	4,79	8,90
• Lobi dan koridor lantai pertama	2,40	8,90
• Kantor	3,83	8,90
• Koridor di atas lantai pertama		
Rumah tinggal		
Hunian (satu keluarga dan dua keluarga)		
• Loteng yang tidak dapat didiami tanpa gudang	0,48	
• Loteng yang tidak dapat didiami dengan gudang	0,96	
	1,44	
• Loteng yang dapat didiami dan ruang tidur	1,92	
• Semua ruang kecuali tangga dan balkom		
Semua hunian rumah tinggal lainnya	1,92	
Ruang pribadi dan koridor yang melayani mereka	4,79	
Ruang publik dan koridor yang melayani mereka		
Atap yang digunakan untuk taman atap	4,79	
Sekolah		
• Ruang kelas	1,92	4,5
• Koridor di atas lantai pertama	3,83	4,5
• Koridor lantai pertama	4,79	4,5

BAB II

MATERIAL BETON BERTULANG

2.1. Material Beton

Beton merupakan bahan komposit yang terdiri dari semen, air dan agregat. Beton mengeras akibat adanya reaksi kimia yang terjadi antara semen portland dan air. Semen portland terdiri atas sejumlah besar kalsium silikat. Silikat-silika ini yang bereaksi dengan air untuk membentuk kalsium silika hidroksida yang mempunyai peranan terhadap kekuatan beton, dan kalsium hidroksida yang membentuk alkali beton. Semen portland juga terdiri dari trikalsium aluminat (C_3A) yang berperan dalam membentuk alkali beton yang juga mengakibatkan terjadinya reaksi kimia terhadap ion-ion klorida yang sedang terjadi. Secara umum pada beton sampai kuat tekan sekitar 50 MPa, agregat kasar menempati prosentase terbesar dalam fraksi beton, diikuti agregat halus, air dan semen. Sebagai contoh Gambar 2.1 ditunjukkan komposisi campuran beton yang digunakan untuk beton dengan kuat tekan 35 MPa.

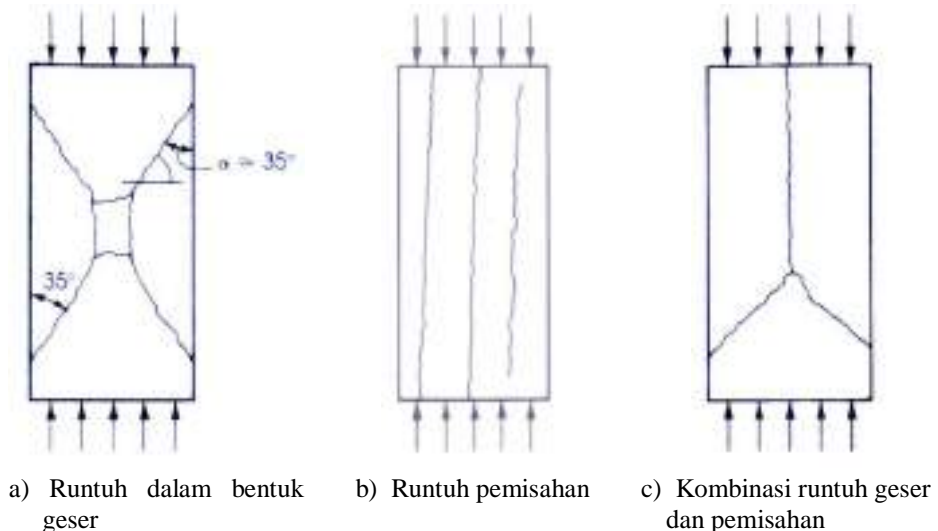


(a) Proporsi campuran beton dalam volume (b) Proporsi campuran beton dalam berat
Gambar 2.1 Komposisi campuran beton untuk $f'_c=35$ MPa (Collins & Mitchell, 1991)

2.2. Perilaku Mekanik Beton

Bahan dasar beton, yaitu pasta semen dan agregat, merupakan bahan yang mempunyai sifat tegangan-regangan yang linear dan getas dalam menahan tekan. Material yang getas cenderung mengalami retak tarik yang

tegak lurus terhadap arah regangan tarik maksimum. Pada saat menahan beban uniaksial tekan, beton biasanya mengalami retak-retak yang paralel terhadap arah tegangan tekan maksimum. Namun pada dasarnya, pada saat silinder beton dites dengan beban tekan uniaksial, tipe keruntuhan yang terjadi ada tiga macam yaitu runtuh geser (Gambar 2.2a), runtuh pemisahan/*splitting* (Gambar 2.2b) dan kombinasi keruntuhan geser dan pemisahan (Gambar 2.2c).

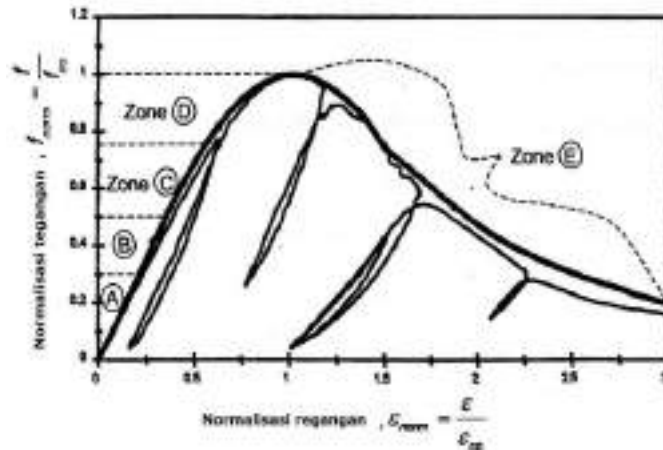


Gambar 2.2. Pola keruntuhan material beton

2.2.1. Respon beton terhadap beban uniaksial

Hubungan tegangan-regangan beton ternormalisasi pada saat dikenakan beban uniaksial tekan secara monotonic terlihat pada Gambar 2.3 seperti dijelaskan oleh Lowes (1999). Pada proses pembebanan dari awal hingga mencapai tahap $30\%f_c'$, seiring dengan bertambahnya regangan, perilaku tegangan-regangan beton pada dasarnya masih linear (zona A). Pada tahap $30-50\%f_c'$ yaitu pada zona B, retak-retak di permukaan beton mulai mengembang, dan kekakuan beton berkurang. Pada saat ini mulai terjadi deviasi pada hubungan tegangan-regangan dari kondisi linear. Pada saat tegangan mencapai $50-75\%f_c'$, retak-retak lekatan tersebut merambat ke mortar sehingga terbentuk pola retak yang kontinu. Pada kondisi ini, hubungan tegangan-regangan beton semakin menyimpang dari kondisi linear dan kekakuan beton berkurang signifikan (zona C). Setelah melebihi $75\%f_c'$, beton semakin tidak stabil, dimana retak telah mencapai di daerah transisi mortal dan agregat, sehingga lekatan bahan antar penyusun beton sudah

berkurang drastis (zona D). Setelah mencapai tegangan puncak, tegangan beton mulai berkurang seiring dengan pertambahan regangan hingga beton hancur (zona E). Terlihat pula pada Gambar 2.3 tersebut bahwa jika material beton diberi beban berulang (reversal loading), maka keruntuhan permukaan akan sama dengan proses loading maksimum yang diterapkan (Lowes, 1999).

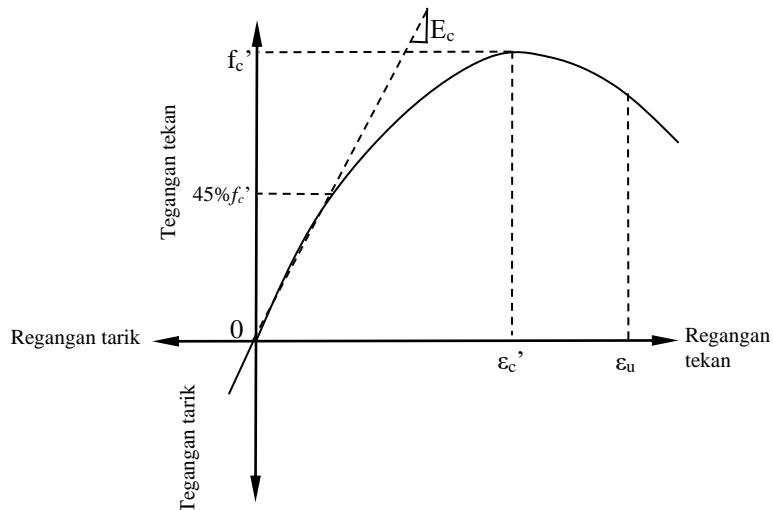


Gambar 2.3. Kurva respon beton terhadap beban uniaksial tekan

Hognestad (1955) menurunkan hubungan tegangan-regangan beton terhadap beban uniaksial tekan melalui persamaan berikut:

$$\sigma_c = f_c' \left[2 \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_c'} \right) - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_c'} \right)^2 \right] \quad (2.1)$$

Berdasarkan persamaan (2.1), f_c' dan ϵ_c' masing-masing adalah tegangan dan regangan puncak beton. Nilai ϵ_c' bervariasi antara 0,0015-0,003. Untuk beton berat normal, ϵ_c' biasanya diambil 0,002. Selain regangan di atas terdapat pula regangan ultimit, ϵ_u , yaitu regangan maksimum yang dapat dimanfaatkan untuk analisis maupun desain lentur dan tekan aksial penampang (Gambar 2.4). SNI 2847-2019 pasal 22.2.2.1 mengasumsikan nilai ϵ_u adalah 0,003.

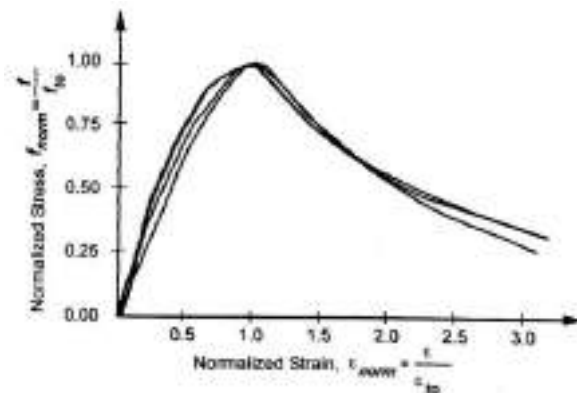


Gambar 2.4. Kondisi regangan puncak dan ultimit beton

Kekuatan tarik beton

Gambar 2.5 adalah kurva tegangan-regangan tarik beton yang ternormalisasi terhadap beban monotonik. Kekuatan tarik beton adalah jauh lebih kecil daripada kekuatannya, yaitu $f_t' = 10\%f_c'$. Perilaku beton pada saat dikenakan beban uniaksial tarik berbeda dengan perilakunya dalam menahan beban uniaksial tekan. Hubungan tegangan-regangan tarik beton umumnya bersifat linear sampai terjadinya retak yang biasanya langsung diikuti oleh keruntuhan beton. Hubungan kuat tarik langsung, f_t , terhadap kuat tekan beton, f_c' adalah sebagai berikut:

$$f_t = 0,33\sqrt{f_c'} \tag{2.2}$$



Gambar 2.5. Hubungan kuat tarik beton terhadap deformasi aksial akibat beban monotonik (Lowes,1999).

Neville (1997) menggambarkan hubungan antara kuat tekan terhadap kuat tarik beton yang bersifat non-linier yang diperlihatkan pada Gambar 2.6.

Selain kedua besaran mekanis di atas, besaran lainnya adalah kekuatan lentur beton yang dinyatakan melalui modulus lentur atau modulus keruntuhan lentur. Hubungan modulus keruntuhan lentur, f_r , terhadap kuat tekan beton, f_c' , ada 2 jenis yaitu:

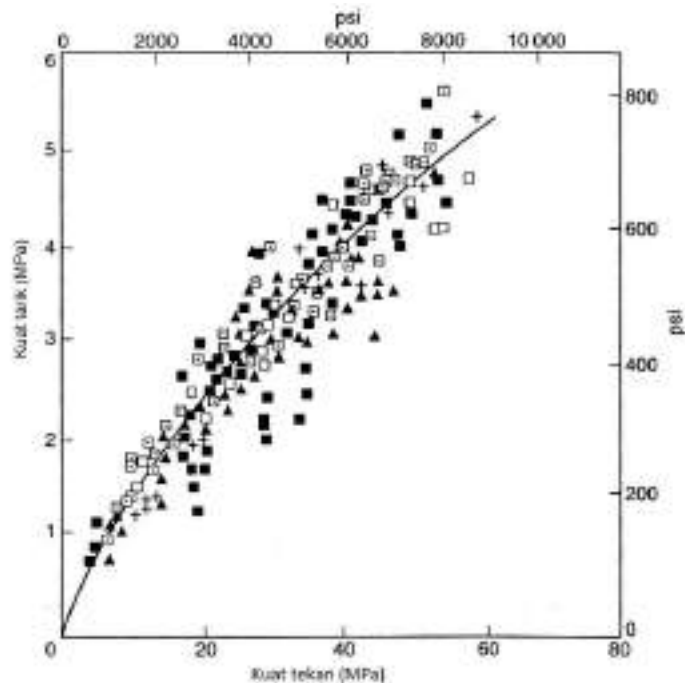
- Untuk perhitungan defleksi

$$f_r = 0,7\sqrt{f_c'} \quad (2.3)$$

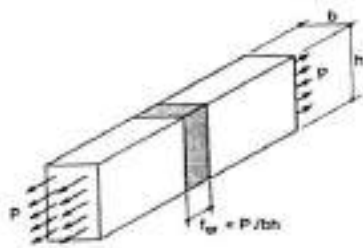
- Untuk perhitungan kekuatan geser balok prategang

$$f_r = 0,5\sqrt{f_c'} \quad (2.4)$$

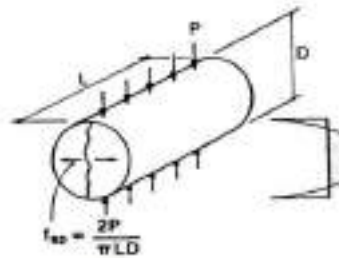
Kekuatan tarik beton dapat diperoleh melalui pengujian tarik langsung (Gambar 2.7a), pengujian tarik tidak langsung atau uji belah (Gambar 2.7b), uji lentur (Gambar 2.7c) dan uji “double punch” (Gambar 2.7d).



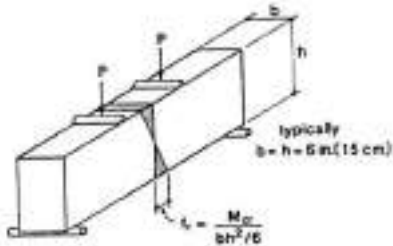
Gambar 2.6. Hubungan antara tegangan tekan dan tegangan tarik beton (Neville, 1997)



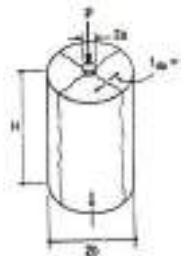
a. Uji tarik langsung



b. Uji tarik belah



c. Uji tarik lentur



d. Uji “double punch

Gambar 2.7. Metode pengujian tarik beton

Modulus Elastisitas Beton

Modulus elastisitas beton berdasarkan SNI 2847-2019 pasal 19.2.2, dapat ditentukan dengan persamaan berikut:

$$E_c = (w_c)^{1.5} \cdot 0,043 \sqrt{f'_c} \quad (2.5)$$

dimana $w_c = 1440 - 2560 \text{ kg/m}^3$

Untuk beton normal, modulus elastisitas boleh diambil sebagai berikut:

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} \quad (2.6)$$

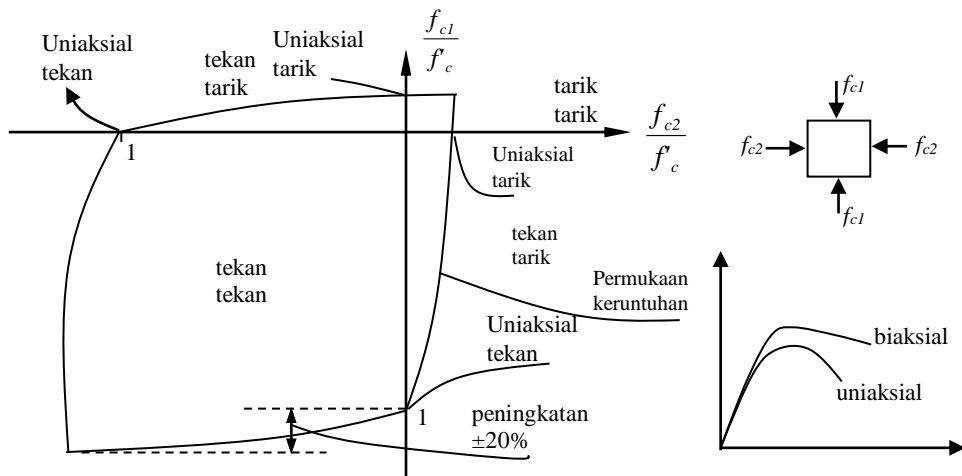
Modulus elastisitas ini didefinisikan sebagai slope dari garis lurus yang ditarik dari kondisi tegangan nol ke kondisi tegangan tekan $0,45f'_c$ pada kurva tegangan-regangan beton (lihat Gambar 2.4). Untuk perhitungan tegangan-regangan dengan menggunakan persamaan sebelumnya, modulus yang digunakan adalah modulus tangen awal, yaitu:

$$E_{ct} = \frac{2 \cdot f'_c}{\epsilon'_c} \quad (2.7)$$

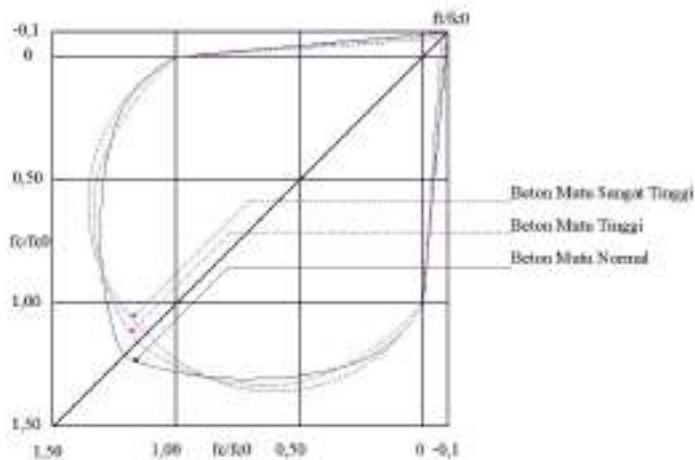
2.2.2. Respon beton terhadap beban biaksial

Respon beton terhadap beban biaksial (*biaxial loading*) sering dijumpai pada kasus elemen dinding (*walls*), panel yaitu terutama struktur pracetak (*precast*) dan balok tinggi (*deep beam*). Hasil penelitian Imran dkk. (1999) menyebutkan bahwa kekuatan beton terhadap tegangan biaksial tergantung

pada rasio $\alpha = \sigma_2/\sigma_1$. Respon beton terhadap beban biaksial dan respon perbandingannya terhadap beban uniaksial ditunjukkan pada Gambar 2.8. Akibat tegangan biaksial, pada *biaxial compression*, kekuatan beton dapat meningkat $\pm 20\%$, pada daerah tekan biaksial: terjadi peningkatan kekuatan, kekakuan dan daktilitas, pada daerah tarik – tekan: Kekuatan tekan menurun seiring dengan meningkatnya tarik, begitu pula halnya dengan daktilitas, dan pada daerah tarik-tarik: hampir tidak ada interaksi antara kedua arah. Permukaan keruntuhan beton pada berbagai kuat tekan diperlihatkan pada Gambar 2.9.



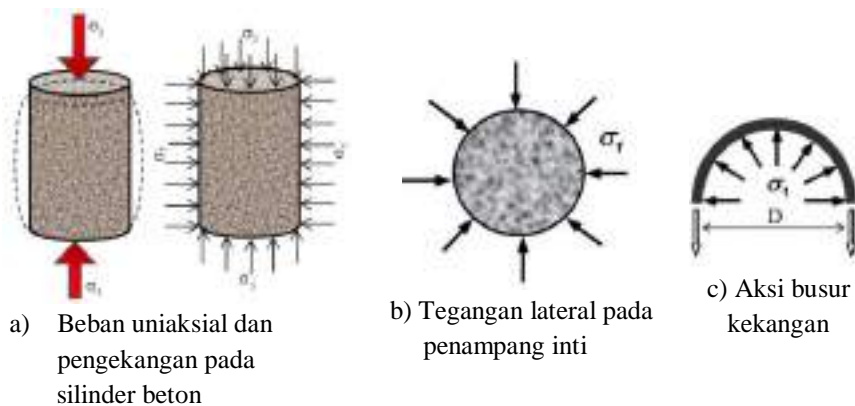
Gambar 2.8. Respon beton terhadap beban biaksial



Gambar 2.9. Permukaan keruntuhan beton terhadap beban biaksial pada beton mutu normal hingga mutu tinggi

2.2.3. Respon beton terhadap beban triaksial (*triaxial loading*)

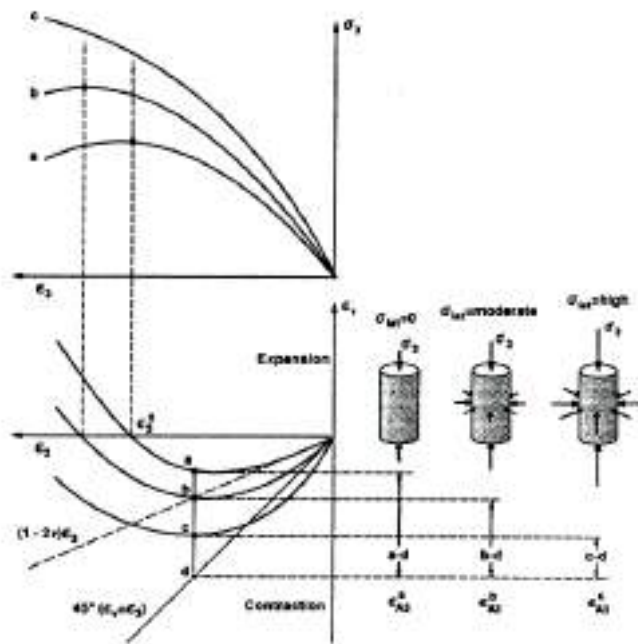
Perilaku beton terhadap beban triaksial merupakan dasar/basis untuk mempelajari perilaku beton terkekang (*confined concrete*). Gambar 2.10 menjelaskan beton yang menerima beban aksial tekan dan terjadi pengembangan lateral pada inti beton karena adanya efek rasio Poisson dan sifat dilatasi material. Pengembangan lateral tersebut dapat dihambat dengan memberikan efek tegangan lateral terhadap inti beton (σ_3) sehingga beton dalam kondisi terkekang. Dalam kondisi tersebut, beton akan memiliki kuat tekan yang lebih tinggi dan berperilaku daktail. Untuk mengekang inti kolom beton dapat digunakan spiral maupun hoop bulat, maupun hoop persegi yang dalam pengekangannya melakukan aksi busur untuk mengaplikasikan tegangan lateral.



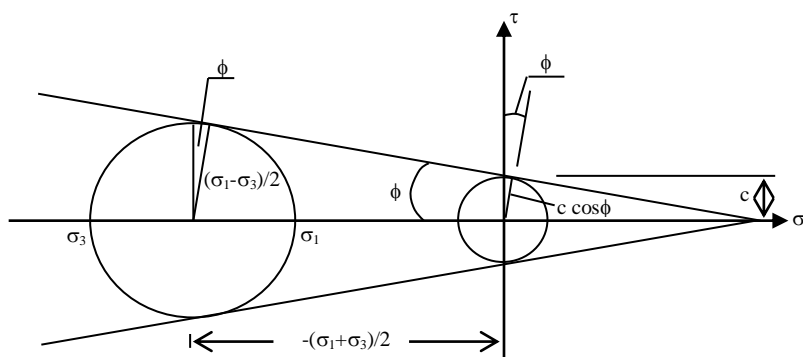
Gambar 2.10. Mekanisme kekangan pada beton

Imran & Pantazopoulou (1996) mengilustrasikan mekanisme respon beton terhadap beban triaksial seperti terlihat pada Gambar 2.11. Berdasarkan tersebut, sebelum adanya aplikasi tegangan lateral ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_{lat.} = 0$), maka beton dalam kondisi pembebanan uniaksial (beban satu arah yaitu vertikal). Adanya tegangan lateral yang dikenakan pada beton ($\sigma_{lat.} = moderate$), maka beton berada dalam kondisi terkekang (*confined*), dan tegangan aksial beton (σ_3) mulai meningkat. Seiring dengan meningkatnya tegangan lateral yang semakin tinggi ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_{lat.} = high$), kekuatan beton pada arah aksial (σ_3) juga akan meningkat secara signifikan. Peningkatan aplikasi tegangan lateral di atas menyebabkan daktilitas material beton juga akan meningkat, yang ditandai dengan semakin landainya kurva respon beton setelah respon puncak.

Kekuatan beton dengan kombinasi tegangan juga dapat dinyatakan dengan menggunakan Lingkaran Mohr (Gambar 2.12). Dalam gambar tersebut diplot beton yang diberi beban uniaksial ($\sigma_3=0$) dan lingkaran lainnya yang terdapat tegangan lateral ($\sigma_3 \neq 0$). Dengan adanya aplikasi tegangan lateral dengan sendirinya akan meningkatkan tegangan aksial (f_1), dan juga ada pengaruh lainnya yaitu terjadinya keruntuhan geser (v), (arah ordinat). Besarnya peningkatan tegangan tekan akibat efek kekangan yang ditimbulkan oleh tegangan lateral dapat diturunkan berdasarkan kriteria leleh Mohr-Coulomb.



Gambar 2.11. Respon beton terhadap beban triaksial (Imran & Pantazopoulou, 1996)



Gambar 2.12. Hubungan antara tegangan geser utama kriteria Mohr-Coulomb

Kriteria Mohr-Coulomb dinyatakan dalam persamaan :

$$|\tau| = c - \sigma \tan \phi \quad (2.8)$$

Berdasarkan Gambar 2.12, persamaan (2.8) dapat diubah menjadi (Chen, 1982) :

$$\sigma_1 \frac{1 + \sin \phi}{2c \cos \phi} - \sigma_3 \frac{1 - \sin \phi}{2c \cos \phi} = 1 \quad (2.9)$$

Untuk kekangan (*confinement*) berlaku $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$

$$\text{Atau } \frac{\sigma_1}{f'_t} - \frac{\sigma_3}{f'_c} = 1 \quad (2.10)$$

dimana

$$f'_c = \frac{2c \cos \phi}{1 - \sin \phi} \quad (2.11)$$

dan

$$f'_t = \frac{2c \cos \phi}{1 + \sin \phi} \quad (2.12)$$

jika

$$m = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \frac{f'_c}{f'_t} \quad (2.13)$$

maka persamaan (2.13) dapat diubah menjadi :

$$m \sigma_1 - \sigma_3 = f'_c \quad (2.14)$$

Persamaan (2.14) dapat dikembangkan menjadi :

$$K = \frac{f'_{cc}}{f'_c} = 1 + m \frac{f_2}{f'_c} \quad (2.15)$$

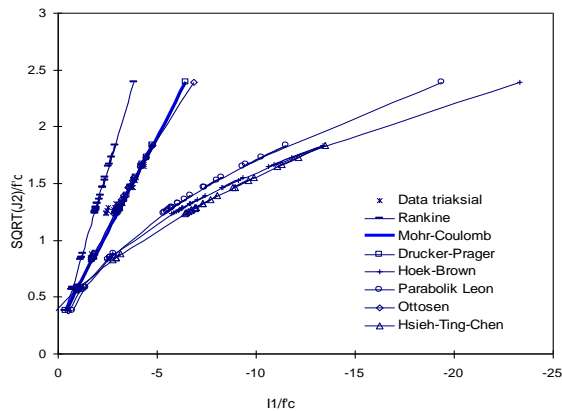
dimana f'_{cc} identik dengan tegangan tekan beton yang terkekang ($= -\sigma_3$), f_2 adalah tegangan kekangan ($= -\sigma_1$), dan f'_c adalah kuat tekan beton terhadap beban uniaksial. Koefisien m pada persamaan (2.15) diperoleh dari hasil uji eksperimental.

Hasil studi yang telah dilakukan oleh Richart dkk. (1928) mengungkapkan bahwa nilai m dari persamaan di atas adalah 4,1. Sehingga dengan adanya aplikasi tegangan lateral, maka terjadi peningkatan tegangan aksial (σ_3) yang signifikan yang dinyatakan dalam persamaan berikut:

$$\sigma_3 = f'_c + 4,1 \cdot \sigma_{\text{lateral}} \quad (2.16)$$

Persamaan (2.16) tersebut digunakan sebagai filosofi dasar untuk penentuan tulangan lateral sebagai pengekan (*confined*) dalam peraturan beton di berbagai negara seperti Peraturan Beton Indonesia (SNI), Peraturan Beton Amerika (ACI) dan Peraturan Beton Kanada (CSA).

Hasil penelitian Xie dkk. (1994), Ansari & Li (1998), Imran dkk. (1999) mengungkapkan bahwa semakin meningkat beton mutu tinggi terkekang, kriteria Mohr-Coulomb kurang akurat bila diterapkan dengan aplikasi tegangan lateral yang tinggi. Dilaporkan bahwa untuk beton terkekang dengan mutu yang semakin tinggi, pola permukaan leleh kriteria Ottosen lebih cocok, baik untuk kondisi pembebanan lateral yang kecil maupun pembebanan lateral yang besar, karena persamaan kriteria lelehnya diturunkan untuk berbagai kondisi pembebanan dan tidak linier terhadap bidang meridian (Gambar 2.13).



Gambar 2.13. Keruntuhan beton mutu tinggi terhadap beban triaksial (Suharwanto, 1997)

2.3. Beton Terkekang (*Confined Concrete*)

2.3.1. Perilaku tegangan-regangan beton terkekang

Kondisi beton yang terkekang secara pasif dapat dijumpai pada elemen struktur seperti kolom, dimana kekangan diberikan oleh tulangan lateral/pipa baja dan interior joint dimana kekangan diberikan oleh balok.

Kekangan pada beton dapat dibedakan menjadi 2 macam, yaitu kekangan yang bersifat pasif, berupa kekangan oleh tulangan lateral baik berbentuk spiral maupun persegi, dan kekangan yang bersifat aktif dimana kekangannya dapat diberikan oleh fluida. Pada kekangan pasif, tekanan lateral yang diberikan tidak konstan seperti kekangan aktif, tetapi tergantung pada deformasi aksial dari inti beton dan perilaku tegangan-regangan tulangan lateral. Selain itu kekangan yang diberikan oleh tulangan lateral akan menghasilkan gaya lateral yang tidak merata, yang bekerja pada inti beton, yang besarnya ditentukan oleh rasio tulangan lateral terhadap inti beton,

tegangan leleh tulangan lateral, spasi dan konfigurasi tulangan lateral tersebut.

2.3.2. Model kekangan beton mutu normal

Mander dkk. (1988) mengembangkan model kekangan untuk beton yang merupakan penurunan dari hasil eksperimen terhadap kolom beton skala penuh dengan berbagai variasi tulangan pengekang. Model Mander merupakan salah satu model yang diacu secara luas dalam penelitian maupun perencanaan beton terkekang. Dari berbagai penelitian diketahui bahwa model Mander mampu menganalisa perilaku kolom penampang bulat maupun persegi dengan baik. Benda uji kolom yang dites oleh Mander menggunakan kuat tekan beton sekitar 30 MPa. Selengkapnya model kekangan adalah sebagai berikut:

Berdasarkan Gambar 2.14, persamaan tegangan-regangan beton terkekang adalah:

$$f'_c = \frac{f'_{cc} x^r}{r - 1 + x^r} \quad (2.21)$$

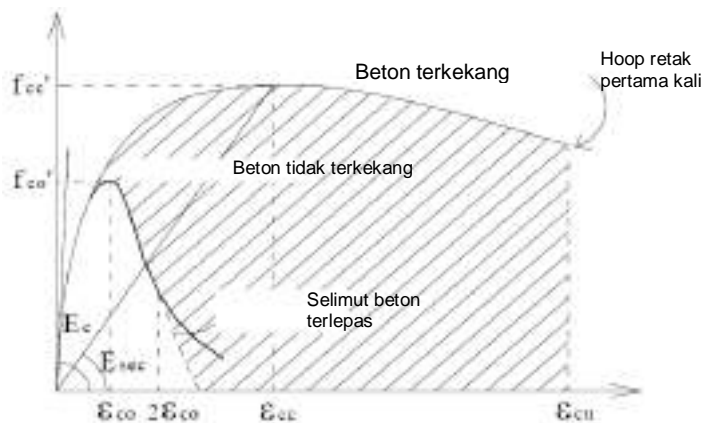
dimana

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \quad (2.22)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (2.23)$$

$$E_c = 5000 \sqrt{f'_{co}} \text{ MPa} \quad (2.24)$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\epsilon_{cc}} \quad (2.25)$$

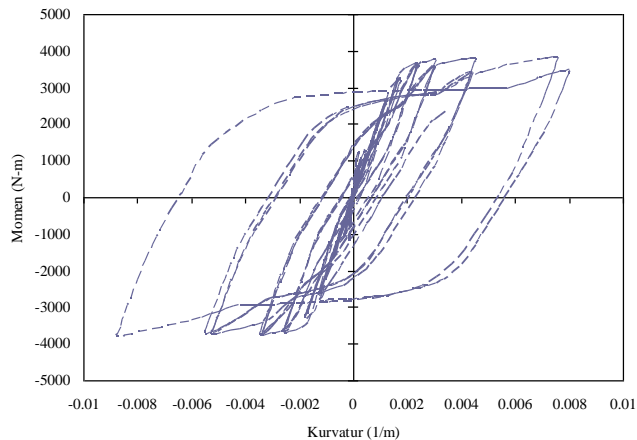


Gambar 2.14. Kurva model kekangan berdasarkan Mander

Tegangan puncak beton terkekang adalah:

$$f'_{cc} = f'_{co} \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f_2}{f'_{co}}} - \frac{2 f_2}{f'_{co}} - 1.254 \right) \quad (2.26)$$

Seperti telah dijelaskan di atas, daktilitas pada beton terkekang meningkat signifikan dibandingkan daktilitas beton tanpa kekangan. Perilaku kekangan ini memberi manfaat yang signifikan pada desain struktur kolom yang berada di zona gempa kuat. Gambar 2.15 memperlihatkan perilaku siklik beton terkekang berdasarkan model Mander, dimana kurva histeresis terlihat mempunyai energi disipasi yang sangat baik dan bersifat daktil.



Gambar 2.15. Simulasi beton terkekang terhadap beban siklik berdasarkan model Mander (Antonius et al. 2013)

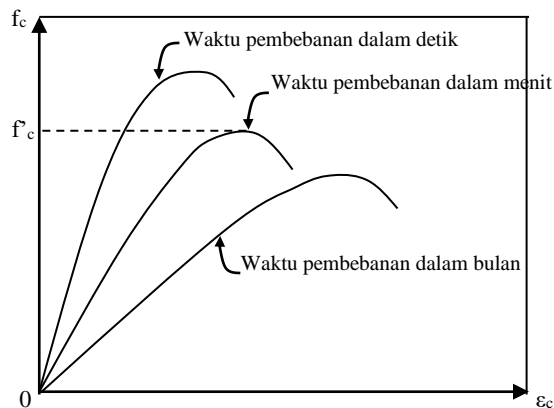
2.4. Sifat “Time-Dependent” Beton

2.4.1. Pengaruh tingkat laju pembebanan pada hubungan tegangan-regangan

Beton menunjukkan peningkatan yang sangat berarti baik kekuatan maupun kekakuannya bila tingkat laju pembebanannya ditingkatkan. Perilaku tegangan-regangan beton polos yang telah diuraikan pada sub bab sebelumnya di atas biasanya diperoleh dari hasil uji tekan silinder beton dengan laju pembebanan 0,001/sec. Perilaku tersebut dapat berubah apabila laju pembebanan tersebut meningkat, karena pada dasarnya karakteristik tegangan-regangan beton memiliki unsur *time-dependent*. Terlihat pada

Gambar 2.16, bahwa perubahan laju pembebanan (*strain rate*) akan menyebabkan berubahnya nilai modulus elastisitas dan kekuatan beton. Selain itu dengan berkurangnya *rate of strain*, nilai tegangan meningkat dan kurva setelah puncak tampak lebih landai (Park & Paulay, 1975).

Sifat-sifat beton akibat pengaruh tingkat laju regangan yang tinggi (*high strain rates*) telah dilaporkan oleh Scott dkk. (1982). Persamaan-persamaan yang diturunkan berdasarkan *slow strain rates* dapat dipergunakan untuk keadaan *high strain rates*, dengan melakukan beberapa modifikasi pada beberapa parameter dari beton polos (*unconfined*) yang disesuaikan dengan tingkat laju regangan ϵ_c yang sesuai.



Gambar 2.16. Pengaruh laju pembebanan terhadap perilaku beton

Modifikasi tersebut telah dilakukan oleh Mander (1988) yang meliputi besaran *dynamic strength*, *dynamic stiffness* dan *dynamic strain* sebagai berikut:

a. Dynamic strength

$$(f'_{co})_{dyn} = D_f \cdot f'_{co} \quad (2.27)$$

f'_{co} = quasi-static compressive strength dari beton

Dynamic Magnification Factor (D_f) diperoleh dari hasil percobaan pada benda uji beton tak bertulang dari berbagai mutu beton.

$$D_f = \frac{1 + \left(\frac{\epsilon_c}{0,035(f'_{co})^2} \right)^{\frac{1}{6}}}{1 + \left(\frac{0,00001}{0,035(f'_{co})^2} \right)^{\frac{1}{6}}} \quad (2.28)$$

dimana:

ε_c = tingkat laju regangan (strain rate) [s^{-1}]

f'_{co} = kuat tekan beton *unconfined* (MPa)

b. Dynamic stiffness

$$(E_c)_{\text{dyn}} = D_E \cdot E_c \quad (2.29)$$

E_c = modulus elastisitas *quasi-static*

Dynamic magnification factor D_E adalah:

$$D_f = \frac{1 + \left(\frac{\varepsilon_c}{0,035(f'_{co})^3} \right)^{\frac{1}{6}}}{1 + \left(\frac{0,00001}{0,035(f'_{co})^3} \right)^{\frac{1}{6}}} \quad (2.30)$$

c. Dynamic Strain pada tegangan puncak (peak stress)

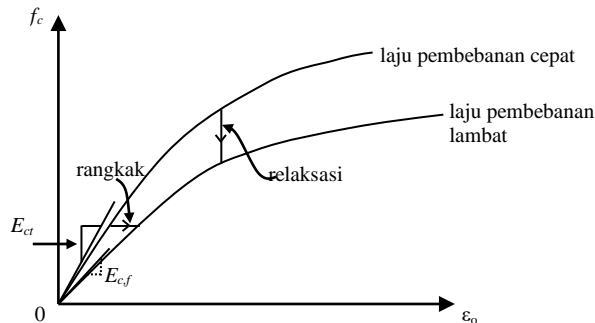
$$(\varepsilon_{co})_{\text{dyn}} = D_\varepsilon \cdot \varepsilon_{co} \quad (2.31)$$

ε_{co} = quasi-static strain pada tegangan puncak

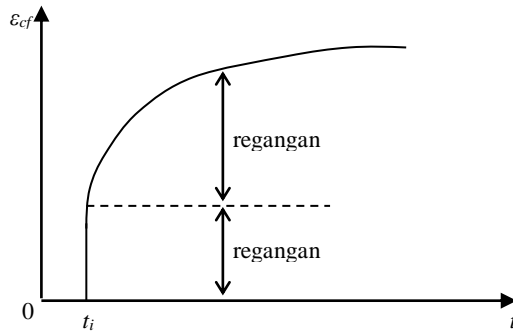
$$D_\varepsilon = \frac{1}{3 \cdot D_f} \left(1 + \sqrt{1 + \frac{3 \cdot D_f^2}{D_E}} \right) \quad (2.32)$$

2.4.2. Perilaku rangkak beton

Hubungan tegangan-regangan beton sangat bergantung pada laju pembebanan dan riwayat waktu pembebanan. Jika tegangan tetap bekerja konstan dalam jangka waktu tertentu, maka akan terjadi peningkatan regangan; fenomena ini disebut rangkak (*creep*). Di lain pihak, jika regangan yang bekerja dijaga konstan untuk suatu jangka waktu tertentu, maka akan terjadi penurunan tegangan; fenomena ini disebut relaksasi. Fenomena rangkak dan relaksasi diilustrasikan pada Gambar 2.17 dan 2.18.



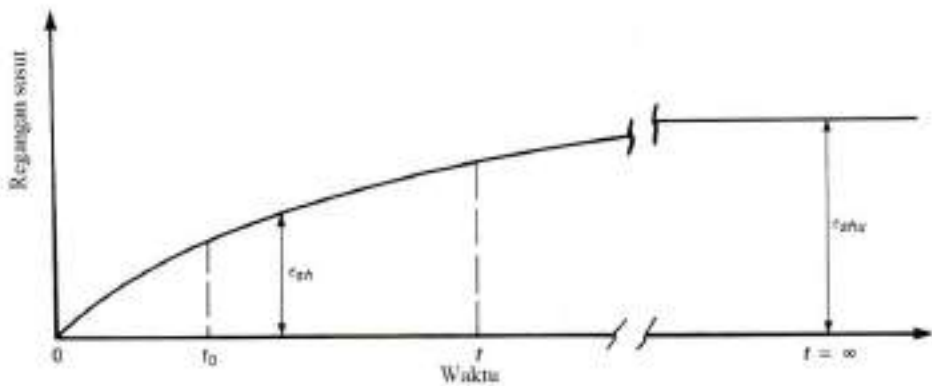
Gambar 2.17. Fenomena rangkak dan relaksasi



Gambar 2.18. Perbandingan regangan rangkak terhadap regangan

2.4.3. Perilaku susut beton

Susut adalah pemendekan beton selama proses pengerasan ataupun pengeringan beton yang baru saja di cor pada temperatur konstan (Gambar 2.19). Perilaku susut biasanya diukur hingga 7 hari setelah pengecoran beton. Namun dalam 24 jam pertama setelah pengecoran, susut yang terjadi berlangsung sangat cepat, oleh karenanya waktu awal susut tersebut sangat penting untuk diamati.



Gambar 2.19. Kurva perilaku susut

2.4.4. Sifat muai beton

Seperti kebanyakan material, beton juga mengalami pemuaian pada saat dipanaskan dan menyusut pada saat didinginkan. Regangan termal dapat dihitung sebagai berikut:

$$\varepsilon_{cth} = \alpha_c \cdot \Delta T \quad (2.33)$$

Nilai koefisien muai α_c sangat dipengaruhi oleh jenis agregat yang digunakan. Nilai α_c yang umum dipakai adalah:

$$\alpha_c = 10 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C} \quad (2.34)$$

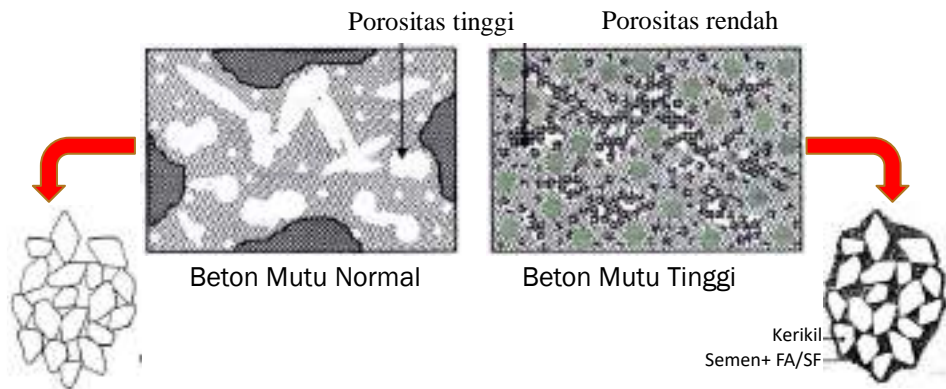
Suhu yang tinggi dapat menyebabkan perubahan sifat mekanis beton. Pada suhu di atas 100°C nilai modulus elastisitas beton (E_c) dapat berubah. Sedangkan kekuatan beton berkurang bilamana beton dikenai suhu di atas 400°C .

2.5. Beton Mutu Tinggi

2.5.1. Definisi dan karakteristik

Teknologi beton telah berkembang dengan pesat dalam kurun waktu empat dasawarsa terakhir. Kebutuhan material yang berkualitas, berdaya guna tinggi, memiliki masa layan yang panjang dan tahan terhadap perubahan cuaca telah menjadi tujuan utama atas berkembangnya teknologi beton di era modern ini. Pada dasarnya untuk meningkatkan kuat tekan beton dibagi ke dalam tiga kategori, yaitu peningkatan kekuatan matrix semen, peningkatan kekuatan agregat dan peningkatan lekatan antara matrix semen dengan agregat. Peningkatan kekuatan matrix semen tergantung dari kecepatan hidrasi dan porositas dari matrix. Porositas meningkat jika rasio air terhadap semen (w/c) juga meningkat. Oleh karenanya reduksi rasio w/c akan menghasilkan beton dengan kuat tekan yang lebih tinggi. Beton Mutu Tinggi dapat dihasilkan dengan cara mengurangi tingkat porositas di dalam material beton (Gambar 2.20). Pori-pori tersebut ditutup oleh butiran halus yang mempunyai ukuran lebih kecil dan halus dari semen dan bersifat pozolanik seperti Abu Terbang (*Fly Ash*), Silica Fume ataupun Slag, sehingga ikatan antar bahan penyusun beton menjadi lebih padat dan kompak.

Secara fundamental, penelitian mengenai sifat mekanis dari material yang terbuat dari Beton Mutu Tinggi telah mulai dilakukan lebih dari 40 tahun yang lalu. Definisi Beton Mutu Tinggi selalu berubah dari waktu ke waktu. Di era 1990an, ACI Committee (1997) mendefinisikan beton yang mempunyai kuat tekan lebih tinggi dari 41 MPa sebagai Beton Mutu Tinggi, dan seiring dengan pesatnya kemajuan teknologi beton, saat ini definisi kuat tekan Beton Mutu Tinggi meningkat menjadi di atas 55 MPa.



Gambar 2.20. Perbedaan tingkat porositas BMN dan BMT



(a) Kolom



(b) Offshore



(c) Dermaga



(d) (girder)

Gambar 2.21. Struktur yang terbuat dari beton mutu tinggi

Di Eropa, standar CEB-FIP 2008 mempunyai definisi tersendiri terhadap kualifikasi Beton Mutu Tinggi, yaitu beton yang mempunyai kuat tekan yang lebih tinggi dari 60 MPa. Di dalam buku ini mutu beton diklasifikasikan menjadi Beton Mutu Normal disingkat BMN ($f'_c \leq 55$ MPa), Beton Mutu

Tinggi disingkat BMT ($55 < f'_c \leq 100$ MPa), dan Beton Mutu Sangat Tinggi atau BMST ($f'_c > 100$ MPa). Gambar 2.21 adalah contoh komponen struktur yang terbuat dari beton mutu tinggi.

Kekompakan material yang terbuat dari BMT menjadikan material tersebut tidak mudah ditembus oleh bahan-bahan yang dapat merusak ikatan antar partikel beton seperti ion-ion klorida, NaCl, sehingga BMT tidak mudah lapuk dan sangat durabel. Karakteristik BMT juga superior terhadap BMN, seperti ketegaran retak dan kekakuan yang lebih tinggi, sifat susut, rangkai dan permeabilitas yang lebih rendah. Sifat-sifat ini menjadikan BMT sangat cocok diterapkan pada struktur beton prategang maupun struktur yang dominan dalam menahan beban aksial misalnya struktur kolom. Beberapa keuntungan yang diperoleh dengan penggunaan BMT pada konstruksi bangunan adalah lebih kecilnya dimensi yang dibutuhkan pada penampang elemen struktur, penggunaan balok dengan bentang yang lebih panjang maupun konstruksi bangunan lepas pantai karena BMT mempunyai sifat kedap air yang baik. Sifat-sifat superior BMT tersebut mengakibatkan material tersebut mempunyai prospek penggunaan yang sangat baik di masa mendatang.

Material beton mutu tinggi mempunyai karakteristik yang berbeda dibandingkan dengan beton mutu normal. Beberapa sifat khas yang dimiliki beton mutu tinggi adalah kekuatan yang tinggi, kekuatan awal yang tinggi, modulus elastisitas yang tinggi, ketahanan terhadap abrasi yang tinggi, durable dan tetap survive dalam waktu yang lama pada berbagai kondisi, permeabilitas yang rendah, lebih tahan terhadap serangan kimia, susut yang rendah dan sebagainya. Karena sifat-sifat yang superior tersebut maka beton mutu tinggi sering juga disebut sebagai beton kinerja tinggi. Bahan penyusun beton mutu tinggi pada umumnya mempunyai karakteristik khusus dan pilihan dan dirancang sedemikian rupa agar dapat mencapai kekuatan yang superior. Secara umum rasio air terhadap semen pada beton mutu tinggi berada di kisaran nilai 0,20 hingga 0,45. Untuk mengantisipasi rendahnya kandungan air yang digunakan, ditambahkan bahan superplasticizer agar workability beton segar dapat terjaga dengan baik.

2.5.2. Superplasticizer

Superplasticizer atau SP merupakan bahan yang digunakan untuk mengurangi air pada campuran beton agar didapat faktor w/c yang kecil tetapi workabilitas tetap normal. Menurut ASTM C 494-82 superplasticizer yang dipakai untuk tujuan seperti ini termasuk campuran tipe F. Didalam

praktek juga terdapat SP selain untuk pengurangan air dan pengurangan slump juga berfungsi untuk memperlambat reaksi beton, jenis ini disebut campuran tipe G (*water reducing, high range and retarding*). Berdasarkan pengamatan dengan Scanning Electronic Microscope menunjukkan bahwa peranan SP pada beton adalah mendispersi (menyebarkan) partikel semen menjadi merata dan memisahkan menjadi partikel-partikel yang halus (Aitcin, 1998).

Dengan merata dan lebih halus partikel semen maka reaksi pembentukan C-S-H akan lebih merata dan lebih aktif, dan beton lebih padat serta kedap air. Selain itu peranan SP ini untuk meningkatkan kembali slump yang hilang akibat penambahan SP, tanpa adanya penambahan air. Penambahan SP ini umumnya tidak untuk menaikkan kekuatan beton, tetapi untuk penyesuaian workabilitas beton. Peranan SP ini dalam praktek selain sebagai plasticizer juga untuk mengurangi penyusutan beton, meningkatkan *surface finishing*, mengurangi permeabilitas.

Jadi pada dasarnya penambahan SP pada beton basah dapat:

- Meningkatkan workabilitas.
- Sebagai water reduction (mengurangi jumlah air yang diperlukan dalam pencampuran)
- Pada beton yang gap-graded peningkatan kelecakan beton dengan cara menambah 4-5% pasir dan SP.
- Mengurangi kehilangan slump (slump loss).
- Mencegah timbulnya bleeding dan segregation.
- Menambah “air content” (kadar udara).
- Memperlambat waktu pengikatan (setting time).
- Dan keuntungan lain SP ini dapat ditambahkan dengan admixture lain yang diproduksi oleh pabrik yang sama (satu merk).

2.5.3. Desain campuran beton mutu tinggi

Hingga saat ini, telah banyak prosedur untuk pembuatan beton mutu tinggi seperti rencana campuran berdasarkan ACI maupun fib. Mehta (1991) memperkenalkan metode perencanaan campuran beton mutu tinggi dengan melakukan modifikasi terhadap cara ACI yang lebih sederhana namun akurat. Langkah-langkah berdasarkan metode Aitcin dijelaskan di bawah ini.

Langkah 1: Pemilihan kuat tekan beton

Kuat tekan beton yang dirancang adalah 60 hingga 120 MPa, dan dibagi ke dalam 5 kelompok yaitu A (65 MPa), B (75 MPa), C (90 MPa), D (105 MPa)

dan E (120 MPa). Nilai kuat tekan tersebut adalah kuat tekan rata-rata beton pada umur 28 hari. Kalkulasi kuat tekan rata-rata pada berbagai mutu beton dicantumkan pada Tabel 2.1.

Tabel 2.1. Rancangan kuat tekan beton dan estimasi kandungan air

Kelompok kuat tekan	Kuat tekan rata-rata (MPa)	Kandungan air maksimum (kg/m ³)
A	65	160
B	75	150
C	90	140
D	105	130
E	120	120

Tabel 2.2. Kalkulasi kuat tekan rata-rata

Target kuat tekan f'_c (psi)	Syarat kuat tekan rata-rata f'_{cr} (psi)
<3000	f'_c+1000
$3000 \leq f'_c \leq 5000$	f'_c+1200
>5000	f'_c+1400

Langkah 2: Estimasi campuran air

Estimasi kandungan air yang digunakan adalah berdasarkan kuat tekan beton yang dirancang, dan terlihat pada tabel 1. Estimasi tersebut berdasarkan pengalaman bahwa nilai slump beton segar cukup tinggi (workable) jika menggunakan bahan tambah Superplasticizer, dan ukuran agregat maksimum adalah sebesar 12-19 mm.

Langkah 3: Estimasi jumlah semen

Volume total dari pasta semen diperkirakan sebesar 0,35 m³ dan udara terperangkap diasumsikan sebesar 2%, maka perhitungan volume total pasta semen pada setiap kelompok mutu beton disajikan pada tabel 3. selanjutnya pada tabel tersebut terdapat tiga pilihan campuran pasta semen yaitu:

- Pilihan 1 : Hanya menggunakan semen portland
- Pilihan 2 : Menggunakan semen portland dan Fly Ash (FA) atau slag (BFS) dengan perbandingan rasio volume 75:25

Pilihan 3 : Menggunakan semen portland + FA atau slag+slica fume (SF) dengan perbandingan volume 75:15:10

Tabel 2.3. Komponen campuran di dalam pasta semen dalam volume 0,35m³

Kelompok kuat tekan	Air	Udara	Material semen total	Pilihan 1 (Hanya semen)	Pilihan 2 (Semen+FA/Slag)	Pilihan 3 (Semen+FA/Slag+SF)
A	0,16	0,02	0,17	0,17	0,1275+0,0425	0,1275+0,0255+0,0170
B	0,15	0,02	0,18	0,18	0,1350+0,0450	0,1350+0,0270+0,0180
C	0,14	0,02	0,19	0,19	0,1425+0,0475	0,1425+0,0285+0,0190
D	0,13	0,02	0,20	*	0,1500+0,0500	0,1500+0,0300+0,0200
E	0,12	0,02	0,21	*	0,1575+0,0525	0,1575+0,0315+0,0210

Langkah 4: Estimasi kandungan agregat

Sisa volume agregat yang terkandung di dalam campuran beton adalah 0,65 m³. Diambil asumsi perbandingan volume antara agregat halus terhadap agregat kasar seperti pada Tabel 4.

Langkah 5: Lakukan kalkulasi kebutuhan semen dan agregat berdasarkan data specific gravity dari masing-masing bahan. Hasil kalkulasi yang diperoleh harus dikoreksi kembali jika menggunakan superplasticizer.

Tabel 2.4. Perbandingan volume agregat halus terhadap agregat kasar pada berbagai mutu beton

Kelompok kuat tekan	Perbandingan
A	2:3
B	1,95:3,05
C	1,90:3,10
D	1,85:3,15
E	1,80:3,20

2.5.4. Contoh desain campuran beton mutu tinggi

Rencana campuran untuk kuat tekan beton 80 MPa menggunakan bahan tambah Fly Ash.

Rencana kuat tekan beton yang diperhitungkan (f_{cr}) dibulatkan ke atas menjadi 90 MPa. Pada tabel 1 kuat tekan beton ini termasuk grade C.

Keperluan air penyampur = 0,13 m³

Kadar udara	= 0,02 m ³
Volume pasta	= 0,35 m ³
Volume semen dan abu terbang (<i>fly ash</i>)	= 0,20 m ³
Volume agregat	= 0,65 m ³
Rasio semen dan abu terbang (FA)	= 75 : 25

Estimasi kandungan agregat

Abu terbang yang dipakai adalah kelas F dan diambil 15% dari berat semen, maka jumlah semen yang dipakai adalah 85% :

$$= \frac{(0,85 \times PC)}{BJ \text{ PC}} + \frac{(0,15 \times PC)}{BJ \text{ FA}} = 0,20 \text{ m}^3$$

$$= \frac{(0,9 \times PC)}{3110} + \frac{(0,1 \times PC)}{2120} = 0,18 \text{ m}^3$$

Diperoleh PC (semen) = 581,28 kg

Kebutuhan PC = 0,85 x 581,28 = 494,09 kg

Kebutuhan abu terbang = 0,15 x 581,28 = 87,19 kg

Perhitungan berat campuran agregat

Rasio perbandingan pasir terhadap krikil adalah 1,85 : 3,15

$$\frac{(1,85 \times A)}{BJ \text{ pasir}} + \frac{(3,15 \times A)}{BJ \text{ krikil}} = 0,65 \text{ m}^3$$

$$\frac{(1,85 \times A)}{2578} + \frac{(3,15 \times A)}{2702} = 0,65 \text{ m}^3$$

Diperoleh A = 345,12 kg

Kebutuhan pasir = 1,85 x 345,12 kg = 638,47 kg

Kebutuhan krikil = 3,15 x 345,12 kg = 1087,12 kg

Superplasticizer (SP)

Diambil SP sebesar 1,5 % dari berat semen

Jadi SP = 1,5% x 581,28 = 8,72 kg

BJ SP = 1,19, maka jumlah SP yang diperlukan dalam liter = 7,33 liter

Komposisi campuran beton setiap 1 m³ :

1. Semen = 494,09 kg/m³
2. Abu terbang = 87,19 kg/m³
3. Air = 130 lt/m³
4. w/c = 0,26
5. Superplasticizer (SP) = 7,33 lt/m³
6. Pasir = 638,47 kg/m³

7. Krikil $= 1087,12 \text{ kg/m}^3$

2.5.5. Besaran mekanik beton mutu tinggi

Pada beton mutu tinggi, persamaan tegangan-regangan yang diusulkan oleh Thorendfeldt dkk. telah menjadi acuan utama dalam untuk keperluan riset maupun desain, yaitu:

$$\frac{f_c}{f'_c} = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'_c} \frac{n}{n-1 + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'_c}\right)^{nk}} \quad (2.35)$$

$$\text{dimana } n = \left(1 + \frac{f'_c}{17}\right) \quad (2.36)$$

$$k = 1 \quad \text{untuk } \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'_c} < 1 \quad (2.37)$$

$$k = 0,67 + \frac{f'_c}{62} \quad \text{untuk } \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'_c} \geq 1 \quad (2.38)$$

Lebih lanjut, persamaan regangan puncak ε_{co}' diusulkan oleh Antonius dkk (2000). Persamaan ε_{co}' berdasarkan regresi data hasil pengujian yaitu :

$$\varepsilon_c' = 0,0004 \cdot (f'_c)^{0,45} \quad (2.39)$$

Eurocode-02 menentukan kuat tarik beton sebagai berikut:

- Untuk $f'_c \leq 50 \text{ MPa}$

$$f'_t = 0,30 f'_c{}^{2/3} \text{ MPa} \quad (2.40)$$

- Untuk $f'_c > 50 \text{ MPa}$

$$f'_t = 2,12 \ln\left(1 + \frac{f'_t}{10}\right) \text{ MPa} \quad (2.41)$$

Namun pada beton mutu tinggi, Carrasquillo dkk. merekomendasikan kuat lentur sebagai berikut:

- $f_r = 0,94 \sqrt{f'_c}$ (2.42)

NZS-3101-06 mengkoreksi nilai 0,94 tersebut dengan nilai 0,8, sehingga kuat lentur beton menjadi:

- $f_r = 0,8 \sqrt{f'_c}$ (2.43)

Pada beton mutu tinggi, modulus elastisitas menurut Eurocode adalah:

$$E_c = 22000 \left(\frac{f'_c}{10} \right)^{0.3} \quad (2.44)$$

Menurut CSA dan NZS:

$$E_c = \left(3320 \sqrt{f'_c} + 6900 \right) \left(\frac{w_c}{2300} \right)^{1.5} \quad (2.45)$$

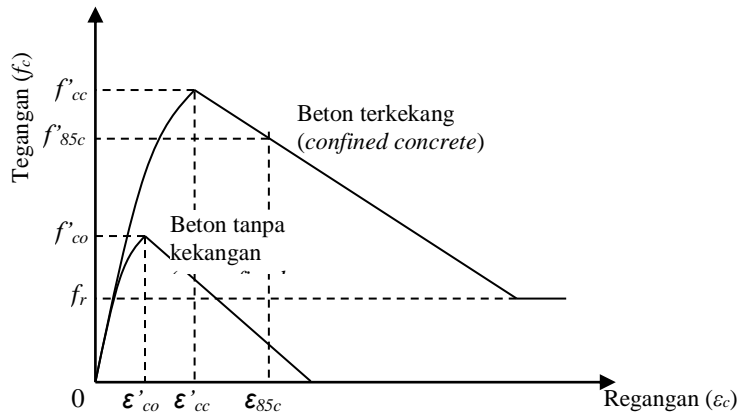
2.5.6. Model kekangan beton mutu tinggi

Antonius dkk (2017) mengusulkan model kekangan beton mutu normal hingga mutu tinggi. Persamaan tegangan-regangan sebelum puncak (Gambar 2.22):

$$f_c = \frac{f'_{cc} \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon'_{cc}} \right)^r}{r - 1 + \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon'_{cc}} \right)^r} \quad (2.46)$$

Persamaan paska puncak:

$$f_c = f'_{cc} - (\epsilon_c - \epsilon'_{cc}) \frac{0.15 \cdot f'_{cc}}{(\epsilon_{85c} - \epsilon'_{cc})} \quad (2.47)$$



Gambar 2.22. Model tegangan-regangan beton terkekang

Peningkatan kekuatan beton terkekang ($K=f'_{cc}/f'_{co}$) memegang peranan signifikan dalam menentukan rasio volumetrik tulangan pengekan minimum yang harus dipasang pada kolom. Nilai K dalam model ini diturunkan menggunakan data triaksial hasil pengujian BMT berdasarkan kriteria Ottosen (Imran et al., 2001) yaitu:

$$K = \frac{f'_{cc}}{f'_{co}} = \left(\frac{f_l}{f'_{co}} - 0.327 \right) + \sqrt{1.7606 + 16.1714 \frac{f_l}{f'_{co}}} \quad (2.48)$$

Parameter regangan puncak beton tanpa kekangan dan dengan kekangan adalah sebagai berikut:

$$\varepsilon'_{co} = 0,0004 \cdot (f'_{co})^{0.45} \quad (2.49)$$

$$\varepsilon'_{cc} = \varepsilon'_{co} [1.94(K - 1) + 1] \quad (2.50)$$

Berdasarkan hasil eksperimen pada kolom beton mutu tinggi, tulangan pengekang belum tentu leleh pada saat respon maksimum, oleh karena itu diusulkan tegangan tulangan pengekang sebagai berikut:

- untuk penampang bulat

$$f_s = E_s \left\{ 0,0005 \cdot \ln \left[\frac{\left(\frac{s}{D_c} \right)}{\sqrt{f'_{co}}} \right] + 0,0037 \right\} \leq f_y ; \quad (2.51)$$

- untuk penampang persegi

$$f_s = E_s \left\{ 0,0004 \cdot \ln \left[\frac{(s/d_c)}{\rho_s \sqrt{f'_c}} \right] + 0,002 \right\} \leq f_y \quad (2.52)$$

Tegangan sisa (*residual stress*) beton terkekang:

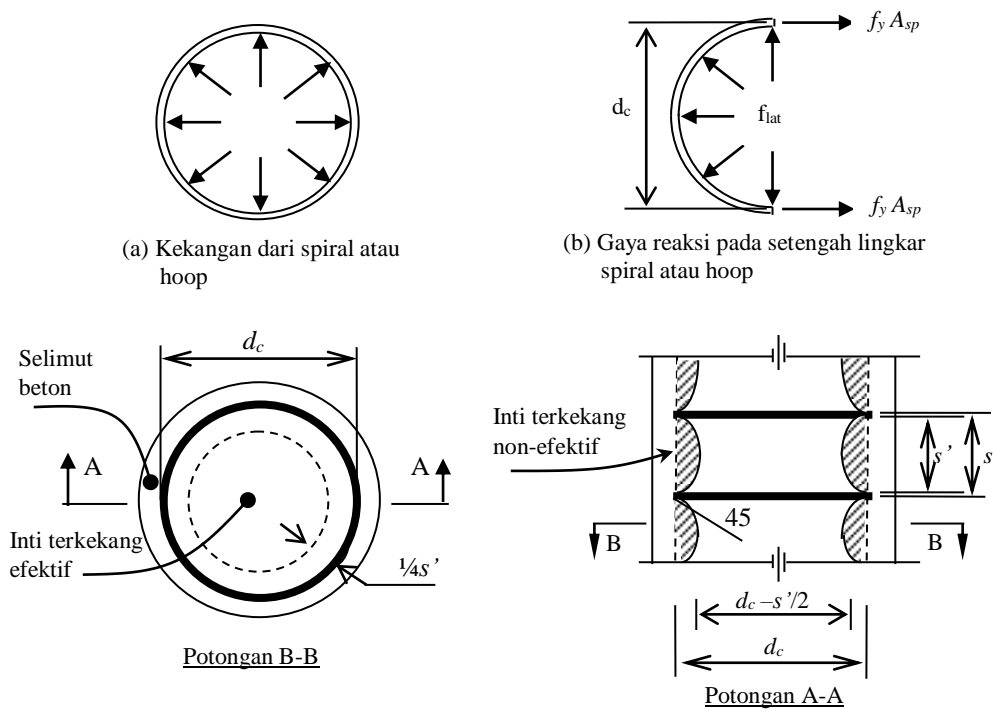
$$\frac{f_r}{f'_{co}} = \left(\frac{f_l}{f'_{co}} - 0.327 \right) + \sqrt{0.1069 + 19.479 \frac{f_l}{f'_{co}}} \quad (2.53)$$

Usulan daktilitas beton terkekang (ε_{85c}) dan tegangan lateral (f_l) adalah:

$$\varepsilon_{85c} = \varepsilon'_{cc} + 3 \cdot 10^{-5} \cdot e^{3.2K} \quad (2.54)$$

$$f_l = k_e \left(1 - \frac{s}{d_c} \right) \left(\frac{\rho_s}{2} \cdot f_s \right) \quad (2.55)$$

Nilai efektifitas kekangan (k_e) menggunakan persamaan yang diusulkan oleh Mander dkk. (1988), yang diturunkan berdasarkan keseimbangan aksi busur dengan tahanan tulangan lateral (Gambar 2.23 dan 2.24).



Gambar 2.23. Pengekangan beton dengan sengkang spiral serta pengaruh aksi busur

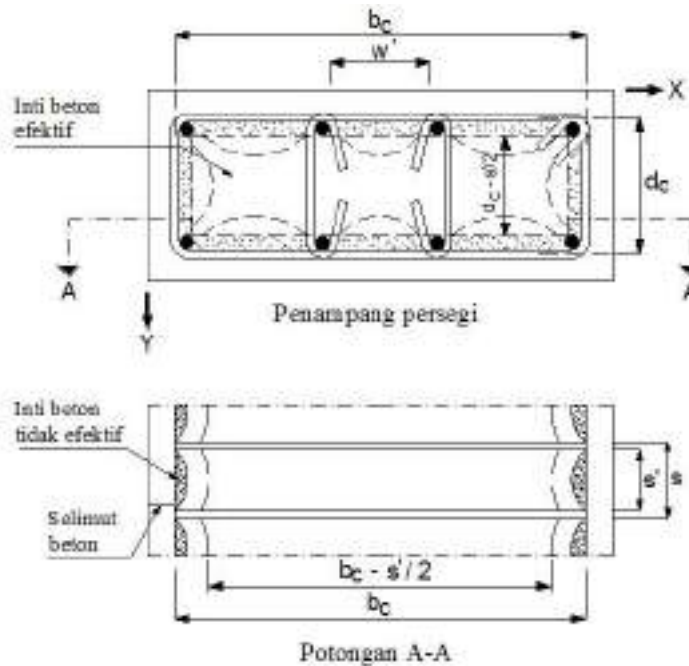
Untuk penampang bulat:

$$k_e = \frac{\left(1 - \frac{s'}{2d_c}\right)^2}{(1 - \rho_{cc})} \quad (2.56)$$

$$k_e = \frac{\left(1 - \frac{s'}{2d_c}\right)}{(1 - \rho_{cc})} \quad (2.57)$$

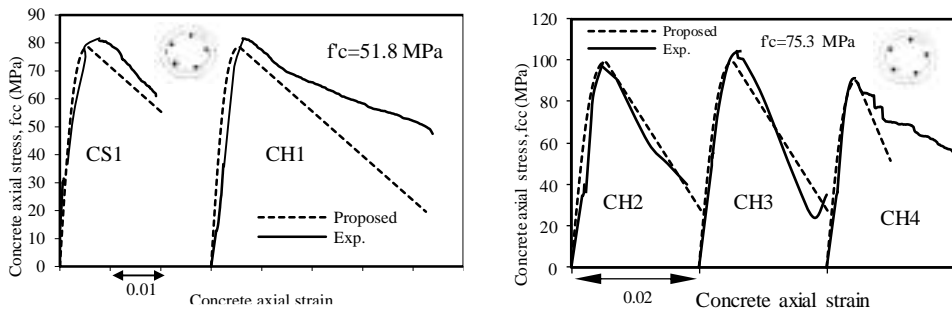
Persamaan (2.56) dan (2.57) masing-masing adalah untuk sengkang jenis hoop dan spiral. Untuk penampang persegi (Gambar 2.24):

$$k_e = \frac{\left[1 - \sum_{i=1}^n \frac{w'_i{}^2}{6b_{cx}b_{cy}}\right] \left(1 - \frac{s'}{2b_{cx}}\right) \left(1 - \frac{s'}{2b_{cy}}\right)}{1 - \rho_{cc}} \quad (2.58)$$



Gambar 2.24. Konsep daerah efektif terkekang penampang persegi

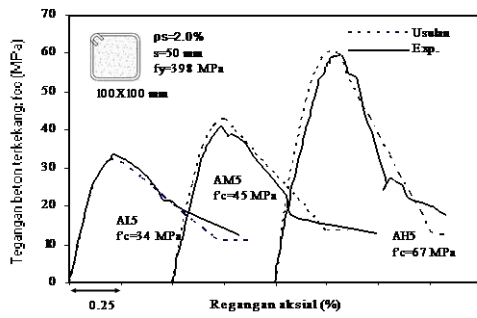
Hasil validasi terhadap kolom beton mutu normal hingga mutu tinggi penampang bulat dan persegi dengan berbagai konfigurasi tulangan (A, B dan C) memperlihatkan bahwa model kekangan berhasil memprediksi perilaku tegangan-regangan, sebelum maupun paska puncak dengan baik (Gambar 2.25 dan 2.26).



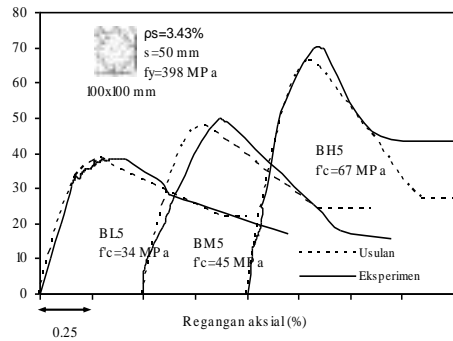
(a) $f_c = 51.8$ MPa; Confined by spiral and hoop

(b) $f_c = 75.3$ MPa; Confined by hoops

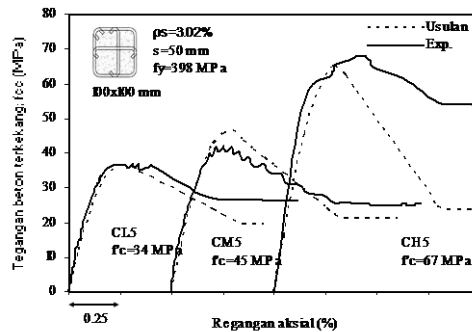
Gambar 2.25. Model kekangan beton mutu tinggi (Antonius et al. 2000)



(a) Kolom konfigurasi A



(b) Kolom konfigurasi B



(c) Kolom konfigurasi C

Gambar 2.26. Model kekangan beton mutu tinggi penampang persegi (Antonius et al. 2017)

2.6. Beton Segar

Beton segar merupakan campuran antara air, semen, agregat dan bahan pembantu jika diperlukan. Setelah selesai dilakukan pengadukan, usaha-usaha seperti pengangkutan, pengecoran, pemadatan dan penyelesaian akhir, semuanya dapat mempengaruhi beton yang telah mengeras. Pada taraf pengolahan yang berbeda-beda tersebut, sangat penting bahwa bahan-bahan campuran beton tetap terbagi secara merata dalam seluruh adukan dan semuanya dipadatkan dengan baik. Bilamana salah satu dari cara pengolahan tersebut di atas tidak dilaksanakan dengan memuaskan, maka sifat-sifat beton yang dihasilkan seperti kekuatan tekan serta keawetannya kurang baik.

Karakteristik dari beton segar yang mempengaruhi pemadatan beton secara penuh adalah kekentalannya, kemudahan bergerak (mengalir) dan kemudahan dipadatkan. Dalam teknologi beton sifat-sifat tersebut biasanya telah tercakup dalam istilah sifat pengerjaan beton. Kemampuan beton untuk mempertahankan keseragamannya dipengaruhi oleh stabilitasnya, yang tergantung pada kekentalan serta daya lekatnya. Oleh karena cara-cara yang

digunakan untuk pengangkutan, pengecoran dan pemadatan suatu campuran beton dan juga bentuk elemen beton yang akan dicor itu berbeda-beda dari satu pekerjaan ke pekerjaan lain, maka persyaratan tentang sifat pengerjaan dan stabilitasnya berbeda-beda pula. Gambar 2.27 adalah contoh pelaksanaan beton segar di lapangan.



Gambar 2.27. Kondisi saat pengerjaan beton segar di lapangan

2.6.1. Sifat pengerjaan beton

Beton yang dapat dipadatkan dengan mudah disebut beton yang *workable*, atau mempunyai workabilitas yang baik. Tiga karakteristik utama dari sifat pengerjaan beton adalah: kekentalannya, kemudahan mengalir (bergerak) dan kemudahan dipadatkan. Kekentalan atau konsistensi beton merupakan suatu ukuran untuk menunjukkan keadaan basah atau cairnya beton yang bersangkutan. Kemudahan bergerak atau mobilitas menyatakan mudah atau sukarnya campuran beton mengalir ke dalam acuan atau cetakan, serta mengisinya sampai penuh. Kemudahan dipadatkan menunjukkan mudah atau sukarnya suatu campuran beton itu dipadatkan seluruhnya, sehingga udara yang terperangkap di dalamnya dapat dikeluarkan.

Sehubungan dengan hal tersebut, maka sifat pengerjaan yang disyaratkan bagi suatu campuran beton tidak saja tergantung pada karakteristik dan perbandingan bahan-bahan campuran, akan tetapi juga pada cara pengangkutan dan pemadatan, ukuran, bentuk serta kekasaran permukaan acuan atau cetakan dan jumlah serta jarak antar tulangan. Definisi lain tentang sifat pengerjaan yang biasa digunakan adalah jumlah kerja intern yang berguna yang dibutuhkan untuk pemadatan beton yang bersangkutan secara penuh. Kerja yang dibutuhkan tergantung pada bentuk serta keadaan permukaan dari acuan cetakan.

2.6.2. Faktor-faktor yang mempengaruhi sifat pengerjaan beton

Faktor air semen

Untuk kadar semen, air dan agregat tertentu, sifat pengerjaan beton terutama dipengaruhi oleh luas permukaan agregat tersebut. Sifat pengerjaan menjadi makin buruk bilamana luas permukaan jenis bahan-bahan campuran beton yang bersangkutan bertambah, oleh karena dibutuhkan lebih banyak pasta semen untuk melapisi butiran-butiran agregat, sehingga dengan demikian untuk pelumasan tinggal tersisa sedikit saja pasta semen. Dengan kondisi yang sama, maka sifat pengerjaan akan bertambah baik jika ukuran maksimum agregat bertambah besar, butiran agregat bulat atau gradasi secara menyeluruh menjadi kasar. Akan tetapi besarnya perubahan dalam sifat pengerjaan itu tergantung pada perbandingan bahan campuran betonnya dan untuk campuran yang gemuk, dengan perbandingan agregat semen mendekati nilai 2, maka pengaruh dari agregat dapat diabaikan.

Pengaruh proporsi agregat

Beberapa cara telah dikembangkan untuk melakukan penilaian terhadap bentuk agregat. Faktor-faktor mengenai agregat yang bersudut bersama dengan modulus gradasi dan diameter rata-rata equivalent melengkapi kita dengan suatu cara untuk berturut-turut melakukan pertimbangan-pertimbangan tentang bentuk, ukuran dan gradasi agregat yang telah dipadatkan dengan penuh. Untuk bahan campuran dan faktor air semen tertentu, tidak tergantung pada perbandingan agregat kasar terhadap agregat halus, maka beton yang bersangkutan dapat dibuat secara maksimal-ekonomis dengan menggunakan kadar agregat kasar yang menghasilkan beton dengan sifat pengerjaan termudah dan dengan kadar semen tertentu.

Fraksi yang mengenai volum dari agregat merupakan suatu hal penting, disamping beratnya. Agregat dengan susunan permukaan yang licin sifat pengerjaannya lebih baik dibandingkan dengan agregat yang mempunyai permukaan kasar. Daya serap dari agregat mempengaruhi juga sifat pengerjaan beton bilamana dipakai agregat kering atau sebagian kering. Dalam keadaan demikian itu sifat pengerjaan menurun menjadi kurang baik, derajat penurunannya tergantung pada kadar agregat serta daya serapnya.

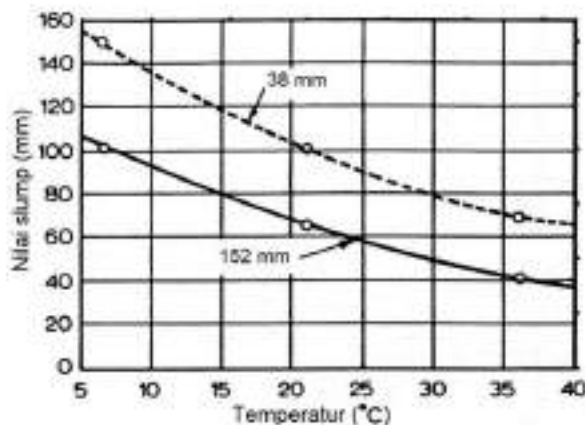
Sifat-sifat agregat

Bentuk dan tekstur agregat juga mempengaruhi workabilitas. Semakin partikel mendekati bentuk sferis maka makin mudah dikerjakan. Sferikal

partikel memiliki rasio luas/volume yang kecil sehingga dibutuhkan sedikit mortar untuk melapisi partikel. Sedang bentuk pipih dan memanjang membutuhkan jumlah semen dan air lebih banyak. Porositas agregat juga dapat mempengaruhi workabilitas. Jika agregat hanya mampu menyerap sedikit air maka workabilitas rendah.

Keadaan lingkungan

Faktor lingkungan yang dapat mempengaruhi sifat pengerjaan beton adalah suhu, kelembaban dan kecepatan angin. Untuk beton tertentu, perubahan-perubahan dalam sifat pengerjaan dipengaruhi oleh derajat hidrasi dari semen dan derajat penguapan air. Oleh karena itu, jangka panjang waktu sejak permulaan pengadukan sampai pematatan serta pengaruh lingkungan mempengaruhi memburuknya sifat pengerjaan beton yang bersangkutan. Kenaikan suhu mempercepat jumlah penggunaan air yang dibutuhkan untuk proses hidrasi dan kehilangan akibat penguapan dan juga berkurangnya nilai slump (Gambar 2.28). Demikian pula kecepatan angin dan kelembaban mempengaruhi sifat pengerjaan serta derajat penguapan air. Patut diingat bahwa dalam praktek faktor-faktor itu tergantung pada keadaan cuaca dan tidak bisa dikontrol.

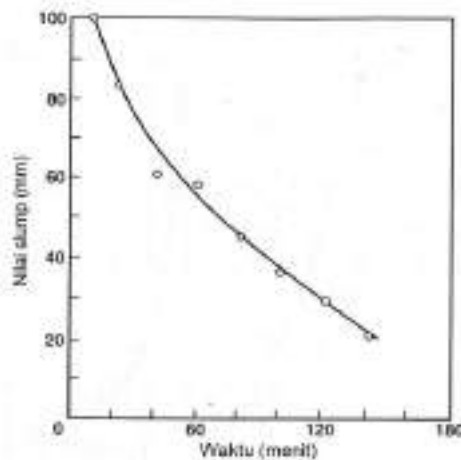


Gambar 2.28. Pengaruh suhu terhadap nilai slump beton dengan perbedaan ukuran agregat maksimum (Neville, 1996).

Waktu pengecoran

Waktu yang berlalu antara pengadukan dan pematatan akhir dari beton tergantung pada keadaan umum suatu pekerjaan, seperti jarak antara mesin pengaduk beton dan tempat pengecoran, peraturan setempat dan pengelolaan secara umum.

Memburuknya sifat pengerjaan sehubungan dengan waktu, merupakan akibat langsung dari kehilangan air bebas melalui penguapan, daya serap agregat dan hidrasi awal dari semen. Derajat memburuknya sifat pengerjaan dipengaruhi karakteristik tertentu bahan-bahan campurannya, misalnya hidrasi dari semen disertai panas yang ditimbulkannya, kadar air semula dan permeabilitas dari agregat, demikian pula keadaan lingkungan. Untuk beton dalam keadaan lingkungan tertentu, derajat memburuknya sifat pengerjaan yang berhubungan dengan waktu, tergantung pada cara- cara pengolahan beton yang bersangkutan. Gambar 2.29 menggambarkan penurunan nilai slump seiring dengan bertambahnya waktu pengecoran.



Gambar 2.29. Kehilangan nilai slump terhadap waktu pengecoran (Neville, 1996).

Beton yang dapat dipadatkan dengan mudah disebut beton yang *workable*, atau mempunyai workabilitas yang baik. Tiga karakteristik utama dari sifat pengerjaan beton adalah: kekentalannya, kemudahan mengalir (bergerak) dan kemudahan dipadatkan. Kekentalan atau konsistensi beton merupakan suatu ukuran untuk menunjukkan keadaan basah atau cairnya beton yang bersangkutan. Kemudahan bergerak atau mobilitas menyatakan mudah atau sukarnya campuran beton mengalir ke dalam acuan atau cetakan, serta mengisinya sampai penuh. Kemudahan dipadatkan menunjukkan mudah atau sukarnya suatu campuran beton itu dipadatkan seluruhnya, sehingga udara yang terperangkap di dalamnya dapat dikeluarkan. Sehubungan dengan hal tersebut, maka sifat pengerjaan yang disyaratkan bagi suatu campuran beton tidak saja tergantung pada karakteristik dan perbandingan-perbandingan bahan-bahan campuran, akan tetapi juga pada cara pengangkutan dan pematatan.

Pengaruh perawatan

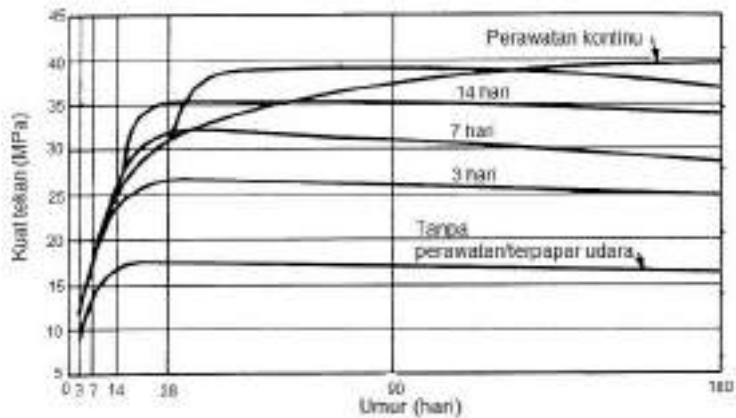
Agar proses hidrasi bagi semen dapat berlangsung dengan memuaskan, ada syarat mutlak yang harus dipenuhi yaitu perawatan. Untuk jenis beton tertentu, kecepatan serta jumlah semen yang mengalami hidrasi dan keadaan fisik dari produk hidrasi tergantung pada proses berlangsungnya perubahan suhu-waktu.

Pada umumnya makin lama beton direndam dalam air, makin besar pula kekuatan tekannya yang dapat dicapai. Telah diakui pula secara umum bahwa beton yang dibuat dengan menggunakan semen portland biasa dan dirawat menurut persyaratan yang berlaku, akan mencapai kekuatan tekan maksimum pada umur 28 hari. Gambar 2.30 adalah contoh perawatan beton yang sering dilakukan.



Gambar 2.30. Perawatan beton secara konvensional

Perkembangan kekuatan tekan beton dengan keadaan perawatan yang berbeda dapat dilihat pada gambar 2.31. Tampak bahwa beton yang dibiarkan dalam udara mencapai kekuatan tekan terendah dalam berbagai umur yang dicapainya, yang disebabkan oleh penguapan air campuran bebas dari beton. Penambahan kekuatan tekan tergantung pada berbagai faktor seperti kelembaban relatif, dan ukuran benda uji. Perawatan dengan perendaman beton dalam air setelah sebelumnya dibiarkan dalam udara untuk waktu tertentu, mengakibatkan berlangsungnya kembali proses hidrasi dan bertambahnya kekuatan tekan beton yang bersangkutan setelah lewat waktu tertentu, namun kekuatan tekan optimumnya tidak akan pernah tercapai.



Gambar 2.31. Pengaruh perawatan terhadap kekuatan tekan beton (Neville, 1996).

2.7. Tulangan Baja

Karena beton lemah dalam tarik, beton digunakan bersama-sama dengan tulangan atau kawat baja yang menahan tegangan tarik. Dalam SNI, tulangan yang dapat digunakan pada elemen beton bertulang dibatasi hanya pada tulangan atau kawat baja saja. Ada dua jenis tulangan baja yang terdapat di pasaran, yaitu tulangan polos dan tulangan ulir. Tulangan polos biasanya mempunyai tegangan leleh 240-280 MPa sedangkan tulangan ulir umumnya mempunyai tegangan leleh antara 320 dan 420 MPa (Gambar 2.32).

Tulangan polos yang umum terdapat di pasaran adalah $\phi 6$, $\phi 8$, $\phi 10$, $\phi 12$, $\phi 16$. sedangkan untuk tulangan ulir, hampir semua ukuran yang ada pada tabel di atas ada di pasaran. Namun demikian, SNI 2847-2019 pasal 20.2.1.1 memberi ketentuan bahwa tulangan yang digunakan untuk struktur harus tulangan ulir. Tulangan polos hanya diperkenankan untuk spiral, baja prategang maupun tulangan stud geser. Tabel 2.5 adalah notasi penulisan tulangan ulir beserta diameter nominalnya.



Gambar 2.32. Macam-macam baja tulangan ulir

Tabel 2.5. Tulangan dan ukurannya

Tulangan	Diameter nominal (mm)
D10	10
D13	13
D16	16
D19	19
D22	22
D25	25
D28	28
D32	32
D36	36

2.7.1. Perilaku tegangan-tegangan baja

Perilaku tegangan-regangan baja terhadap beban uniaksial tarik untuk berbagai mutu terlihat pada Gambar 2.33. Dari gambar tersebut terlihat bahwa sampai dengan titik lelehnya, perilaku tegangan regangan berbagai jenis baja berimpit satu sama lain. Perilaku ini menunjukkan bahwa baja tulangan mempunyai kekakuan yang sama atau mempunyai nilai modulus elastisitas yang tetap. Setelah melewati titik lelehnya terjadi peristiwa *strain hardening*, yaitu terjadi penambahan regangan tanpa diikuti oleh penambahan tegangan yang signifikan. Dalam pemodelan, peristiwa *strain hardening* ini dianggap garis lurus mendatar. Setelah fase *strain hardening* terlewati perilaku tegangan-regangan mulai menyimpang satu sama lain yang ditandai oleh lebih rendahnya daktilitas baja untuk mutu yang lebih tinggi.

Dalam analisis, kurva tegangan-regangan baja dapat dimodelkan dan diprediksi dengan menggunakan persamaan berikut (lihat Gambar 2.34):

- Kurva CD diprediksi sebagai berikut (Park & Paulay, 1975):

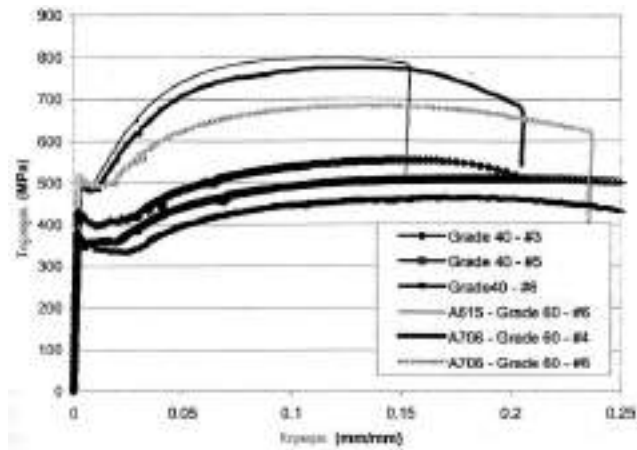
$$\sigma_s = f_y \left[\frac{m(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2}{60(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2} + \frac{(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh})(60 - m)}{2(30r + 1)^2} \right] \quad (2.58)$$

Dimana

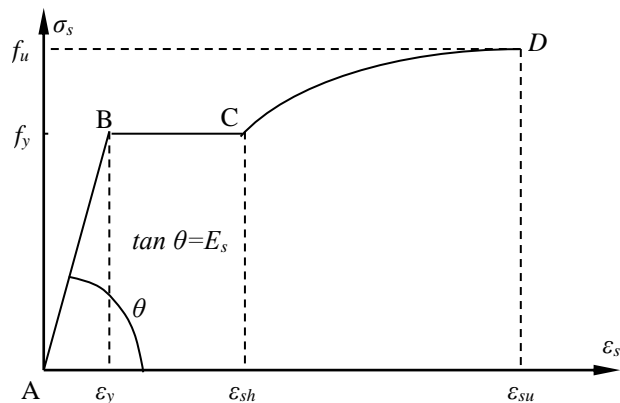
$$m = \frac{f_u / f_y (30r + 1)^2 - 60r - 1}{15r^2} \quad (2.59)$$

$$\text{dan} \quad r = \varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh} \quad (2.60)$$

Harga ϵ_{sh} diantara 1-4%.



Gambar 2.33. Perilaku tegangan-regangan baja terhadap beban uniaksial tarik untuk mutu yang berbeda (Lowes, 1999)

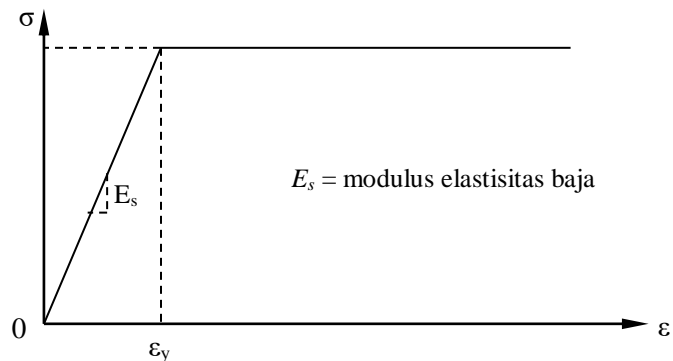


Gambar 2.34. Idealisasi kurva tegangan-regangan baja

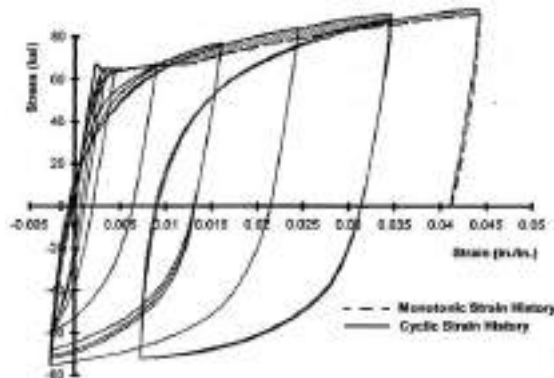
Dalam desain, sifat tegangan-regangan tulangan baja dapat diidealisasikan dalam bentuk tegangan-regangan bilinear seperti gambar 2.35. Berdasarkan SNI 2847-2019 pasal 20.2.2.2, modulus elastisitas tulangan non-prategang (E_s) boleh diambil sebesar 200000 MPa. Koefisien thermal untuk tulangan baja umumnya adalah $11,5 \cdot 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$. Namun untuk mempermudah nilai α_{baja} terkadang diambil sama dengan nilai α_{beton} , yaitu $\alpha_s = 10 \cdot 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$.

Gambar 2.36 adalah kurva tegangan-regangan baja pada beban monotonik maupun beban siklik. Pada saat loading maksimum (proses beban siklik), kurva memperlihatkan berimpit dengan kurva pada proses loading pada beban monotonik.

Selain tulangan baja tunggal, pada elemen struktur pelat atau dinding sering juga digunakan tulangan wire mesh (kawat jala) yang terdiri atas kumpulan kawat baja polos atau ulir yang dilas satu sama lain sehingga membentuk pola grid. Tulangan kawat jala ini umumnya mempunyai tegangan leleh minimum sebesar 500 MPa. Ukuran diameter kawat yang tersedia di pasaran adalah D4, D5, D6, D8, dan D10. Ukuran standar lembaran kawat jala umumnya adalah 5,4 m x 2,1 m.



Gambar 2.35. Kurva tegangan-regangan bilinear baja



Gambar 2.36. Perilaku tegangan-regangan baja terhadap beban siklik (Lowes, 1999)

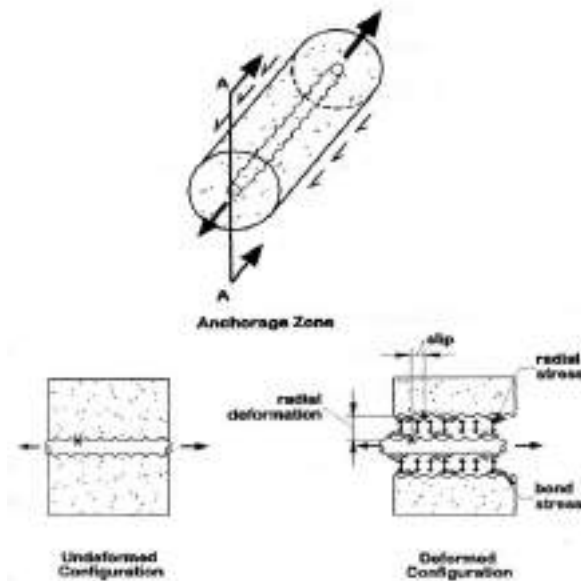
2.7.2. Sifat lekatan (*bond*) antara beton dan baja tulangan

Sifat lekatan (*bond*) antara beton dengan baja tulangan memegang peranan yang signifikan dalam menentukan kinerja beton bertulang. Kinerja beton bertulang berkaitan erat dengan panjang penyaluran, panjang lewatan (*splicing*), retak (*crack*) dan defleksi. Dari keempat hal tersebut, panjang penyaluran, panjang lewatan dan retak dipengaruhi oleh sifat lekatan (*bond*) antara beton dan baja tulangan. Peranan lekatan (*bond*) menjadi dominan pada perilaku seismik struktur beton bertulang dengan tambahan faktor-

faktor di atas. *Bond* juga mempengaruhi kekakuan dan kapasitas disipasi energi seismik.

Mekanisme lekatan antara beton dan tulangan terdiri dari (Gambar 2.37):

- Sifat adhesi yaitu sumbangan lekatan semen dan tulangan
- Friksi yaitu sumbangan kekasaran interface antara beton dan tulangan
- Interlocked, berupa sumbangan dari efek penguncian ulir pada tulangan (Gambar 2.38)

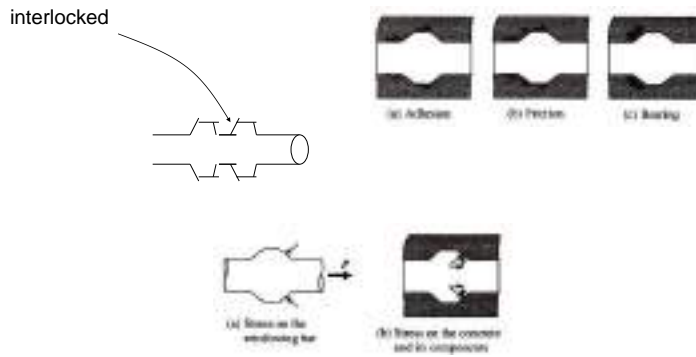


Gambar 2.37. Detail mekanisme lekatan antara tulangan dengan beton

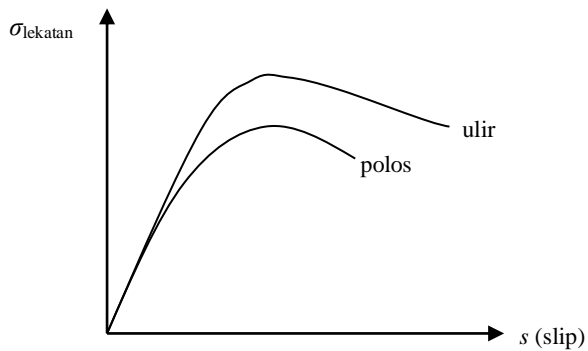
Dari ketiga mekanisme tersebut di atas, mekanisme interlocked adalah yang paling dominan. Perilaku lekatan antara beton dan tulangan biasanya dinyatakan dalam hubungan tegangan lekatan vs slip (Gambar 2.39). Berdasarkan gambar tersebut, baja tulangan ulir mempunyai sifat yang lebih baik dibandingkan tulangan polos, terutama dalam hal tegangan lekatan.

Perilaku lekatan (*bond*) baja tulangan terhadap beban siklik berbeda dengan perilaku lekatannya terhadap beban statik. Akibat beban siklik, mekanisme pembebanan berada dalam kondisi tarik dan tekan dan berlangsung berulang-ulang sehingga antara beton dengan tulangan mudah terjadi slip yang dapat mengakibatkan degradasi tegangan lekatan relatif lebih cepat (Gambar 2.40). Hasil penelitian yang telah dilakukan mengungkapkan bahwa tulangan jenis ulir mempunyai perilaku lekatan yang lebih baik dibandingkan tulangan polos. Perilaku lekatan terhadap beban siklik

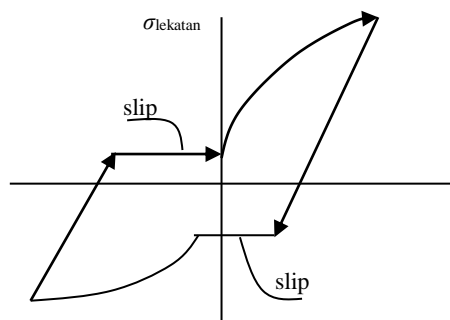
dipengaruhi oleh beberapa faktor seperti kuat tekan beton (f_c'), tebal selimut dan jarak batang tulangan, ukuran/diameter tulangan, panjang penyaluran, geometri dari batang deform (ribs), tegangan leleh (f_y).



Gambar 2.38. Interlocked pada baja ulir



Gambar 2.39. Respon lekatan baja ulir dan polos terhadap beban statik



Gambar 2.40. Respon lekatan baja terhadap beban siklik

BAB III LENTUR PADA BALOK PERSEGI

3.1. Mekanisme Lentur Balok

Setiap komponen struktur seperti balok, kolom, dinding maupun plat pada umumnya akan mengalami momen lentur. Perilaku lentur sangat penting di dalam desain apalagi jika komponen struktur sangat langsing. Pada komponen struktur yang mengalami lentur berlaku hukum Bernoulli dimana distribusi regangan di sepanjang tinggi penampang dapat diasumsikan linier. Berdasarkan teori mekanika bahan, akibat momen lentur M pada suatu penampang akan terjadi tegangan lentur yang dapat ditulis sebagai berikut :

$$\sigma = \frac{M \cdot y}{I} \quad (3.1)$$

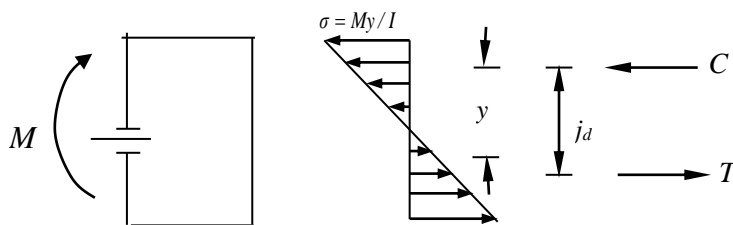
Dimana y adalah jarak dari garis netral ke serat terluar dan I adalah inersia penampang. Teori tersebut hanya berlaku untuk penampang beton tanpa tulangan yang belum retak.

Gaya-gaya dalam seperti terlihat pada Gambar 3.1, jika tidak ada gaya aksial luar yang bekerja pada penampang berlaku $M = C \cdot j_d$, atau

$$M = T \cdot j_d \quad (3.2)$$

dan

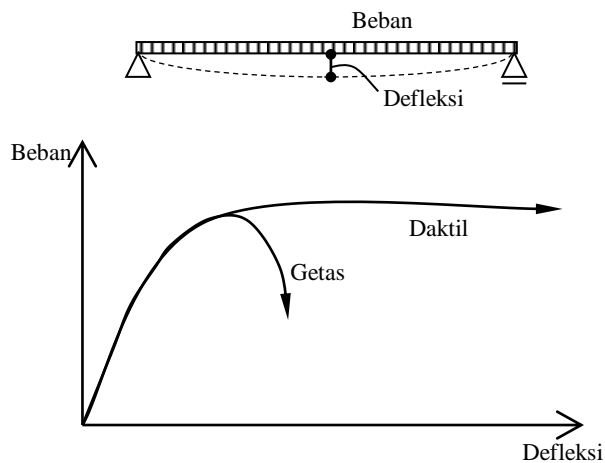
$$C - T = 0 \quad \rightarrow \quad C = T \quad (3.3)$$



Gambar 3.1. Mekanisme gaya-gaya dalam yang bekerja pada beton bertulang

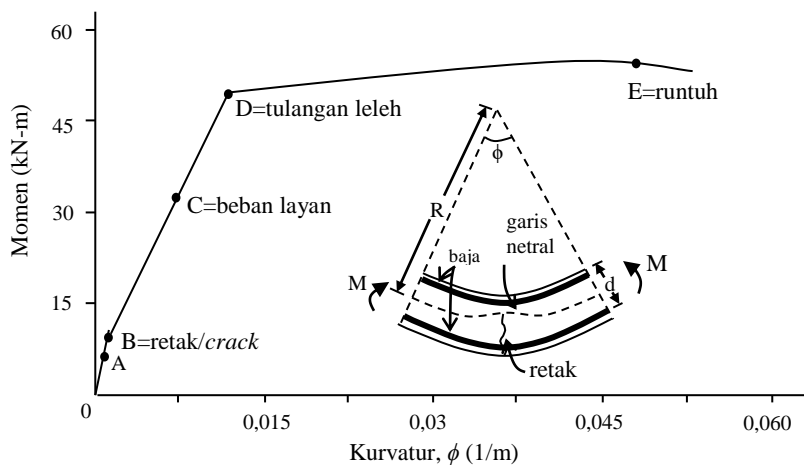
Teori tegangan lentur pada balok di atas yaitu $\sigma = My/I$ tidak digunakan dalam desain balok beton bertulang karena hubungan tegangan-regangan tekan beton bersifat non-linier, dan adanya tulangan baja pada penampang yang berfungsi untuk mentransfer gaya tarik pada saat terjadi retak pada penampang.

Pada dasarnya, desain terhadap lentur pada beton bertulang adalah untuk memperoleh struktur yang berperilaku daktil (Gambar 3.2). Tulangan longitudinal memegang peranan utama dalam menentukan perilaku kelenturan elemen struktur.



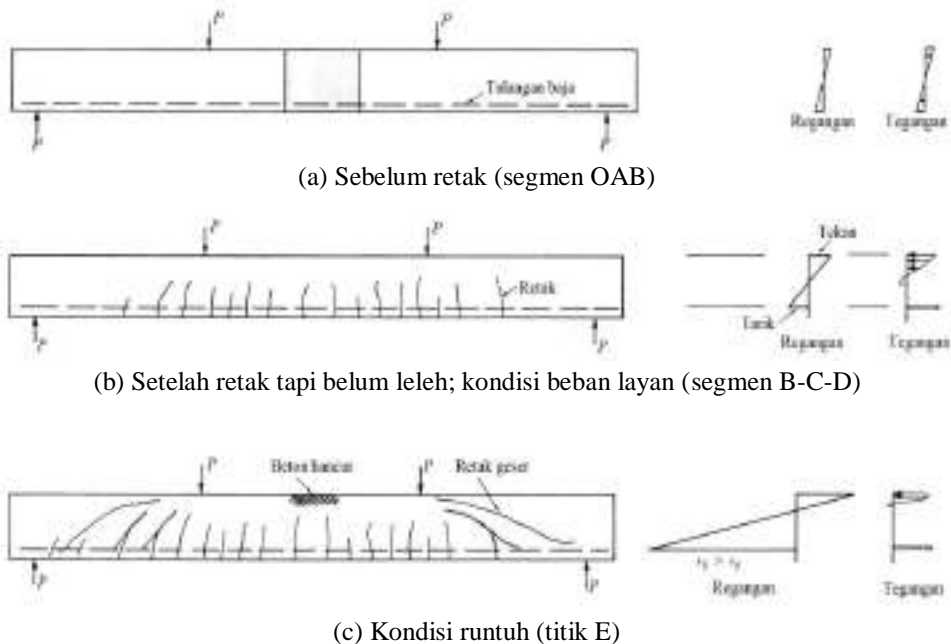
Gambar 3.2. Hubungan beban vs defleksi balok yang mengalami lentur

Secara garis besar, perilaku balok beton bertulang dalam menahan lentur dapat dijelaskan seperti Gambar 3.3 dan 3.4. Pada saat awal, dimana retak belum terjadi, nilai regangan yang terjadi akibat momen yang bekerja adalah sangat kecil, sehingga distribusi tegangan yang diperoleh pada dasarnya masih linier (titik A). Pada kondisi ini hubungan momen dan kelengkungan pada penampang juga bersifat linier (lihat segmen O-B Gambar 3.3 dan Gambar 3.4a).



Gambar 3.3. Perilaku momen-kurvatur balok beton bertulang

Jika beban yang bekerja terus ditingkatkan, retak akan terjadi pada tepi bawah penampang yang mengalami momen maksimum. Retak terjadi pada saat tegangan tarik pada tepi bawah mencapai kekuatan tarik beton. Pada saat terjadi gaya tarik pada beton di lokasi retak akan ditransfer ke tulangan baja, sehingga penampang beton yang efektif dalam menahan momen menjadi berkurang. Pada saat ini kekakuan balok juga berkurang (segmen B-C-D), namun distribusi tegangan masih mendekati kondisi linier (Gambar 3.4b). Jika beban terus ditingkatkan pada akhirnya tulangan baja akan leleh (titik C). Setelah leleh terjadi, kelengkungan balok meningkat dengan cepat dengan sedikit peningkatan pada momen (segmen D-E); Gambar 3.3 dan Gambar 3.4c.



Gambar 3.4. Perilaku lentur balok (MacGregor, 1997)

Gambar 3.5 dan 3.6 adalah eksperimen pengujian balok skala menengah yang diberi beban lentur (*two point load*) yang menghasilkan modulus keruntuhan seperti teori yang dikemukakan di atas.



Gambar 3.5. Eksperimen balok dengan sistim *two point load*



Gambar 3.6. Keruntuhan lentur balok (hasil eksperimen)

Berdasarkan uraian perilaku penampang balok di atas, diasumsikan dasar pada teori lentur beton sebagai berikut:

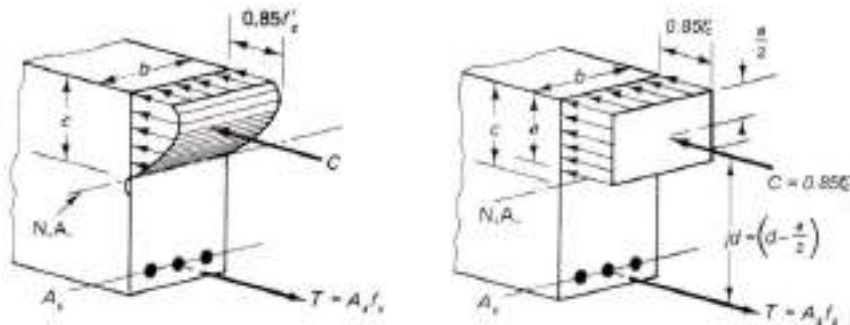
- a) Penampang tegak lurus sumbu lentur yang berupa bidang datar sebelum lentur akan tetap berupa bidang datar setelah lentur.
- b) Tidak terjadi slip antara beton dengan tulangan baja (pada level yang sama, regangan pada beton adalah sama dengan regangan pada baja).
- c) Tegangan pada beton dan tulangan dapat dihitung dari regangan dengan menggunakan hubungan tegangan-regangan beton dan baja.
- d) Untuk perhitungan kekuatan lentur penampang, kuat tarik beton diabaikan.
- e) Beton diasumsikan runtuh pada saat regangan tekannya mencapai regangan batas tekan.
- f) Hubungan tegangan-regangan beton dapat diasumsikan persegi, trapesium atau parabola atau lainnya.

3.2. Dasar Perhitungan Kekuatan Lentur Ultimit Balok

Perilaku tegangan-regangan beton memperlihatkan sifat non-linier untuk tegangan $\geq 0,5f_c'$ (lihat Bab II). Oleh karena itu, distribusi tegangan

tekan aktual dan asumsi yang digunakan pada balok beton yang telah mencapai kekuatan nominalnya adalah seperti Gambar 3.7 dan Gambar 3.8.

Pada gambar tersebut, d adalah tinggi efektif penampang yang diukur dari serat tekan ekstrim ke centroid tulangan. Kekuatan lentur penampang diasumsikan tercapai pada saat regangan pada serat tekan ekstrim mencapai regangan batas beton. Pada saat hal ini tercapai, regangan tarik pada baja tulangan A_s dapat mencapai nilai yang lebih besar atau lebih kecil dari ϵ_y ; tergantung pada proporsi tulangan terhadap beton.



Gambar 3.7. Tampak tiga dimensi distribusi gaya-gaya dalam pada balok beton bertulang

Seperti gambar di atas, bentuk blok tegangan pada kondisi momen ultimit dapat diperhitungkan melalui konstanta, yaitu:

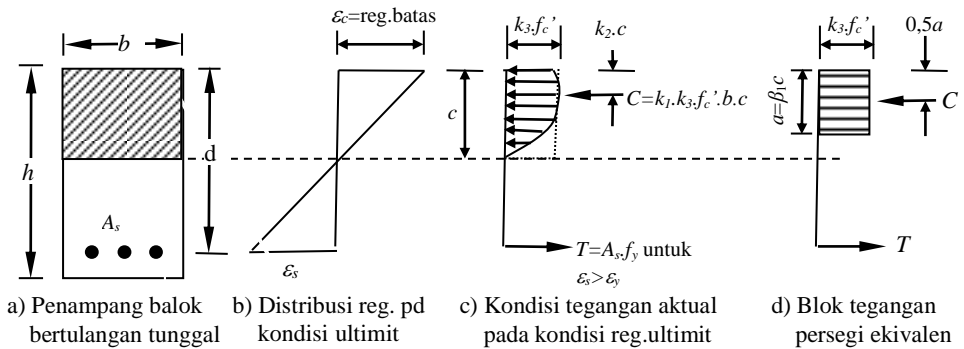
k_3 = rasio tegangan maksimum f_c'' pada zona tekan, terhadap kekuatan silinder beton f_c' , atau

$$\Rightarrow k_3 = \frac{f_c''}{f_c'}$$

k_1 = rasio tegangan tekan rata-rata terhadap tegangan maksimum rasio luas yang diarsir pada gambar diatas terhadap luas segiempat $c.k_3.f_c'$.

k_2 = rasio jarak antara serat tekan ekstrim ke resultan gaya tekan terhadap tinggi daerah tekan, c .

Untuk distribusi blok tegangan diatas, $k_1=0,85$ dan $k_2=0,425$.



Gambar 3.8. Faktor blok tegangan pada beton (tampak dua dimensi)

SNI 2847-2019 pasal 22.2.2.4.3 mengizinkan penggunaan distribusi tegangan tekan persegi ekuivalen untuk perhitungan kekuatan ultimit. Blok tegangan tekan persegi ekuivalen tersebut didefinisikan sebagai berikut:

- a. Tegangan tekan merata sebesar $\alpha_1 f'_c$ (dimana $\alpha_1 = 0,85$) diasumsikan bekerja disepanjang zona tekan ekuivalen yang berjarak $a = \beta_1 c$ dari serat tekan maksimum (ekstrim).
- b. Jarak c dari posisi serat tekan maksimum ke sumbu netral diukur tegak lurus terhadap sumbu netral tersebut.
- c. Nilai β_1 diambil sebagai berikut:
 - (i) untuk $17 \leq f'_c \leq 28$ MPa; $\beta_1 = 0,85$
 - (ii) untuk $28 < f'_c < 55$ MPa; $\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05(f'_c - 28)}{7}$ (3.4)
 - (iii) untuk $f'_c \geq 55$ MPa; $\beta_1 = 0,65$

Dari persamaan di atas, diperlukan dua parameter, yaitu α_1 dan β_1 untuk dapat menggambarkan blok tegangan tekan persegi ekuivalen. Berdasarkan distribusi tegangan tersebut, kekuatan lentur dihitung sebagai berikut:

$$C = 0,85 f'_c b a \quad (3.5)$$

$$T = A_s \cdot f_y \quad (3.6)$$

Di dalam persamaan di atas tulangan diasumsikan leleh sebelum beton hancur. Syarat keseimbangan $\rightarrow C = T$ sehingga

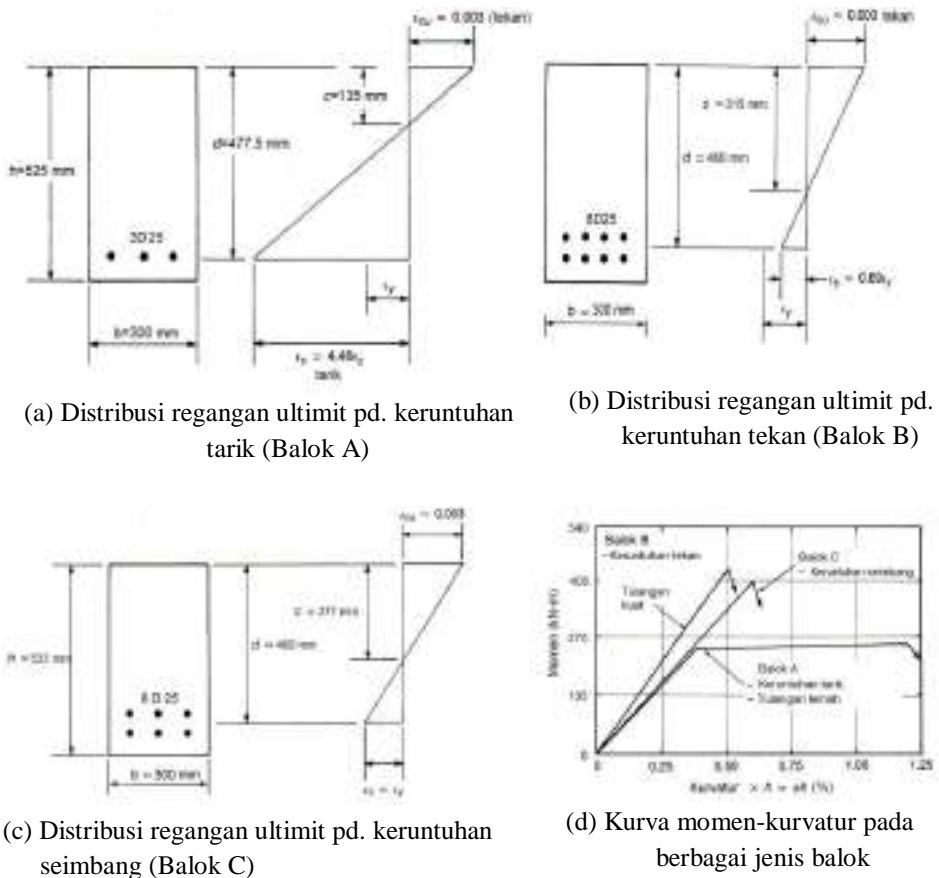
$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \quad (3.7)$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (3.8)$$

$$= A_s \cdot f_y \cdot \left(d - 0,59 \frac{A_s \cdot f_y}{f'_c \cdot b} \right)$$

3.4. Jenis-jenis Keruntuhan Lentur

Keruntuhan akibat lentur dapat dibagi dalam tiga kondisi yaitu keruntuhan tarik, keruntuhan tekan dan keruntuhan seimbang (Gambar 3.9).



Gambar 3.9. Jenis-jenis keruntuhan balok beton bertulang akibat lentur

1. Keruntuhan tarik (*Tension failure*)
 Pada keruntuhan jenis ini, tulangan leleh sebelum beton hancur (mencapai regangan batas tekannya). Keruntuhan jenis ini terjadi pada penampang dengan rasio tulangan yang kecil (Gambar 3.9a). Sistem penulangan balok yang mengalami keruntuhan ini disebut “*under-reinforced*” (Gambar 3.9d).
2. Keruntuhan tekan (*Compression failure*).
 Disini, beton hancur sebelum tulangan leleh. Keruntuhan seperti ini terjadi pada penampang dengan rasio tulangan yang besar (Gambar 3.9b). Sistem penulangan balok yang mengalami keruntuhan ini disebut “*over reinforced*” (Gambar 3.9d).
3. Keruntuhan seimbang (*Balance failure*)
 Pada keruntuhan jenis ini, beton hancur dan tulangan leleh secara bersamaan. Pada kondisi ini regangan leleh tulangan tarik yang dipasang terjadi bersamaan dengan regangan ultimit beton di serat tekan (Gambar 3.9c). Sistem penulangan balok seperti ini mempunyai tulangan yang *balance* (seimbang); Gambar 3.9d.

3.4. Analisis dan Desain Penampang Beton Bertulang

Pada dasarnya terdapat dua jenis perhitungan yang biasa dilakukan dalam studi beton bertulang, yaitu:

1. Analisis
 Di dalam analisis, berisi perhitungan kapasitas penampang berdasarkan data-data penampang, kuat tekan beton, tegangan leleh baja, ukuran dan jumlah tulangan, dan lokasi tulangan.
2. Desain
 Di dalam desain, berisi pemilihan penampang yang yang optimum (termasuk pemilihan dimensi f'_c , f_y , tulangan dan lain-lain.) untuk menahan pengaruh beban terfaktor (seperti M_u).

Dalam perencanaan terhadap lentur, harus dipenuhi:

$$\phi M_n \geq M_u \quad (3.9)$$

dimana

ϕM_n = kuat lentur rencana atau kapasitas/resistensi momen terfaktor

M_u = momen ultimit perlu atau kuat lentur perlu

M_n = kapasitas momen nominal

ϕ = faktor reduksi kekuatan (untuk lentur $\phi=0,90$)

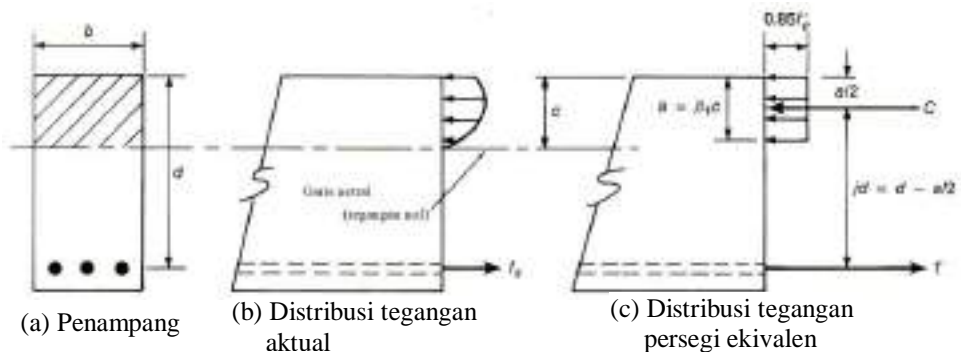
3.4.1. Analisis balok persegi dengan tulangan tarik

Untuk menganalisis momen nominal penampang, diperlihatkan distribusi tegangan pada penampang balok seperti terlihat pada Gambar 3.10. Pada Gambar 3.10, gaya tekan C , pada beton:

$$C = (0,85 f'_c) a b \quad (3.10)$$

Gaya tarik T pada baja:

$$T = A_s \cdot f_s \quad (3.11)$$



Gambar 3.10. Distribusi tegangan pada penampang balok

Jika tulangan diasumsikan leleh, maka $T = A_s f_y$

Keseimbangan gaya horizontal mensyaratkan:

$$C = T \quad (3.12)$$

$$0,85 f'_c a b = A_s f_y \quad (3.13)$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} \quad (3.14)$$

$$= \frac{\omega d}{0,85}$$

dimana

$$\omega = \frac{\rho f_y}{f'_c} \quad \text{dan} \quad \rho = \frac{A_s}{b.d} \quad (3.15)$$

Momen nominal (M_n) dapat dihitung sebagai berikut:

- $M_n = T j d$

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \rightarrow \phi M_n = \phi \left[A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \right] \quad (3.16)$$

- $M_n = C j d$

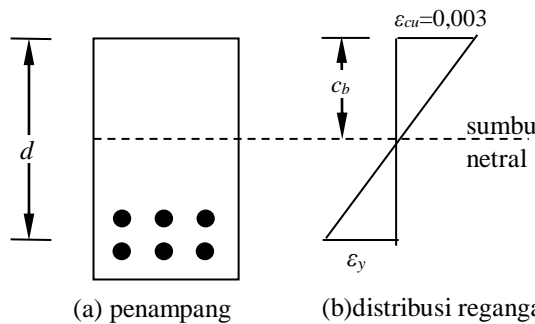
$$M_n = 0,85 f'_c a b \left(d - \frac{a}{2} \right) \rightarrow \phi M_n = \phi \left[0,85 f'_c a b \left(d - \frac{a}{2} \right) \right] \quad (3.17)$$

- Persamaan diatas dalam bentuk lain dapat ditulis:

$$\phi M_n = \phi \left[f'_c b d^2 \omega (1 - 0,59 \omega) \right] \quad (3.18)$$

Cek apakah tulangan sudah leleh atau belum

Pada penurunan persamaan M_n yang ditentukan sebelumnya, diasumsikan bahwa tulangan leleh ($f_s=f_y$). Asumsi ini harus dicek apakah benar demikian. Untuk pengecekan ini, perlu dihitung tinggi tekan ($=c$) pada kondisi *balanced*.



Gambar 3.11. Distribusi regangan penampang beton dalam kondisi penulangan kondisi seimbang

c_b = tinggi daerah tekan pada kondisi *balanced*

Berdasarkan perbandingan segitiga (Gambar 3.11):

$$\frac{c_b}{d} = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y} = \frac{0,003}{0,003 + \frac{f_y}{200000}} \quad (3.19)$$

$$\frac{c_b}{d} = \frac{600}{600 + f_y} \quad (3.20)$$

Jika $a_b = \beta_1 \cdot c$, maka

$$\frac{a_b}{d} = \beta_1 \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \quad (3.21)$$

f_y dalam MPa

Untuk mengecek apakah $f_s=f_y$, (a_b/d) harus dibandingkan dengan (a/d), sebagai berikut:

$$\text{Jika } \left(\frac{a}{d}\right) \leq \left(\frac{a_b}{d}\right) \Rightarrow \text{maka } f_s = f_y \quad (3.22)$$

$$\text{Jika } \left(\frac{a}{d}\right) > \left(\frac{a_b}{d}\right) \Rightarrow \text{maka } f_s < f_y \quad (3.23)$$

Berdasarkan uraian di atas, jenis keruntuhan pada balok beton bertulang bergantung pada rasio tulangan yang dimiliki penampang. Oleh karena itu, ada rasio tulangan dimana keruntuhan yang akan terjadi bersifat *balanced*. Pada kondisi *balanced*:

$$a_b = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{\rho_b \cdot f_y \cdot d}{0,85 \cdot f'_c} \quad (3.24)$$

$$\text{dimana } \rho_b = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad (3.25)$$

Karena $a_b = \beta_1 \cdot c_b$, maka

$$\frac{c_b}{d} = \frac{\rho_b \cdot f_y}{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c} \quad (3.26)$$

Jika nilai ini disubstitusikan pada persamaan c_b/d sebelumnya maka:

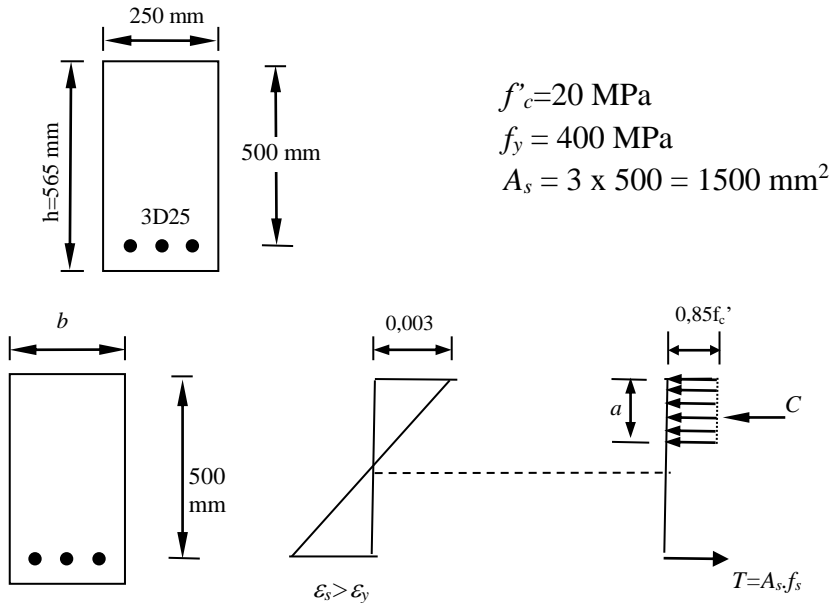
$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \quad (3.27)$$

Berdasarkan persamaan ini, dapat juga ditentukan apakah tulangan sudah leleh ($f_s=f_y$);

- Jika $\rho < \rho_b \rightarrow$ kondisi tulangan lemah (*under-reinforced*), maka $f_s = f_y$
- Jika $\rho > \rho_b \rightarrow$ kondisi tulangan kuat (*over-reinforced*), atau $f_s < f_y$

Contoh 3.1

Hitung kapasitas momen nominal, M_n , untuk penampang bertulang tergambar.



$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{1500}{250 \times 500} = 0,0120$$

Asumsi tulangan tarik leleh

- Hitung a:

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{1500 \times 400}{0,85 \times 20 \times 250} = 141 \text{ mm}$$

- Cek jika $f_s = f_y$

$$a/d = 141/500 = 0,282$$

$$\text{sedangkan } \frac{a_b}{d} = \beta_1 \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = 0,85 \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,510$$

karena $\frac{a}{d} < \frac{a_b}{d}$, maka $f_s = f_y$ (asumsi ok!)

- Hitung kapasitas momen nominal penampang, M_n :

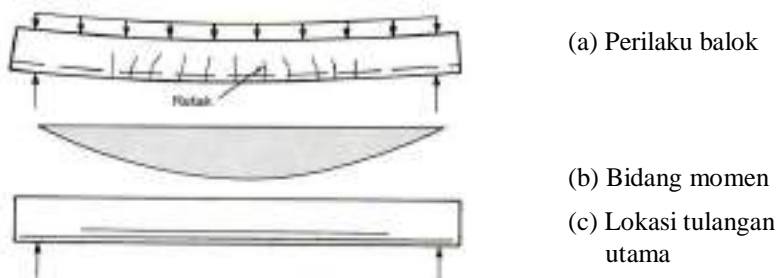
$$\begin{aligned}
 M_n &= A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \\
 &= 1500 \cdot 400 \left(500 - \frac{141}{2} \right) = 258 \times 10^6 \text{ N-mm} = 258 \text{ kN-m}
 \end{aligned}$$

Kapasitas momen terfaktor adalah:

$$\phi M_n = 0,90 \times 258 = 232,2 \text{ kN-m}$$

3.4.2. Desain balok persegi

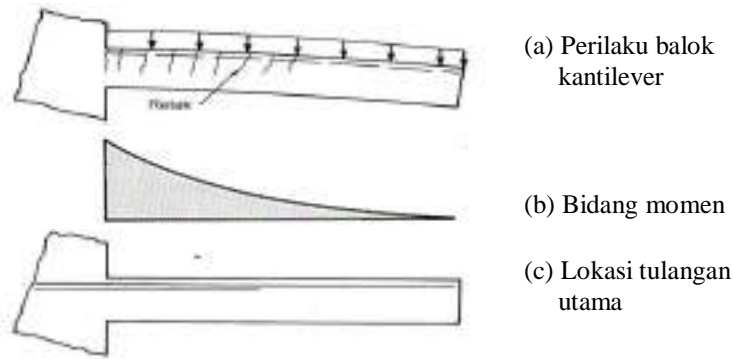
Pada dasarnya tujuan yang ingin dicapai dalam desain struktur beton bertulang adalah diperolehnya dimensi penampang beton serta penulangan (*reinforcement*) yang meliputi diameter, tegangan leleh (f_y) dan jumlah penulangan. Karena beton lemah dalam menahan tarik dan baja sangat kuat menahan tarik maka tulangan diletakkan pada daerah tarik beton yang berfungsi sebagai tulangan utama atau sering disebut sebagai tulangan tarik ataupun tulangan pokok. Gambar 3.12 adalah contoh dimana balok sederhana dengan beban terbagi merata yang mempunyai momen positif di tengah bentang atau terjadi tarik di penampang beton bagian bawah. Tulangan utama pada balok tersebut diletakkan pada daerah yang mengalami tarik atau di bagian bawah tengah bentang.



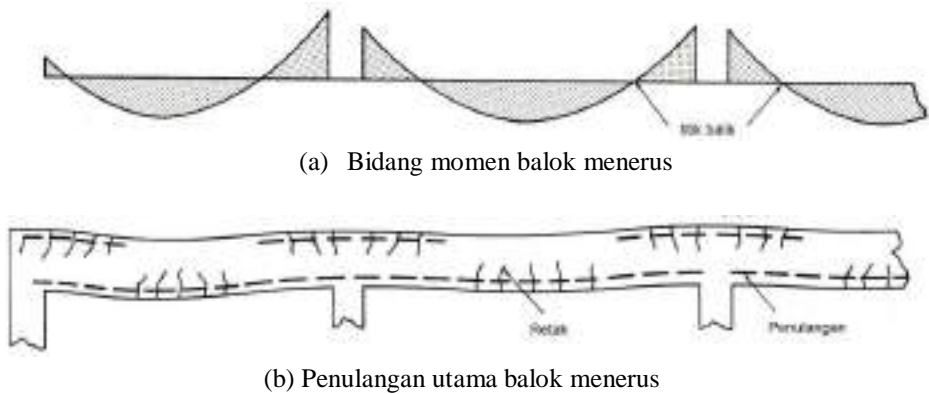
Gambar 3.12. Balok sederhana; perilaku balok dan penulangan terhadap beban terbagi rata

Kasus Gambar 3.13 adalah balok kantilever yang diberi beban terbagi merata yang mempunyai momen negatif atau terjadi tarik di beton bagian atas. Tulangan utama balok tersebut diletakkan pada daerah tarik yaitu di bagian atas balok.

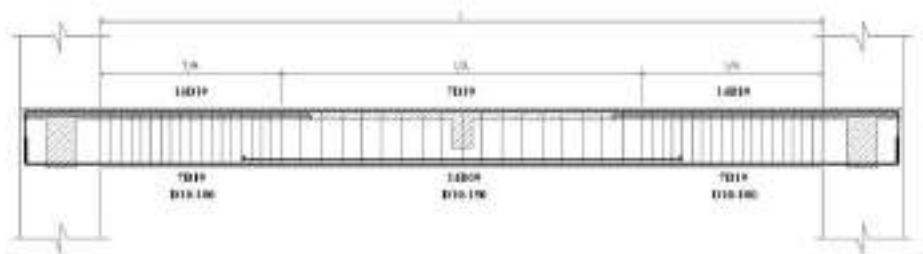
Prinsip penulangan pada daerah tarik sebagai tulangan pokok juga berlaku untuk balok menerus, dimana pemasangan tulangan tarik sebagai tulangan utama (*reinforcement*) diletakkan sesuai di daerah momen yang penampangnya mengalami tarik (Gambar 3.14 dan Gambar 3.15).



Gambar 3.13. Perilaku balok kantilever dan penulangan



Gambar 3.14. Mekanisme retak dan tulangan utama balok menerus



Gambar 3.15. Penulangan balok di dalam desain

3.4.2.1. Dimensi minimum penampang

Dimensi minimum penampang antara lain dipengaruhi oleh persyaratan defleksi dan tinggi penampang minimum balok tercantum dalam SNI 2847-2019 pasal 9.3.1. atau Tabel 3.1 di bawah, persyaratan selubung/selimut beton (SNI 2847-2019 pasal 20.6.1.3) atau telah

dijelaskan di Bab I, dan persyaratan spasi tulangan (SNI 2847-2019 pasal 25.2.1).

Tabel 3.1 . Tinggi minimum balok nonprategang

Kondisi perlekatan	Tinggi penampang minimum (h)
Perlekatan sederhana	$\ell/16$
Menerus satu sisi	$\ell/18,5$
Menerus dua sisi	$\ell/21$
Kantilever	$\ell/8$

Namun jika menggunakan dengan f_y lebih dari 420 MPa, maka persamaan pada Tabel 3.1 harus dikalikan dengan $(0,4 + f_y / 700)$.

3.4.2.2. Tulangan minimum

Berdasarkan SNI 2847-2019 pasal 9.6.1.2, rasio tulangan (ρ) pada penampang balok tidak boleh kurang dari:

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} \quad (3.28)$$

dan

$$\rho_{min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} \quad (3.29)$$

Pada balok T dimana bagian badan balok mengalami tarik, rasio ρ harus dihitung berdasarkan lebar badan balok.

3.4.2.3. Desain Balok Persegi dengan Tulangan Tarik

Persyaratan yang harus dipenuhi dalam desain balok persegi adalah:

$$\phi M_n \geq M_u \quad (3.30)$$

Seperti disebutkan sebelumnya momen tahanan terfaktor dapat dihitung:

$$\phi M_n = \phi [f'_c \cdot b \cdot d^2 \cdot \omega (1 - 0,59 \cdot \omega)] \quad (3.31)$$

dimana:

$$\omega = \frac{\rho \cdot f_y}{f'_c} \quad (3.32)$$

Pada persamaan di atas ada 6 bilangan yang tidak diketahui yaitu: b , d , ρ , f_y , f'_c dan M_D , dan 2 persamaan ϕM_n dan M_D sebagai fungsi daripada dimensi penampang. Oleh karena itu proses desain balok tidak akan

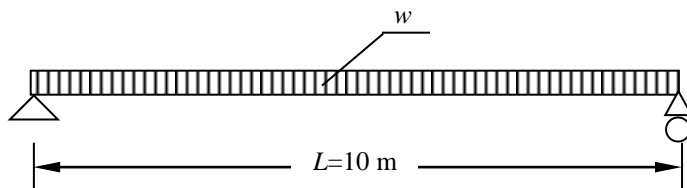
menghasilkan produk/solusi yang unik. Untuk mendapatkan solusi desain, diperlukan 4 asumsi berkaitan dengan parameter desain yang tidak diketahui. Sebagai permulaan, kita perlu membuat asumsi mengenai kekuatan tekan beton (f_c') dan tegangan leleh baja yang akan digunakan. Biasanya ada syarat-syarat durabilitas yang harus dipenuhi dalam pemilihan mutu beton. Selain itu juga perlu diperhatikan kemampuan kontraktor dalam menghasilkan beton dengan mutu tertentu. Nilai f_c' yang biasanya digunakan berkisar antara 20-40 MPa. Sedangkan untuk baja tulangan, mutu yang biasanya digunakan adalah baja tulangan dengan $f_y=400$ MPa. Dengan diketahuinya f_c' dan f_y , tinggal 3 variabel yang perlu ditentukan, yaitu b , h dan ρ . Jika b dan h diketahui, kita dapat langsung menghitung ρ . Namun jika b dan h tidak diketahui, maka nilai b dan d dapat diperkirakan dengan hubungan berikut:

$$b \cdot d^2 = \frac{M_u}{\phi [f_c' \cdot \omega \cdot (1 - 0,59 \cdot \omega)]} \quad (3.33)$$

Untuk menghindari terjadinya keruntuhan getas (*brittle*) pada elemen lentur, SNI 2847-2013 lampiran B.10.3 membatasi rasio tulangan $\rho \leq 0,75\rho_b$. Namun berdasarkan pengalaman adalah lebih baik untuk membatasi rasio tulangan ρ_{max} sebesar 0,4–0,5 ρ_b . Dengan membatasi ρ_{max} diantara 0,5-0,75 ρ_b , maka rasio a/d penampang juga dibatasi berkisar antara $0,5 \frac{a_b}{d} - 0,75 \frac{a_b}{d}$.

Contoh 3.2.

Suatu balok direncanakan memikul beban hidup merata sebesar 25,5 kN/m dan beban mati tambahan sebesar 14,5 kN/m. Bentang balok tersebut adalah 10 meter. Tentukan b , d dan A_s jika $f_c'=25$ MPa dan $f_y=400$ MPa.



Jawab:

1. perkirakan beban mati pada balok:

$$h \approx \frac{L}{16} = 0,625 \text{ m} \Rightarrow \text{ambil } h=800 \text{ mm}$$

$$b \approx 0,5 h \rightarrow \text{ambil } b=400 \text{ mm}$$

$$\text{berat balok} = (0,8 \times 0,4) \times 2400 = 768 \text{ kg/m} = 7,68 \text{ kN/m}$$

2. hitung momen terfaktor M_u :

$$w_u = 1,2 (7,68 + 14,5) + 1,6 \cdot 25,5 = 67,4 \text{ kN/m}$$

$$M_u = \frac{w_u \cdot L_n^2}{8} = 842,5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3. Hitung b dan d :

$$b \cdot d^2 = \frac{M_u}{\phi [f_c' \cdot \omega (1 - 0,59\omega)]}$$

Asumsikan $\rho = 0,01$ sehingga:

$$\omega = \rho \frac{f_y}{f_c'} = 0,01 \cdot \frac{400}{25} = 0,160$$

$$b \cdot d^2 = \frac{842,5 \cdot 10^6}{0,9 [25 \cdot 0,16 (1 - 0,59 \cdot 0,16)]} = \frac{842,5 \cdot 10^6}{2,9}$$

$$b \cdot d^2 = 290,5 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

Jika tulangan yang dipasang 1 lapis, maka:

$$h = d + 65 \text{ atau } d = (h - 65) \text{ mm}$$

sehingga :

$$\text{untuk } b = 450 \text{ mm} \rightarrow d = 803 \text{ mm} \rightarrow h = 870 \text{ mm}$$

$$\text{untuk } b = 400 \text{ mm} \rightarrow d = 852 \text{ mm} \rightarrow h = 917 \text{ mm}$$

berdasarkan SNI 2847-2019 pasal 9.3.1, untuk balok di atas dua tumpuan sederhana, tinggi minimum balok adalah:

$$h = \frac{L}{16} = \frac{10}{16} = 0,625 \text{ m atau } 625 \text{ mm}$$

Sehingga pilihan tinggi balok yang disebutkan sebelumnya memenuhi persyaratan tinggi minimum tersebut. Untuk keperluan desain selanjutnya ambil ukuran balok dengan $b=400$ mm dan $h=900$ mm (rasio d/b yang ekonomis berkisar antara 1,5 - 2).

4. Cek ulang beban mati yang bekerja dan M_u

Untuk $b=400$ mm dan $h=900$ mm, berat sendiri persatuan panjang adalah:

$$0,4 \cdot 0,9 \cdot 2400 \text{ kg/m} = 864 \text{ kg/m} = 8,64 \text{ kN/m}$$

$$\text{Sehingga } M_u = \frac{68,6 \cdot 10^2}{8} = 857 \text{ kN-m}$$

5. Tentukan luas tulangan yang dibutuhkan
asumsi tulangan dipasang 2 lapis. Jadi:

$$d = h - 90 = 810 \text{ mm}$$

$$\text{ambil } j_d = (d - a/2) = 0,875 d \\ = 709 \text{ mm}$$

$$\text{Sehingga } A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot j_d} = \frac{857 \cdot 10^6}{0,8 \cdot 400 \cdot 709} = 3780 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.min.} = \frac{1,4}{f_y} \cdot b \cdot d = \frac{1,4 \cdot 400 \cdot 810}{400} = 1134 \text{ mm}^2$$

$$\text{Atau } A_{s.min} = \frac{\sqrt{25}}{4 \cdot 400} \cdot 400 \cdot 810 = 1012,5 \text{ mm}^2$$

$$\text{Gunakan 8D25} \rightarrow A_s = 3925 \text{ mm}^2$$

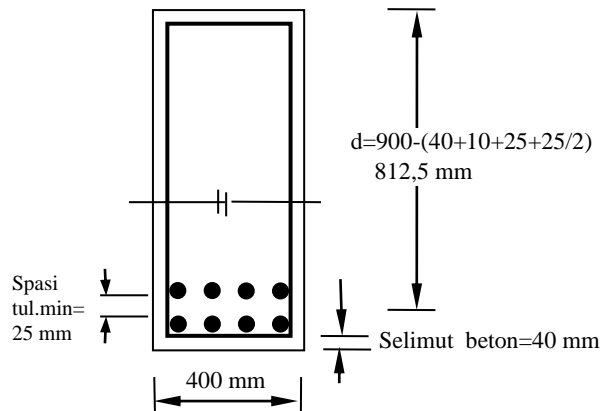
$$\text{Atau 4D32 + 2D25} \rightarrow A_s = 3975 \text{ mm}^2$$

$$\text{Atau 5D32} \rightarrow A_s = 4020 \text{ mm}^2$$

Ambil pilihan yang paling ekonomis yaitu $A_s = 3925 \text{ mm}^2$

$$\rightarrow \rho = \frac{3925}{400 \cdot 812,5} = 0,012$$

Pemasangan tulangan adalah sebagai berikut:



6. Hitung nilai d terbaru

berdasarkan gambar di atas, $d = 812,5 \text{ mm}$. Nilai ini mendekati nilai yang diasumsikan sebelumnya.

7. Hitung a dan cek apakah penampang bersifat “under-reinforced”

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{3925 \cdot 400}{0,85 \cdot 25 \cdot 400} = 185 \text{ mm}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{a}{d} &= \frac{185}{812,5} = 0,223 \\ \frac{a_b}{d} &= \beta_1 \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = 0,6 \cdot \beta_1 = 0,51 \end{aligned} \right\} \text{ ok}$$

Cek tulangan maksimum:

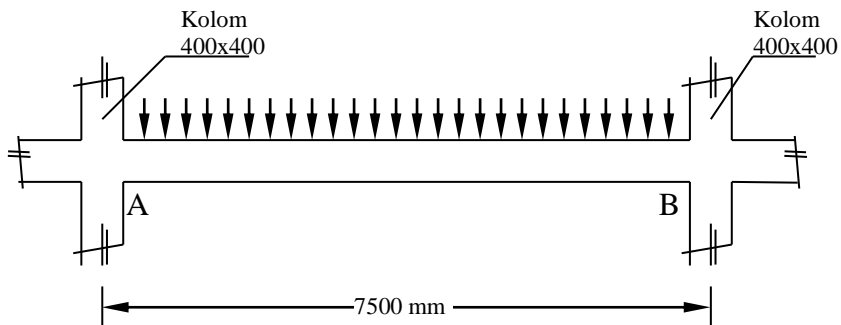
$$\begin{aligned} \rho_{max} = 0,75 \cdot \rho_b &= 0,75 \cdot \frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= 0,02 \quad (\text{ok}) \end{aligned}$$

8. Hitung ϕM_n

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \cdot A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0,9 \cdot 3925 \cdot 400 \left(812,5 - \frac{185}{2} \right) \\ &= 1017,36 \text{ kN-m} \end{aligned}$$

Jadi $\phi M_n > M_u$ (ok)

Soal



Rencanakan balok beton AB dengan tulangan tunggal, baik di lapangan maupun tumpuan dengan data-data sebagai berikut:

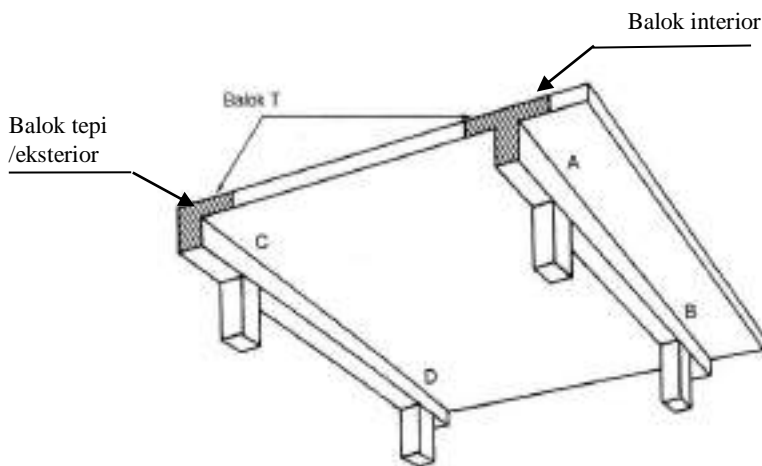
$$f'_c = 35 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, D_L = 20 \text{ kN/m}, L_L = 45 \text{ kN/m}$$

BAB IV

BALOK "T" DAN BALOK DENGAN TULANGAN TEKAN

4.1. Balok "T"

Pada pelaksanaan di lapangan, pengecoran balok dan plat biasanya dilakukan bersamaan sehingga menghasilkan pengecoran yang monolit. Secara umum balok T dapat dibagi atas balok pinggir (*exterior*) dan balok tengah (*interior*) seperti terlihat pada gambar 4.1. Dengan kondisi ini, pelat beton akan berfungsi sebagai sayap atas dari balok.



Gambar 4.1. Balok T yang terdiri dari balok dan plat lantai

Contoh pelaksanaan balok diperlihatkan pada Gambar 4.2 Seperti halnya pada balok penampang persegi, prinsip penulangan balok "T" juga mengikuti bentuk momen yang terjadi terutama di daerah yang mengalami tarik. Pada dasarnya, balok T dapat berperilaku sebagai balok "T" pada saat menahan momen positif (Gambar 4.3b dan 4.3d) dan berperilaku sebagai balok persegi biasa pada saat menahan momen negatif (Gambar 4.3c).

Perilaku retakan balok T setelah diuji secara eksperimen terlihat pada Gambar 4.4 (MacGregor, 1997). Berdasarkan kedua gambar tersebut, perilaku lentur balok T identik dengan perilaku lentur balok penampang persegi. Inisial retak dimulai di daerah tengah bentang, yang kemudian berkembang ke daerah tumpuan sesuai dengan jenis momen yang terjadi.



(a) Penulangan balok dan persiapan cetakan plat

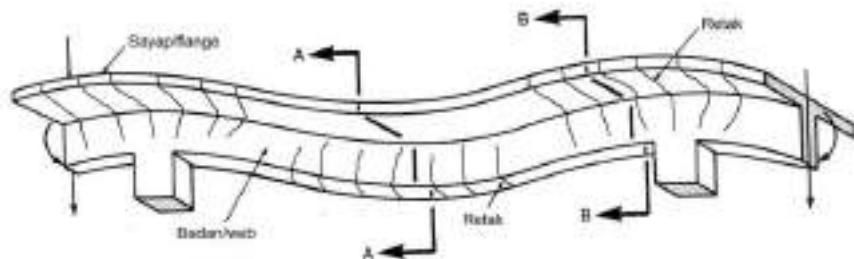


(b) Tulangan balok dan plat

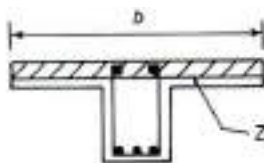


(c) Pengecoran balok dan plat bersamaan

Gambar 4.2. Metode konstruksi balok T

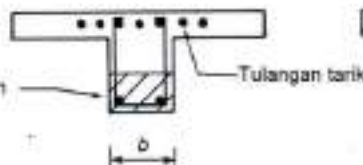


(a) Perilaku balok T



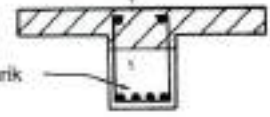
(b)

Daerah tekan persegi akibat momen positif (seperti balok persegi)



(c)

Daerah tekan persegi akibat momen negatif (seperti balok persegi)



(d)

Zona tekan "T" akibat momen positif (balok "T")

Gambar 4.3. Daerah momen positif dan negatif balok T



Gambar 4.4. Hasil eksperimen pada balok T (MacGregor, 1997)

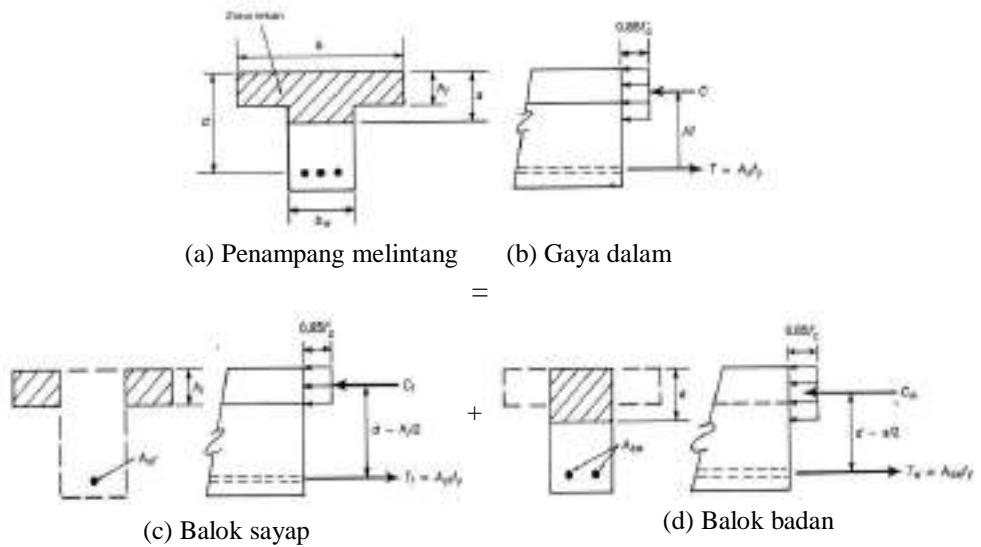
4.2. Lebar Efektif Sayap

Pada saat balok menahan beban, tidak semua bagian pelat yang ada di atasnya ikut bersama-sama balok dalam berdeformasi. Semakin jauh posisi pelat dari sumbu balok, semakin kecil konstruksi pelat tersebut mempengaruhi deformasi balok yang dihasilkan. SNI 2847-2019 pasal 6.3.2 mengatur besaran bagian pelat yang dapat diambil sebagai bagian dari balok (atau lebih dikenal sebagai lebar efektif pelat, b_f), yaitu :

1. Untuk balok interior:
 - $b_f \leq 1/4$ bentang balok.
 - ≤ 8 kali tebal pelat
 - $\leq 1/2$ jarak bersih antara badan- badan yang bersebelahan.
2. Untuk balok dengan pelat hanya pada satu sisinya saja (balok eksterior),
 - $b_f \leq 1/12$ panjang batang balok
 - ≤ 6 kali tebal pelat
 - $\leq 1/2$ jarak bersih antara badan-badan balok yang berdekatan

4.3. Analisis Balok "T"

Terdapat dua kemungkinan letak garis yang terjadi pada balok "T", yaitu garis netral terletak di sayap dan garis netral terletak di badan. Jika zona tekan balok "T" berbentuk persegi maka untuk kasus seperti ini, balok "T" tersebut dapat dianalisa sebagai balok persegi dengan lebar b . Untuk kasus dimana zona tekan berbentuk "T" atau garis netral terletak di badan maka analisis dapat dilakukan dengan memperhitungkan secara terpisah kontribusi sayap dan badan penampang dalam menahan momen (Gambar 4.5).



Gambar 4.5. Analisis balok T

Analisis balok “T” jika garis netral terletak di badan dilakukan secara terpisah seperti berikut:

- *Balok Sayap* (Gambar 4.5c)

Luas zona tekan :

$$(b - b_w) h_f \quad (4.1)$$

Gaya tekan

$$C_f = 0,85 \cdot f_c' \cdot (b - b_w) h_f \quad (4.2)$$

Syarat keseimbangan $T_f = C_f$

Sehingga dengan mengasumsikan tulangan leleh atau $f_s = f_y$ maka:

$$A_{sf} \cdot f_y = 0,85 \cdot f_c' \cdot (b - b_w) h_f \quad (4.3)$$

Atau

$$A_{sf} = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot (b - b_w) \cdot h_f}{f_y} \quad (4.4)$$

Lengan momen = $(d - h_f/2)$ (4.5)

$$M_{nf} = 0,85 \cdot f_c' \cdot (b - b_w) h_f (d - h_f/2) \quad (4.6)$$

Atau $M_{nf} = A_{sf} \cdot f_y (d - h_f/2)$ (4.7)

- *Balok Badan* (Gambar 4.5d)

Luas tulangan tarik badan :

$$A_{sw} = A_s - A_{sf} \quad (4.8)$$

Gaya tekan:

$$C_w = 0,85 \cdot f_c' \cdot b_w \cdot a \quad (4.9)$$

Syarat keseimbangan :

$$C_w = T_w = A_{sw} \cdot f_y \quad (4.10)$$

sehingga :

$$a = \frac{A_{sw} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b_w} \quad (4.11)$$

Lengan momennya adalah $(d - a/2)$, sehingga:

$$M_{nw} = 0,85 \cdot f_c' \cdot b_w \cdot a (d - a/2) \quad (4.12)$$

atau

$$M_{nw} = A_{sw} \cdot f_y (d - a/2) \quad (4.13)$$

Momen pada balok T = Momen pada balok sayap + Momen pada balok badan

$$M_n = M_{nf} + M_{nb}$$

$$M_n = \left[A_{sf} \cdot f_y \left(d - \frac{h_f}{2} \right) + A_{sw} \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \right] \quad (4.14)$$

4.3.1. Cek apakah tulangan leleh ($f_s = f_y$)

Nilai f_s pada analisis yang disebutkan sebelumnya diasumsikan bahwa tulangan sudah leleh (f_y). Asumsi ini harus dicek, dengan membandingkan nilai (a/d) hasil perhitungan terhadap nilai (a_b/d) , yaitu:

$$\frac{a_b}{d} = \beta_1 \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \quad (4.15)$$

Jika

$$\left(\frac{a}{d} \right) \leq \left(\frac{a_b}{d} \right) \text{ maka } f_s = f_y \quad (4.16)$$

4.3.2. Tulangan maksimum balok T

Untuk menjamin perilaku yang daktil, SNI 2847 mensyaratkan :

$$\rho \leq 0,75 \cdot \rho_b \quad (4.17)$$

Untuk balok T yang berperilaku seperti balok persegi, perhitungan ρ_b dapat dihitung menggunakan rumus yang diberikan pada bab sebelumnya. Jika zona kompresi pada balok T berbentuk “T” maka perlu dihitung luas tulangan tarik yang berhubungan dengan keruntuhan seimbang (*balanced*), yaitu:

$$A_{sb} = \frac{C_b}{f_y} \rightarrow C_b = 0,85 \cdot f'_c \cdot [(b - b_w)h_f + b_w \cdot a] \quad (4.18)$$

sehingga
$$A_{maks.} \leq 0,75 A_{sb} \quad (4.19)$$

4.3.3. Tulangan minimum balok T

Tulangan minimum balok T hampir sama dengan persyaratan balok persegi dan berdasarkan SNI 2849-2019 pasal 9.6.1.2. Syarat batasan tulangan minimum untuk balok T yaitu:

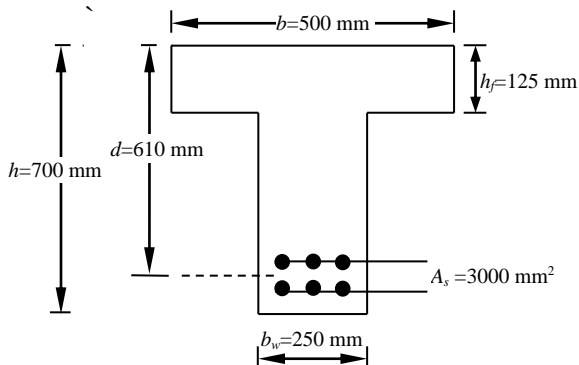
$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{2 \cdot f_y} \cdot b_w \cdot d \geq \frac{1,4}{f_y} \cdot b \cdot d \quad (4.20)$$

dan

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 \cdot f_y} \cdot b_f \cdot d \quad (4.21)$$

Contoh 4.1:

Hitung kapasitas momen positif balok T di bawah ini:



$$f_c' = 20 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

Tulangan sengkang diameter 10 mm

Langkah 1: Hitung b

Balok T di atas merupakan balok T yang terisolasi. Untuk balok T jenis ini, SNI mensyaratkan:

- Tebal sayap $\geq \frac{1}{2} b_w$
- Lebar efektif sayap $\leq 4 b_w$

Penampang T diatas memenuhi persyaratan di atas $b = 500 \text{ mm}$

Langkah 2: Hitung d

Berdasarkan data penampang yang diberikan, $d = 610 \text{ mm}$

Langkah 3: Hitung a

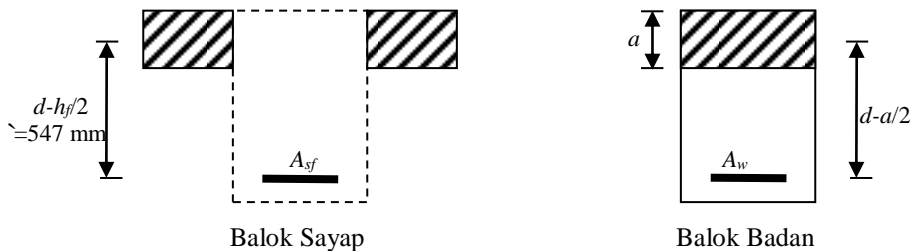
Asumsikan zona tekan berbentuk persegi, sehingga:

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{3000 \cdot 400}{0,85 \cdot 20 \cdot 500} = 141 \text{ mm}$$

Ternyata $a > h_f$ sehingga asumsi di atas adalah tidak benar. Jadi analisis blok tersebut sebagai balok T.

Langkah 4: Analisis balok sebagai balok T

Bagi penampang balok menjadi balok badan dan balok sayap sebagai berikut:



(a) Balok Sayap:

$$C_f = 0,85 \cdot f_c' \cdot (b - b_w) \cdot h_f = 0,85 \cdot 20 \cdot (500 - 250) \cdot 125 = 531000 \text{ N}$$

Luas tulangan baja pada balok sayap adalah (asumsi $f_s = f_y$):

$$A_{sf} \cdot f_y = C_f = 531000 \text{ N}$$

$$A_{sf} = \frac{531000}{400} = 1330 \text{ mm}^2$$

sehingga $M_{nf} = A_{sf} \cdot f_y \cdot (d-h_f/2) = 531000 \cdot (610-125/2) = 290 \text{ kN-m}$

(b) Balok Badan :

Luas tulangan baja pada balok badan adalah:

$$A_{sw} = A_s - A_{sf} = 3000 - 1330 = 1670 \text{ mm}^2$$

Tinggi zona tekan pada balok badan (asumsi $f_s=f_y$):

$$a = \frac{A_{sw} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b_w} = \frac{1670 \cdot 400}{0,85 \cdot 20 \cdot 250} = 157 \text{ mm}$$

$$\text{sehingga } M_{nw} = A_{sw} \cdot f_y \cdot (d-a/2) = \frac{1670 \cdot 400 \cdot \left(610 - \frac{157}{2}\right)}{10^6} = 355 \text{ kN-m}$$

Kapasitas momen positif nominal penampang adalah :

$$M_n = M_{nf} + M_{nw} = 290 + 355 = 645 \text{ kN-m}$$

$$\phi M_n = 0,9 \cdot 645 = 580,5 \text{ kN-m}$$

Langkah 5 : Cek apakah $f_s = f_y$

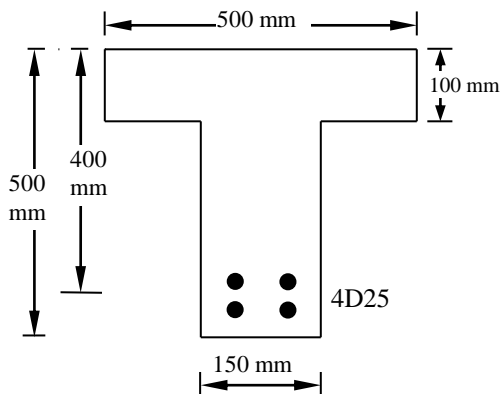
$$\frac{a}{d} = \frac{157}{610} = 0,257$$

$$\frac{a_b}{d} = 0,85 \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,510$$

karena $0,257 < 0,510$, maka $f_s=f_y$

Contoh 4.2

Hitung kapasitas momen positif balok T di bawah ini:



$$A_s = 1963,5 \text{ mm}^2$$

$$d = 400 \text{ mm}$$

$$b_f = 500 \text{ mm}$$

$$h_f = 100 \text{ mm}$$

$$b_w = 150 \text{ mm}$$

Syarat SNI:

- Tebal sayap $\geq \frac{1}{2} \cdot b_w$

$$100 \geq \frac{1}{2} \cdot 150 = 75 \text{ mm}$$

- Lebar efektif sayap $\leq 4 \cdot b_w$

$$500 \text{ mm} \leq 4 \cdot 150 = 600 \text{ mm}$$

Hitung a :

Asumsi zona tekan berbentuk persegi sehingga:

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{1963,5 \cdot 400}{0,85 \cdot 30 \cdot 500} = 61,6 \text{ mm} < h_f$$

Analisis dapat dilakukan sebagai balok persegi.

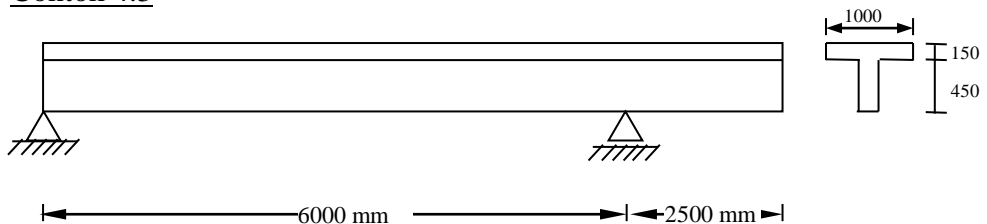
$$\frac{a}{d} = \frac{61,6}{400} = 0,154 < \frac{a_b}{d} = 0,85 \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,51$$

Maka $f_s = f_y$ (tulangan leleh)

$$\begin{aligned} M_n &= A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 289969680 \text{ N} \cdot \text{mm} \\ &= 289,97 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$\text{Kapasitas momen terfaktor} = 0,9 \cdot 289,97 = 260,97 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Contoh 4.3



Balok T pada konstruksi gambar di atas memikul berat sendirinya + beban mati tambahan sebesar 25 kN/m + beban hidup layak sebesar 60 kN/m. Berdasarkan hasil kombinasi pembebanan diperoleh :

- Pada daerah momen negatif:

$$M_D = 99,5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_L = 187,5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Pada daerah momen positif:

$$M_D = 97,86 \text{ kN-m}$$

$$M_L = 270 \text{ kN-m}$$

Rencanakan penulangan balok T tersebut pada daerah momen positif dan negatif. $f_c' = 30 \text{ MPa}$ dan $f_y = 400 \text{ MPa}$, $b_w = 300 \text{ mm}$

Jawab:

- Daerah momen negatif

$$M_u = 1,2 M_D + 1,6 M_L$$

$$= 1,2 \cdot 97,86 + 1,6 \cdot 270 = 4,194 \cdot 10^8 \text{ N-mm}$$

$$M_n = M_u / 0,9 = 5,2425 \cdot 10^8 \text{ N-mm}$$

$$M_n = C_c \left(d - \frac{a}{2} \right); \text{ ambil cover} = 50 \text{ mm}; d = 550 \text{ mm}$$

$$M_n = 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot a \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$5,2425 \cdot 10^8 = 0,85 \cdot 30 \cdot 300 \cdot a \cdot \left(550 - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 4207500a - 3825 \cdot a^2$$

$$3825 \cdot a^2 - 4207500 \cdot a + 5,2425 \cdot 10^8 = 0$$

$$\text{Diperoleh } a = 143,255 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05(30 - 28)}{7} = 0,84$$

$$c = a / \beta_1 = 143,255 / 0,84 = 170,54 \text{ mm}$$

Regangan baja tarik:

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

$$\varepsilon_s = \frac{550 - 168,536}{168,536} \cdot 0,003 = 0,0067 > \varepsilon_y = 0,002 \Rightarrow f_s = f_y$$

$$A_s = \frac{C_c}{f_y} = \frac{0,85 \cdot 30 \cdot 300 \cdot 143,255}{400} = 2739,752 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan yang dibutuhkan:

$$n = 2739,752 / (0,25 \cdot \pi \cdot 25^2) = 5, \dots$$

$$\text{Digunakan tulangan } 6D25 \rightarrow A = 6 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot 25^2 = 2943,75 \text{ mm}^2$$

Rasio tulangan:

$$\rho = \frac{2943,75}{300 \cdot 550} = 0,0178$$

Cek luas tulangan minimum dan maksimum:

$$\begin{aligned}
 A_{s,min} &= \frac{\sqrt{f'_c}}{2.f_y} \cdot b_w \cdot d \\
 &= \frac{\sqrt{30}}{2.400} \cdot 300 \cdot 550 \\
 &= 1129,68 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

atau

$$\begin{aligned}
 A_{s,min} &= \frac{\sqrt{f'_c}}{4.f_y} \cdot b_f \cdot d \\
 &= \frac{\sqrt{30}}{4.400} \cdot 1000 \cdot 550 \\
 &= 1882,8 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot \frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = 0,024$$

- Daerah momen positif

$$\begin{aligned}
 M_u &= 1,2 M_D + 1,6 M_L \\
 &= 1,2 \cdot 97,86 + 1,6 \cdot 270 = 5,494 \cdot 10^8 \text{ N-mm}
 \end{aligned}$$

$$M_n = M_u / 0,9 = 6,8679 \cdot 10^8 \text{ N-mm}$$

$$M_n = C_c \left(d - \frac{a}{2} \right); \text{ ambil cover} = 50 \text{ mm}; d = 550 \text{ mm}$$

$$M_n = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\begin{aligned}
 6,8679 \cdot 10^8 &= 0,85 \cdot 30 \cdot 1000 \cdot a \cdot \left(550 - \frac{a}{2} \right) \\
 &= 14025000a - 12750 \cdot a^2
 \end{aligned}$$

$$12750 \cdot a^2 - 14025000 \cdot a + 6,8679 \cdot 10^8 = 0$$

Diperoleh $a = 51,348 \text{ mm}$

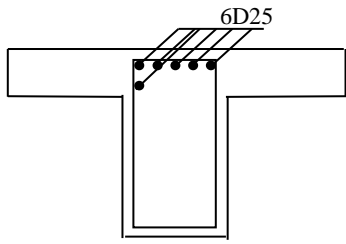
$$c = a / \beta_1 = 61,13 \text{ mm} < t_f = 150 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{550 - 61,13}{61,13} \cdot 0,003 = 0,024 > \epsilon_y = 0,002 \Rightarrow f_s = f_y$$

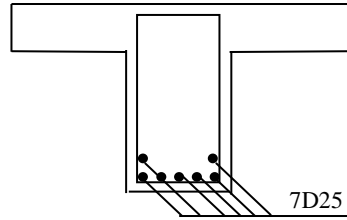
$$A_s = \frac{C_c}{f_y} = \frac{0,85 \cdot 30 \cdot 1000 \cdot 51,368}{400} = 3274,71 \text{ mm}^2$$

$$n = 6,67 \approx 7$$

Digunakan tulangan 7D25 $\rightarrow A_s = 3434,375 \text{ mm}^2$, $\rho = 0,021$



Penulangan momen negatif

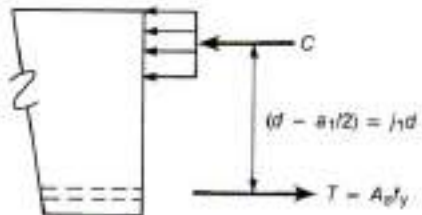
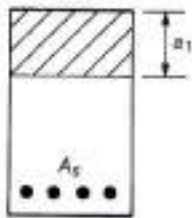


Penulangan momen positif

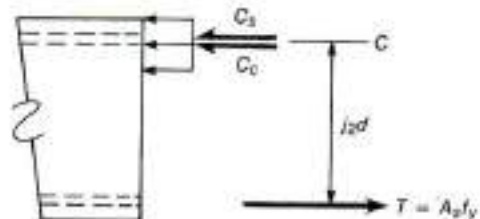
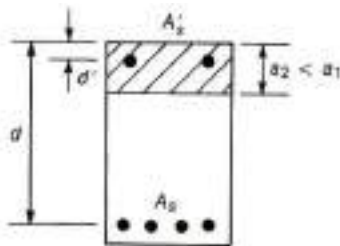
4.4. Balok dengan Tulangan Tekan

4.4.1. Pengaruh tulangan tekan pada kekuatan balok

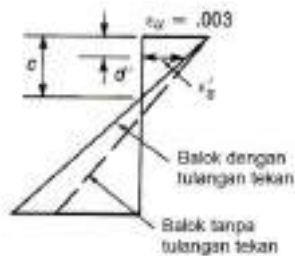
Pengaruh tulangan tekan pada beton bertulang dijelaskan berdasarkan Gambar 4.6.



(a) Balok dengan tulangan tarik saja



(b) Balok dengan tulangan tarik dan tekan



(c) Pengaruh tulangan tekan pada distribusi regangan kondisi ultimit
Gambar 4.6. Pengaruh tulangan tekan terhadap kapasitas momen

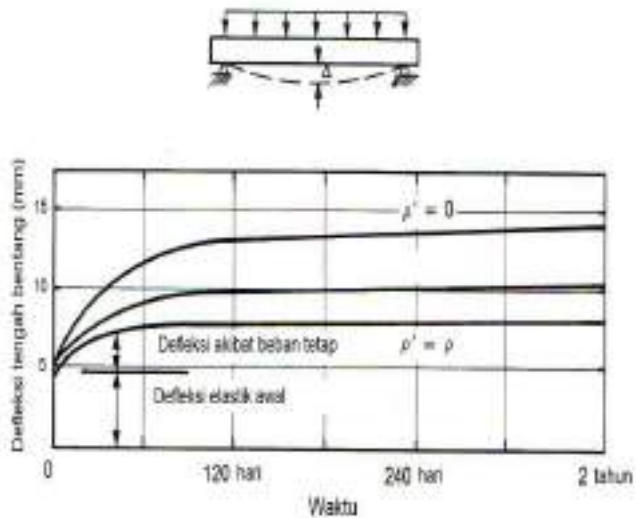
Pada balok tanpa tulangan tekan, semua gaya tekan yang terjadi akan ditahan oleh beton (Gambar 4.6a). Sedangkan pada balok dengan tulangan tekan, gaya tekan C ditahan baik oleh beton ($=C_c$) maupun oleh tulangan tekan ($=C_s$); Gambar 4.6b.

Karena sebagian gaya tekan ditahan oleh tulangan tekan, maka $C_c < C$, sehingga $a_2 < a$. Pada dasarnya nilai lengan momen j_2d tidaklah jauh berbeda dengan j_1d , sehingga kapasitas momen nominal penampang dengan tulangan tekan tidaklah jauh berbeda dengan kapasitas momen nominal penampang tanpa tulangan tekan.

MacGregor (1997) menguraikan beberapa keuntungan yang diperoleh dengan digunakannya tulangan tekan sebagai berikut:

- a) Mengurangi defleksi jangka panjang

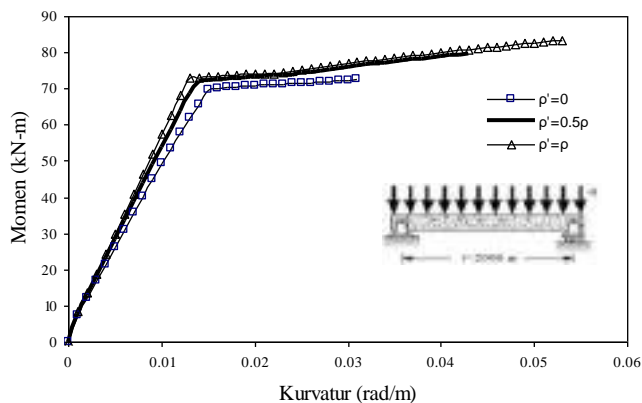
Gambar 4.7 memperlihatkan kurva perbandingan balok beton dengan variasi rasio pemasangan tulangan tekan (ρ'). Di dalam gambar tersebut terlihat bahwa defleksi balok di tengah bentang dalam jangka panjang semakin mengecil seiring dengan bertambahnya rasio tulangan tekan yang dipasang.



Gambar 4.7. Pengaruh tulangan tekan terhadap defleksi jangka panjang

b) Meningkatkan daktilitas

Gambar 4.8 menunjukkan kurva perbandingan antara balok tanpa tulangan tekan ($\rho'=0$), kemudian tulangan tekan dipasang dengan rasio sebesar setengah dari rasio tulangan tarik ($\rho'=0,5\rho$), dan apabila tulangan tekan dipasang dengan rasio yang sama dengan tulangan tarik ($\rho'=\rho$). Perbandingan tersebut memperlihatkan apabila rasio tulangan tekan ditingkatkan, maka penampang balok beton mempunyai sifat deformasi yang lebih tinggi atau dikatakan balok menjadi lebih daktil. Perilaku daktilitas yang tinggi pada balok sangat menguntungkan terutama apabila struktur berada di daerah gempa.



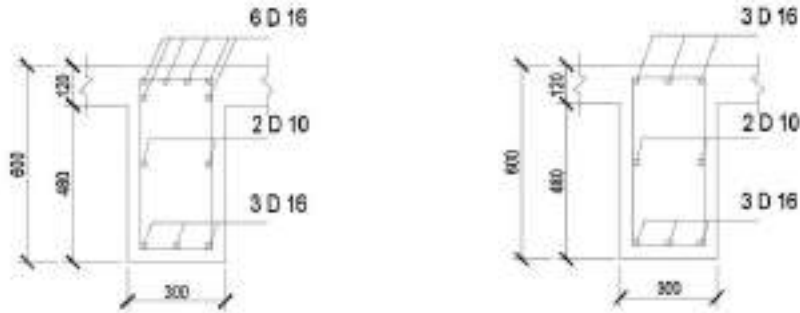
Gambar 4.8. Pengaruh tulangan tekan terhadap daktilitas

c) Merubah jenis keruntuhan tekan menjadi keruntuhan tarik

Pemasangan tulangan tekan juga memiliki keuntungan yaitu apabila dalam desain penampang ternyata terjadi keruntuhan tekan. Dengan memasang tulangan tekan dengan rasio tertentu, keruntuhan tekan tersebut dapat diubah menjadi keruntuhan tarik (Gambar 4.8).

d) Mempermudah pelaksanaan

Biasanya dalam penulangan balok diperlukan tulangan sengkang sebagai tulangan geser. Dengan pemasangan tulangan tekan akan mempermudah pengikatan tulangan, yaitu antara sengkang dengan tulangan tarik dan antara sengkang dengan tulangan tekan (Gambar 4.9).



a) Pemasangan tulangan tekan balok momen negatip
 b) Pemasangan tulangan tekan balok momen positif
 Gambar 4.9. Kaitan antara tulangan tekan dengan sengkang pada balok

4.4.2. Analisis balok dengan tulangan tarik dan tekan

Balok dengan tulangan tarik dan tekan biasanya dianalisis dengan cara yang mirip dengan cara yang digunakan untuk analisis balok T, dimana balok dibagi menjadi dua balok (Gambar 4.10).

Dalam analisis balok bertulangan ganda (tarik dan tekan) dibagi/dipecah menjadi:

- Balok I, yang terdiri atas tulangan tekan dan tulangan tarik dengan jumlah secukupnya sehingga $T_1 = C_s$
- Balok II, yang terdiri atas daerah tekan beton dan sisa tulangan tarik ($A_{s2} = A_s - A_{s1}$)

Pada gambar distribusi regangan di bawah dapat dibuktikan:

$$\varepsilon_s' = \left(\frac{c - d'}{c} \right) \cdot 0,003 \quad (4.22)$$

Jika $\varepsilon_s' \geq \varepsilon_y$, maka $f_s' = f_y$. Substitusi $c = a/\beta_1$ pada persamaan di atas:

$$\varepsilon_s' = \left(1 - \frac{\beta_1 \cdot d'}{a} \right) \cdot 0,003 \quad (4.23)$$

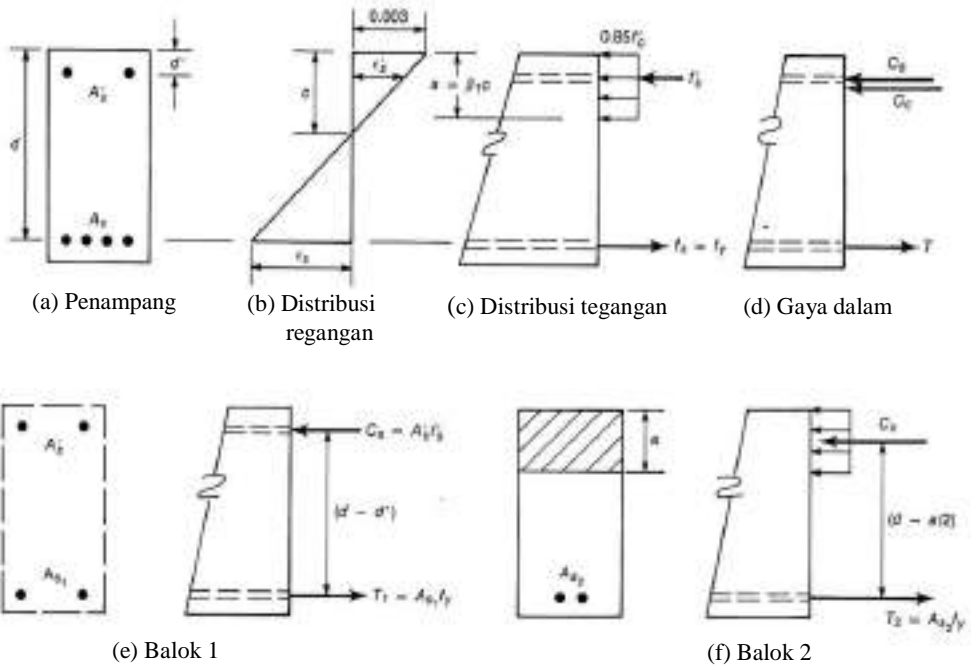
Dengan mengambil $\varepsilon_s' = \varepsilon_y$ dan $\varepsilon_y = f_y/E_s = f_y/200000$, maka nilai (d'/a) batas dimana tulangan tekan akan leleh adalah:

$$\left(\frac{d'}{a} \right)_{lim} = \frac{1}{\beta_1} \left(1 - \frac{f_y}{600} \right) \quad (4.24)$$

$$\text{Jika nilai } \left(\frac{d'}{a} \right) > \left(\frac{d'}{a} \right)_{lim} \Rightarrow \text{tulangan tekan tidak leleh} \quad (4.25)$$

$$\text{Jika nilai } \left(\frac{d'}{a} \right) \leq \left(\frac{d'}{a} \right)_{lim} \Rightarrow \text{tulangan tekan leleh} \quad (4.26)$$

Jika tulangan tekan leleh, perhitungan analisis kapasitas momen penampang akan lebih mudah dibandingkan dengan jika tulangan tekan tidak leleh.



Gambar 4.10. Mekanisme gaya, tegangan dan regangan balok dengan tulangan tekan

Kasus 1 : Tulangan Tekan Leleh

- Untuk balok I:

Luas tulangan tarik yang dibutuhkan pada balok I dihitung berdasarkan kondisi keseimbangan $C_s = T_1$, sehingga:

$$A_s' \cdot f_y = A_{sI} \cdot f_y \tag{4.27}$$

$$\text{atau } A_{sI} = A_s' \tag{4.28}$$

Kapasitas momen balok I dapat dihitung sebagai berikut:

$$M_{nI} = A_s' \cdot f_y (d - d') \tag{4.27}$$

- Untuk balok II:

$$\text{Luas tulangan sisa} = A_{s2} = A_s - A_{sI} \tag{4.30}$$

Jika tulangan tarik leleh maka :

$$T_2 = (A_s - A_{sI}) \cdot f_y = (A_s - A_s') \tag{4.31}$$

Gaya tekan pada beton:

$$C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \quad (4.32)$$

Berdasarkan keseimbangan gaya $C_c = T_2$, maka:

$$a = \frac{(A_s - A_s') \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \quad (4.33)$$

Kapasitas momen nominal untuk balok II adalah:

$$M_{n2} = T_2 \left(d - \frac{a}{2} \right) = (A_s - A_s') \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (4.34)$$

Sehingga momen nominal total penampang beton bertulangan ganda:

$$\begin{aligned} M_n &= M_{n1} + M_{n2} \\ &= A_s' \cdot f_y (d-d') + (A_s - A_s') \cdot f_y \cdot (d-a/2) \end{aligned} \quad (4.35)$$

Untuk membuktikan bahwa $f_s' = f_y$, maka perlu diperiksa apakah

$$\left(\frac{d'}{a} \right) \leq \left(\frac{d'}{a} \right)_{lim} \quad (4.36)$$

Sedangkan untuk membuktikan apakah $f_s = f_y$, persamaan berikut perlu dicek yaitu:

$$\left(\frac{a}{d} \right) \leq \left(\frac{a_b}{d} \right) \quad (4.37)$$

Kasus 2 : Tulangan Tekan Tidak Leleh

Jika tulangan tarik diasumsikan leleh, gaya dalam pada balok:

$$T = A_s \cdot f_y \quad (4.38)$$

$$C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \quad (4.39)$$

$$C_s = (E_s \cdot \varepsilon_s') \cdot A_s' \quad (4.40)$$

$$\text{dimana } \varepsilon_s' = \left(1 - \frac{\beta_1 \cdot d'}{a} \right) \cdot 0,003 \quad (4.41)$$

Persamaan keseimbangan gaya aksial pada penampang:

$$C_c + C_s = T \quad (4.42)$$

atau

$$0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot a + E_s \cdot A_s' \cdot \left(1 - \frac{\beta_1 \cdot d'}{a} \right) \cdot 0,003 = A_s \cdot f_y \quad (4.43)$$

Persamaan ini menghasilkan persamaan kuadrat dalam a , yaitu:

$$(0,85 \cdot f_c' \cdot b) \cdot a^2 + (0,003 \cdot E_s \cdot A_s' - A_s \cdot f_y) \cdot a - (0,003 \cdot E_s \cdot A_s' \cdot \beta_1 \cdot d') = 0 \quad (4.44)$$

Dari persamaan tersebut dapat dicari nilai variabel a , sehingga kapasitas momen penampang dapat dihitung yaitu:

$$M_n = C_c \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s \cdot (d - d') \quad (4.45)$$

Perlu dicatat bahwa persamaan kuadratik di atas hanya berlaku jika $f_s' \leq f_y$. Untuk membuktikan kebenaran asumsi $f_s' = f_y$, perlu dicek:

$$\left(\frac{a}{d} \right) \leq \left(\frac{a_b}{d} \right) \quad (4.46)$$

4.4.3. Rasio tulangan tarik maksimum untuk balok dengan tulangan tekan

SNI 2847-2019 memberikan batasan maksimum tulangan tarik:

- Untuk $f_s' = f_y$:

$$\rho_{maks.} = 0,75 \cdot \rho_b \quad (4.47)$$

$$\text{dimana } (\rho - \rho')_b = \frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \quad (4.48)$$

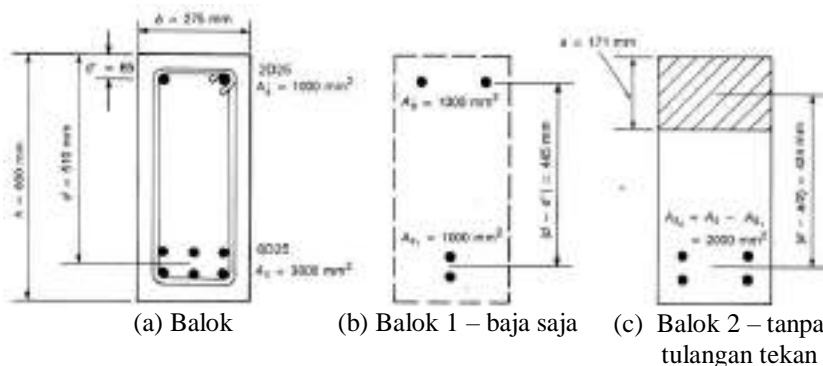
- Untuk $f_s' < f_y$:

$$\rho_{maks.} = 0,75 \cdot \rho_b \quad (4.49)$$

$$\text{dimana } \left(\rho - \frac{\rho' \cdot f_s'}{f_y} \right)_b = \frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \quad (4.50)$$

Contoh 4.4 (MacGregor, 1997)

Hitung kapasitas momen penampang berikut. $f_c' = 20$ MPa dan $f_y = 400$ MPa.



- 1) Asumsi $f_s' = f_y$ dan $f_s = f_y$ dan analisis balok menjadi dua bagian (gambar b dan c).

Karena semua baja leleh maka $A_{s1} = A_s' = 1000 \text{ mm}^2$

Sedangkan $A_{s2} = A_s - A_{s1} = 3000 - 1000 = 2000 \text{ mm}^2$

- 2) Hitung a untuk balok 2:

$$a = \frac{(A_s - A_s') \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{2000 \cdot 400}{0,85 \cdot 20 \cdot 275} = 171 \text{ mm}$$

- 3) Cek apakah tulangan tekan leleh

$$d' = 65 \text{ mm}$$

$$\frac{d'}{a} = \frac{65}{171} = 0,380$$

$$\text{Sedangkan } \left(\frac{d'}{a} \right)_{lim} = \frac{1}{\beta_1} \left(1 - \frac{f_y}{600} \right) = \frac{1}{0,85} \left(1 - \frac{400}{600} \right) = 0,392$$

Karena $\left(\frac{d'}{a} \right) < \left(\frac{d'}{a} \right)_{lim}$ maka tulangan tekan leleh.

- 4) Cek jika $f_s = f_y$

$$a = 171 \text{ mm} \Rightarrow \left(\frac{a}{d} \right) = \frac{171}{510} = 0,335$$

$$\text{Sedangkan } \left(\frac{a_b}{d} \right) = \beta_1 \frac{600}{600 + f_y} = 0,85 \cdot 0,6 = 0,510$$

Karena $\left(\frac{a}{d} \right) < \left(\frac{a_b}{d} \right)$ maka tulangan tarik leleh

- 5) Hitung ϕM_n

- a) untuk balok 1:

$$\begin{aligned} M_{n1} &= [A_s' \cdot f_y \cdot (d - d')] \\ &= [1000 \cdot 400 \cdot (510 - 65)] = 142,4 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

- b) untuk balok 2:

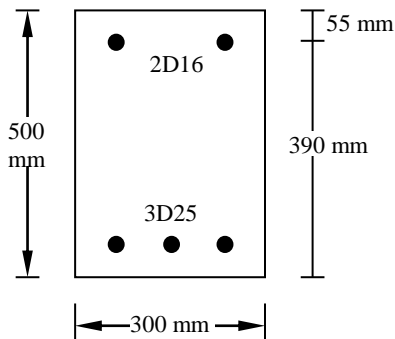
$$\begin{aligned} M_{n2} &= \left[(A_s - A_s') \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right] \\ &= \left[(3000 - 1000) \cdot 400 \cdot \left(510 - \frac{171}{2} \right) \right] = 271,68 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

Kapasitas momen total adalah:

$$\phi M_n = 0,9 (M_{n1} + M_{n2}) = 372,672 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Contoh 4.5

Hitung kapasitas momen penampang berikut. $f'_c=30$ MPa dan $f_y=400$ MPa



Penyelesaian:

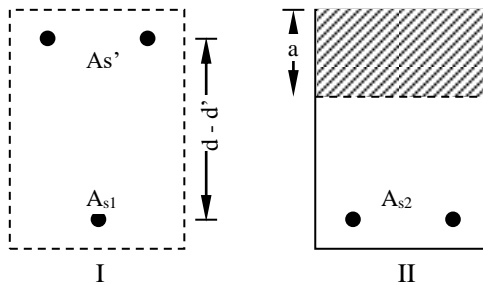
$$A_s' = 402,12 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 1472,62 \text{ mm}^2$$

$$d' = 55 \text{ mm}$$

$$d = 445 \text{ mm}$$

Balok dianalisis sebagai tulangan ganda:



$$A_{s1} = 490,87 \text{ mm}^2$$

$$A_s' = 402,12 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = 981,75 \text{ mm}^2$$

Hitung a (balok II)

$$a = \frac{(A_s - A_s') f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{981,75 \cdot 400}{0,85 \cdot 30 \cdot 300} = 51,33 \text{ mm}$$

Cek apakah tulangan tekan leleh:

$$\left(\frac{d'}{a}\right)_{\text{lim}} = \frac{1}{\beta_1} \left(1 - \frac{f_y}{600}\right) = \frac{1}{0,85} \left(1 - \frac{400}{600}\right) = 0,392 < \frac{d'}{a} = \frac{55}{51,33} = 1,071$$

Ternyata tulangan tekan belum leleh

Jika tulangan tarik diasumsikan leleh, gaya dalam pada balok:

$$\varepsilon_s' = \left(1 - \frac{\beta_1 d'}{a}\right) \cdot 0,003 = 0,003 - \frac{0,14}{a}$$

$$\begin{aligned} T &= A_s \cdot f_y \\ &= 1472,62 \cdot 400 \\ &= 589,05 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$C_c = 0,85 \cdot 30 \cdot a \cdot 300 = 7,65a \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} C_s &= E_s \cdot \varepsilon_s' \cdot A_s' \\ &= 200000 \cdot \left(0,003 - \frac{0,14}{a}\right) \cdot 402,12 \\ &= \left(241,272 - \frac{11259,36}{a}\right) \text{ kN} \end{aligned}$$

$$C_c + C_s = T$$

$$7,65a + 241,272 - \frac{11259,36}{a} = 589,05$$

$$7,65a^2 - 347,778a - 11259,36 = 0$$

$$a^2 - 45,46a - 1471,81 = 0$$

$$a_{1,2} = \frac{45,46 \pm \sqrt{45,46^2 + 4 \cdot 1471,81}}{2}$$

Dipakai $a = 67,32 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} M_n &= C_c \left(d - \frac{a}{2}\right) + C_s (d - d') \\ &= 240,71 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

Cek kondisi tulangan:

$$\frac{a_b}{d} = 0,85 \left(\frac{600}{600 + 400}\right) = 0,51 > \frac{a}{d} = \frac{67,32}{445} = 0,15$$

Sehingga tulangan tarik leleh

$$\text{Kapasitas momen terfaktor} = 0,9 \cdot 240,71 = 216,639 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Contoh 4.6

Rencanakan balok dengan tulangan ganda dengan data-data berikut:

$$M_u = 1000 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ (termasuk berat sendiri)}$$

$$f_c' = 27 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$d = 635 \text{ mm}$$

$$d' = 63,5 \text{ mm}$$

- 1) Estimasi lebar balok $b \sim 0,55 d = 350$ mm
- 2) Cek balok dalam kondisi tulangan tunggal

$$\begin{aligned}\rho_b &= \beta_1 \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y} \\ &= 0,85 \frac{0,85 \cdot 27}{400} \cdot \frac{600}{600 + 400} \\ &= 0,0293\end{aligned}$$

Ambil rasio tulangan tarik $0,5 \rho_b = 0,015$

$$A_{s1} = A_s - A_s' = 0,015 \cdot 350 \cdot 635 = 3333,75 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{(A_s - A_s') f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{3333,75 \cdot 400}{0,85 \cdot 27 \cdot 350} = 166,013 \text{ mm}$$

Kapasitas momen balok tulangan tunggal:

$$\begin{aligned}M_{n1} &= A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 3333,75 \cdot 400 \left(635 - \frac{166,013}{2} \right) \\ &= 736 \text{ kN} \cdot \text{m}\end{aligned}$$

Karena $M_{n1} < M_u = 1000$ kN-m maka balok menggunakan tulangan ganda.

- 3) Perhitungan balok tulangan tekan

Momen yang ditahan tulangan tekan:

$$\frac{M_u}{\phi} - M_{n1} = \frac{1000}{0,9} - 736 = 514 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Cek apakah tulangan tekan leleh:

$$\begin{aligned}\left(\frac{d'}{a} \right)_{lim} &= \frac{1}{\beta_1} \left(1 - \frac{f_y}{600} \right) \\ &= \frac{1}{0,85} \left(1 - \frac{400}{600} \right) \\ &= 0,391\end{aligned}$$

$$\frac{d'}{a} = \frac{63,5}{166,013} = 0,3825 < \left(\frac{d'}{a} \right)_{lim} \rightarrow \text{tulangan tekan leleh}$$

$$M_{n2} = A_s' \cdot f_y (d - d')$$

$$514 \cdot 10^6 = A_s' \cdot 400 (635 - 63,5)$$

$$\text{Diperoleh } A_s' = 2248,47 \text{ mm}^2$$

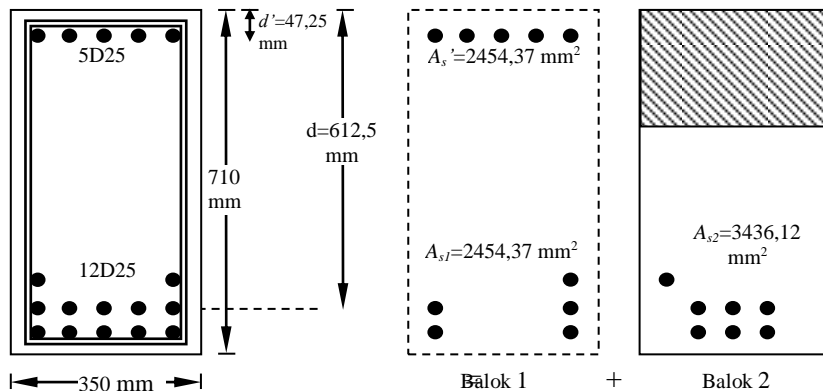
Luas tulangan tarik : $A_s = A_{s1} + A_{s'} = 3333,75 + 2248,47 = 5582,22$
 mm^2

4) Penulangan

Gunakan tulangan tarik 12D25 $\rightarrow A_s = 5890,5 \text{ mm}^2$ (tiga lapis)

Tulangan tekan 5D25 $\rightarrow A_{s'} = 2454,37 \text{ mm}^2$ (satu lapis)

Gambar balok tulangan ganda:



Mengingat susunan tulangan tarik balok di atas 3 lapis, maka dengan sendirinya nilai d berubah dari rencana desain awal, oleh karena itu perlu dicek kapasitas momen penampang, dengan membagi balok 1 dan balok 2 dengan jumlah tulangan seperti gambar di atas.

5) Cek kapasitas penampang

Balok 2 bertulangan tunggal, maka dihitung dahulu nilai a .

$$a = \frac{3436,12 \cdot 400}{0,85 \cdot 27 \cdot 350} = 171,11 \text{ mm}$$

$$\frac{d'}{a} = \frac{47,25}{171,11} = 0,276$$

$$\left(\frac{d'}{a}\right)_{\text{lim}} = 0,391 > \frac{d'}{a} \rightarrow \text{tulangan tekan leleh}$$

$$\frac{a_b}{d} = 0,85 \frac{600}{600 + 400} = 0,51$$

$$\frac{a}{d} = \frac{171,11}{612,5} = 0,279 < \frac{a_b}{d} \rightarrow \text{tulangan tarik leleh}$$

$$\begin{aligned} M_{nl} &= A_{s'} [f_y (d-d')] \\ &= 2454,37 [400 (612,5-47,25)] \\ &= 554,93 \text{ kN-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{n2} &= (A_s - A_s') \cdot f_y \cdot (d - a/2) \\
 &= (5890,5 - 2454,37) \cdot 400 \cdot (612,5 - 171,11/2) \\
 &= 724,26 \text{ kN-m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= 0,9 (554,93 + 724,26) \\
 &= 1151,271 \text{ kN-m} > M_u = 1000 \text{ kN-m} \quad \rightarrow \text{OK}
 \end{aligned}$$

6) Cek rasio tulangan:

$$0,75 \rho_b = 0,75 \cdot 0,0293 = 0,022$$

$$\rho = \frac{5890,5}{350 \cdot 612,5} = 0,0275$$

$$\rho' = \frac{2454,37}{350 \cdot 612,5} = 0,0114$$

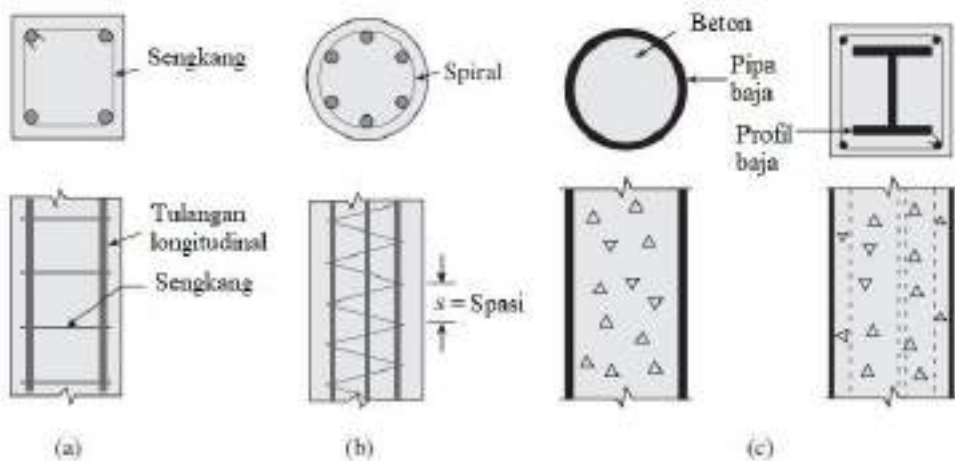
$$\rho - \rho' = 0,0161 < \rho_b \rightarrow \text{Rasio tulangan memenuhi}$$

BAB IX

KOMBINASI BEBAN TEKAN DAN LENTUR: KOLOM

9.1. Umum

Kolom merupakan komponen struktur tekan yang menerima beban aksial dan ditumpu oleh balok yang memikul gaya-gaya pada lantai. Kolom akan menyalurkan beban dari lantai di atasnya ke lantai tingkat yang lebih rendah hingga meneruskan beban-beban tersebut ke fondasi. Struktur kolom merupakan komponen yang paling kritis, dimana kegagalan ataupun keruntuhan kolom akan memicu dan secara progresif mengakibatkan keruntuhan struktur secara keseluruhan. Untuk mencegah kegagalan struktur kolom, standar perencanaan kolom menentukan faktor reduksi kekuatan (ϕ) yang lebih rendah dibandingkan dengan faktor ϕ balok untuk desain terhadap lentur, geser ataupun torsi. Sama halnya dengan balok, kekuatan kolom dievaluasi dengan memperhatikan prinsip-prinsip distribusi regangan disepanjang tebal kolom bersifat linier, tidak terjadi slip antara beton dan tulangan, regangan tekan maksimum beton pada kondisi ultimit=0,003, dan kekuatan tarik beton diabaikan.



Gambar 9.1. Beberapa tipe kolom: (a) kolom persegi dengan sengkang, (b) kolom dengan sengkang spiral, (c) kolom komposit

Tipe kolom yang sering dijumpai di lapangan diperlihatkan pada gambar 9.1, yaitu:

- a. Kolom penampang persegi yang dipasang tulangan longitudinal dengan tulangan pengikat lateral
- b. Kolom penampang bulat yang dipasang tulangan longitudinal yang dapat dipasang tulangan pengikat spiral maupun berbentuk cincin (hoop)
- c. Kolom komposit dimana profil baja ditanam dalam beton



(a) Penulangan kolom persegi



(b) Penulangan kolom bulat



(c) Pelaksanaan kolom pada gedung



(d) Kolom yang telah selesai di cor

Gambar 9.2. Kolom pada gedung



(a) Penulangan pilar



(b) Pilar jembatan tol Cipularang

Gambar 9.3. Pilar jembatan sebagai komponen struktur kolom

Berdasarkan beban yang bekerja, kolom dapat dibagi atas:

- Kolom yang dibebani secara konsentrik
Dalam kasus kolom konsentrik ini momen yang bekerja adalah nol ($M=0$).
- Kolom yang dibebani secara eksentrik
Dalam praktek semua kolom harus didesain terhadap kemungkinan adanya eksentrisitas (akibat ketidaksempurnaan bekisting dan lain-lain). Besarnya nilai eksentrisitas minimum biasanya diambil sebesar 10% dari tebal kolom untuk kolom persegi dan 5% diameter untuk kolom yang diberi spiral.

Keruntuhan pada kolom dapat disebabkan oleh:

- Kelelahan tulangan pada zona tarik
- *Crushing* beton pada zona tekan
Kedua sisitim keruntuhan terakhir di atas terjadi pada kolom pendek.
- Tekuk pada kolom langsing

Pemisahan atas kolom pendek dan kolom langsing didasari atas nilai rasio kelangsingan kolom yaitu (SNI 2847-2019 pasal 6.2.5 butir a):

- Kolom pendek yang tidak diberi bresing

$$\frac{k.L_u}{r} \leq 22 \quad (9.1)$$

- Kolom panjang/langsing yang tidak diberi bresing

$$\frac{k.L_u}{r} > 22 \quad (9.2)$$

dimana:

L_u = tinggi bagian kolom yang tidak ditumpu secara lateral

k = faktor yang bergantung pada jenis dukungan pada ujung-ujung kolom

r = radius girasi penampang berdasarkan SNI 2847 pasal 6.2.5.1.

Untuk kolom yang ditahan terhadap goyangan samping (SNI 2847 pasal 6.2.5 butir b):

$$\frac{k.L_u}{r} \leq 34 + 12(M_1/M_2) \quad (9.3)$$

dan

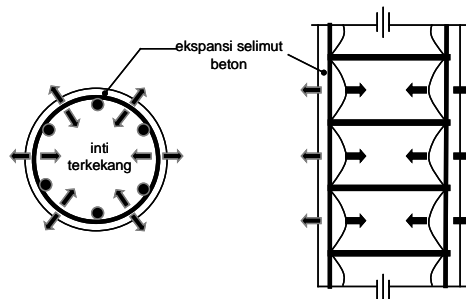
$$\frac{k.L_u}{r} \leq 40 \quad (9.4)$$

M_1/M_2 dalam persamaan (9.3) bernilai negatif jika kolom melentur dalam kurvatur tunggal, dan bernilai positif jika komponen struktur melentur dalam kurvatur ganda.

9.2. Mekanisme Keruntuhan Kolom

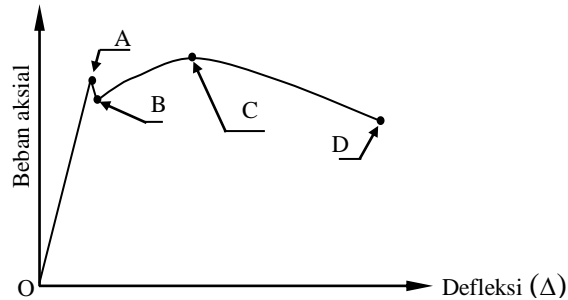
Mekanisme keruntuhan kolom dapat digambarkan dengan diagram Beban aksial (P) dan defleksi aksial (Δ) seperti terlihat pada Gambar 9.2 [Antonius, 2004]. Pada struktur kolom yang dikenai beban aksial secara monotonik, pengembangan lateral yang terjadi akan dihambat oleh tulangan lateral dengan tekanan secara pasif. Dalam waktu yang bersamaan selimut beton akan mengalami tegangan tarik. Seiring dengan terus meningkatnya beban aksial, bidang retak mulai terjadi antara selimut dan inti beton, dan mulai terjadi pemisahan yang ditunjukkan pada titik A (Gambar 9.3). Permulaan retak tersebut akan mengakibatkan selimut mulai kehilangan kekuatannya, dan beban pada kolom akan mengalami penurunan sampai ke titik B yaitu saat selimut beton terlepas dari inti secara sempurna.

Pada kondisi OAB tersebut tulangan lateral yang dipasang belum bekerja secara efektif. Selanjutnya pada fase BCD tulangan lateral mulai bekerja efektif dengan memberikan aplikasi tegangan lateral sehingga kekuatan kolom kembali meningkat. Besarnya peningkatan kekuatan kolom tersebut sangat tergantung dari karakteristik tulangan lateral yang dipasang.



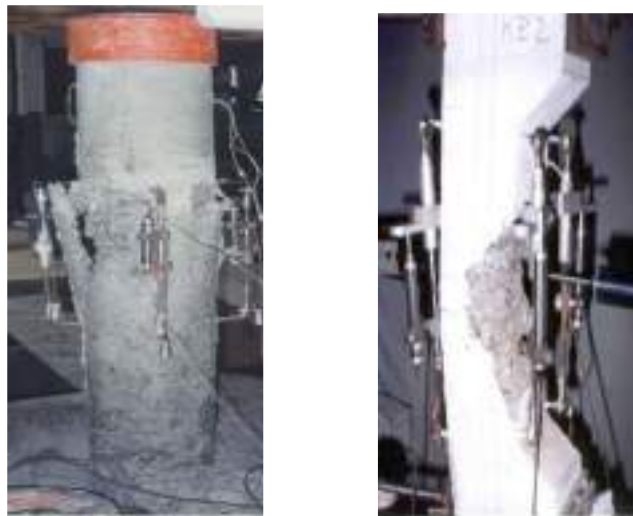
Gambar 9.2. Mekanisme terlepasnya selimut dari inti beton (Antonius, 2004)

Cusson & Paultre (1994) mengungkapkan bahwa pada kolom beton mutu tinggi besarnya penurunan kekuatan kolom dari saat awal *cover spalling* (titik A) sampai ke titik B berkisar antara 10 hingga 15%, dan proses ini terjadi dalam waktu yang relatif singkat. Perilaku ini berbeda dengan perilaku untuk kolom beton mutu normal, dimana proses *cover spalling* berlangsung secara bertahap (Sheikh & Uzumeri, 1980). Hasil studi Saatcioglu & Razvi (1998) melaporkan bahwa untuk kolom dengan kuat tekan beton lebih tinggi dari 80 MPa, beban puncak yang kedua (titik C) pada gambar 9.3 adalah kurang lebih sama atau bahkan lebih rendah daripada beban puncak yang pertama (titik A). Oleh karenanya kalkulasi kapasitas lentur penampang harus berdasarkan kondisi respon puncak yang pertama.



Gambar 9.3. Kurva Beban aksial-defleksi pada pengujian kolom

Gambar 9.4 memperlihatkan modus keruntuhan kolom pendek yang diberi beban konsentrik dan eksentrik berdasarkan hasil eksperimen. Terlihat pada gambar tersebut bahwa proses keruntuhan dimulai oleh terlepasnya selimut beton.

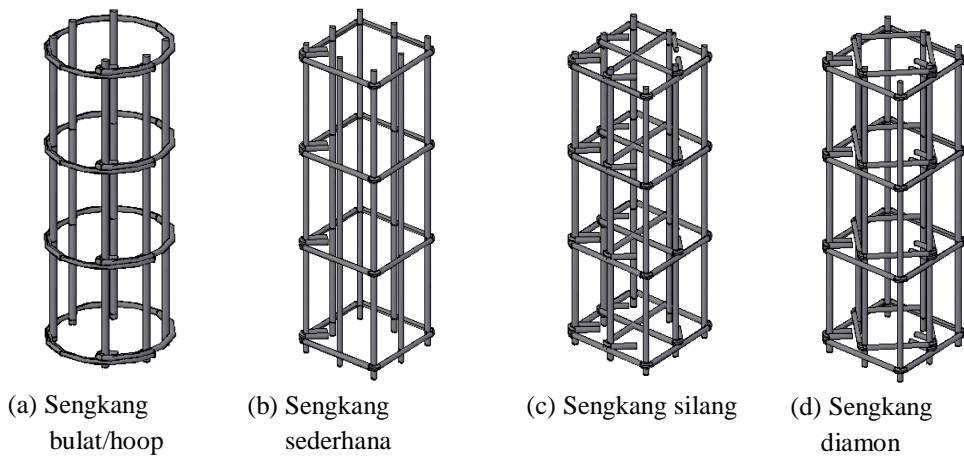


a) Keruntuhan kolom konsentrik b) Keruntuhan kolom eksentrik

Gambar 9.4. Keruntuhan kolom pendek hasil eksperimen (Antonius, 2002).

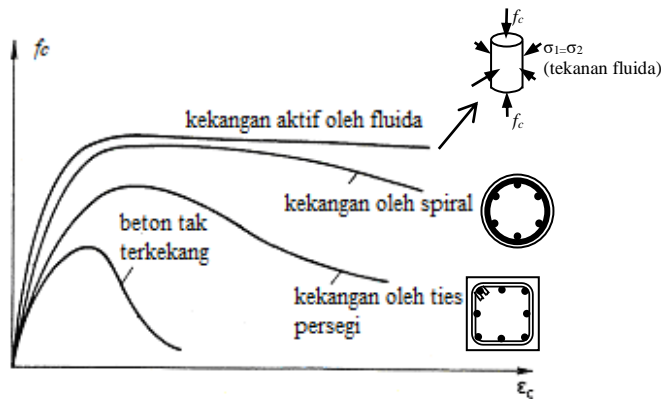
9.3. Kekangan pada Beton dan Konfigurasi Tulangan

Pemasangan tulangan lateral sebagai pengekang (*confinement*) pada penampang inti kolom dimaksudkan untuk meningkatkan tegangan lateral sehingga menambah kekuatan dan memperlambat proses keruntuhan kolom beton terkekang sehingga menjadi lebih daktail. Terlebih untuk beton mutu tinggi ($f'_c > 50$ MPa) yang mempunyai sifat sangat getas dibanding sifatnya beton mutu normal, pemasangan tulangan pengekang menjadi syarat mutlak untuk mengontrol keruntuhan kolom.



Gambar 9.5. Konfigurasi tulangan penampang bulat dan persegi

Bentuk tulangan lateral sebagai tulangan pengekan dapat bervariasi dan dikonfigurasi terutama pada kolom penampang persegi. Gambar 9.5 menunjukkan berbagai jenis konfigurasi tulangan pada kolom. Respon beton dengan berbagai sistem pengekan diperlihatkan pada Gambar 9.6.



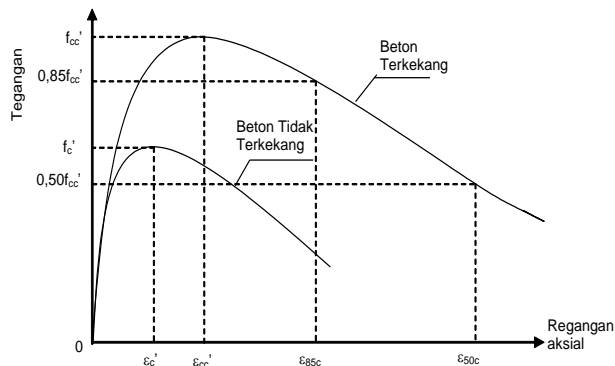
Gambar 9.6. Respon beton terhadap berbagai sistem pengekan (Antonius, 2010).

Penggunaan tulangan kekangan (*confinement*) pada inti beton dimaksudkan untuk meningkatkan kekuatan dan daktilitas dari kolom. Pada percobaan yang dilakukan di laboratorium, begitu regangan beton mencapai ϵ_{cu} , regangan pada tegangan puncak untuk *plain concrete*, selimut dari kolom akan mulai runtuh dan terlepas dari inti kolom. Mulai saat itu diketahui bahwa kekangan pada inti beton mulai aktif dengan memberikan tegangan lateral pada inti tersebut, untuk menahan inti beton mengalami deformasi lateral yang akan menyebabkan beton runtuh. Beton mengalami keruntuhan

setelah tercapai tegangan leleh pada kekangan tersebut, dengan asumsi bahwa tidak terjadi *buckling*.

Pemasangan tulangan lateral pada beton, terutama pada struktur kolom, dapat meningkatkan kekuatan dan daktilitas, bila dibandingkan dengan beton tanpa tulangan lateral (Gambar 9.7). Tulangan lateral tersebut sangat berperan dalam mengekang pengembangan lateral yang terjadi akibat beban tekan aksial, mencegah terjadinya *buckling* pada tulangan longitudinal, dan mencegah keruntuhan geser pada kolom. Semakin tinggi beban aksial yang bekerja terhadap kolom, semakin banyak pula tulangan lateral yang diperlukan agar struktur lebih kuat dan daktil.

Pada struktur beton bertulang yang menerima beban gempa, Imran & Hendrik (2010) menjelaskan bahwa perilaku plastifikasi yang daktil pada elemen struktur dapat terjadi bila dihasilkan bentuk plastifikasi yang didominasi oleh perilaku batas pada baja tulangan pada mekanisme lentur tarik.



Gambar 9.7. Perilaku tegangan-regangan beton terkekang dan beton tidak terkekang

Agar plastifikasi lentur yang terjadi dapat menghasilkan perilaku histeresis yang stabil (tidak *pinched*) salah satunya adalah dengan cara memberi pengekangan yang memadai. SNI 2847-2019 pasal 25.7.3.3 mensyaratkan rasio volumetrik minimum tulangan spiral bulat yang harus dipasang pada kolom sebagai berikut:

$$\rho_s = 0,45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} \quad (9.5)$$

Persamaan di atas diturunkan dengan prinsip bahwa spiral yang dipasang harus mampu meningkatkan kekuatan inti beton kolom setelah terlepasnya selimut beton. Subramanian (2011) mengungkapkan bahwa efektifitas

kekangan pada kolom penampang persegi adalah sekitar 75% dari efektifitas kekangan penampang bulat, dengan demikian substitusi nilai tersebut ke dalam persamaan (9.3) akan diperoleh luas tulangan pengekang minimum untuk kolom penampang persegi sebagai berikut:

$$A_{sh} = 0,30 \left(s.d_c \cdot \frac{f_c'}{f_y} \right) \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \quad (9.6)$$

Sheikh & Khoury (1997), Li & Park (2004) maupun Paultre & Legeron (2008) mengungkapkan agar daktilitas kolom yang memadai dapat tercapai terhadap beban seismik maka rasio antara luas penampang bruto kolom terhadap luas penampang inti (A_g/A_c) untuk penampang bulat adalah kurang dari nilai 1,27 dan untuk kolom penampang persegi mempunyai nilai kurang dari 1,3. Apabila nilai tersebut disubstitusikan pada persamaan di atas maka persamaan (9.3) berubah menjadi persamaan (9.5), dan persamaan (9.4) menjadi persamaan (9.6) di bawah ini.

$$\rho_s = 0,12 \frac{f_c'}{f_y} \quad (9.7)$$

$$A_{sh} = 0,09.s.d_c \frac{f_c'}{f_y} \quad (9.8)$$

SNI 2847-2019 pasal 18.7.5.3 menggunakan persamaan (9.7) dan (9.8) tersebut untuk struktur kolom yang didesain terhadap beban seismik dan menentukan nilai tegangan leleh tulangan pengekang (f_y) tidak lebih dari 700 MPa. Namun demikian ketentuan rasio tulangan pengekang di atas memerlukan batasan-batasan tertentu seperti tingkatan beban aksial dan hal ini akan dibahas lebih rinci dalam perencanaan struktur tahan gempa.

Meskipun persamaan tulangan pengekang yang digunakan SNI di atas diturunkan dari hasil pengujian BMN, namun penggunaan tulangan pengekang dengan tegangan leleh hingga 700 MPa salah satunya adalah untukantisipasi penggunaan BMT agar lebih efektif dan praktis dalam pemasangannya [Bayrak & Sheikh 2004, Djauhari dkk. 2007].

9.4. Kekuatan Kolom Pendek yang Dibebani Secara Konsentrik

Kekuatan kolom pendek yang dibebani secara konsentrik terbagi atas komponen sumbangan beton dan sambungan baja. Berdasarkan gambar 9.8, P_{oc} yaitu kekuatan aksial beton tanpa baja tulangan adalah:

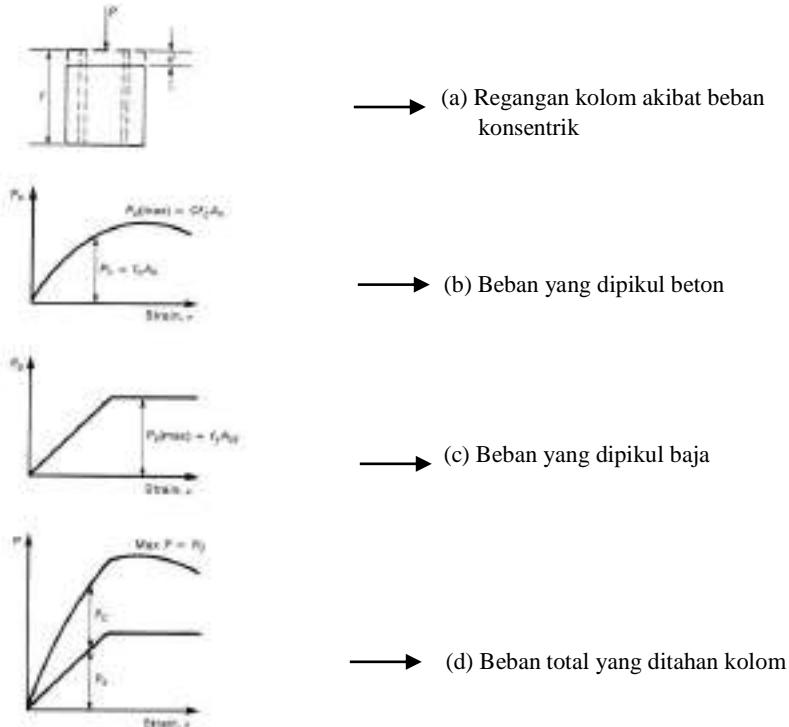
$$P_{oc} = 0,85 f_c' (A_g - A_s) \quad (9.9)$$

Dan kekuatan aksial tulangan baja (P_{os}) adalah:

$$P_{os} = f_y A_s \quad (9.10)$$

Dimana : A_s = luas total tulangan baja, yaitu $A_s + A_s'$

A_g = luas total penampang kotor



Gambar 9.8. Pembebanan kolom konsentrik dan perilaku kekuatan

Penggunaan nilai 0,85 dalam perhitungan kekuatan kolom didasari atas adanya perbedaan kekuatan tekan beton pada elemen struktur aktual terhadap kuat tekan beton silinder, yaitu $f'_{co} = 0,85f'_c$. Berdasarkan persamaan diatas, kekuatan aksial kolom adalah penjumlahan dari kekuatan beton dan kekuatan baja tulangan, jadi (SNI 2847 pasal 22.4.2.2):

$$P_o = 0,85 f'_c (A_g - A_s) + f_y A_s \quad (9.11)$$

SNI 2847-2019 pasal 22.4.2.1 mensyaratkan adanya reduksi kekuatan sedemikian rupa sehingga persamaan kekuatan kolom adalah sebagai berikut:

- Untuk kolom dengan tulangan spiral:

$$P_{n(max)} = 0,85 \{ 0,85 f'_c (A_g - A_s) + f_y A_s \} \quad (9.12)$$

- Untuk kolom dengan tulangan pengikat:

$$P_{n(max)} = 0,80 \{ 0,85 f'_c (A_g - A_s) + f_y A_s \} \quad (9.13)$$

Nilai kekuatan nominal diatas harus dikalikan lagi dengan faktor reduksi untuk elemen struktur tekan, yaitu:

$\phi = 0,70$ untuk kolom dengan tulangan spiral

$\phi = 0,65$ untuk kolom dengan tulangan pengikat/sengkang

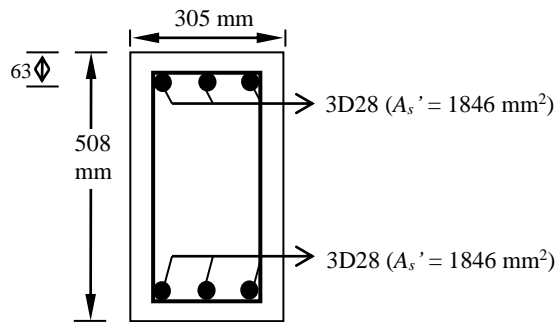
Contoh 8.1:

Kolom pendek berikut dibebani gaya aksial (lihat gambar)

Hitung kekuatan aksial nominal $P_{n(max)}$ dari penampang kolom tersebut.

$f'_c = 27,6$ MPa

$f_y = 400$ MPa



$$P_{n(max)} = 0,8 \{ 0,85 \times 27,6 (305 \times 508 - 1846 \times 2) + 400 (1846 \times 2) \}$$

$$= 4020 \text{ kN}$$

9.5. Kekuatan Kolom yang Dibebani Secara Eksentrik

Prinsip blok tegangan persegi ekuivalen yang berlaku pada analisis balok dapat juga diterapkan pada analisis kolom terhadap beban eksentrik. Gambar 9.9 menunjukkan penampang dan pembebanan kolom eksentrik. Akibat beban aksial yang arah garis kerjanya tidak berimpit dengan pusat berat penampang, maka akan timbul gaya aksial dan lentur yaitu momen. Berdasarkan gambar tersebut, perilaku regangan dan blok tegangan kolom eksentrik dapat diuraikan seperti gambar 9.10.

Persamaan keseimbangan:

$$P_n = C_c + C_s - T_s \quad (9.14)$$

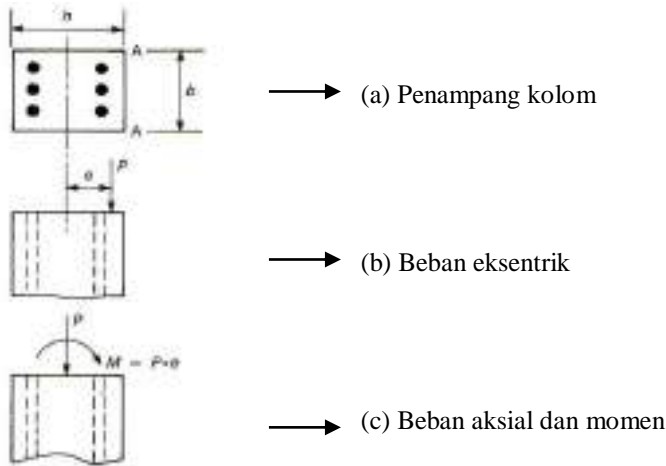
$$M_n = P_n e =$$

$$C_c \left(\bar{y} - \frac{a}{2} \right) + C_s (\bar{y} - d') + T_s (d - \bar{y}) \quad (9.15)$$

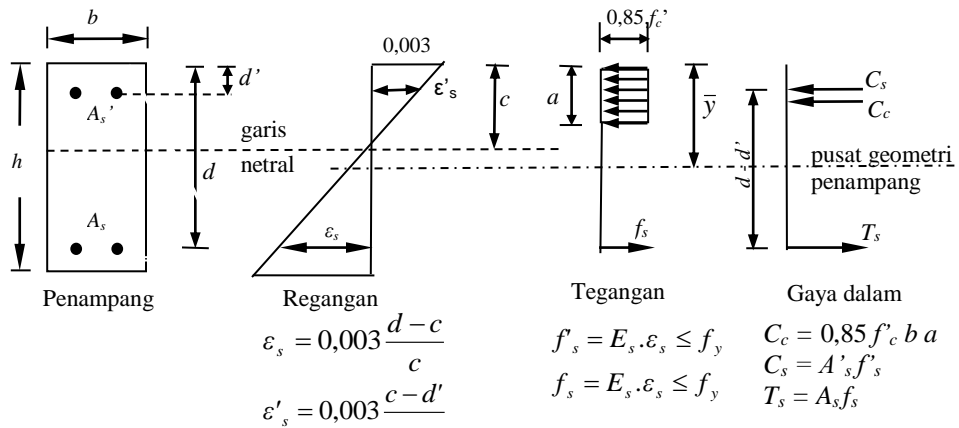
Atau

$$P_n = 0,85 f'_c b a + A_s' f'_s - A_s f_s \quad (9.16)$$

$$M_n = P_n \cdot e = 0,85 f'_c b \cdot a \left(\bar{y} - \frac{a}{2} \right) + A_s' f'_s (\bar{y} - d') + A_s f_s (d - \bar{y}) \quad (9.17)$$



Gambar 9.9. Penampang dan beban pada kolom eksentrik



Gambar 9.10. Perilaku regangan dan blok tegangan kolom eksentrik

Pada persamaan diatas, jarak garis netral c diasumsikan berada dalam daerah d penampang sehingga tulangan baja pada lokasi d benar-benar mengalami gaya tarik. Perlu dicatat bahwa gaya aksial P_n tidak boleh lebih besar dari $P_{n(max)}$. Dari persamaan-persamaan diatas dapat dilihat bahwa ada beberapa parameter yang tidak diketahui, yaitu tinggi blok tegangan ekuivalen, a ; f'_s , f_s , dan P_n untuk e tertentu atau e untuk P_n tertentu.

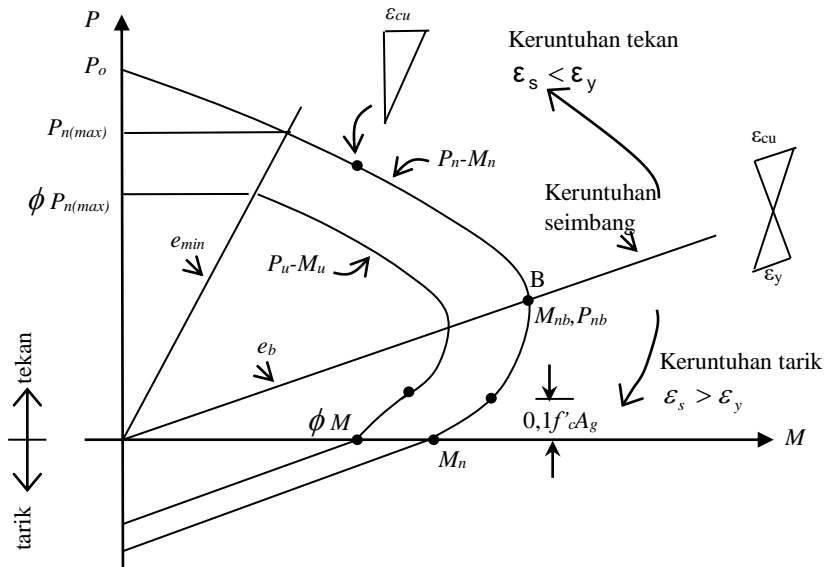
9.5.1. Tipe keruntuhan

Ada dua tipe keruntuhan kolom yang mengalami beban aksial dan lentur yaitu:

- Keruntuhan tarik ($f_s = f_y$)
- Keruntuhan tekan

Berhubung ada 2 tipe keruntuhan yang bergantung pada kombinasi P_n dan M_n , maka diagram interaksi keruntuhan adalah seperti terlihat pada Gambar 9.11. Berdasarkan diagram interaksi tersebut, kriteria keruntuhan kolom dapat dikelompokkan sebagai berikut:

- Keruntuhan tarik (*Tension failure*) yaitu $P_n < P_{nb}$ atau $e > e_b$
- Keruntuhan seimbang (*Balanced failure*), yaitu $P_n = P_{nb}$
- Keruntuhan tekan (*Compression failure*) yaitu $P_n > P_{nb}$ atau $e < e_b$



Gambar 9.11. Diagram interaksi kolom

9.5.2. Keruntuhan tarik pada penampang kolom persegi

Untuk kondisi $e > e_b$ atau $P_n < P_{nb}$, keruntuhan tarik akan terjadi pada tulangan baja sehingga $f_s = f_y$. Sedangkan tegangan baja tekan tidak harus selalu sama dengan f_y . Jika tulangan tekan leleh, maka $f_s' = f_y$. Untuk kondisi keruntuhan seperti ini dan $A_s = A_s'$, maka:

$$P_n = 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot a \quad (9.18)$$

$$M_n = P_n \cdot e = 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot a \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A_s \cdot f_y \cdot (d - d') \quad (9.19)$$

Dimana $\frac{h}{2} = \bar{y}$, yang merupakan pusat geometri penampang. Persamaan-persamaan di atas dapat digabung sehingga:

$$P_n \cdot e = P_n \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A_s \cdot f_y \cdot (d - d') \quad (9.20)$$

Karena $a = \frac{P_n}{0,85 \cdot f'_c \cdot b}$, maka:

$$P_n \cdot e = P_n \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{P_n}{1,7 \cdot f'_c \cdot b} \right) + A_s \cdot f_y \cdot (d - d') \quad (9.21)$$

Sehingga:

$$\frac{P_n^2}{1,7 \cdot f'_c \cdot b} - P_n \cdot \left(\frac{h}{2} - e \right) - A_s \cdot f_y \cdot (d - d') = 0 \quad (9.22)$$

Jika $\rho = \rho' = \frac{A_s}{b \cdot d}$, maka:

$$P_n = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \left[\left(\frac{h}{2} - e \right) + \sqrt{\left(\frac{h}{2} - e \right)^2 + \frac{2 \cdot A_s \cdot f_y \cdot (d - d')}{0,85 \cdot f'_c \cdot b}} \right] \quad (9.23)$$

Jika $m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c}$, persamaan di atas dapat ditulis:

$$P_n = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d \cdot \left[\frac{h - 2e}{2d} + \sqrt{\left(\frac{h - 2e}{2d} \right)^2 + 2 \cdot m \cdot \rho \cdot \left(1 - \frac{d'}{d} \right)} \right] \quad (9.24)$$

Jika $e = e' - d + \frac{h}{2}$ (dimana e' = jarak antara baja tarik dan beban P)

$$P_n = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d \cdot \left[\left(1 - \frac{e'}{d} \right) + \sqrt{\left(1 - \frac{e'}{d} \right)^2 + 2 \cdot m \cdot \rho \cdot \left(1 - \frac{d'}{d} \right)} \right] \quad (9.25)$$

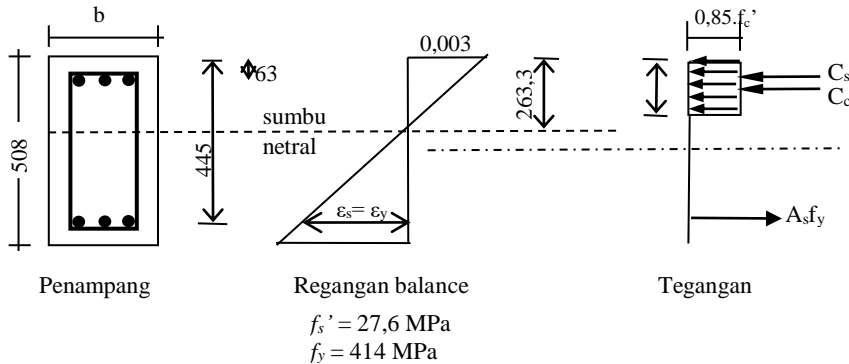
Untuk kondisi yang lebih umum dimana $\rho \neq \rho'$ dan massa beton yang dipindahkan karena adanya tulangan tekan diperhitungkan, sehingga $C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot (b \cdot a - A_s')$, maka:

$$P_n = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d \cdot \left\{ \begin{array}{l} \rho' \cdot (m - 1) - \rho \cdot m + \left(1 - \frac{e'}{d} \right) + \\ \sqrt{\left(1 - \frac{e'}{d} \right)^2 + 2 \cdot \left[\frac{e'}{d} (\rho m - \rho' m + \rho') + \rho' (m - 1) \left(1 - \frac{d'}{d} \right) \right]} \end{array} \right\} \quad (9.26)$$

Persamaan tersebut hanya berlaku jika tulangan baja tekan leleh.

Contoh 9.2

Tentukan P_{nb} dan e_b untuk penampang berikut ($A_s=A_s'=1846 \text{ mm}^2$).



Jawab: $\varepsilon_{c \max} = 0,003$ dan $\varepsilon_s = \varepsilon_y$

$$\frac{c_b}{d} = \frac{0,003}{0,003 + \frac{f_y}{E_s}}$$

$$c_b = 263,3 \text{ mm}$$

$$a_b = \beta_1 c_b = 0,85 \times 263,3 = 223,8 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s' = 0,003 \frac{c_b - d'}{c_b} = 2,28 \times 10^{-3} > 0,002$$

Sehingga : $f_s' = f_y = 414 \text{ MPa}$

$$P_{nb} = 0,85 \cdot 27,6 \cdot 305 \cdot 223,8$$

$$= 160 \cdot 10^4 \text{ N}$$

$$M_{nb} = 0,85 \cdot 27,6 \cdot 305 \cdot 223,8 \left(254 - \frac{223,8}{2} \right) + 1846 \cdot 414 \cdot (254 - 63)$$

$$+ 1846 \cdot 414 \cdot (414 - 254)$$

$$= 5195 \cdot 10^5 \text{ N-mm}$$

$$\text{Sehingga: } e_b = \frac{M_{nb}}{P_{nb}} = 324,4 \text{ mm}$$

Contoh 9.3

Data: $f'_c = 27,6 \text{ MPa}$

$f_y = 414 \text{ MPa}$

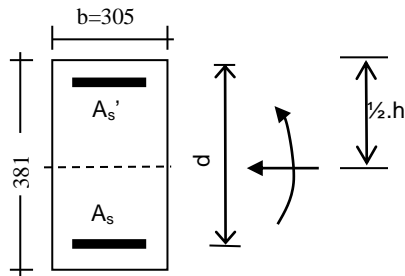
$e = M_n/P_n = 305 \text{ mm}$

$b = 305 \text{ mm}$

$h = 381 \text{ mm}$

$A_s = A_s' = 2000 \text{ mm}^2$

$d = 381 - 66 = 315 \text{ mm}$



Penampang

- *Balanced failure*

$$c_b = \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) d = \left(\frac{600}{600 + 414} \right) 315 = 187 \text{ mm}$$

$$a_b = 0,85 \cdot c_b = 0,85 \cdot 187 = 159 \text{ mm}$$

$$f'_s = 0,003 \cdot E_s \left(\frac{c_b - d'}{c_b} \right)$$

$$= 388 \text{ MPa} < 414 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} P_{nb} &= 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a_b + A_s' f'_s - A_s f_y \\ &= 0,85 \cdot 27,6 \cdot 305 \cdot 159 + 2000 \cdot 388 - 2000 \cdot 414 \\ &= 1,09 \cdot 10^6 \text{ N} = 1090 \text{ kN} \end{aligned}$$

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

$$= 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a_b \left(\bar{y} - \frac{a_b}{2} \right) + A_s' f'_s (\bar{y} - d') + A_s f_y (d - \bar{y})$$

$$M_{nb} = 0,85 \cdot 27,6 \cdot 305 \cdot 159$$

$$\left(190,5 - \frac{159}{2} \right) + 2000 \cdot 388 (190,5 - 66) + 2000 \cdot 414 (315 - 190,5)$$

$$= 326 \text{ kN-m} \quad (\bar{y} = 1/2 \cdot h = 190,5 \text{ mm})$$

$$e_b = \frac{M_{nb}}{P_{nb}} = \frac{326}{1090} \times 1000 \text{ mm} = 299 \text{ mm} < 305 \text{ mm}$$

Atau $e > e_b \rightarrow$ *Tension failure*

Cara coba-coba

Coba $c = 186 \text{ mm} \rightarrow a = \beta_1 c = 158 \text{ mm}$

$$f'_s = 0,003 \cdot 200000 \left(\frac{186 - 66}{186} \right) = 387 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} P_n &= (0,85 \cdot 27,6 \cdot 305 \cdot 158) + (2000 \cdot 387) - (2000 \cdot 414) \\ &= 1,07 \cdot 10^6 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= 0,85 \cdot 27,6 \cdot 305 \cdot 158 \left(190,5 - \frac{158}{2} \right) + 2000 \cdot 387 (190,5 - 66) + 2000 \cdot 414 (315 - 190,5) \\
 &= 326 \cdot 10^6 \text{ N-mm} \\
 e &= \frac{M_n}{P_n} = \frac{326}{1,07} = 304 \text{ mm} \approx e = 305 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

9.5.3. Faktor reduksi kekuatan kolom

Untuk kombinasi lentur dan aksial tekan:

$\phi = 0,65$ untuk kolom dengan tulangan sengkang ikat

$\phi = 0,7$ untuk kolom dengan tulangan spiral

SNI 2847-2019 pasal 21.2 memperbolehkan peningkatan nilai ϕ dari 0,7 ke 0,9 (untuk tulangan spiral) dan dari 0,65 sampai 0,9 (untuk tulangan sengkang pengikat) jika ϕP_n lebih kecil daripada $0,1 \cdot A_g \cdot f'_c$.

Jadi untuk kolom dengan tulangan ikat:

$$\phi = 0,90 - \frac{0,15 \cdot \phi \cdot P_n}{0,1 \cdot f'_c \cdot A_g} \geq 0,65 \quad (9.25)$$

Untuk kolom dengan tulangan spiral:

$$\phi = 0,90 - \frac{0,1 \cdot \phi \cdot P_n}{0,1 \cdot f'_c \cdot A_g} \geq 0,70 \quad (9.26)$$

dimana $P_u = \phi P_n$

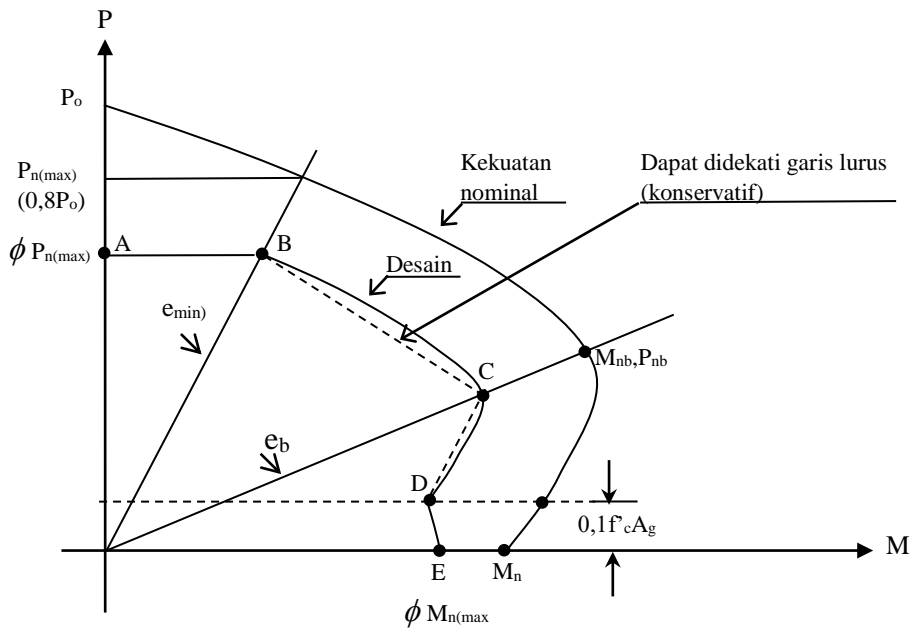
Batasan tersebut secara umum berarti bahwa faktor reduksi 0,65 dan 0,70 diatas hanya diberlakukan jika keruntuhan yang terjadi didahului oleh keruntuhan tekan.

Batasan diatas dapat diterapkan langsung untuk kolom dengan:

- $f_y \leq 420 \text{ MPa}$
- tulangan longitudinal bersifat simetris
- $\frac{(h - d' - d_s)}{h} \geq 0,70$

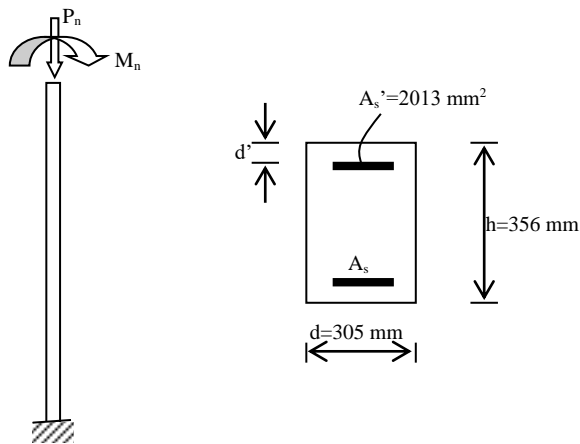
9.5.4. Diagram Interaksi Desain

Kapasitas suatu penampang kolom beton bertulang dapat dinyatakan dalam bentuk diagram interaksi P-M, yang menunjukkan hubungan beban aksial dan momen lentur pada elemen struktur tekan pada kondisi batas (Gambar 9.12).



Gambar 9.12. Diagram interaksi desain

Contoh 9.4



Data: $f_c' = 41,4 \text{ MPa}$
 $f_y = 414 \text{ MPa}$; Tulangan geser spiral
 $d' = 76 \text{ mm}$
 $A_s = A_s'$

Gambarkan diagram interaksi desain.

Jawab:

1) Titik A

$$P_{n \max} = 0,8 (0,85 \cdot f_c' A_g + A_s f_y)$$

(luas tulangan beton yang hilang akibat adanya tulangan diabaikan)

$$P_{n \max} = 0,8 (0,85 \cdot 41,4 \cdot 356 \cdot 305 + 2 \cdot 2013 \cdot 414) \\ = 4390 \text{ kN}$$

Senggang spiral $\phi = 0,7$

$$\phi P_{n \max} = 0,7 \cdot P_{n \max} = 3073 \text{ kN}$$

$$P_o = 0,85 \cdot f_c' A_g + A_s f_y = 5487,5 \text{ kN}$$

2) Titik C (kondisi *balanced*)

$$d = h - d' = 356 - 76 = 280 \text{ mm}$$

$$c_b = \left(\frac{600}{600 + 414} \right) \cdot 280 = 166 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s' = 0,003 \cdot \left(\frac{166 - 76}{166} \right) = 0,0016 < \frac{f_y}{E_s} = 0,00207$$

$$f_s' = 20000 \cdot 0,0016 = 320 \text{ MPa}$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,008 (41,4 - 30) = 0,76$$

$$a_b = \beta_1 \cdot c_b = 0,76 \cdot 166 = 126 \text{ mm}$$

$$P_{nb} = 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot a_b + A_s' f_s' - A_s f_y$$

$$P_{nb} = (0,85 \cdot 41,4 \cdot 305 \cdot 126) + (2013 \cdot 320) - (2013 \cdot 414) \\ = 1352,4 + 644,16 - 833,4 = 1163,2 \text{ kN}$$

$$M_{nb} = 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot a_b \left(\bar{y} - \frac{a}{2} \right) + A_s' f_s' (\bar{y} - d') + A_s f_y (d - \bar{y})$$

$$\bar{y} = \text{plastic centroid} = h/2 \text{ (tulangan } A_s' = A_s) \\ = 356/2 = 178 \text{ mm}$$

$$M_{nb} = 1352,4 \left(178 - \frac{126}{2} \right) + 644,16 (178 - 76) + 833,4 (280 - 178) \\ = 306,2 \text{ kN-m}$$

$$e_b = \frac{M_{nb}}{P_{nb}} = \frac{306,2 \cdot 10^6}{1163,2 \cdot 10^3} = 263 \text{ mm}$$

$$\phi P_{nb} = 0,7 \cdot P_{nb} = 0,7 \cdot 1163,2 = 814,2 \text{ kN}$$

$$\phi M_{nb} = 0,7 \cdot M_{nb} = 0,7 \cdot 306,2 = 214,3 \text{ kN-m}$$

3) Titik E

Analisis dilakukan dengan asumsi $A_s' = 0$ (pengaruh terhadap M_n relatif kecil)

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f_c \cdot b} = \frac{2013,414}{0,85 \cdot 41,4 \cdot 305} = 78 \text{ mm}$$

$$c = a/\beta_1 = 78/0,76 = 103 \text{ mm}$$

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 2013,414 \cdot \left(280 - \frac{103}{2} \right)$$

$$= 190,4 \text{ kN-m}$$

$$\phi M_n = 0,8 \cdot 190,4 = 152,3 \text{ kN-m}$$

4) Titik antara B dan C

Ambil $c=254 \text{ mm} > c_b$ (atau $e < e_b$)

Daerah *compression failure*.

$$\varepsilon_s' = 0,003 \frac{254 - 76}{254} = 0,0021 = \varepsilon_y$$

$$f_s' = f_y = 414 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_s = 0,003 \frac{280 - 254}{254} = 0,0003$$

$$f_s = 0,0003 \cdot 200000 = 60 \text{ MPa}$$

$$a = \beta_1 \cdot c = 0,76 \cdot 254 = 193 \text{ mm}$$

$$C_c = 0,85 \cdot 41,4 \cdot 193 \cdot 305 = 2071,4 \text{ kN}$$

$$C_s = 2031 \cdot 414 = 833,4 \text{ kN}$$

$$T_s = 2013 \cdot 60 = 120,8 \text{ kN}$$

$$P_n = C_c + C_s - T_s = 2071,4 + 833,4 - 120,8$$

$$= 2784 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \left(\bar{y} - \frac{a}{2} \right) + C_s (\bar{y} - d') + T_s (d - \bar{y})$$

$$= 2071,4 \left(178 - \frac{193}{2} \right) + 833,4 (178 - 76) + 120,8 (280 - 178)$$

$$= 266,1 \text{ kN-m}$$

$$\phi M_n = 0,7 \cdot 266,1 = 186,3 \text{ kN-m}$$

$$\phi P_n = 0,7 \cdot 2784 = 1948,8 \text{ kN}$$

5) Titik D pada saat $0,1 f_c A_g = \phi P_n$

$$0,1 f_c A_g = 0,1 \cdot 41,4 \cdot 305 \cdot 356 = 449,5 \text{ kN}$$

Coba $c = 123 \text{ mm}$

$$a = \beta_1 \cdot c = 0,76 \cdot 123 = 93,5 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s' = 0,003 \frac{123 - 76}{123} = 0,00114 < \varepsilon_y$$

$$f_s' = 0,00114 \cdot 200000 = 228 \text{ MPa}$$

$$C_c = 0,85 \cdot 41,4 \cdot 305,93,5 = 1003,5 \text{ kN}$$

$$C_s = 2031 \cdot 228 = 458,4 \text{ kN}$$

$$T_s = 2013 \cdot 414 = 833,4 \text{ kN}$$

$$P_n = C_c + C_s - T_s = 1003,5 + 458,4 - 833,4 = 629 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 0,7 \cdot 629 = 440,3 \text{ kN} \approx 449,5 \text{ kN}$$

(error $\pm 2\%$)

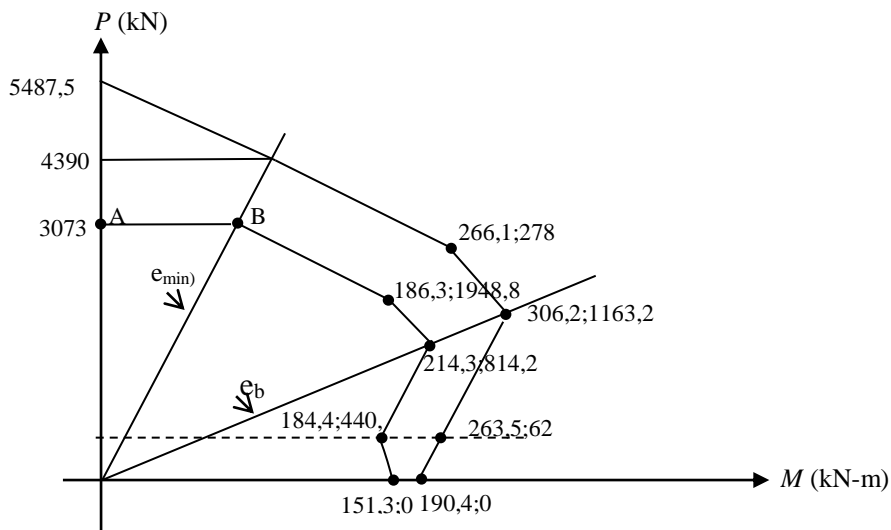
$$M_n = C_c \left(\bar{y} - \frac{a}{2} \right) + C_s (\bar{y} - d') + T_s (d - \bar{y})$$

$$= 1003,5 \left(178 - \frac{43,5}{2} \right) + 458,9(178 - 76) + 833,4(280 - 178)$$

$$= 263,5 \text{ kN-m}$$

$$\phi M_n = 0,7 \cdot 263,5 = 184,4 \text{ kN-m}$$

$$e = \frac{M_n}{P_n} = 419 \text{ mm}$$



Contoh 9.5 (Referensi Nilson et al., 2010)

Diketahui kolom dengan tulangan terdistribusi merata di keempat sisinya seperti gambar di atas. $f'_c = 42$ MPa and $f_y = 550$ MPa. Tentukan beban dan momen pada titik dimana $c = 460$ mm.

Penyelesaian

Regangan di setiap lapis tulangan pada gambar di atas dapat dihitung menggunakan perbandingan segitiga sehingga diperoleh nilai sebagai berikut ($E_s = 200.000$ MPa):

$$\epsilon_{s1} = 0.00258$$

$$f_{s1} = 516 \text{ MPa tekan}$$

$$\epsilon_{s2} = 0.00140$$

$$f_{s2} = 280 \text{ MPa tekan}$$

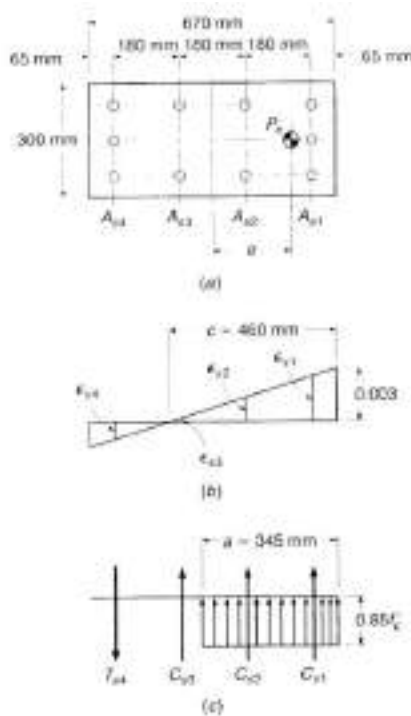
$$\epsilon_{s3} = 0.00023$$

$$f_{s3} = 46 \text{ MPa tekan}$$

$$\epsilon_{s4} = 0.00095$$

$$f_{s4} = 190 \text{ MPa tarik}$$

untuk $f'_c = 42$ MPa, $\beta_1 = 0.75$, sehingga $a = 0.75 \times 460 = 345$ mm.



$$C_c = 0.85 \times 42 \times 345 \times 300 \times 10^{-3} = 3608 \text{ kN, dan}$$

$$C_{s1} = 3018 \times 516 \times 10^{-3} = 1557 \text{ kN}$$

$$C_{s2} = 2012 \times 280 \times 10^{-3} = 563 \text{ kN}$$

$$C_{s3} = 2012 \times 46 \times 10^{-3} = 92 \text{ kN}$$

$$T_{s4} = 3018 \times 190 \times 10^{-3} = 573 \text{ kN}$$

$$P_n = 3608 + 1557 + 563 + 90 - 573 = 5245 \text{ kN}$$

$$M_n = 3608(335 - 172.5) + 1557(335 - 65) + 565(335 - 245) - 90(335 - 245) + 573(335 - 65)$$

$$= 1.204.000 \text{ kN-mm}$$

$$= 1204 \text{ kN-m}$$

Diperoleh nilai $e = 1.204.000/5245 = 230 \text{ mm}$

9.5.5. Kondisi tarik murni

Kekuatan penampang yang dibebani gaya tarik aksial murni dihitung dengan menganggap bahwa penampang telah retak dan mengalami regangan tarik seragam melebihi regangan leleh ε_y . Akibat regangan leleh tersebut semua lapisan tulangan pada penampang akan mencapai tegangan leleh, f_y , sehingga:

$$P_{nt} = \sum_{i=1}^n - f_y A_{si} \quad (9.21)$$

Dimana P_{nt} = kekuatan tarik nominal penampang

9.6. Perencanaan Kolom Pendek

SNI 2847-2019 pasal 18.7.4.1 membatasi rasio tulangan pada kolom sebesar:

$$0,01 \leq \rho \leq 0,06 \quad (9.22)$$

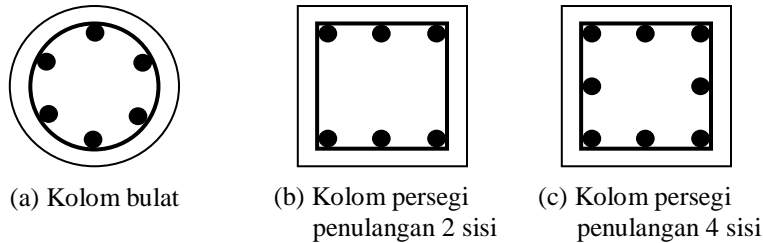
Walaupun ρ_{max} dapat diambil sebesar 0,006, pemasangan tulangan dengan rasio seperti ini sangat sulit dilakukan di lapangan, terutama jika digunakan jenis sambungan lewatan. Berdasarkan pengalaman, rasio tulangan yang paling ekonomis untuk kolom persegi adalah berkisar antara 1-3%. Jumlah tulangan minimum untuk kolom persegi adalah 4, dan jumlah tulangan minimum untuk kolom bulat adalah 6.

Pemilihan tipe kolom

Berdasarkan analisis yang pernah dilakukan, MacGregor (1997) mengungkapkan bahwa pemilihan tipe kolom dengan sistim penulangannya ditentukan berdasarkan rasio antara eksentrisitas beban terhadap tinggi penampang (e/h), yang diuraikan sebagai berikut:

- Untuk $e/h < 0,1$, kolom penampang bulat dengan sengkang bulat (spiral atau hoop) lebih efisien digunakan, terutama berkaitan dengan kapasitas beban yang dimilikinya (Gambar 9.13a).

- Untuk $e/h > 0,2$, kolom persegi dengan penulangan dua sisi (*two faces*) lebih efisien penggunaannya (Gambar 9.13b).
- Untuk $e/h < 0,2$, penggunaan kolom persegi dengan penulangan empat sisi (*four faces*) lebih efisien (Gambar 9.13c).



Gambar 9.13. Tipe penulangan kolom

Perkiraan ukuran kolom

Untuk nilai M yang kecil, ukuran kolom yang dibutuhkan dapat diperkirakan dari rumus berikut:

- Untuk kolom dengan tulangan spiral:

$$A_g = \frac{P_u}{0,50(f'_c + f_y \rho)} \quad (9.23)$$

- Untuk kolom dengan tulangan pengikat/sengkang:

$$A_g = \frac{P_u}{0,40(f'_c + f_y \rho)} \quad (9.24)$$

$$\rho = \frac{A_s}{A_g} \quad (9.25)$$

Persamaan-persamaan diatas cenderung *under-estimasi* ukuran kolom. Jika ada momen yang bekerja disamping beban aksial. Untuk kondisi seperti ini, nilai A_g yang didapat dari persamaan diatas harus diperbesar 50-100 mm. Jika momen yang bekerja lebih dominan, gunakan pendekatan perencanaan lentur.

9.6.1. Tulangan ikat (*ties*) pada kolom

Fungsi dipasangnya tulangan ties pada kolom:

1. Mengekang tulangan longitudinal terhadap tekuk
2. Memberi bentuk pada kolom dan mempertahankan posisi tulangan longitudinal selama pengecoran
3. Memberikan kekangan pada beton
4. Sebagai tulangan sengkang

Untuk tulangan spiral, SNI memberikan batasan minimum, yaitu:

$$\rho_s = 0,45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c}{f_y} \quad (9.26)$$

dimana

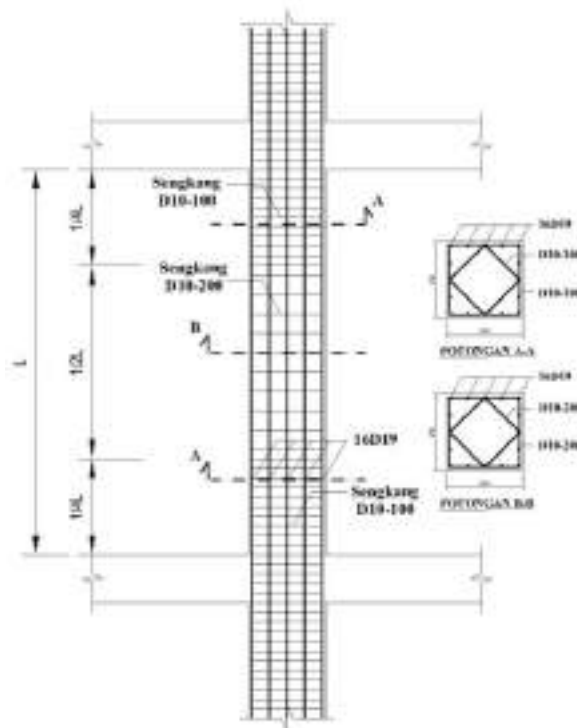
$$\rho_s = \frac{A_{sp} \cdot \pi \cdot D_c}{(\pi D_c^2 / 4) s} = \frac{4 \cdot A_{sp}}{s \cdot D_c} \quad (9.27)$$

Spasi bersih tulangan spiral tidak boleh melebihi 75 mm.

Spasi sengkang kolom penampang persegi adalah nilai terkecil dari:

- 16 d_b
- 48 $d_{\text{sengkang/strirup}}$
- Diameter penampang terkecil

Gambar 9.14 adalah contoh penulangan kolom dan hubungannya dengan balok dan plat pada struktur bangunan gedung.



Gambar 9.14. Contoh penulangan kolom persegi

9.6.2. Prosedur desain kolom pendek

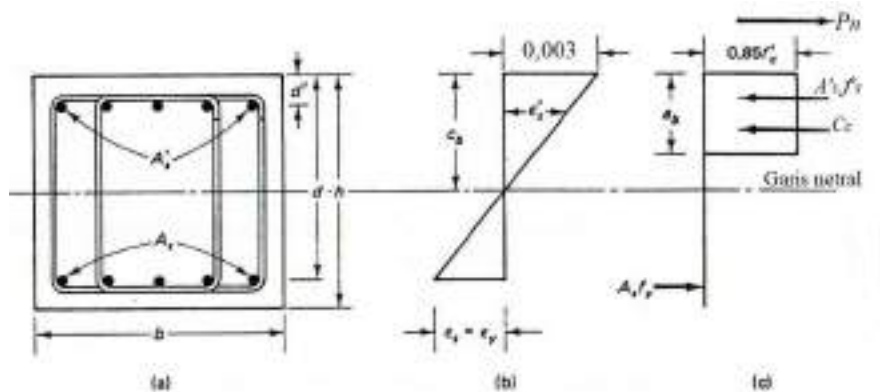
Secara garis besar langkah desain kolom pendek sebagai berikut:

1. Cek angka kelangsingan kolom dimana persyaratan angka kelangsingan maksimum sebesar 22 harus dipenuhi.
2. Tentukan beban ultimit P_u dan momen ultimit (M_u), kemudian hitung eksentrisitas $e = M_u / P_u$

3. Tentukan dimensi kolom dan tulangan longitudinal.
4. Perkirakan rasio tulangan longitudinal yaitu antara 1 dan 4%.
5. Tentukan rasio antara tinggi garis netral terhadap tinggi efektif penampang (c/d) untuk memberi batasan tipe keruntuhan kolom, maupun batas transisi antara terkontrol tekan dan terkontrol tarik.
6. Cek kapasitas penampang. Jika tidak memenuhi syarat, ulangi langkah 4 dan 5 sampai penampang mampu menahan beban terfaktor.
7. Rencanakan tulangan lateral/senggang.

Contoh 9.6

Rencanakan kolom ukuran 508x508 mm dengan rasio tulangan longitudinal diantara 2 dan 3%. Kolom menerima gaya aksial akibat beban mati 370 kN dan beban hidup 556 kN. Eksentrisitas $e=406$ mm, $f'_c=27,6$ MPa, $f_y=414$ MPa.



Penyelesaian

$$P_u = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} = 1,2 \cdot 370 + 1,6 \cdot 556 = 1595 \text{ kN}$$

$$M_u = P_u \cdot e = 1595 \cdot 406 = 648 \text{ kN-m}$$

Jika rasio tulangan longitudinal 3% dimana tulangan dipasang dua sisi, maka

$$\rho = \rho' = \frac{A_s}{bd} = 0,015$$

Diambil $d=63,5$ mm

$$\text{Maka } A_s = A_s' = 508 \cdot 63,5 \cdot 0,015 = 483,87 \text{ mm}^2$$

Coba tulangan 5D28=3077,2 mm² (untuk satu sisi)

$$\rho = \frac{3077,2}{508 \cdot 444,5} = 0,0136$$

Batas daerah keruntuhan tekan

$$\frac{c}{d} = 0,6$$

$$c=0,6.444,5=266,7 \text{ mm}$$

$$a=\beta_1.c=226,695 \text{ mm}$$

Cek tulangan tekan apakah sudah leleh:

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

$$\varepsilon'_s = 0,003 \frac{266,7 - 63,5}{266} = 0,0023 > 0,002$$

Tulangan tekan leleh, sehingga dipakai $f'_s=414 \text{ MPa}$

$$f_s = \varepsilon_y \cdot E_s = 0,002 \cdot 200000 = 400 \text{ MPa}$$

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b$$

$$= 0,85 \cdot 27,6 \cdot 226,695 \cdot 508$$

$$= 2701,68 \text{ kN}$$

$$C_s = A'_s \cdot f'_s = 3077,2 \cdot 414 = 1273,96 \text{ kN}$$

$$T_s = A_s \cdot f_s = 3077,2 \cdot 400 = 1230,88 \text{ kN}$$

$$P_n = C_c + C_s - T_s = 2701,68 \text{ kN}$$

$$M_n = 2701680 \left(254 - \frac{226,695}{2} \right) + 1273960(254 - 63,5) + 1230880(444,5 - 254)$$

$$= 865,38 \text{ kN-m}$$

$e = M_n / P_n = 0,320 \text{ m} = 320 \text{ mm} < e_{aktual} = 406 \text{ mm}$. Kolom terkontrol tarik.

Batas daerah keruntuhan tarik

$$\frac{c}{d} = 0,375$$

$$c = 0,375 \cdot 444,5 = 166,688 \text{ mm}$$

$$a = 0,85 \cdot 166,688 = 141,684 \text{ mm}$$

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

$$\varepsilon'_s = 0,003 \frac{166,688 - 63,5}{166,688} = 0,0019 < 0,002$$

Ternyata tulangan tekan belum leleh

$$f'_s = 0,0019 \cdot 200000 = 371,43 \text{ MPa}$$

$$C_c = 0,85 \cdot 27,6 \cdot 141,684 \cdot 508 = 1688,54 \text{ kN}$$

$$C'_s = 3077,2 \cdot 371,43 = 1142,96 \text{ kN}$$

$$T_s = 3077,2 \cdot 400 = 1230,88 \text{ kN}$$

$$M_n = 1688540 \left(254 - \frac{141,684}{2} \right) + 1142960(254 - 63,5) + 1230880(444,5 - 254)$$

$$= 769,69 \text{ kN-m}$$

$$e=0,494 \text{ m} = 494 \text{ mm} > e_{\text{aktual}} \text{ ok}$$

Cek kapasitas penampang

Coba $c=210 \text{ mm}$

$$\frac{c}{d} = \frac{210}{444,5} = 0,472 < 0,6$$

Tulangan tarik dianggap leleh $f_y=414 \text{ MPa}$

$$a=0,85 \cdot 210=178,5 \text{ mm}$$

cek tulangan tekan apakah leleh

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

$$\epsilon'_s = 0,003 \frac{210 - 63,5}{210} = 0,002$$

Tulangan tekan leleh

$$C_c=0,85 \cdot 27,6 \cdot 178,5 \cdot 508=2127,31 \text{ kN}$$

$$C_s=T_s=1273,96 \text{ kN}$$

$$P_n=0,85 \cdot 27,6 \cdot 178,5 \cdot 508=2127,31 \text{ kN}$$

$$M_n = 2127310 \left(254 - \frac{178,5}{2} \right) + 1273960(254 - 63,5) + 1273960(444,5 - 254) \\ = 835,85 \text{ kN-m}$$

$$e=835,85/2127,31=0,393 \text{ m} = 393 \text{ mm} < e_{\text{aktual}}$$

$$0,1 \cdot f'_c \cdot A_g = 0,1 \cdot 27,6 \cdot 508 \cdot 508 = 712,26 < P_n$$

$$c/d=2,12$$

$$\phi = 0,65 + 0,25 \left[\frac{1}{c/d} - \frac{5}{3} \right]$$

$$= 0,763$$

$$\phi P_n = 0,763 \cdot 2127,31 = 1622,07 \text{ kN} > P_u = 1595 \text{ kN}$$

Sehingga ukuran kolom dengan penulangannya aman.

Contoh 9.8

Desain kolom menggunakan diagram interaksi. Rencanakan kolom penampang persegi dengan data-data sebagai berikut:

$$P_u=1600 \text{ kN} \quad ; \quad M_u=150 \text{ kN-m} \quad ; \quad V_u=70 \text{ kN}$$

Tinggi kolom = 3,2 meter

Struktur kolom tak bergoyang.

1) Pilih material

ambil $f'_c = 28 \text{ MPa}$

tulangan longitudinal D19; $f_y=413 \text{ MPa}$

Anggapan awal ambil rasio tulangan $\rho_t=1,5\%$

$$A_g \geq \frac{P_u}{0,40(f'_c + f_y \rho_t)}$$

$$\geq \frac{1600000}{0,40(28 + 420 \cdot 0,015)}$$

$$\geq 116.618,08 \text{ mm}^2$$

Ambil ukuran kolom $400 \times 400 \text{ mm}^2 \rightarrow 160000 \text{ mm}^2$

$$e = \frac{M_u}{P_u}$$

$$= \frac{150}{1600} = 0,09 \text{ m}$$

$$e/h = 0,09/0,4 = 0,225 > 0,2$$

Gunakan penulangan kolom dengan dua sisi.

2) Cek kelangsingan

Kelangsingan kolom dapat diabaikan jika:

$$\frac{k \cdot l}{r} \leq 34 - 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)$$

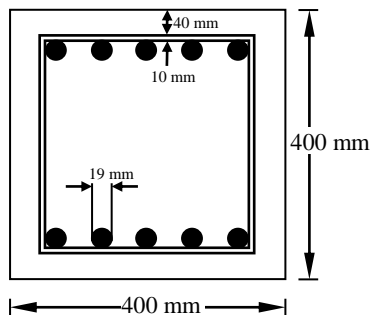
Untuk sistim struktur tak bergoyang, $k \leq 1$, dan M_1/M_2 diantara +0,5 dan -0,5. diasumsikan $k=1,0$ dan $M_1/M_2=+0,5$, sehingga

$$\frac{k \cdot l}{r} = \frac{1 \cdot 0,3200}{\sqrt{1/12 \cdot 400^2}} = 27,7$$

$$\text{Dan } 34 - 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) = 34 - 12 \cdot (+0,5) = 28 > 27,7 \rightarrow \text{kelangsingan diabaikan}$$

3) Gunakan diagram interaksi (lihat referensi Nilson et al., 2010).

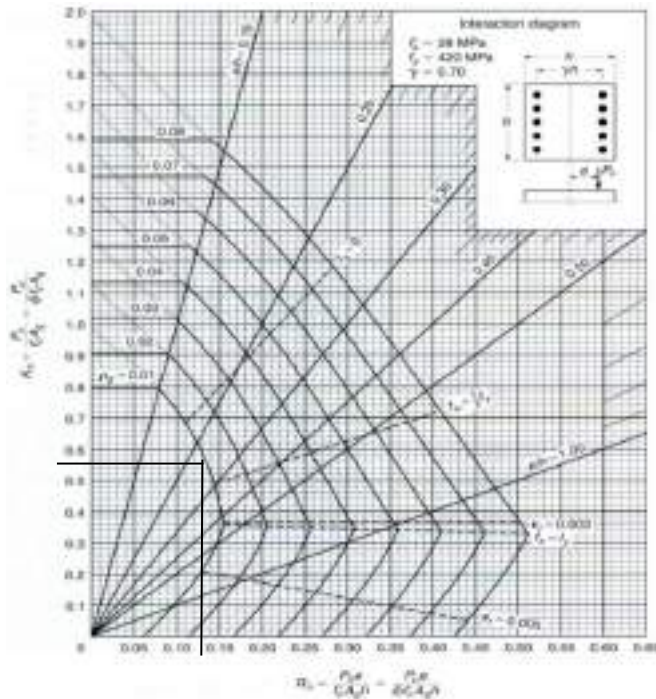
$$\gamma = \frac{400 - 2 \cdot (40 + 10 + 9,5)}{400} = 0,702 \approx 0,7$$



$$K_n = \frac{P_u}{\phi f'_c A_g} = \frac{1600000}{0,65 \cdot 28 \cdot 400 \cdot 400} = 0,55$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi f'_c A_g h} = \frac{150000000}{0,65 \cdot 28 \cdot 400 \cdot 400 \cdot 400} = 0,13$$

Dari diagram interaksi untuk $\gamma=0,7$ diperoleh $\rho = 0,009$. Digunakan rasio tulangan minimum, jadi $\rho=0,01$.



4) Hitung luas tulangan

Luas tulangan longitudinal yang diperlukan:

$$A_{st} = 0,01 \cdot 400 \cdot 400 = 1600 \text{ mm}^2.$$

$$\text{Jumlah tulangan} = n = 1600 / (0,25 \cdot \pi \cdot 19^2) = 5,6$$

Gunakan tulangan 6D19.

5) Pemilihan sengkang (ties)

Jarak sengkang:

- $16 \times 19 = 304 \text{ mm}$
- $48 \times 10 = 480 \text{ mm}$
- Dimensi kolom terkecil = 400 mm

Diambil sengkang jarak 300 mm

6) Cek kapasitas geser.

$$V_c = \frac{1}{6} \left(1 + \frac{1600000}{14.400^2} \right) \sqrt{20,7} \cdot 400 \cdot 340,5$$

$$= 177,23 \text{ kN}$$

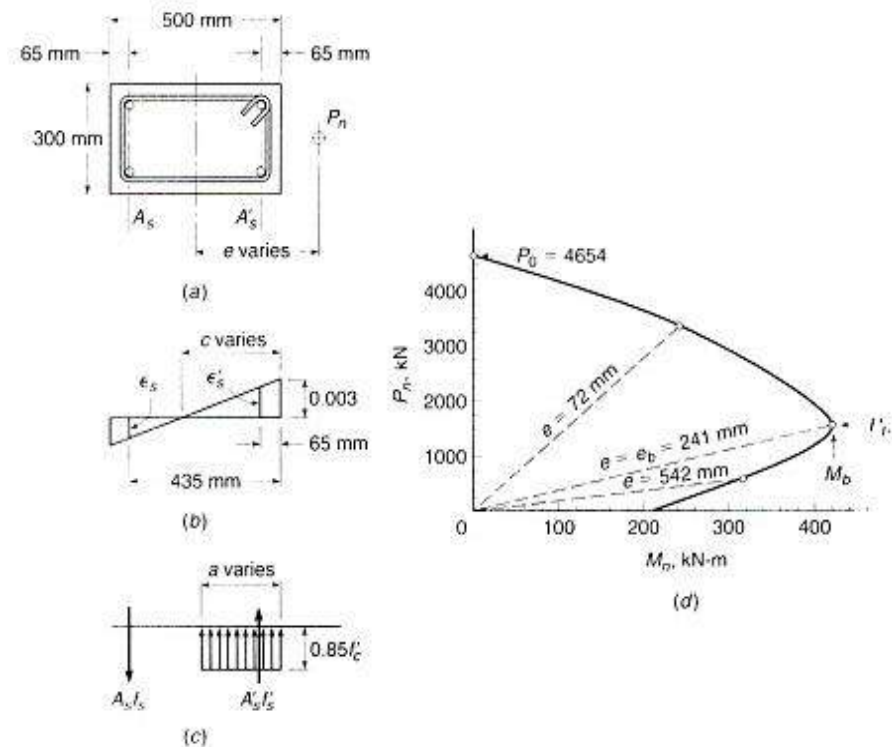
$$\frac{1}{2} \phi \cdot V_c = \frac{1}{2} \cdot 0,75 \cdot 177,23 = 66,46 \text{ kN} < V_u = 70 \text{ kN}$$

Perlu tulangan geser dengan jarak $d/2 = 340,5/2 = 152,25 \text{ mm}$ atau diambil 150 mm.

Contoh 9.7 (Referensi Nilson et al. 2010)

Diketahui kolom penampang 300x500 mm dengan luas tulangan 2x645 mm² seperti terlihat pada gambar di bawah. $f'_c=28 \text{ MPa}$, $f_y=420 \text{ MPa}$. Tentukan

- P_b , M_b dan e_b
- Beban aksial dan momen pada batas keruntuhan tarik pada kurva interaksi
- Beban aksial dan momen pada batas keruntuhan tekan pada kurva interaksi
- Kapasitas aksial pada $e=0$
- Sketsa diagram interaksi
- Desain tulangan transversal



Penyelesaian

- (a) Sumbu netral pada kondisi seimbang ditentukan dengan persamaan berikut:

$$\frac{c_b}{d} = \frac{0,003}{0,003 + \frac{f_y}{E_s}}$$

Dimana $d=435$ mm dan $\varepsilon_y = 420/200000 = 0.0021$

$$c_b = 435 \times \frac{0.003}{0.0051} = 256 \text{ mm} ,$$

$a_b = \beta_1 c_b = 0,85 \times 256 = 218$ mm. Pada kondisi seimbang, $f'_s = f_y$.

Tegangan tulangan tekan adalah: $f'_s = 0.003 \times 200,000 \frac{256-65}{256} = 448$

MPa > 420 MPa, sehingga tulangan tekan leleh.

Selanjutnya

$$C_c = 0.85 \times 28 \times 218 \times 300 \times 10^{-3} = 1557 \text{ kN}$$

$$P_b = 1557 + 1290 \times 420 \times 10^{-3} - 1290 \times 420 \times 10^{-3} = 1557 \text{ kN}$$

dan

$$M_b = 1557 (250 - 109) + 1290 \times 420 (250 - 65) + 1290 \times 420 (435 - 250)$$

$$= 420 \times 10^3 \text{ kN-m}$$

diperoleh $e_b = 270$ mm

- (b) Dipilih nilai c yang lebih kecil dari $c_b = 256$ mm yang menandakan berada pada titik keruntuhan tarik, atau eksentrisitasnya lebih besar dari e_b . diambil nilai $c = 125$ mm. Jika $f'_s = f_y$, maka tegangan tulangan tekan adalah:

$$f'_s = 0,003 \times 200.000 \frac{125-65}{125} = 288 \text{ MPa}$$

Nilai $a = 0.85 \times 125 = 106$ mm, sehingga

$$C_c = 0.85 \times 28 \times 106 \times 300 \times 10^{-3} = 757 \text{ kN.}$$

$$P_n = 757 (250-53) + 1290 \times 288 (250 - 65) + 1290 \times 420 (435 - 250) \\ = 318 \times 10^3 \text{ kN-mm} = 318 \text{ kN-m}$$

Nilai $e = 318,000/587 = 542$ mm, dan asumsi benar nilai tersebut berada di atas nilai e_b .

- (c) Dipilih nilai c yang lebih besar dari c_b sehingga nilai tersebut berada pada daerah keruntuhan tekan pada kurva interaksi. Pilih $c = 460$ mm, sehingga $a = 0.85 \times 460 = 391$ mm. Nilai C_c adalah:

$$C_c = 0.85 \times 28 \times 391 \times 300 \times 10^{-3} = 2792 \text{ kN.}$$

Tegangan tulangan tarik adalah

$$f'_s = 0.003 \times 200.000 \frac{435 - 460}{460} = -33 \text{ MPa}$$

Tegangan tulangan tekan adalah

$$f'_s = 0.003 \times 200.000 \frac{460 - 65}{460} = 515 \text{ MPa} > 420 \text{ MPa}$$

sehingga kapasitas kolom

$$P_n = 2792 + 1290 \times 420 \times 10^{-3} + 1290 \times 33 \times 10^{-3} = 3376 \text{ kN}$$

$$M_n = 2792 (250 - 196) + 1290 \times 420 (250 - 65) - 1290 \times 33 (435 - 250) \\ = 243 \text{ kN-m}$$

dan nilai $e = 243,000/3376 = 72 \text{ mm}$.

(d) Kapasitas aksial kolom pada $e = 0$.

$$P_n = 0.85 \times 28 \times 300 \times 500 \times 10^{-3} = 4654 \text{ kN}$$

$$P_n = 0.85 \times 28 \times (300 \times 500 - 2580) \times 10^{-3} + (2580 \times 420) \times 10^{-3} = 4592$$

kN

Perbedaan kedua perhitungan di atas sekitar 1% sehingga dapat diabaikan.

(e) Diagram interaksi seperti gambar di atas.

(f) Desain sengkang, jarak sengkang s diambil yang terkecil dari (jika sengkang D10, tulangan longitudinal D25):

- $48 \times 10 = 480 \text{ mm}$
- $16 \times 25 = 400 \text{ mm}$
- $b = 300 \text{ mm}$

9.7. Kolom Lentur Biaksial

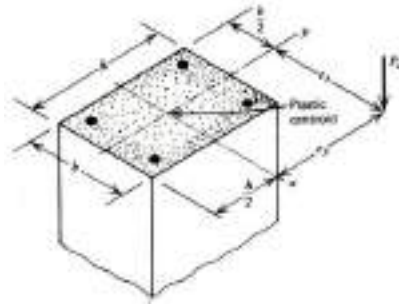
9.7.1. Umum

Pada umumnya, kolom-kolom bangunan terutama yang berada di sudut bangunan mengalami momen lentur terhadap kedua sumbu utamanya (momen lentur biaksial). Untuk kolom penampang bulat, tidak ada masalah yang berarti berkaitan dengan kondisi momen-momen lentur biaksial tersebut, karena sumbu-sumbu utama kolom bulat jumlahnya adalah tak hingga. Pilar jembatan juga hampir selalu mengalami lentur biaksial. Sehingga momen resultan M_u yaitu:

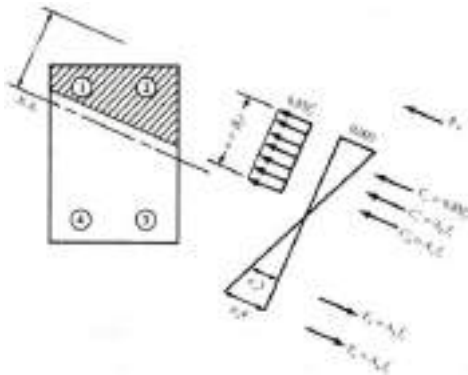
$$M_u = [M_{ux}^2 + M_{uy}^2]^{1/2} \quad (9.28)$$

dan

$$e = [e_x^2 + e_y^2]^{1/2} \quad (9.29)$$

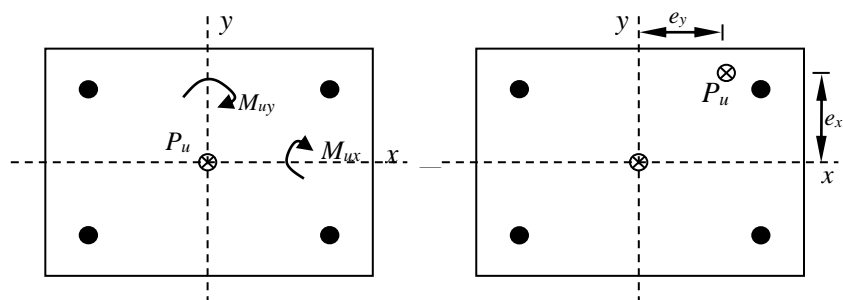


Gambar 9.15. Penampang kolom simetris terhadap lentur biaksial



Gambar 9.16. Distribusi regangan dan gaya-gaya dalam lentur biaksial

Hal yang sama tidak berlaku pada kolom penampang persegi, sehingga diperlukan analisis yang khusus. Analisis yang umum untuk kondisi di atas sulit dilakukan, karena lentur biaksial akan menghasilkan sumbu netral yang membentuk sudut terhadap sumbu-sumbu utama. Selain itu, sumbu netral tidak selalu tegak lurus terhadap bidang lentur resultan.

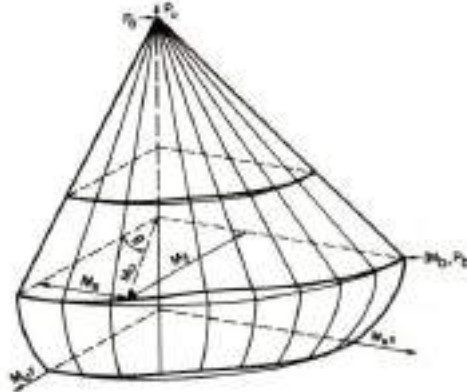


Gambar 9.17. Analisis kolom yang mengalami lentur biaksial

Bentuk analisis umum yang sering dilakukan adalah sebagai berikut:

- Untuk lokasi sumbu netral yang tertentu, distribusi regangan pada kondisi ultimit dapat digambar ($\epsilon_{cu}=0,003$).

Dengan diketahuinya distribusi regangan, tegangan dan gaya-gaya dalam dapat dihitung. P_n , M_{nx} dan M_{ny} kemudian dapat dihitung dengan menggunakan statika. Kombinasi P_n , M_{nx} dan M_{ny} yang berhubungan dengan kondisi keruntuhan/ultimit (yaitu $\epsilon_{cu}=-0,003$) dapat direpresentasikan dalam bentuk permukaan keruntuhan tiga dimensi.



Gambar 9.18. Interaksi P-M keruntuhan permukaan kolom beton bertulang terhadap lentur biaksial

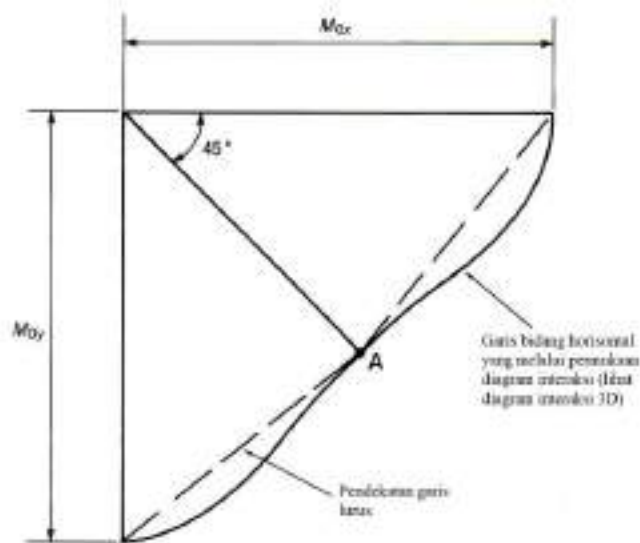
Permukaan keruntuhan di atas disebut sebagai diagram interaksi. Untuk setiap titik pada diagram interaksi dapat ditentukan besarnya P_n , M_{nx} dan M_{ny} dengan cara memproyeksikan titik tersebut pada sumbu-sumbu z, x dan y secara berturut-turut. Lokasi gaya-gaya resultan dapat ditentukan dengan menghitung besarnya eksentrisitas, yaitu:

$$\left. \begin{aligned} e_x &= M_{ny}/P_n \\ e_y &= M_{nx}/P_n \end{aligned} \right\} \quad (9.30)$$

Permukaan keruntuhan di atas didapat melalui proses perhitungan yang panjang. Untuk setiap nilai sumbu netral yang diasumsikan, nilai-nilai P_n , M_{nx} dan M_{ny} dapat dihitung. Perhitungan ini dilakukan terus menerus, sampai didapat jumlah titik P_n , M_{nx} dan M_{ny} yang cukup untuk digunakan dalam menggambarkan diagram interaksi yang lengkap.

9.7.2. Metode analisis kontur beban

Potongan diagram interaksi untuk nilai P_n tertentu dapat digambarkan sebagai berikut:



Gambar 9.19. Potongan diagram interaksi P_n

Sebagai penyederhanaan, Bresler mengusulkan kontur beban ternormalisasi sebagai berikut:

Untuk penampang dengan:

- i) distribusi tulangan longitudinal yang seragam
- ii) $b \geq h/2$

maka nilai $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha$, dimana $\alpha = \log 0,5 / \log \beta$

Nilai β bervariasi dari 0,55 sampai 0,65 dan merupakan fungsi dari:

- i) prosentase tulangan longitudinal
- ii) jumlah tulangan longitudinal
- iii) distribusi tulangan longitudinal

Dalam desain, kita harus melakukan pengecekan apakah:

$$\left(\frac{M_{ny}}{M_{oy}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{nx}}{M_{ox}} \right)^\alpha = 1 \quad (9.31)$$

Catatan:

- Metoda ini susah diterapkan karena nilai α susah untuk ditentukan
- Sebagai penyederhanaan, kontur beban di atas dapat didekati secara konservatif dengan menggunakan persamaan garis lurus (garis putus-putus) pada Gambar 9.19 di atas yaitu:

$$\frac{M_{ny}}{M_{oy}} + \frac{M_{nx}}{M_{ox}} \left(\frac{1-\beta}{\beta} \right) = 1 \quad (9.32)$$

Dalam bentuk lain persamaan garis lurus tersebut dapat dituliskan sebagai berikut:

$$M_{oy} = M_{ny} + M_{nx} \left(\frac{M_{oy}}{M_{ox}} \right) \left(\frac{1-\beta}{\beta} \right) \quad (9.33)$$

Untuk penampang persegi, dapat diperlihatkan bahwa:

$$\frac{M_{oy}}{M_{ox}} \approx \frac{h}{b} \quad (9.34)$$

Sehingga dengan mengambil $M_{ny(mod)} = M_{oy}$, maka:

$$M_{ny(mod)} = M_{ny} + M_{nx} \left(\frac{h}{b} \right) \left(\frac{1-\beta}{\beta} \right) \quad (9.35)$$

dimana, seperti yang pernah disebutkan sebelumnya $0,55 \leq \beta \leq 0,65$. untuk penampang persegi dengan jumlah tulangan longitudinal minimum sebanyak 8 buah, nilai β berkisar antara 0,60-0,62.

Dalam bentuk persamaan desain, persamaan di atas dapat dituliskan:

$$M_{uy(mod)} = M_{uy} + M_{ux} \left(\frac{h}{b} \right) \left(\frac{1-\beta}{\beta} \right) \quad (9.36)$$

Perencanaan untuk $M_{uy(mod)}$ sebagaimana seperti desain lentur uniaksial.

Prosedur desain untuk kombinasi beban aksial dan lentur biaksial.

a) Asumsikan penampang persegi dengan jumlah tulangan longitudinal minimum sebanyak 8 buah yang terdistribusi merata pada penampang.

b) Pilih sumbu-sumbu x dan y sedemikian rupa sehingga:

$$M_{uy} \geq M_{ux} \quad (\text{i.e.: } e_y \geq e_x)$$

c) Ambil rasio (b/h) sedemikian rupa sehingga:

$$0,70 \leq (b/h) \leq 1,0$$

Dengan memperhatikan rasio M_{uy} dan M_{ux}

d) Rencanakan penampang terhadap $M_{uy(mod)}$, yang besarnya adalah:

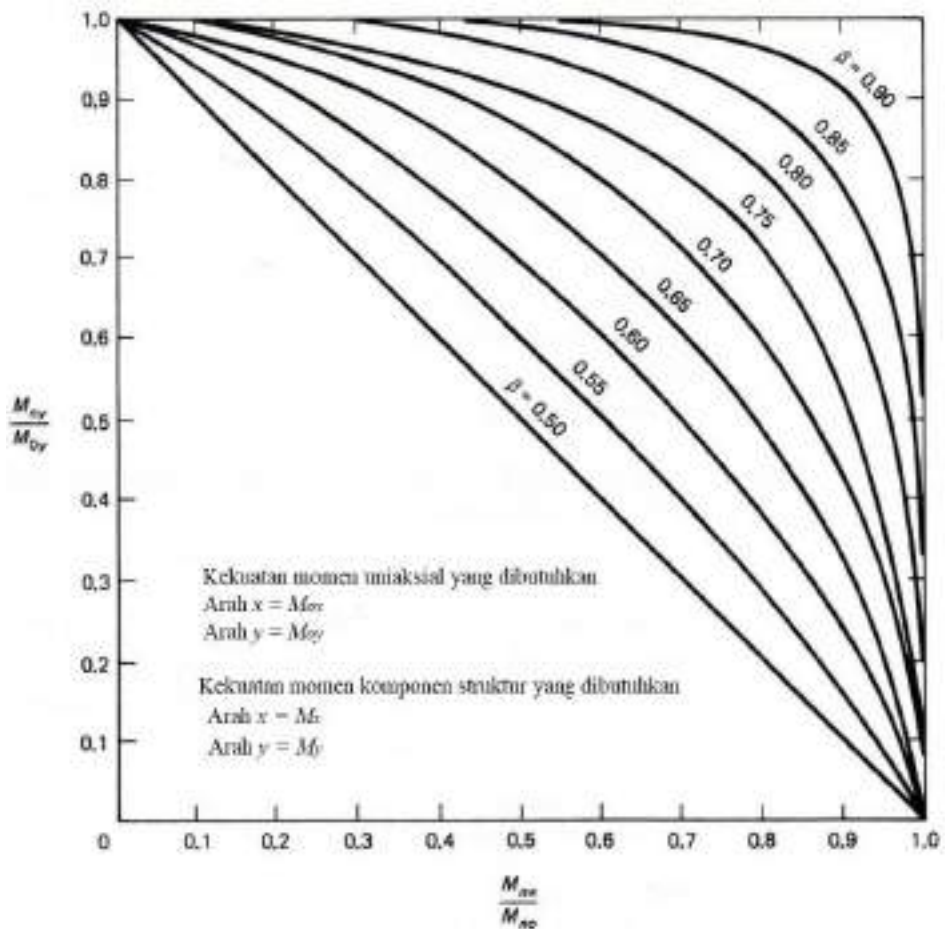
$$M_{uy(mod)} = M_{uy} + M_{ux} \left(\frac{h}{b} \right) \left(\frac{1-\beta}{\beta} \right)$$

Dengan $\beta \approx 0,60-0,62$ (Gambar 9.20)

e) Cek hasil desain dengan menggunakan Metode beban Reciprocal, yaitu:

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_o}$$

Persyaratan yang harus dipenuhi adalah $\phi P_n \geq P_u$



Gambar 9.20. Kurva kontur faktor β pada kolom persegi dalam lentur biaksial (Nawy, 2009)

9.7.3. Metode beban reciprocal

Metode ini merupakan metode pendekatan untuk analisis beban aksial dan lentur biaksial yang dikembangkan oleh Bresler. Metode ini dikembangkan untuk menghitung gaya aksial nominal penampang jika beban aksial diterapkan dengan nilai eksentrisitas e_x dan e_y . Berdasarkan metode ini suatu titik pada permukaan keruntuhan didekati dengan persamaan berikut:

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_o} \quad (9.37)$$

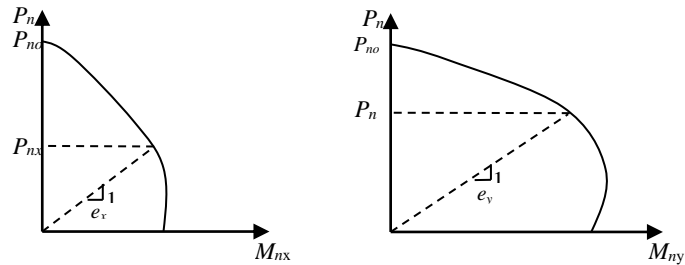
Dimana:

ϕ = faktor reduksi geser

P_n = gaya aksial nominal penampang dengan eksentrisitas e_x dan e_y

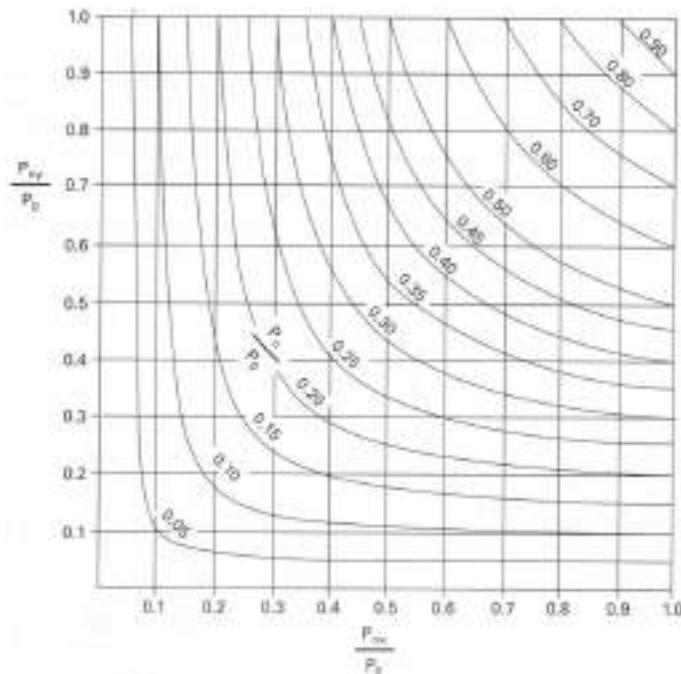
P_{nx} = gaya aksial nominal penampang dengan eksentrisitas e_x saja ($e_y=0$)

P_{ny} = gaya aksial nominal penampang dengan eksentrisitas e_y saja ($e_x=0$)
 P_{no} = gaya aksial nominal penampang dengan $e_x=0$ dan $e_y=0$



Gambar 9.21. Gaya dan momen nominal arah x dan y pada diagram interaksi

Gambar 9.22 adalah grafik untuk penyelesaian secara cepat dengan metode beban reciprocal.



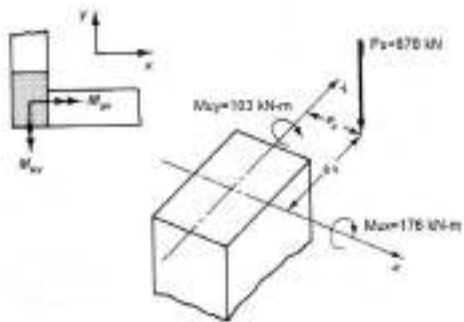
Gambar 9.22. Grafik untuk penyelesaian metode beban reciprocal (Nawy, 2009)

Contoh 9.8. Desain kolom terhadap lentur biaksial
 (Referensi Nawy, 2009)

Diketahui kolom di sudut menerima beban aksial terfaktor $P_u=878$ kN, $M_{ux}=176$ kN-m, $M_{uy}=103$ kN-m seperti gambar di bawah. Rencanakan kolom tersebut menggunakan metode beban kontur.

$f'_c=27,6$ MPa

$$f_y=414 \text{ MPa}$$



Penyelesaian

Langkah 1:

Faktor reduksi kolom sengkang non-spiral $\phi=0,65$

$$P_n = \frac{P_u}{\phi} = \frac{878}{0,65} = 1350 \text{ kN}$$

$$M_{nx} = \frac{M_{ux}}{0,65} = \frac{176}{0,65} = 271 \text{ kN - m}$$

$$M_{ny} = \frac{M_{uy}}{0,65} = \frac{103}{0,65} = 158 \text{ kN - m}$$

$$e_x = \frac{M_{ny}}{P_n} = \frac{158}{1350} = 0,117 \text{ m} = 117 \text{ mm}$$

$$e_y = \frac{M_{nx}}{P_n} = \frac{271}{1350} = 0,200 \text{ m} = 200 \text{ mm}$$

Analisis selanjutnya adalah berdasarkan momen biaksial terbesar yaitu

$$M_{nx}=271 \text{ kN-m}$$

$$\frac{M_{nx}}{M_{ny}} = \frac{271}{158} = 1,71$$

Ambil nilai $h=508 \text{ mm}$

$$\frac{h}{b} = 1,71 \rightarrow b=305 \text{ mm}$$

Asumsikan faktor kontur interaksi $\beta=0,61$

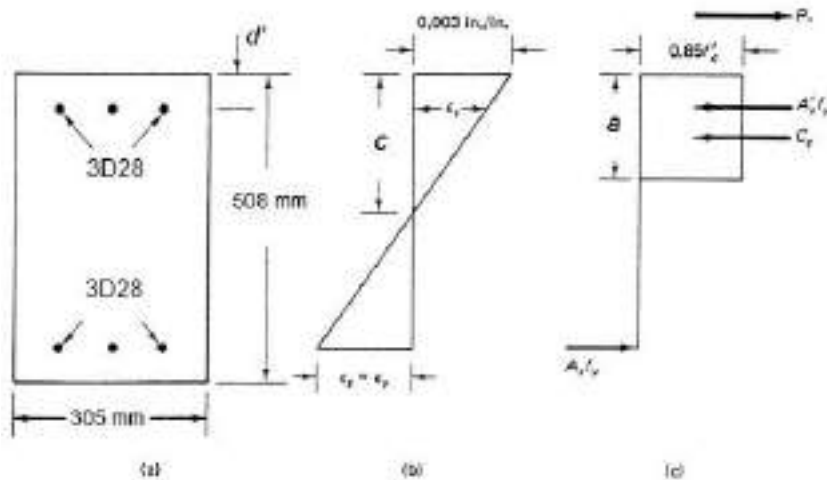
$$\begin{aligned} M_{ox} &= M_{nx} + M_{ny} \frac{h}{b} \frac{1-\beta}{\beta} \\ &= 271 + 158 \cdot 1,71 \left(\frac{1-0,61}{0,61} \right) = 440 \text{ kN - m} \end{aligned}$$

Langkah 2: cek kapasitas penampang

Ambil $\rho = \rho' = 0,012$; $d' = 64$ mm

$$d = 508 - 64 = 446 \text{ mm}$$

$$A_s = A'_s = 0,012 \cdot 305 \cdot 446 = 1632,36 \text{ mm}^2$$



Catatan: alternatif lain untuk memilih dimensi penampang adalah dengan pendekatan momen uniaksial ekuivalen berdasarkan persamaan berikut:

$$M_u = 1,1 \sqrt{(M_{ux})^2 + (M_{uy} \cdot h/b)^2}$$

Langkah 3

Batas kontrol tekan:

$$\frac{c}{d} = 0,6$$

$$d = 446 \text{ mm}$$

$$c = 267,6 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1 \cdot c = 0,85 \cdot 267,6 = 214,08 \text{ mm}$$

Cek tulangan tekan apakah sudah leleh:

$$f'_s = 0,003 E_s \frac{c - d'}{c}$$

$$= 0,003 \cdot 200000 \frac{267,6 - 64}{267,6} = 456,6 \text{ MPa} > f_y$$

$$f_s = f_y$$

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b$$

$$= 0,85 \cdot 27,6 \cdot 214,08 \cdot 305$$

$$= 1531,81 \text{ kN}$$

$$C_s = T_s = A'_s \cdot f_y = 1632,36 \cdot 414 = 675,8 \text{ kN}$$

$$P_{nx} = C_c + C_s - T_s$$

$$= 1531,81 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
M_{nx} &= C_c \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + C_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) + T_s \left(d - \frac{h}{2} \right) \\
&= 1531,81(254 - 107,04) + 675,8(254 - 64) + 675,8(446 - 254) \\
&= 483,11 \text{ kN} \cdot \text{m}
\end{aligned}$$

$$\text{Batas } e_{cy} = \frac{483,11}{1531,81} = 0,315 \text{ m} = 315 \text{ mm}$$

Langkah 4:

Ambil $c=305 \text{ mm}$

$$e_y < e_{cy} = 315 \text{ mm}$$

$$a = 0,85 \cdot 305 = 259,25 \text{ mm}$$

$$f'_s = 0,003 \cdot 200000 \frac{305 - 64}{305} = 474 \text{ MPa} > f_y$$

$$C_c = 0,85 \cdot 27,6 \cdot 259,25 \cdot 305 = 1855 \text{ kN}$$

$$C_s = 675,8 \text{ kN}$$

Tegangan tulangan tarik:

$$\begin{aligned}
f_s &= 0,003 \cdot 200000 \frac{d - c}{c} \\
&= 0,003 \cdot 200000 \frac{446 - 305}{305} \\
&= 277,38 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

$$T_s = A_s \cdot f_y = 1632,36 \cdot 277,38 = 452,78 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
P_{nx} &= C_c + C_s - T_s \\
&= 2078 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_{nx} &= 1855 \left(254 - \frac{259,25}{2} \right) + 675,8(254 - 64) + 452,78(446 - 254) \\
&= 446,05 \text{ kN} \cdot \text{m}
\end{aligned}$$

$$e_y = \frac{M_{nx}}{P_{nx}} = 0,215 \text{ m} \approx e_{\text{aktual}} = 0,2 \text{ m}$$

Hitung momen tahanan nominal actual M_{oxn} pada keadaan lentur uniaksial jika $M_{oy} = 0$

$$P_n = 1350 \text{ kN}$$

Asumsikan tulangan tekan sudah leleh

$$f'_s = 414 \text{ MPa}$$

$$A'_s \cdot f'_s - A_s \cdot f_y = 0 \text{ sehingga } P_n = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b$$

Atau

$$a = \frac{P_n}{0,85 f'_c \cdot b} = \frac{1350000}{0,85 \cdot 27,6 \cdot 305} = 188,7 \text{ mm}$$

$$c = a/\beta_1 = 222 \text{ mm}$$

cek tulangan tekan dan tarik apakah sudah leleh

$$f'_s = 0,003 \cdot 200000 \frac{222 - 64}{222}$$

$$= 427 \text{ MPa} > f_y \rightarrow \text{ok}$$

$$f_s = 0,003 \cdot 200000 \frac{446 - 222}{222}$$

$$= 605,4 \text{ MPa} > f_y \rightarrow \text{ok}$$

$$M_{oxn} = P_n \cdot e$$

$$= 0,85 \cdot 27,6 \cdot 305 \cdot 188,7 \left(254 - \frac{188,7}{2} \right) + 1846,32(254 - 64) + 1846,32(446 - 254)$$

$$= 507,55 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{ox} = 440 \text{ kN} \cdot \text{m} \rightarrow \text{ok}$$

Hitung M_{oyx} dan anggap $M_{ox}=0$

Sehingga dalam kondisi ini:

$$b = 508 \text{ mm}$$

$$h = 305 \text{ mm}$$

$$d = 305 - 64 = 241 \text{ mm}$$

$$A_s = A'_s = 1846,32 \text{ mm}^2$$

Coba $a = 125 \text{ mm}$

$$c = 147,06 \text{ mm}$$

$$f'_s = 338,88 \text{ MPa}$$

$$f_s = 383,27 \text{ MPa}$$

diperoleh $P_n = 1348,21 \text{ kN} \approx 1350 \text{ kN}$

$$M_{oyx} = 0,85 \cdot 27,6 \cdot 125 \left(\frac{305}{2} - 62,5 \right) + 625,68(152,5 - 64) + 707,6(241 - 152,5)$$

$$= 381,92 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Langkah 5

Tentukan M_{ny} berdasarkan nilai M_{nx}/M_{oxn} dan coba nilai β dan plot pada gambar 9.21.

Coba $\beta = 0,61$; $M_{oxn} = 507,55 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$\frac{M_{nx}}{M_{oxn}} = \frac{271}{507,55} = 0,53$$

Pada Gambar 9.21 diperoleh $\frac{M_{ny}}{M_{oyx}} = 0,62$

Dari langkah 4
$$\frac{M_{ny}}{381,92} = 0,62$$

$$M_{ny}=0,62.381,92=236,79 \text{ kN-m} < 483,11 \text{ kN-m}$$

Agar nilai momen M_{ny} paling tidak mendekati $M_{ny,aktual}$, nilai β ditingkatkan atau tulangan ditambah.

Langkah 6 :

Coba $\beta=0,61$

$$M_{ox} = M_{nx} + M_{ny} \frac{h}{b} \frac{1-\beta}{0,61}$$

$$= 446,05 \text{ kN - m} \approx 439,25 \text{ kN - m}$$

Analisis lentur penampang terhadap sumbu y (langkah 6)

$$e_{x,aktual}=117 \text{ mm}$$

$$\text{coba } a=260 \text{ mm}$$

$$c=260/0,85=305,8 \text{ mm}$$

$$f'_s = 0,003.200000 \frac{376,5 - 64}{376,5} = 498 \text{ MPa} > f_y$$

$$f_s = 0,003.200000 \frac{446 - 376,5}{376,5} = 110,75 \text{ MPa}$$

$$C_c=0,85.27,6.260.305=1794,7 \text{ kN}$$

$$C_s=414.1632,36=675,8 \text{ kN}$$

$$T_s=110,75.1632,36=180,8 \text{ kN}$$

$$P_{ny}=C_c+C_s-T_s=2784,7 \text{ kN}$$

$$M_{ny}=1794,7(254-160)+675,8(254-64)+180,8(446-254) \\ =331,8 \text{ kN-m}$$

$$e_x=0,119 \text{ m}=119 \text{ mm} \approx 117 \text{ mm} \quad \text{Ok}$$

Dari langkah 3 $M_{oxn}=507,55 \text{ kN-m}$

$$\frac{M_{nx}}{M_{oxn}} = 0,53 \rightarrow \beta = 0,61$$

Plot pada gambar 8.22 :
$$\frac{M_{ny}}{M_{oyn}} = 0,68$$

Dimana $M_{oyn}=381,92 \text{ kN-m}$

Maka $M_{ny}=0,68.381,92=259,7 \text{ kN-m} > \text{syarat } M_{ny}=158 \text{ kN-m}$

Desain sapat digunakan.

Contoh 9.9. Desain kolom terhadap lentur biaksial

(Referensi Nawy, 2009)

Rencanakan kolom pada contoh 8.8 di atas menggunakan metode beban Reciprocal.

$$f'_c = 27,6 \text{ MPa}$$

$$f_y = 414 \text{ MPa}$$

Penyelesaian

Faktor reduksi kolom sengkang non-spiral $\phi = 0,65$

$$P_n = \frac{P_u}{\phi} = \frac{878}{0,65} = 1350 \text{ kN}$$

$$M_{nx} = \frac{M_{ux}}{0,65} = \frac{176}{0,65} = 271 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ny} = \frac{M_{uy}}{0,65} = \frac{103}{0,65} = 158 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$e_x = \frac{M_{ny}}{P_n} = \frac{158}{1350} = 0,117 \text{ m} = 117 \text{ mm}$$

$$e_y = \frac{M_{nx}}{P_n} = \frac{271}{1350} = 0,200 \text{ m} = 200 \text{ mm}$$

Estimasi ukuran kolom, asumsi rasio tulangan longitudinal 2,5%:

$$A_g = \frac{P_n}{0,40(f'_c + f_y \rho)}$$

$$A_g = \frac{1350000}{0,4(27,6 + 414 \cdot 0,025)}$$
$$= 88.932 \text{ mm}^2$$

$$\text{Coba luas penampang } 2 \times A_g = 2 \times 88.932 = 177.000 \text{ mm}^2$$

$$\text{Rasio } \frac{M_{uy}}{M_{ux}} = \frac{103}{176} = 0,58 \approx \frac{b}{h}$$

$$A_g = b \cdot h = 0,58 h^2 = 177000$$

$$\text{Ambil } b = 300 \text{ mm, } h = 600 \text{ mm, } A_g = 180000 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 0,025 \cdot 180000 = 4500 \text{ mm}^2$$

$$\text{Gunakan tulangan } 8D28 = 4932 \text{ mm}^2$$

$$\text{Rasio tulangan terpasang } = \rho = \frac{4932}{300 \cdot 600} = 2,74\%$$

$$P_{no} = 0,85 f'_c (A_g - A_s) + A_s f_y$$
$$= 0,85 \cdot 27,6 (180000 - 4932) + 4932 \cdot 414$$
$$= 6149 \text{ kN}$$

$$P_{nx}=2119 \text{ kN}$$

$$P_{ny}=2988 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}\frac{1}{P_n} &= \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_{no}} \\ &= \frac{1}{2784,7} + \frac{1}{2078} - \frac{1}{6149}\end{aligned}$$

$P_n=1477 \text{ kN} > 1350 \text{ kN}$, maka desain memenuhi

BAB XII

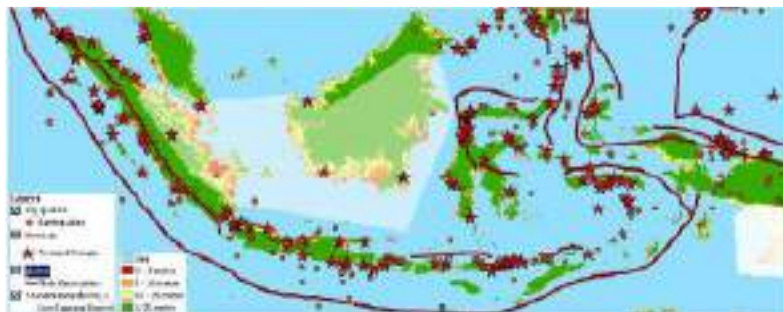
PENGANTAR STRUKTUR BETON TAHAN GEMPA

12.1. Pendahuluan

Indonesia merupakan salah satu daerah yang mempunyai patahan tektonik di dunia, dan mempunyai intensitas gempa yang tinggi (Gambar 12.1). Sebagian besar wilayah Indonesia berpotensi mengalami vibrasi akibat gempa, baik gempa ringan, sedang maupun gempa kuat (Gambar 12.2). Oleh sebab itu desain struktur bangunan dengan memperhitungkan gaya gempa wajib menjadi prioritas dan perhatian khusus. Di dalam perencanaan struktur tahan gempa terutama gedung bertingkat dan pilar jembatan, zonasi elemen struktur yang berpotensi mengalami sendi plastis harus didetailkan sedemikian rupa sehingga elemen struktur tersebut mempunyai daktilitas yang memadai dan mampu menyerap energi getaran akibat gempa agar struktur tidak runtuh.



Gambar 12.1. Peta patahan di dunia

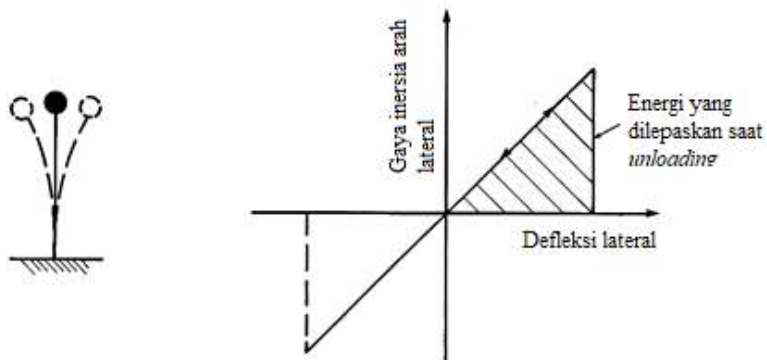


Gambar 12.2. Patahan tektonik dan potensi gempa di Indonesia

12.2. Energi Gempa

Gambar 12.3 adalah sebuah sistem pendulum yang bergetar tanpa redaman. Pada saat pendulum bergetar elastik ke kanan, energi yang dilepaskan adalah seperti daerah yang diarsir di Gambar 12.3b. Pendulum yang melakukan osilasi akan mengalami kurva pada Gambar 12.3b tersebut.

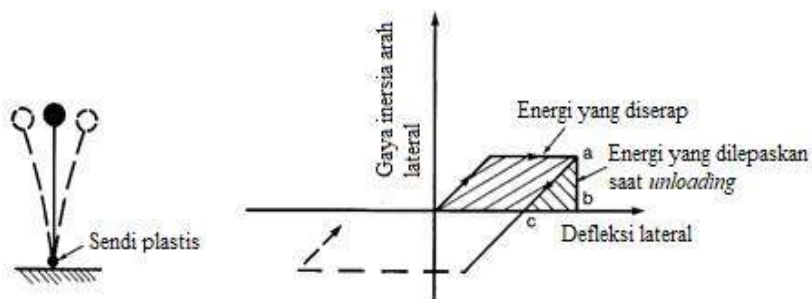
Jika pendulum bergetar dan mengembangkan sendi plastis di daerah tumpuan (Gambar 12.4a) maka pada sistim tersebut akan menyerap energi seperti digambarkan pada kurva Gambar 12.4b.



(a) Sistem pendulum

(b) Respon elastik gaya lateral vs defleksi

Gambar 12.3. Getaran elastik pada pendulum



(a) Sistem pendulum

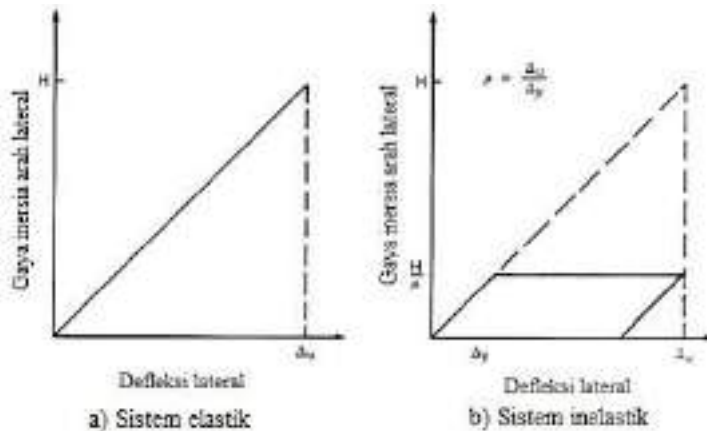
(b) Respon inelastik gaya lateral vs defleksi

Gambar 12.4. Getaran elasto-plastik pada pendulum

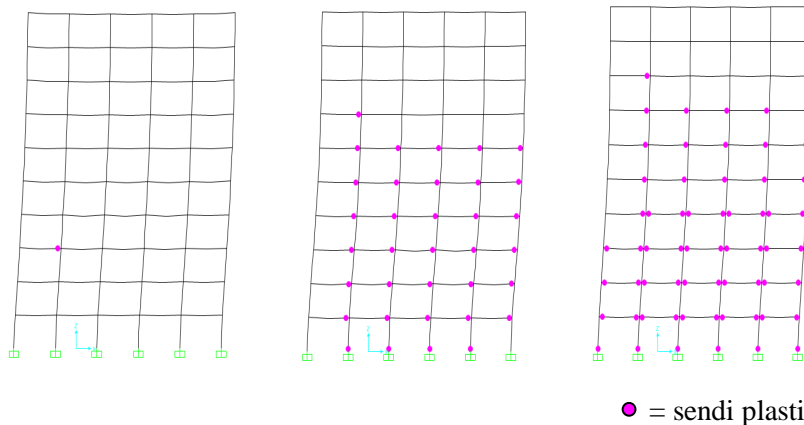
Studi literatur menunjukkan bahwa jika suatu gedung mengalami gaya gempa maka gedung dalam kondisi elastik maupun kondisi inelastik akan sama-sama mengalami deformasi maksimum yang sama besarnya seperti ditunjukkan pada Gambar 12.5. Di dalam gambar tersebut, daktilitas perpindahan (μ) adalah perbandingan antara perpindahan maksimum (Δ_u) dengan perpindahan pada saat leleh pertama kali (Δ_y), sehingga:

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (12.1)$$

Dari Gambar 12.5 tersebut terlihat bahwa untuk daktilitas sebesar 4, maka gaya lateral pada sifat inelastik menjadi $1/\mu$ atau $1/4$ dari gaya lateral pada sistem elastik. Sehingga dapat disimpulkan bahwa pada struktur yang daktil dapat didesain menggunakan gaya seismik yang lebih rendah.



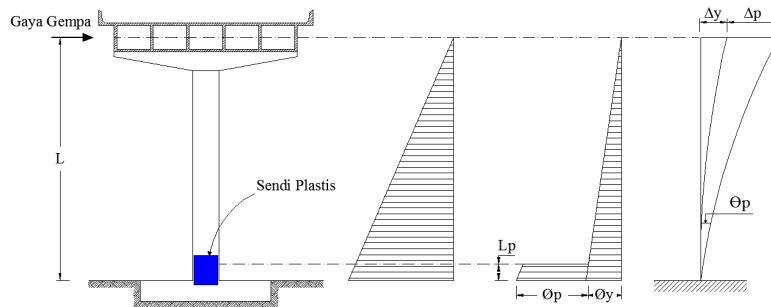
Gambar 12.5. Perilaku gaya lateral vs defleksi struktur



Gambar 12.6. Lokasi sendi plastis struktur gedung pada tahap beban *Push-over* (Antonius, 2016)

Gambar 12.6 adalah contoh struktur gedung bertingkat yang mengalami tahapan plastifikasi di beberapa tempat, dan Gambar 12.7 adalah pilar jembatan dimana lokasi sendi plastis terletak di ujung bawah (Priestley et al. 1996, Antonius et al. 2013). Kedua gambar tersebut adalah contoh struktur yang menerima beban lateral dan sistem dapat dikategorikan berperilaku

inelastik. Terlihat dari kedua gambar tersebut bahwa komponen struktur tekan atau kolom memegang peranan utama agar struktur tidak mengalami keruntuhan total.



Gambar 12.7. Sendi plastis pada pilar jembatan

Kinerja kolom dalam mempertahankan kekuatannya terhadap beban gempa ditentukan dari pengekanan inti beton, sehingga pemasangan tulangan pengekan dalam rasio volumetrik sesuai standar termasuk pendetailannya sangat menentukan kinerja struktur dalam menahan beban gempa (Imran & Hendrik 2014). Tulangan pengekan tersebut mempunyai peranan dalam menjaga inti beton kolom, mencegah *buckling* tulangan longitudinal dan mencegah keruntuhan geser (Gambar 12.5).

Beberapa contoh kegagalan struktur akibat gempa di Indonesia, seperti gempa Aceh (2004), gempa Yogyakarta (2006) maupun gempa Padang (2009) telah memberi banyak pelajaran, salah satunya adalah tiadanya pemasangan tulangan pengekan dengan kuantitas maupun kualitas yang memadai, terutama pada komponen struktur balok-kolom maupun daerah yang berpotensi terjadinya sendi plastis (Imran et al. 2006). Gambar 12.6 memperlihatkan kegagalan struktur kolom akibat beban gempa di berbagai tempat di dunia akibat pemasangan tulangan pengekan yang tidak memadai.



Gambar 12.5. *Buckling* pada tulangan longitudinal (Bayrak & Sheikh, 2001)

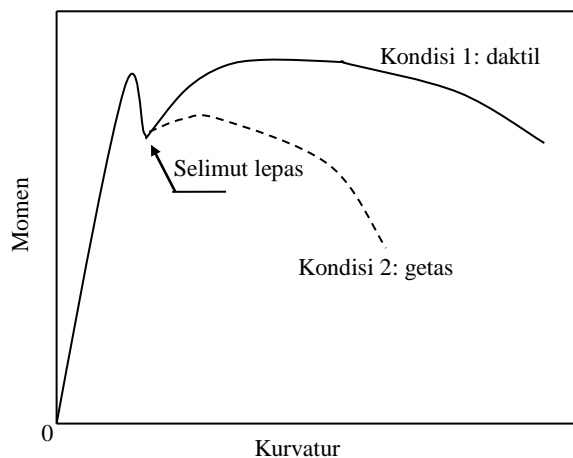


(a) Gempa Aceh

(b) Gempa California

Gambar 12.6. Kegagalan struktur kolom karena tulangan pengegang lemah

Kolom daktil mengacu pada definisi yang diungkapkan oleh Li & Park (2004) dan Antonius (2014), dimana setelah selimut beton terlepas (*cover spalls*), kapasitas momen pada kolom akan meningkat melebihi atau setidaknya sama dengan momen puncak yang pertama dan kurva paska puncak yang landai (kondisi 1). Sebaliknya kolom yang kurang daktil adalah dimana momen yang terjadi setelah selimut terlepas tidak dapat meningkat lagi atau momen maksimum lebih rendah dari momen puncak yang pertama (kondisi 2). Untuk lebih jelasnya perilaku daktilitas kolom tersebut dijelaskan pada Gambar 12.7.



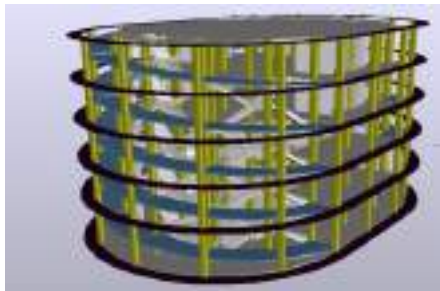
Gambar 12.7. Definisi kolom daktil

12.3. Konfigurasi Bangunan

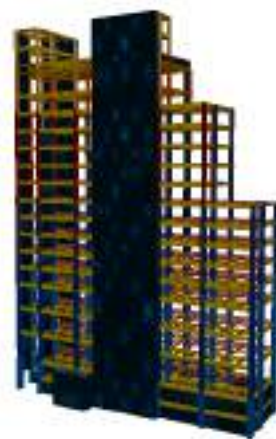
Filosofi desain struktur bangunan tahan gempa berdasarkan standar bangunan tahan gempa Indonesia (SNI-1726-2019) adalah bahwa struktur gedung yang menerima beban gempa kuat boleh mengalami kerusakan

namun tidak boleh runtuh. Dengan dasar filosofi tersebut struktur diperbolehkan mengalami deformasi inelastik.

Salah satu dasar penting dalam memilih sistem struktur gedung adalah mengenai konfigurasi bangunan. Sedapat mungkin bentuk bangunan yang dirancang mempunyai bentuk mendekati simetris sehingga pusat massa dan pusat kekakuan relatif berdekatan untuk menghindari eksentrisitas yang besar. Bentuk yang tidak beraturan salah satunya dapat berakibat terjadinya konsentrasi tegangan di daerah tertentu. Selain itu sedapat mungkin hindari ketidakberaturan struktur dalam arah horizontal maupun arah vertikal karena salah satunya menyebabkan terjadinya konsentrasi tegangan. Jika ketidakberaturan struktur tidak dapat dihindari, yang mungkin disebabkan oleh bentuk arsitektur maupun kebutuhan ruangan, maka harus dipenuhi syarat-syarat tertentu misal pendetailan yang khusus sesuai yang disyaratkan SNI-1726-2019 dan SNI-2847-2019. Gambar 12.8 dan 12.9 adalah contoh gedung beraturan dan tidak beraturan.



Gambar 12.8. Konfigurasi struktur gedung beraturan arah horizontal dan vertikal



a) Struktur tidak beraturan ke arah horisontal b) Struktur tidak beraturan arah horizontal dan arah vertikal

Gambar 12.9. Struktur gedung tidak beraturan

12.4. Perencanaan terhadap Beban Seismik

12.4.1. Respon spektrum

Beban gempa nilainya ditentukan oleh tiga hal, yaitu oleh besarnya probabilitas beban itu dilampaui dalam kurun waktu tertentu, oleh tingkat daktilitas struktur yang mengalaminya dan oleh kekuatan lebih yang terkandung di dalam struktur tersebut. Jika terjadi gempa kuat, maka gaya-gaya dalam yang terjadi pada elemen-elemen struktur dapat melampaui gaya-gaya dalam yang sudah diperhitungkan. Gempa rencana ditetapkan sebagai gempa dengan kemungkinan terlewati besarnya selama umur struktur bangunan 50 tahun adalah sebesar 2 persen.

Parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek (S_{DS}) dan pada periode 1 detik (S_{DI}), ditentukan melalui persamaan (SNI-1726-2019 pasal 6.3):

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (12.2)$$

$$S_{DI} = \frac{2}{3} S_{MI} \quad (12.3)$$

dimana:

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

S_{DI} = parameter respons spektral percepatan desain pada periode 1 detik;

S_{MS} = parameter respons spektral percepatan desain pada periode pendek dengan pengaruh klasifikasi situs;

S_{MI} = parameter respons spektral percepatan desain pada periode 1 detik dengan pengaruh klasifikasi situs.

Nilai S_{DS} dan S_{DI} di atas selanjutnya digunakan untuk menggambarkan respon spektrum. Di dalam SNI-1726-2019 pasal 6.4, respons spektrum didapat dengan mengacu dari Gambar 12.8, dan berdasarkan ketentuan di bawah ini:

1. Apabila $T < T_0$, maka S_a :

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (12.4)$$

2. Apabila $T_0 \leq T \leq T_s$, maka S_a :

$$S_a = S_{DS} \quad (12.5)$$

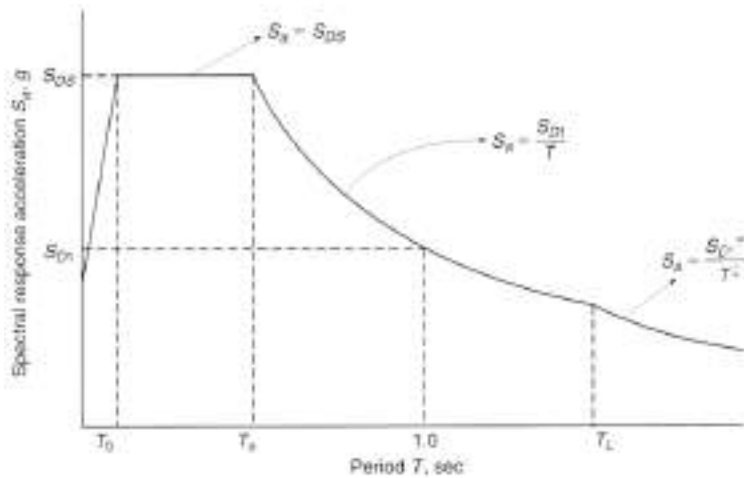
3. Apabila $T \geq T_s$, maka S_a :

$$S_a = \frac{S_{DI}}{T} \quad (12.6)$$

$$T_o = 0,2 \frac{S_{DI}}{S_{DS}} \quad (12.7)$$

Keterangan:

T = periode getar struktur



Gambar 12.10. Desain respons spektrum

12.4.2. Faktor beban dan kombinasi pembebanan

Untuk perencanaan beton bertulang, kombinasi pembebanan ditentukan berdasarkan *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Gedung Dan Non Gedung* (SNI-1726-2019) sebagai berikut:

- Kombinasi pembebanan tetap

Pada kombinasi pembebanan tetap ini, beban yang harus diperhitungkan bekerja pada struktur adalah:

$$U = 1,4 \text{ DL} \quad (12.8)$$

$$U = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} + 0,5 \text{ Lr} \quad (12.9)$$

$$U = 1,2 \text{ DL} + 1,0 \text{ w} + 1,0 \text{ LL} + 0,5 \text{ Lr} \quad (12.10)$$

$$U = 0,9 \text{ DL} + \text{W} \quad (12.11)$$

- Kombinasi pembebanan sementara

Pada kombinasi pembebanan sementara beban hidup boleh direduksi sebesar 50% sepanjang beban tidak melebihi 500 kg/m², beban yang harus diperhitungkan bekerja pada struktur adalah:

$$U = 1,2 DL + 1,0 E + 1,0 LL \quad (12.12)$$

$$U = 0,9 D + E \quad (12.13)$$

Jika pengaruh gaya gempa yang ditetapkan, E yang didefinisikan pada SNI-1726 pasal 7.4.2 dikombinasikan dengan pengaruh beban lainnya seperti ditetapkan dalam pasal 4 maka:

$$E_1 = 100\% U_x + 30\% U_y \quad (12.14)$$

$$E_2 = 100\% U_x + 30\% U_y \quad (12.15)$$

Kombinasi beban gempa berikut untuk struktur yang tidak dikenai beban banjir harus digunakan sebagai pengganti dari kombinasi beban gempa baik dalam pasal 4.2.2 dan pasal 4.2.3 SNI-1726. Sehingga kombinasi beban dinamik dasar untuk desain kekuatan menjadi :

$$U = (1,2+0,2.S_{ds})D + \rho Q_e + L \quad (12.16)$$

$$U = (0,9-0,2.S_{ds}) D + E \quad (12.17)$$

dimana :

DL	= beban mati
LL	= beban hidup
Lr	= beban hidup atap
W	= beban akibat angin
E	= pengaruh beban gempa
ρ	= faktor redundansi
S_{ds}	= percepatan spectrum response periode pendek.

12.4.3. Beban lateral ekuivalen

Pada bangunan gedung bertingkat, massa dari struktur dianggap terpusat pada lantai-lantai dari bangunan, dengan demikian beban gempa akan terdistribusi pada setiap lantai seperti Gambar 12.11. Gaya lateral antar tingkat dibagikan ke masing-masing lantai dengan menggunakan persamaan berikut :

$$F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{x=1}^n w_i k_i^k} V \quad (12.18)$$

dimana:

F_x = gaya lateral seismik arah x

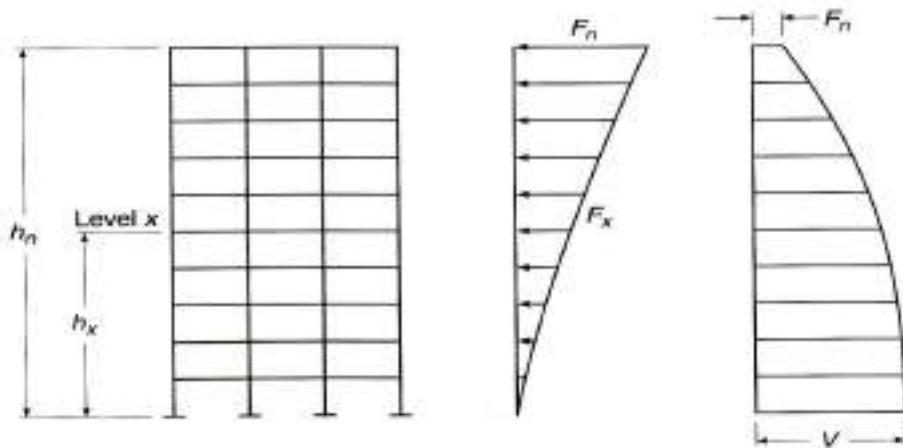
w_x dan w_i = berat struktur yang dibagi secara proporsional di setiap lantai dalam arah x

h_x dan h_i = tinggi setiap tingkat dalam arah x

$k = 1$ untuk $T \leq 0,5$ detik

$= 2$ untuk $T \geq 2,5$ detik

$=$ interpolasi linier jika $0,5 < T < 2,5$ detik



a) Portal 2D

b) Gaya lateral antar tingkat

c) Gaya geser dasar

Gambar 12.11. Portal yang terkena beban gempa arah x

Besarnya gaya geser dasar (V) yang bekerja pada struktur bangunan dinyatakan dalam SNI-1726-2019 pasal 7.8.1 sebagai berikut :

$$V = C_s \cdot W \quad (12.19)$$

dimana:

V = gaya geser dasar seismik

W = berat total struktur bangunan, sebagai jumlah dari beban:

- Beban mati total dari struktur bangunan gedung;
- Bila digunakan dinding partisi pada perencanaan lantai maka harus diperhitungkan tambahan beban sebesar $0,5 \text{ kPa}$;

- Pada gudang-gudang dan tempat-tempat penyimpanan barang maka sekurang-kurangnya 25% dari beban hidup rencana harus diperhitungkan;
- Beban tetap total dari seluruh peralatan dalam struktur bangunan gedung harus diperhitungkan.

C_s = koefisien respon seismik yang ditentukan menurut SNI-1726-2019 pasal 7.8.1.

Untuk memperhitungkan pengaruh beban vertikal maka prosedur perhitungan dapat mengikuti SNI-1726-2019 pasal 7.8.2.

12.4.4. Penentuan periode getar (T)

Periode getar desain yang akan digunakan harus memenuhi persyaratan sebagai berikut :

- Jika $T_{\text{desain}} < T_{\text{batas bawah}}$, maka digunakan T batas bawah
- Jika $T_{\text{batas bawah}} < T_{\text{desain}} < T_{\text{batas atas}}$, maka digunakan T desain
- Jika $T_{\text{desain}} > T_{\text{batas atas}}$, maka digunakan T batas atas

dimana

$$T_{\text{model}} < C_u \cdot T_a \quad (12.20)$$

Batas bawah perioda getar:

$$T_a = C_t \cdot h_n^x \quad (12.21)$$

dan batas atas perioda getar:

$$T = C_u \cdot T_a \quad (12.22)$$

dimana:

T = periode getar struktur (detik)

C_u = koefisien untuk batasan atas (SNI-1726-2019 pasal 7.8.2 Tabel 17)

T_a = Perioda pendekatan (detik)

C_t = parameter perioda pendekatan (SNI-1726-2019 pasal 7.8.2 Tabel 18)

x = parameter prioda pendekatan

h_n = ketinggian struktur

12.5. Detail Struktur Beton Tahan Gempa Berdasarkan SNI-2847-2019

Sesuai pasal 19.2.1.1 SNI-2847-2019, kuat tekan beton normal minimum untuk perencanaan terhadap beban seismik adalah 21 MPa. Semua tulangan yang digunakan harus ulir kecuali untuk spiral dan tendon prategang. Selanjutnya tegangan leleh tulangan tersebut diatur di dalam pasal 20.2.2.

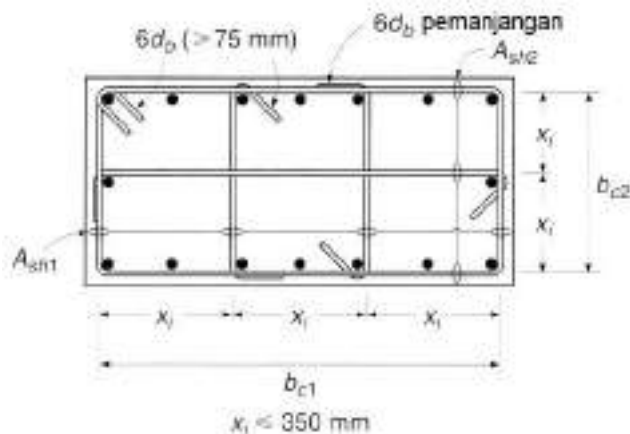
12.5.1. Tulangan transversal

Persyaratan spasi tulangan transversal tidak melebihi nilai terkecil dari ketentuan di bawah ini (SNI-2847-2019 pasal 18.7.5):

- Seperempat dimensi terkecil penampang kolom
- Enam kali diameter tulangan longitudinal terkecil
- s_o , yang dihitung dengan:
- d)

$$s_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) \quad (12.23)$$

Nilai s_o tidak boleh melebihi 150 mm dan tidak kurang dari 100 mm (Gambar 12.12). Dari gambar tersebut, h_x adalah spasi horisontal antar tulangan pengekuat ataupun *cross ties*.



Gambar 12.12. Contoh pemasangan tulangan transversal (SNI-2847)

Dalam Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) jumlah tulangan transversal yang dipasang harus dikontrol terhadap SNI-2847-2019 pasal 18.7.5 Tabel 18.7.5.4. Untuk sengkang pengekuat persegi rasio volumetrik tulangan dinyatakan dalam A_{sh}/sb_c . Jika $P_u \leq 0,3A_g f'_c$ dan $f'_c \leq 70$ MPa, maka berlaku persamaan terbesar antara (9.6) dan (9.8), namun jika

$P_u > 0,3A_g f'_c$ atau $f'_c > 70$ MPa maka digunakan persamaan terbesar antara (9.6), (9.8) dan (12.24).

$$\frac{A_{sh}}{s b_c} = 0,2 k_f k_n \frac{P_u}{f_y A_c} \quad (12.24)$$

Nilai k_f dan k_n dihitung sesuai pasal 18.7.5.4 yaitu:

$$k_f = \frac{f'_c}{175} + 0,6 \geq 1,0 \quad (12.25)$$

$$k_n = \frac{n_\ell}{n_\ell - 2} \quad (12.26)$$

Dimana dimana n_ℓ adalah jumlah batang tulangan longitudinal.

Rasio volumetrik (ρ_s) untuk spiral ataupun sengkang pengekang lingkaran dalam kondisi $P_u \leq 0,3A_g f'_c$ dan $f'_c \leq 70$ MPa, digunakan persamaan yang terbesar dari (9.5) dan (9.7), dan jika $P_u > 0,3A_g f'_c$ atau $f'_c > 70$ MPa maka digunakan persamaan terbesar dari (9.5), (9.7) dan (12.27).

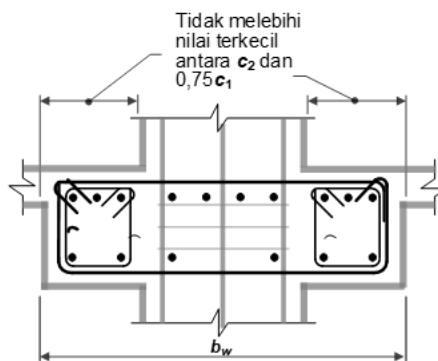
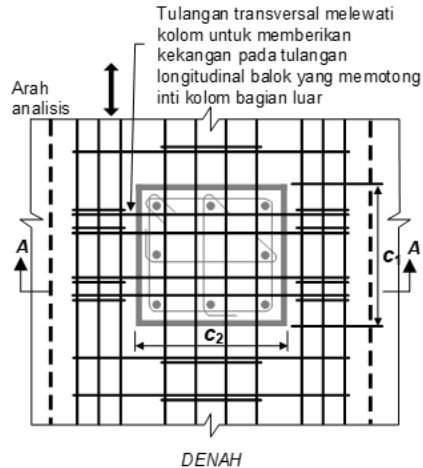
$$\rho_s = 0,35 k_f \frac{P_u}{f_y A_c} \quad (12.27)$$

12.5.2. Struktur lentur

Komponen struktur lentur didefinisikan apabila batang tersebut menerima gaya aksial yang tidak melebihi $A_g f'_c / 10$, dimana A_g adalah luas total penampang. SNI-2847-2019 pasal 18.6.2 memberi batasan dimensi bahwa balok harus memenuhi persyaratan (lihat Gambar 12.13):

- a) Bentang bersih, l_n , harus minimal $4d$
- b) Lebar penampang b_w , harus sekurangnya nilai terkecil dari $0,3h$ dan 250 mm
- c) Proyeksi lebar balok yang melampaui lebar kolom penumpu tidak boleh melebihi nilai terkecil dari c_2 dan $0,75c_1$ pada masing-masing sisi kolom.

Persyaratan struktur lentur lainnya adalah bahwa tulangan harus dipasang minimal dua buah masing-masing di sisi atas dan bawah penampang dan tulangan tersebut dipasang menerus. Rasio tulangan tarik dan tekan tidak boleh kurang dari yang ditentukan dalam persamaan (3.28) dan (3.29) tidak boleh melebihi 0,025, baik untuk tulangan atas maupun bawah.



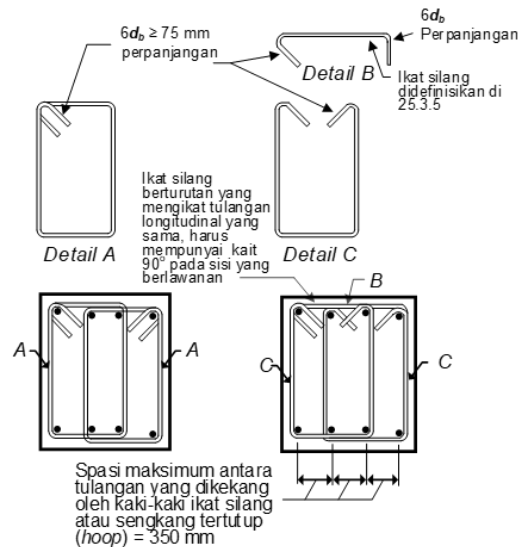
Catatan:
Tulangan transversal kolom di atas dan di bawah sambungan balok-kolom tidak ditampilkan untuk kejelasan

Gambar 12.13. Lebar efektif maksimum balok lebar (*wide beam*) dan persyaratan tulangan transversal

Sambungan lewatan tulangan longitudinal diizinkan jika sengkang pengekang atau spiral dipasang sepanjang sambungan lewatan. Spasi tulangan transversal yang melingkupi batang tulangan yang disambung-lewatkan tidak boleh melebihi nilai terkecil dari $d/4$ dan 100 mm. Sambungan lewatan tidak boleh digunakan pada lokasi a) hingga c):

- Dalam *joint*
- Dalam jarak dua kali tinggi balok dari muka *joint*
- Dalam jarak dua kali tinggi balok dari penampang kritis di mana pelelehan lentur dimungkinkan terjadi sebagai akibat deformasi lateral yang melampaui perilaku elastik

Tulangan transversal disyaratkan terutama untuk kekangan beton dan mempertahankan pendukung lateral untuk batang tulangan pada daerah dimana kelelahan terjadi. Contoh sengkang tertutup yang sesuai untuk balok ditunjukkan pada Gambar 12.14.



Gambar 12.14. Contoh sengkang tertutup (*hoop*)

Lebih lanjut SNI-2847-2019 pasal 18.6.4 menentukan bahwa sengkang pengekok pertama harus ditempatkan tidak lebih dari 50 mm dari muka kolom penumpu. Spasi sengkang pengekok tidak boleh melebihi nilai terkecil dari :

- $d/4$
- Enam kali diameter terkecil batang tulangan lentur utama, tidak termasuk tulangan longitudinal samping yang disyaratkan SNI-2847 pasal 24.3.2.
- 150 mm

12.5.3. Struktur dengan kombinasi lentur dan gaya aksial

SNI-2847-2019 pasal 18.7.3 menyaratkan kekuatan lentur kolom yang harus dipenuhi yaitu:

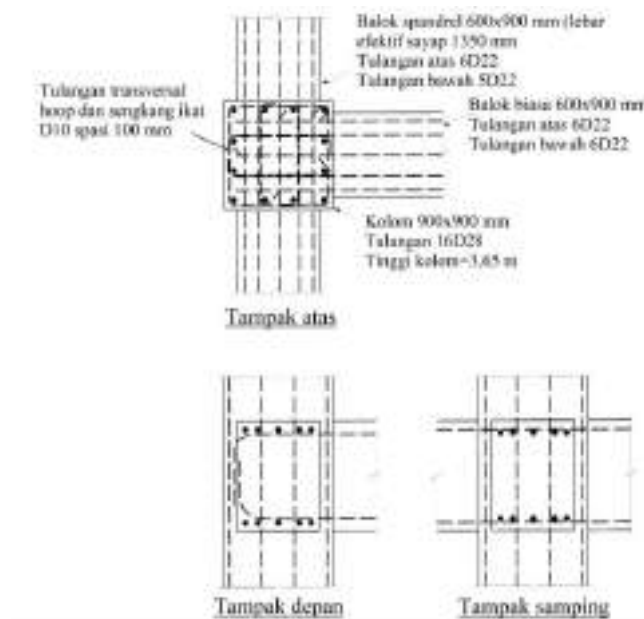
$$\sum M_{nc} \geq 1,2 \sum M_{nb} \quad (12.28)$$

Dimana $\sum M_{nc}$ adalah jumlah kekuatan lentur nominal kolom-kolom yang merangka ke dalam joint, yang dievaluasi di muka-muka joint. Kekuatan lentur kolom harus dihitung untuk gaya aksial terfaktor, konsisten dengan arah gaya-gaya lateral yang ditinjau, yang menghasilkan kekuatan lentur

terendah. ΣM_{nb} adalah jumlah kekuatan lentur nominal balok yang merangka ke dalam joint, yang dievaluasi di muka-muka joint.

Contoh 12.1. (referensi Nilson, 2010)

Sebuah join eksterior yang merupakan bagian dari struktur rangka seperti gambar di bawah didesain sebagai struktur tahan gempa.



Gambar 12.15. Detail pertemuan balok-kolom

Pada joint tersebut terdapat plat setebal 150 mm dengan penulangan D15-250 mm dimana elevasinya sama dengan tulangan atas balok. Tinggi kolom adalah 3,65 meter, kuat tekan beton $f'_c=28$ MPa dan $f_y=420$ MPa. Beban terfaktor maksimum pada kolom bagian atas adalah 9523 kN dan untuk kolom di bawahnya 9937 kN. Hitung kekuatan lentur nominal kolom, apakah kekuatannya lebih besar 20% dari kekuatan lentur balok sesuai persyaratan SNI-2847-2019. Kemudian hitung tulangan transversal minimum yang diperlukan sepanjang l_o di daerah kolom.

Penyelesaian

Pada balok 6D22=2280 mm² dan plat D15-250 atau 4D16=804 mm²
 Sehingga luas total $A_s=2280+804=3084$ mm²

- Pada balok tumpuan negatif:
 Gaya tarik : $A_s f_y=3084.420=1295280$ N

Tinggi efektif $d=900-40-10-22/2=839$ mm dan tinggi blok tegangan $a=1295280/(0,85 \cdot 28 \cdot 600)=90,71$ mm.

Momen nominal:

$$M_{nb} = \frac{1295280}{10^6} \left(839 - \frac{90,71}{2} \right) = 1028 \text{ kN-m}$$

- Pada balok tumpuan momen positif, $A_s=1900 \text{ mm}^2$, maka:

Gaya tarik : $A_s f_y = 1900 \cdot 420 = 798000 \text{ N}$

Tinggi efektif $d=900-40-10-22/2=839$ mm dan tinggi blok tegangan $a=798000/(0,85 \cdot 28 \cdot 1350)=24,8$ mm. Momen nominal:

$$M_{nb} = \frac{798000}{10^6} \left(839 - \frac{24,8}{2} \right) = 660 \text{ kN-m}$$

Cek terhadap tingkat beban aksial dimana pada kolom atas adalah 9523 kN dan kolom bawah adalah 9937 kN. Ukuran kolom 900x900 mm, sehingga:

Untuk kolom atas:

$$\frac{P_u}{f'_c A_g} = \frac{9523 \cdot 10^3}{28 \cdot 810000} = 0,420$$

Untuk kolom bawah:

$$\frac{P_u}{f'_c A_g} = \frac{9937 \cdot 10^3}{28 \cdot 810000} = 0,432$$

Tulangan kolom 16D28, $A_s=9847 \text{ mm}^2$ dan rasio tulangan $\rho=12072/810000=0,0122$. Gunakan selimut beton 40 mm, maka:

$$\gamma = \frac{(900 - 150)}{900} = 0,86$$

Lihat grafik di referensi Nilson (2010) atau Lampiran A, grafik A.7 dan A.8 di Lampiran A dan interpolasi linier.

Untuk kolom atas:

$$R_n = \frac{M_{nc}}{f'_c A_g h} = 0,154$$

$$M_{nc} = 0,154 \cdot 28 \cdot 810000 \cdot 900 \cdot 10^{-6} = 3143 \text{ kN-m}$$

Untuk kolom bawah:

$$R_n = \frac{M_{nc}}{f'_c A_g h} = 0,154$$

$$M_{nc} = 0,154 \cdot 28 \cdot 810000 \cdot 900 \cdot 10^{-6} = 3143 \text{ kN-m}$$

Cek kapasitas lentur:

$$\Sigma M_{nc} = 3143 + 3143 = 6286 \text{ kN-m}$$

$$\Sigma M_{nb}=1028+660=1688 \text{ kN-m}$$

$$6/5.\Sigma M_{nb}=2025,6 \text{ kN}$$

$$\text{Sehingga memenuhi } \Sigma M_{nc} \geq \frac{6}{5} \Sigma M_{nb}$$

Tulangan transversal:

Syarat spasi:

- Seperempat dimensi terkecil penampang kolom
 $=1/4.900=225 \text{ mm}$
- Enam kali diameter tulangan longitudinal terkecil
 $=6.22=132 \text{ mm}$
- s_o , yang dihitung dengan:

$$s_o = 100 + \frac{350 - 305}{3} = 115 \text{ mm}$$

Syarat $100 \text{ mm} \leq s_o \leq 150 \text{ mm}$, maka digunakan spasi 100 mm.

Cek terhadap rasio volumetrik tulangan pengekang:

$$b_c=810 \text{ mm, maka } A_c=810.810=656100 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh} = 0,3 \frac{100.810.28}{420} \left(\frac{810000}{656100} - 1 \right) = 380 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh} = 0,09 \frac{100.810.28}{420} = 486 \text{ mm}^2$$

Digunakan $A_{sh}=486 \text{ mm}^2$ dengan tulangan 4D10.

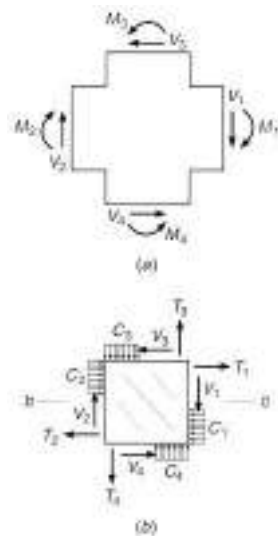
12.5.4. Pertemuan balok-kolom (join)

Pertemuan balok kolom (join) memegang peranan signifikan dalam menentukan kinerja struktur terhadap beban gempa. Kegagalan join akan memicu kepada kegagalan struktur lainnya. Gambar 12.16 adalah contoh kegagalan join akibat gempa dimana salah satunya adalah tidak ada pengekangan yang memadai di daerah inti join tersebut.



Gambar 12.16. Kegagalan join akibat beban gempa

Dalam desain pertemuan balok-kolom, gaya-gaya yang bekerja pada join terhadap beban lateral diilustrasikan seperti Gambar 12.17. Join biasanya diasumsikan terletak di tengah-tengah tinggi kolom (Gambar 12.18).



Gambar 12.17. Gaya-gaya di dalam join akibat beban lateral: a) free body di dalam join, b) gaya-gaya dalam

Berdasarkan Gambar 12.17, gaya-gaya geser yang bekerja pada join adalah:

$$\begin{aligned} V_u &= T_1 + C_2 - V_{kol} \\ &= T_1 + T_2 - V_{kol} \end{aligned} \quad (12.29)$$

Dimana:

T_1 = gaya tarik baja di dalam balok momen negatif pada satu sisi join

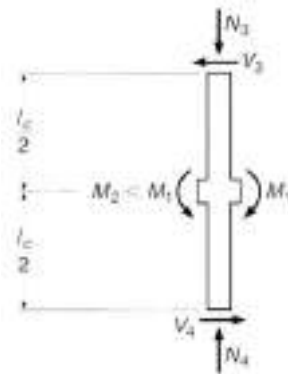
T_2 = gaya tarik baja di dalam balok momen positif pada satu sisi join

C_2 = gaya tekan

V_{kol} = kekuatan geser kolom di muka atas dan bawah join (lihat Gambar 12.18)

Dalam desain seismik, SNI-2847-2019 menentukan bahwa gaya tarik T_1 dan T_2 ($=C_2$) harus dihitung berdasarkan tegangan yang terjadi di tulangan tarik lentur yaitu sebesar $1,25f_y$ (pasal 18.8.2.1). Selanjutnya dalam pasal 18.8.2.2, tulangan longitudinal balok yang dihentikan di dalam suatu kolom harus diteruskan ke muka terjauh dari inti kolom terkekang dan harus disalurkan dalam tarik. Dalam pasal 18.8.2.3 disebutkan apabila tulangan longitudinal balok diteruskan melalui join balok-kolom, dimensi kolom yang

Gambar 12.18. Free body dalam kolom interior dan join



paralel dengan tulangan balok tersebut tidak boleh kurang dari 20 kali diameter tulangan longitudinal terbesar balok.

Kapasitas geser nominal di join tergantung dari pengekanan yang diberikan ke dalam join. SNI-2847-2019 pasal 18.8.4.1 memberikan persamaan kapasitas geser sebagai berikut:

- Untuk join yang dikekang di keempat sisi:

$$1,7\sqrt{f'_c} A_j \quad (12.30)$$

- Untuk join yang dikekang di tiga sisi atau dua sisi yang berseberangan:

$$1,2\sqrt{f'_c} A_j \quad (12.31)$$

- Lainnya:

$$1,0\sqrt{f'_c} A_j \quad (12.32)$$



Gambar 12.19. Area efektif join, A_j

Area efektif join, A_j , ditentukan berdasarkan Gambar 12.19. Nilai A_j harus dihitung dari tinggi join kali lebar joint efektif. Tinggi join harus sebesar lebar kolom, h . Lebar joint efektif harus selebar kolom, kecuali bila ada balok yang merangka ke dalam kolom yang lebih lebar. Lebar joint efektif tidak boleh melebihi nilai terkecil dari Lebar balok ditambah tinggi joint atau dua kali jarak tegak lurus yang lebih kecil dari sumbu longitudinal balok ke sisi kolom.

Panjang pengankuran di dalam join untuk tulangan D10 hingga D36 yang ujungnya diberi kait standar, panjang penyaluran l_{dh} tidak boleh kurang

dari nilai terbesar antara $8d_b$ dan 150 mm, atau seperti yang diberikan dalam SNI-2847-2019 pasal 18.8.5.1:

$$l_{dh} = \frac{f_y d_b}{5,4 \sqrt{f'_c}} \quad (12.33)$$

Selanjutnya SNI-2847-2019 pasal 18.8.5.4 menentukan bahwa tulangan lurus yang berhenti pada join harus melewati inti terkekang kolom atau elemen batas. Semua bagian l_d yang tidak berada di dalam inti terkekang harus diperpanjang dengan faktor sebesar 1,6 kali. Jika panjang tertanam lurus perlu dari batang tulangan berada di luar volume beton yang terkekang, maka panjang penyaluran perlu ditingkatkan dengan asumsi bahwa batasan tegangan lekatan diluar daerah terkekang lebih rendah dari tegangan daerah terkekang menggunakan persamaan di bawah ini seperti yang dijelaskan dalam SNI-2847-2019 penjelasan (R.18.8.5.4):

$$l_{dm} = 1,6(l_d - l_{dc}) + l_{dc} \quad (12.34)$$

$$l_{dm} = 1,6l_d - 0,6l_{dc} \quad (12.35)$$

dimana:

l_{dm} = panjang penyaluran perlu jika batang tulangan tidak sepenuhnya tertanam dalam beton yang terkekang

l_d = persyaratan panjang penyaluran tarik untuk batang lurus

l_{dc} = panjang dari batang yang tertanam dalam beton yang terkekang

Contoh 12.2 (referensi Nilson et al., 2010)

Rencanakan pengangkurkan join pada Contoh 12.1.

Untuk memperhitungkan tulangan lentur pada balok spandrel, dicek terlebih dahulu syarat dimensi kolom dimana setidaknya adalah 20 kali diameter tulangan terbesar. Sehingga:

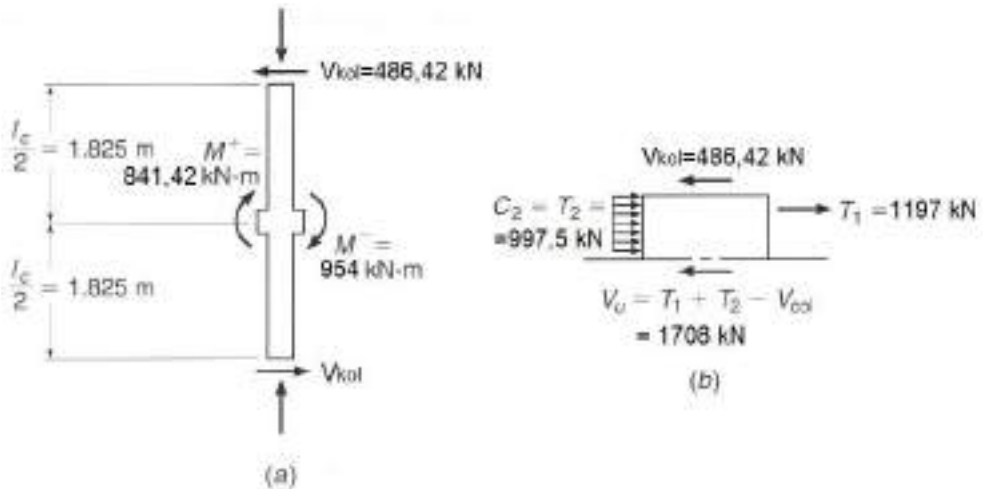
$$20 \cdot 28 = 560 < 900 \text{ mm}$$

Tulangan lentur balok biasa yang harus diangkurkan ke kolom:

$$l_{dh} = \frac{f_y d_b}{5,4 \sqrt{f'_c}} = \frac{420 \cdot 22}{5,4 \sqrt{28}} = 323 \text{ mm}$$

Nilai di atas setidaknya harus $8d_b = 8 \cdot 22 = 176$ mm atau 150 mm, sehingga memenuhi. Untuk tulangan bawah karena mempunyai diameter yang sama yaitu 22 mm maka nilai l_{dh} sama yaitu 323 mm.

Dengan nilai $3,25l_{dh}=1050$ mm untuk panjang pengankuran tulangan atas dan $2,5l_{dh}=807,5$ untuk panjang pengankuran tulangan bawah dari balok, maka di desain semua tulangan tersebut harus diangkurkan membentuk hooks melewati permukaan inti kolom seperti ditunjukkan pada gambar tampak depan Contoh 12.1.



Cek kekuatan geser dari join:

Gaya-gaya geser yang bekerja pada join harus dihitung dimana tegangan tulangan lentur adalah sebesar $1,25f_y$.

Gaya tarik pada tulangan negatif adalah:

$$T_1 = 1,25 \cdot 2280 \cdot 420 = 1197000 \text{ N}$$

Untuk tinggi efektif $d=839$ mm dan nilai $a=1197000/(0,85 \cdot 28 \cdot 600)=83,82$ mm, maka momen negatif akibat lentur:

$$M^- = \frac{1197000}{10^6} \left(839 - \frac{83,82}{2} \right) = 954 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Untuk perilaku lentur di sisi lainnya ($5D22=1900 \text{ mm}^2$):

$$T_2 = 1,25 \cdot 1900 \cdot 420 = 997500 \text{ N}$$

$$a = 997500 / (0,85 \cdot 28 \cdot 1350) = 31,05 \text{ mm}$$

$$M^+ = \frac{997500}{10^6} \left(839 - \frac{31,05}{2} \right) = 821,42 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{kol} = (954 + 821,42) / 3,65 = 486,42 \text{ kN}$$

Gaya geser yang bekerja di dalam join:

$$V_u = T_1 + T_2 - V_{kol} = 1197 + 997,5 - 486,42 = 1708 \text{ kN}$$

Untuk join terkekang di ketiga sisinya, $A_j = 900 \cdot 900 = 810000 \text{ mm}^2$

Kapasitas desain nominal untuk geser:

$$V_n = 1,2\sqrt{f'_c} A_j = 1,2\sqrt{28} \cdot 810000 \cdot 10^{-3} = 5143 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 0,75 \cdot 5143 = 3857,25 \text{ kN} > V_u$$

Kesimpulan: tulangan join memenuhi.

DAFTAR PUSTAKA

- [1] ACI 318M-14 (2014), *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*, Am. Concrete Inst., Detroit, Michigan.
- [2] Aitcin, P.C. (1998), *High-Performance Concrete*, E & FN Spon.
- [3] Antonius, I. Imran and P. Setiyawan (2017), *On the Confined High-Strength Concrete and Need of Future Research*; Procedia Engineering, 3rd International Conf. On Sustainable Civil Eng. Structures and Constr. Materials 2016, Vol. 171, 121-130.
- [4] Antonius and I. Imran (2012), *Experimental Study of Confined Low-, Medium- and High-Strength Concrete Subjected to Concentric Compression*; ITB Journal of Engineering Science, Vol.44(3), 252-269.
- [5] Antonius dan P. Setiyawan (2004), *Metode Pembelajaran Mekanika Bahan pada Aplikasi Komponen Beton Bertulang*; Prosiding Seminar dan Workshop Mekanika Rekayasa Teknik Sipil, Universitas Atma Jaya Yogyakarta, 7-8 Oktober, 43-49.
- [6] Antonius (2014), *Studies on The Provisions of Confining Reinforcement for High-Strength Concrete Column*; Procedia Engineering, Vol.95, 2nd International Conference On Sustainable Civil Eng. Structures and Constr. Materials (SCESCM), 23-25 Sept., 100-111.
- [7] Antonius, I. Imran and A. Widhianto (2013), *Ductility of Confined Bridge Piers in The Seismic Region*; Proc. of The 6th Civil Engineering Conference in Asia Region, , Jakarta 20-22 August 2013, Paper ID. 039.
- [8] Antonius (2004), *Pengaruh Tulangan Lateral terhadap Mekanisme Cover Spalling pada Struktur Kolom Beton Mutu Tinggi*; Pros. Konf. Nas. Rekayasa Kegempaan II, UGM Yogyakarta, Januari, 168-176.
- [9] Antonius (2010), *Evaluasi Persamaan Konstitutif Beton Mutu Normal dan Mutu Tinggi Terkekang yang Diturunkan Berdasarkan Kriteria Leleh*; Dinamika Teknik Sipil UMS, Akreditasi No. 110/DIKTI/Kep/2009, Vol.10(2), 159-167.
- [10] Antonius, A.Widhianto dan P. Setiyawan (2014), *Studi Parameter Kolom Beton Mutu Tinggi Penampang Persegi terhadap Beban Seismik*, Pros. Seminar dan Pameran HAKI 2014, Indonesia Siaga Gempa, Jakarta, 26-28 Agustus, Makalah 13.

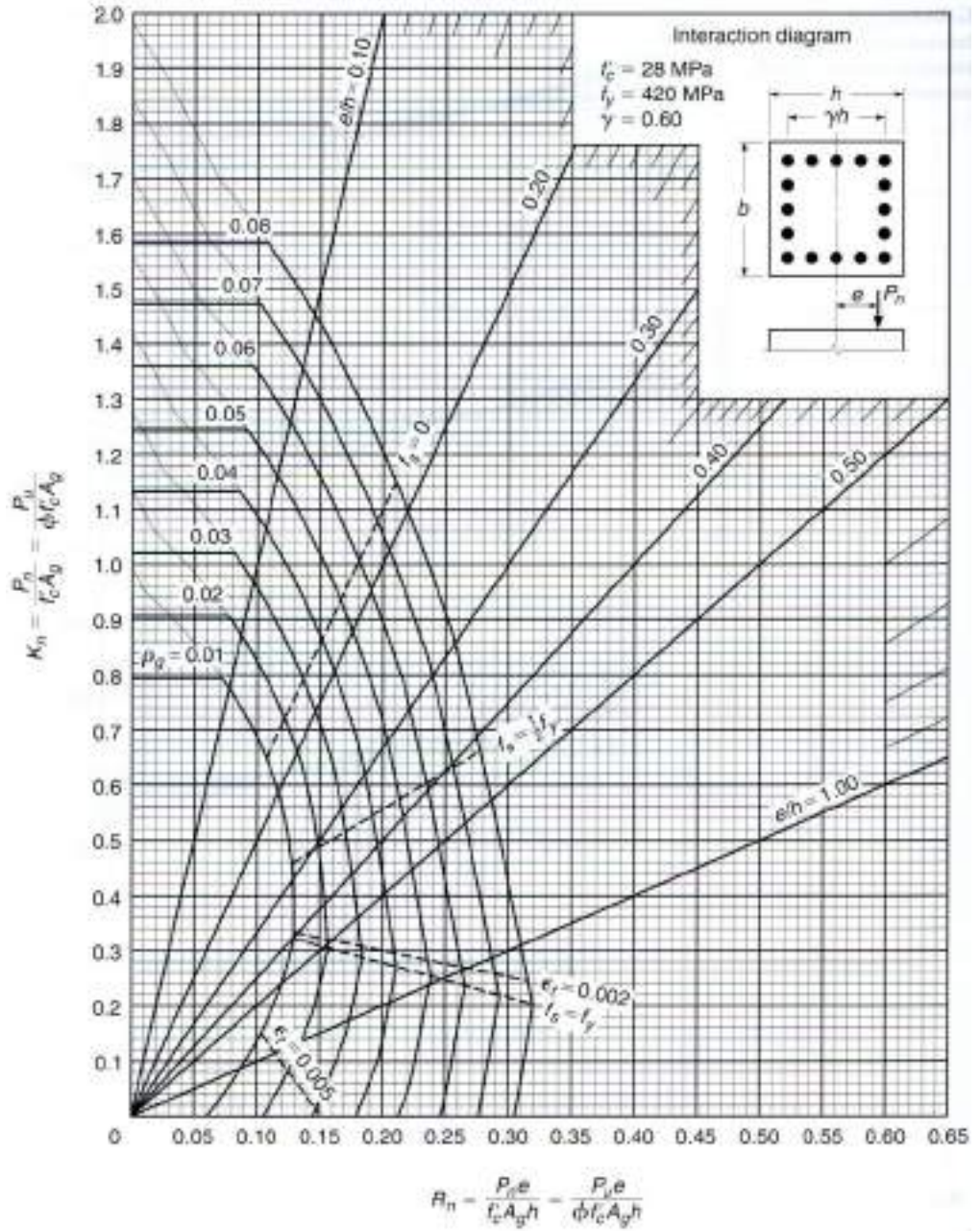
- [11] Antonius (2016), *Perkembangan Beton Mutu Tinggi dan Implikasinya dalam Desain Elemen Struktur*, Pidato Ilmiah Guru Besar Teknik Sipil Universitas Islam Sultan Agung, SA Press.
- [12] Antonius, I. Imran dan R. Suhud (2000), *Studi Perilaku Tegangan-Regangan Beton Mutu Tinggi Terkekang*, Prosiding Seminar Teknologi HAKI 2000 “Menjelang bangkitnya dunia konstruksi Indonesia”, Jakarta 31 Agustus 2000.
- [13] Antono, Achmad (1986), *Beton Tulangan*, Andi Offset, Yogyakarta.
- [14] ASCE-ACI Committee 445 (1998), *Recent Approach to Shear Design of Structural Concrete*, Journal of Structural Eng. ASCE, Vol. 124(12), 1375-1417.
- [15] Badan Standardisasi Nasional (2019), *Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung dan Penjelasan*, SNI-2847-2019.
- [16] Badan Standardisasi Nasional (2019), *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung*, SNI-1726-2019.
- [17] Badan Standardisasi Nasional (2020), *Beban Minimum untuk Perancangan bangunan Gedung dan Struktur Lain*, SNI-1727-2020.
- [18] Badan Standardisasi Nasional (2012), *Tata Cara Pemilihan Campuran untuk Beton Normal, Beton Berat dan Beton Massa*, SNI-7656-2012.
- [19] Badan Standardisasi Nasional (2017), *Baja Tulangan Beton*, SNI-2052-2017.
- [20] Bayrak, O. and S.A. Sheikh (2001), *Plastic Hinge Analysis*, Journal of Structural Eng., Vol.127(9), 1092-1100.
- [21] Bentur, A., S. Diamond and N.S. Berke (1997), *Steel Corrosion in Concrete*, E & FN Spon.
- [22] Collins, M.P., Denis Mitchell, Perry Adebar and Frank Vecchio (1996), *A General Shear Design Method*, ACI Structural Journal, Vol. 93(1), 36-45.
- [23] Foster, S.J., J. Liu and S.A. Sheikh (1998), *Cover Spalling in HSC Columns Loaded in Concentric Compression*, Journal of Struct. Eng., ASCE, Vol. 124(12), 1431-1437.
- [24] Ghosh, S.K. and David A. Fanella (2003), *Seismic and Wind Design of Concrete Buildings*, International Code Council, Inc.
- [25] Han Ay Lie, Antonius and Aldyan W. Okiyarta (2015), *Experimental Study of Steel Fiber Reinforced Concrete Beams with Confinement*; Procedia Engineering, EACEF5, Vol.125, 1030-1035.

- [26] Hsu, Thomas T.C. (1997), *ACI Shear and Torsion Provisions for Prestressed Hollow Girders*, ACI Structural Journal, Vol. 94(6), 787-799.
- [27] Imran, I. and S.J. Pantazopoulou (1996), *Experimental Study of Plain Concrete under Triaxial Stress*, ACI Materials Journal, Vol. 93(6).
- [28] Imran, I., B. Budiono; D.R. Munaf and M. Moestopo (1999), *On the Mechanical Behaviour of Concrete Structures and Materials (Experimental and Analytical Studies)*, Final report, URGE Project, chapter 2.
- [29] Imran, I. dan F. Hendrik (2014), *Perencanaan Lanjut Struktur Beton Bertulang*, Penerbit ITB.
- [30] Imran, I. dan E. Zulkifli (2014), *Perencanaan Dasar Struktur Beton Bertulang*, Penerbit ITB.
- [31] Imran, I. (1996), *Penilaian Kondisi Material/Struktur Eksisting*, PPAU Ilmu Rekayasa – ITB.
- [32] Imran, I., M. Suarjana, D. Hoedajanto, B. Soemardi, dan M. Abduh (2006), *Beberapa Pelajaran dari Gempa Yogyakarta: Studi Kinerja Bangunan*, Jurnal HAKI, Vol. 7(1), 1-13.
- [33] Imran, I., Suharwanto, M. Moestopo and D. Brahmantyo (2001), *Stress-Strain Response of Confined High Strength Concrete*, Jurnal T. Sipil ITB, Vol.8(3), 135-144.
- [34] Kristianto, A. and Imran, I. (2013), *Comparison Study of Requirement of Confinement Reinforcement for Rectangular Column in the Several Code and Propose Research*, Proc. of 7th National Conf. of Civil Eng., 24-26 Oct., Surakarta, S163-S170.
- [35] Lowes, L.N. (1999), *Finite Element Modeling of Reinforced Concrete Beam-Column Bridge Connections*, Ph.D. Thesis, University of California, Berkeley.
- [36] MacGregor, J.G. (1997), *Reinforced Concrete, Mechanics and Design*, Third Edition, Prentice Hall.
- [37] MacGregor, J.G. and M.G. Ghoneim (1995), *Design for Torsion*, ACI Structural Journal, Vol. 92(2), 211-218.
- [38] Mander, J.B., M.J.N. Priestley, and R. Park (1988), *Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete*, Journal of Struc. Eng. ASCE, Vol.114(8), 1804-1824.
- [39] Matamoros, A.B. and M.A. Sozen (2003), *Drift Limits of High-Strength Concrete Columns Subjected to Load Reversals*, Journal of Structural Engineering ASCE, Vol. 129(3), 297-313.

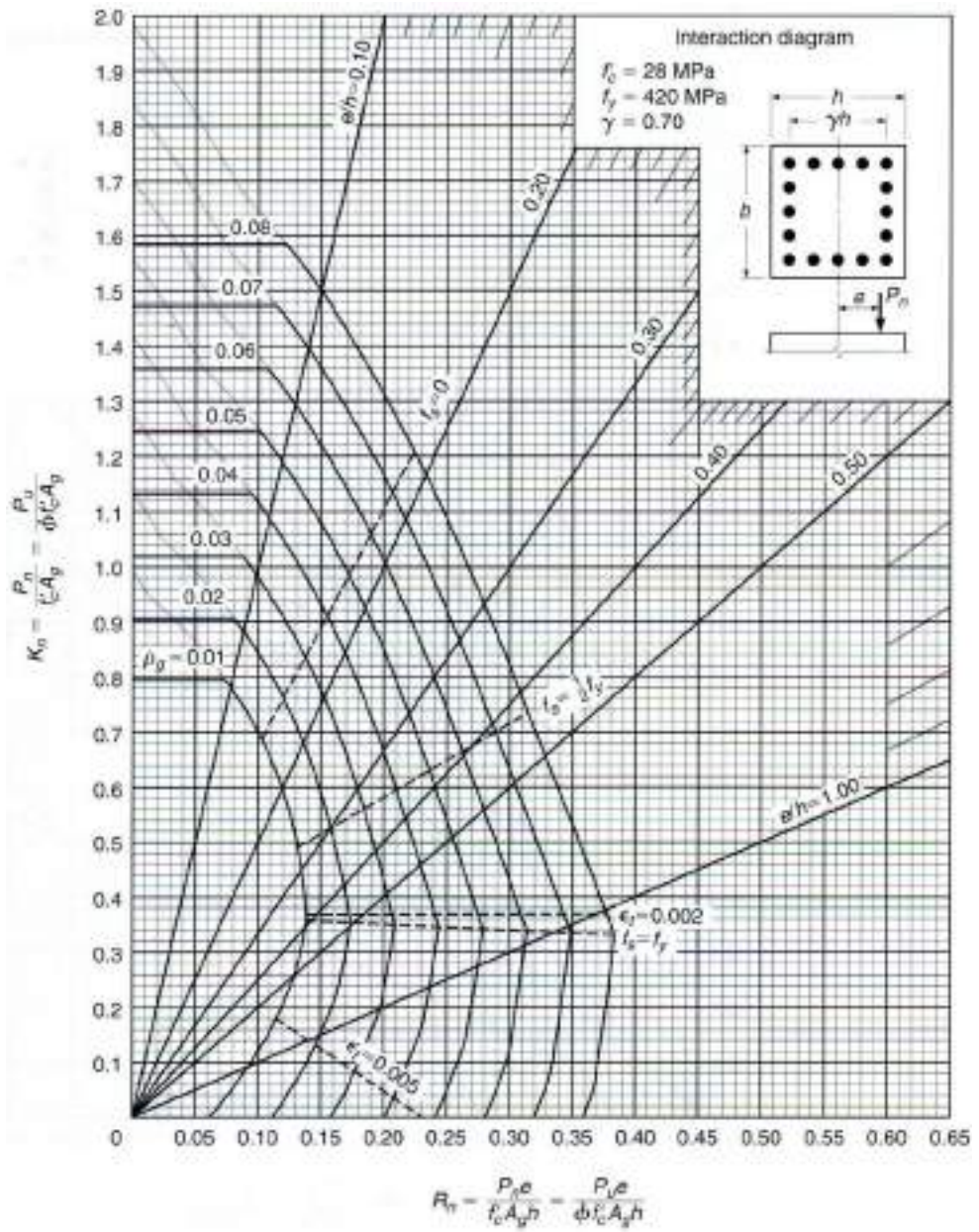
- [40] Mehta, P.K. (1991), *Concrete in the Marine Environment*, Elsevier Science Publishers.
- [41] Mindess, S. and J.F. Young (1981), *Concrete*, Prentice-Hall.
- [42] Nawy, E.G. (2009), *Reinforced Concrete, A Fundamental Approach*, 6th Edition, Prentice Hall.
- [43] Neville, A.M. (1996), *Properties of Concrete*, 4th Edition, Longman.
- [44] Nilson, H.N., D. Darwin and C.W. Dolan (2010), *Design of Concrete Structures*, 14th edition in SI Units, Mac Graw Hill.
- [45] Park, R. and T. Paulay (1975), *Reinforced Concrete Structures*, John Wiley.
- [46] Paulay, T. and Priestley, M.J.N. (1992), *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley & Sons, Inc.
- [47] Paultre, P. and Legeron, F. (2008), *Confinement Reinforcement Design for Reinforced Concrete Columns*, Journal of Structural Eng. ASCE, 134(5), 738-749.
- [48] Priestley, M.J.N., F. Seible and G.M. Calvi (1996), *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, John Wiley & Sons, Inc.
- [49] Puslitbang Permukiman (2017), *Peta Sumber dan Bahaya Gempa Indonesia Tahun 2017*, Puslitbang Permukiman, Badan Penelitian dan Pengembangan Kementerian PUPR.
- [50] Rebeiz, K.S. (1999), *Shear Strength Prediction for Concrete Members*, Journal of Structural Engineering ASCE, Vol. 125(3), 301-308.
- [51] Subramanian, N. (2011), *Design of Confinement Reinforcement for RC Columns*, *The Indian Concrete Journal*, 1-9.
- [52] Suharwanto (1997), *Perilaku Beton Mutu Tinggi terhadap Beban Multiaksial*, Tesis Magister, Institut Teknologi Bandung.
- [53] Tumilar, Steffie (1996), *Advanced Reinforced Concrete (Bidang Studi: Teknik Struktur)*, Pascasarjana, Universitas Indonesia.
- [54] Vecchio, F.J. and M.P. Collins (1986), *Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear*.
- [55] Watson, S., Zahn, F.A. and Park, R. (1992), *Confining Reinforcement for Concrete Columns*, *Journal of Structural Eng. ASCE*, Vol. 120(6), 1798-1823.

LAMPIRAN A
DIAGRAM INTERAKSI
(Ref. Nilson et al., 2010)

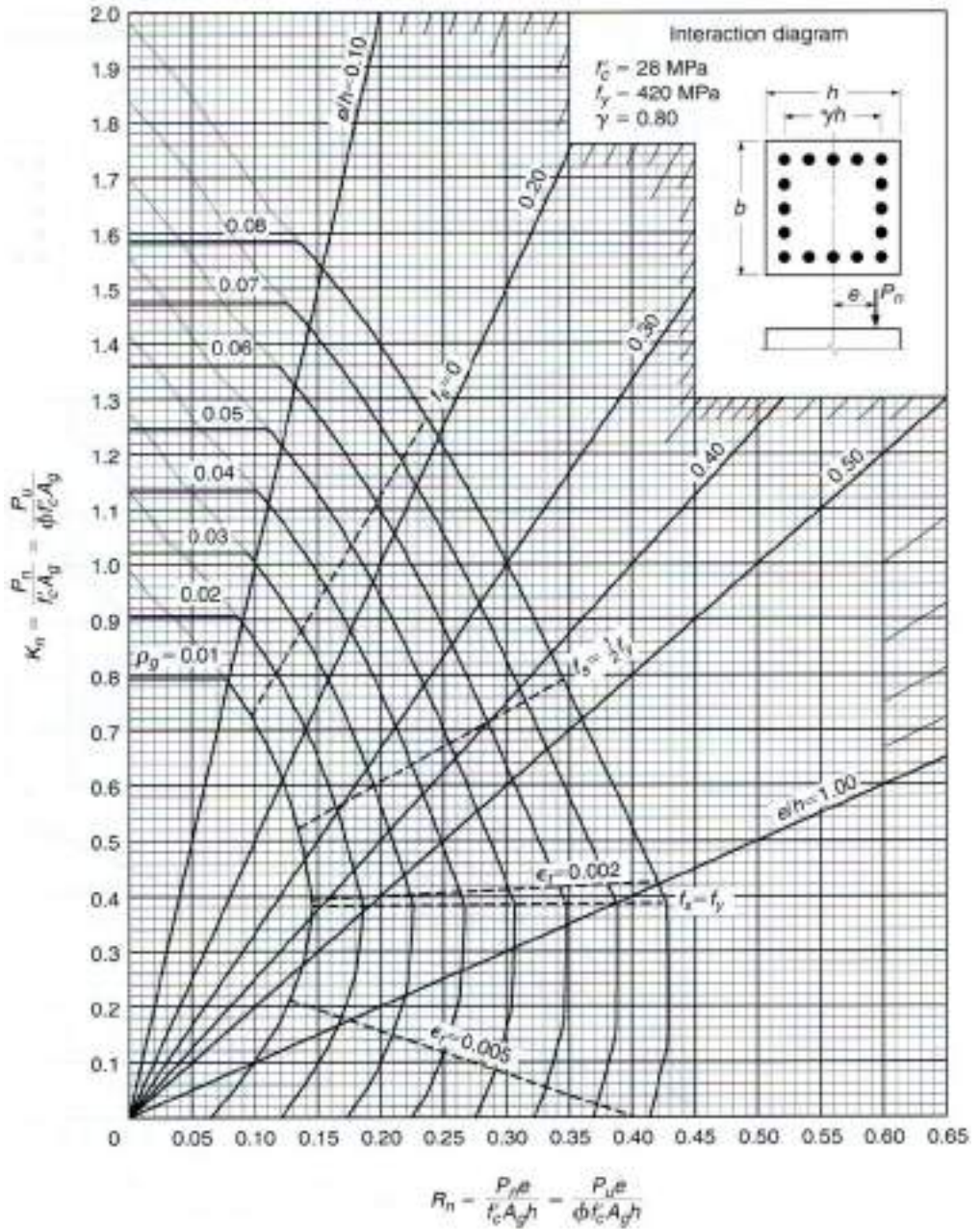
LAMPIRAN A.1



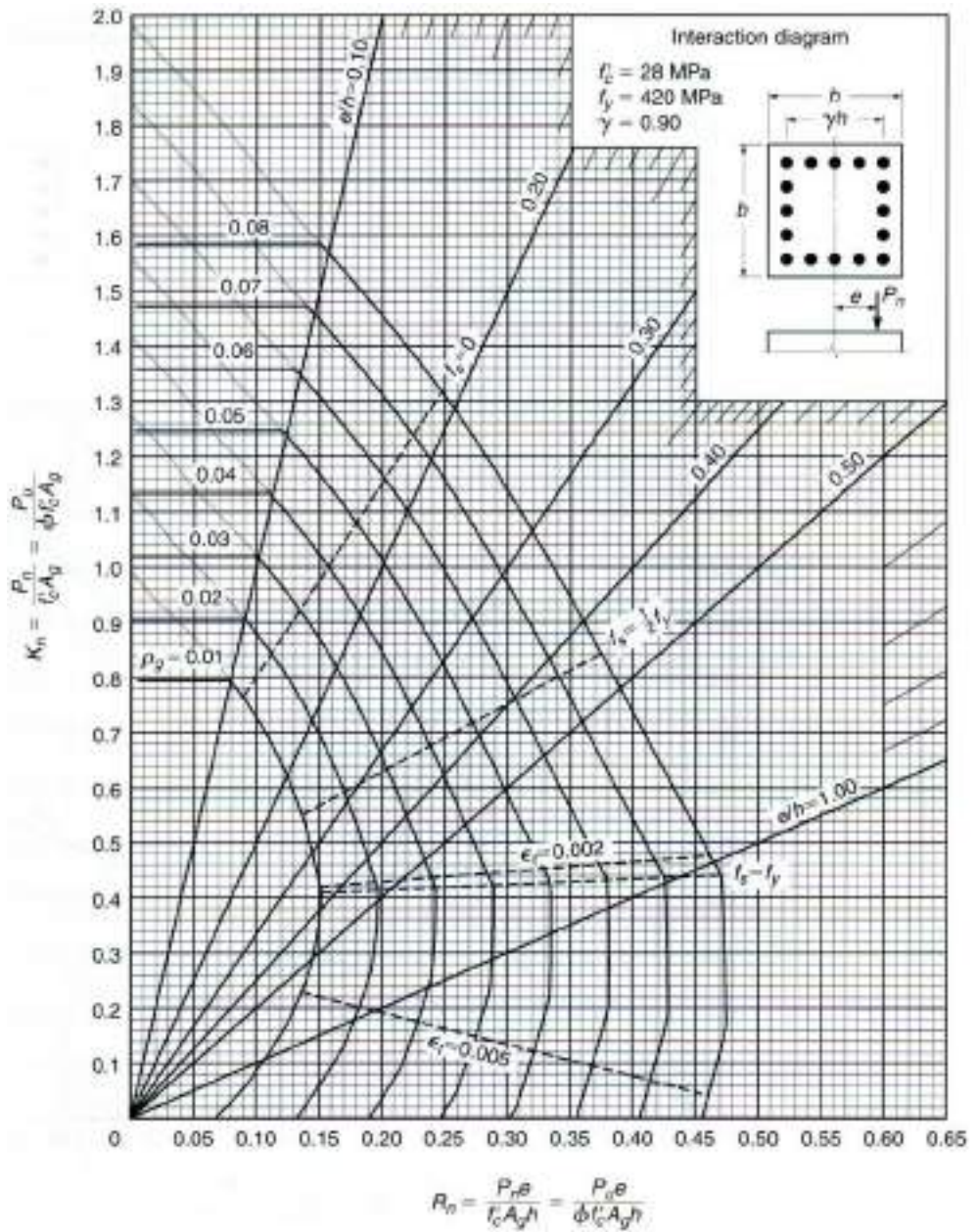
LAMPIRAN A.2



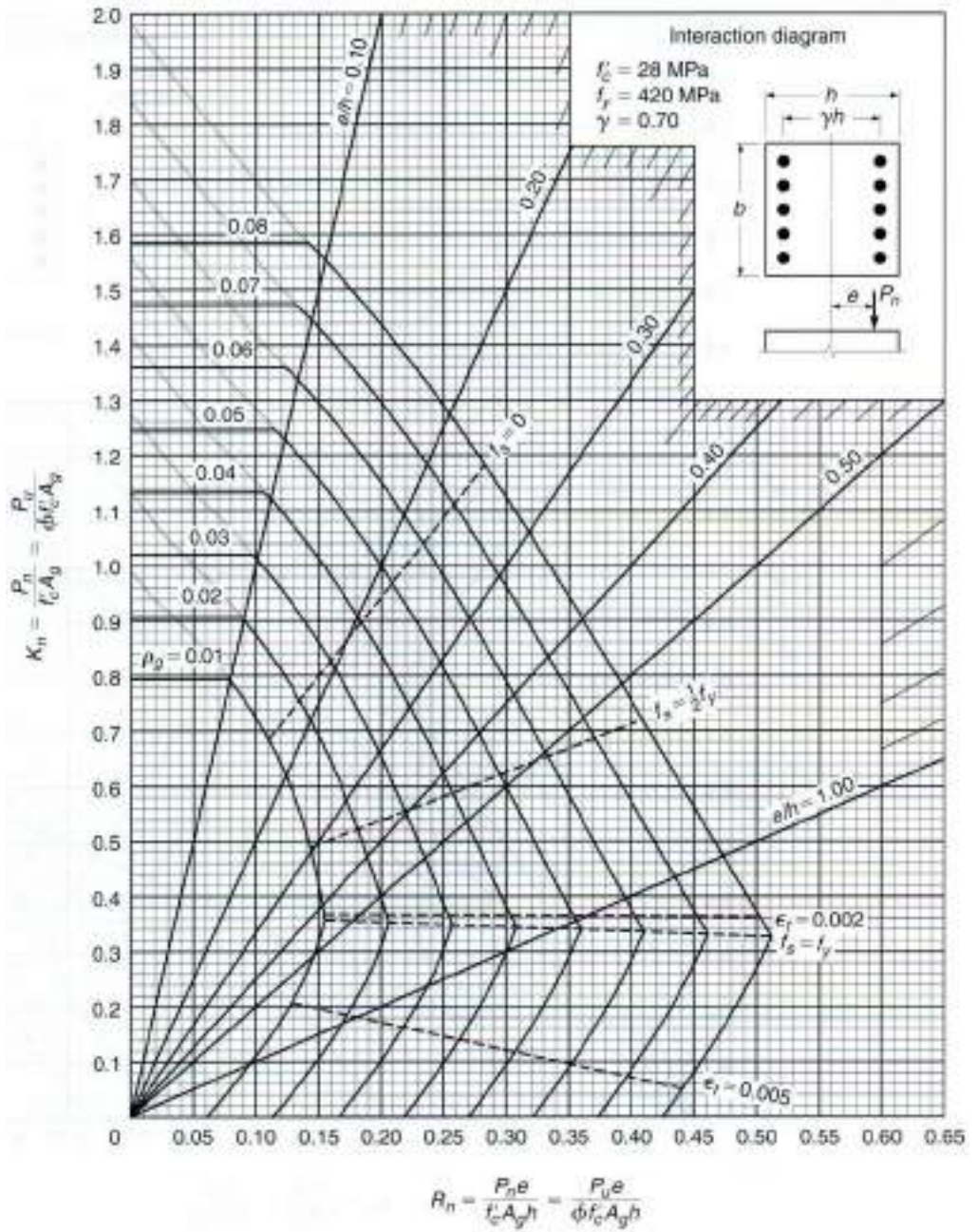
LAMPIRAN A.3



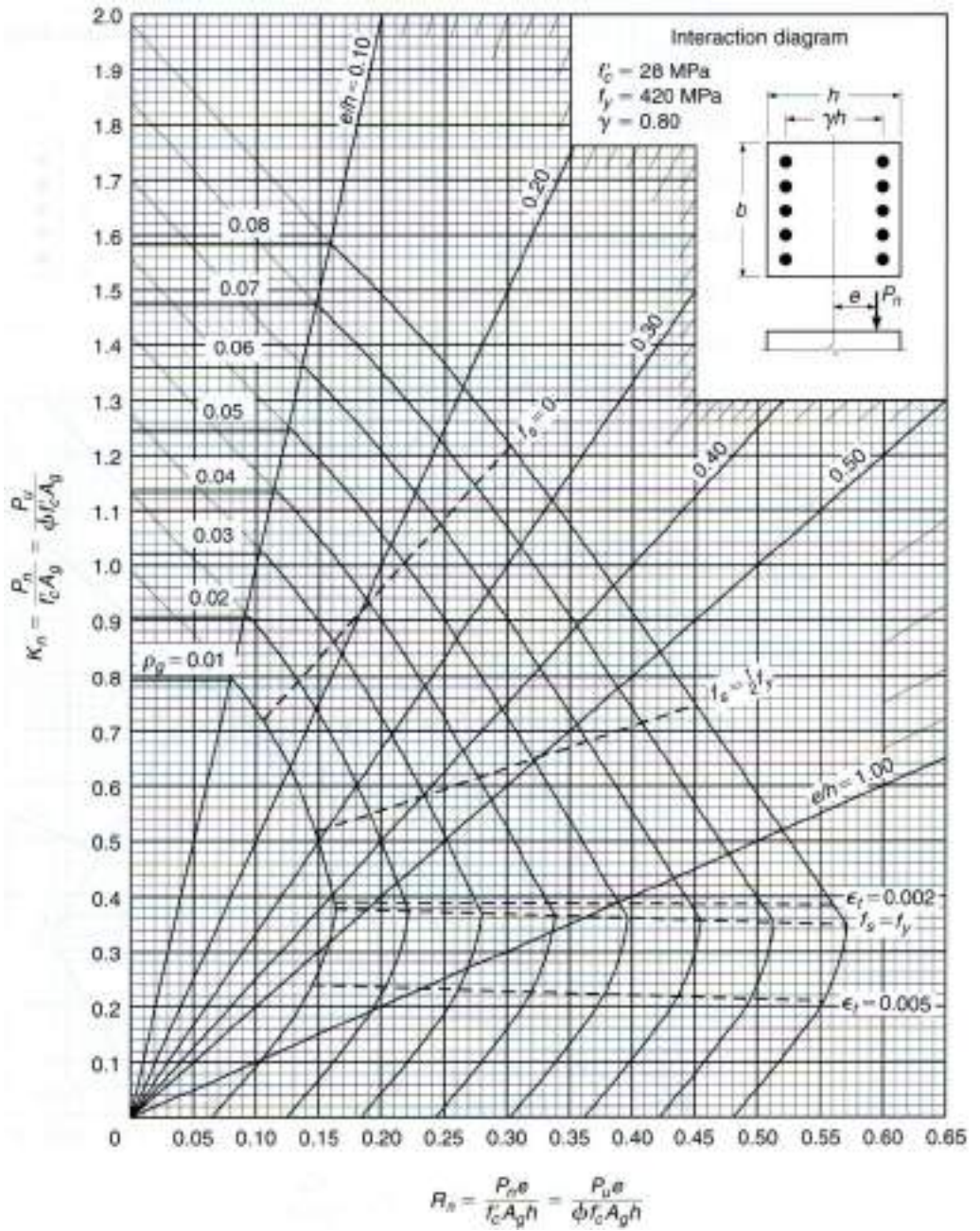
LAMPIRAN A.4



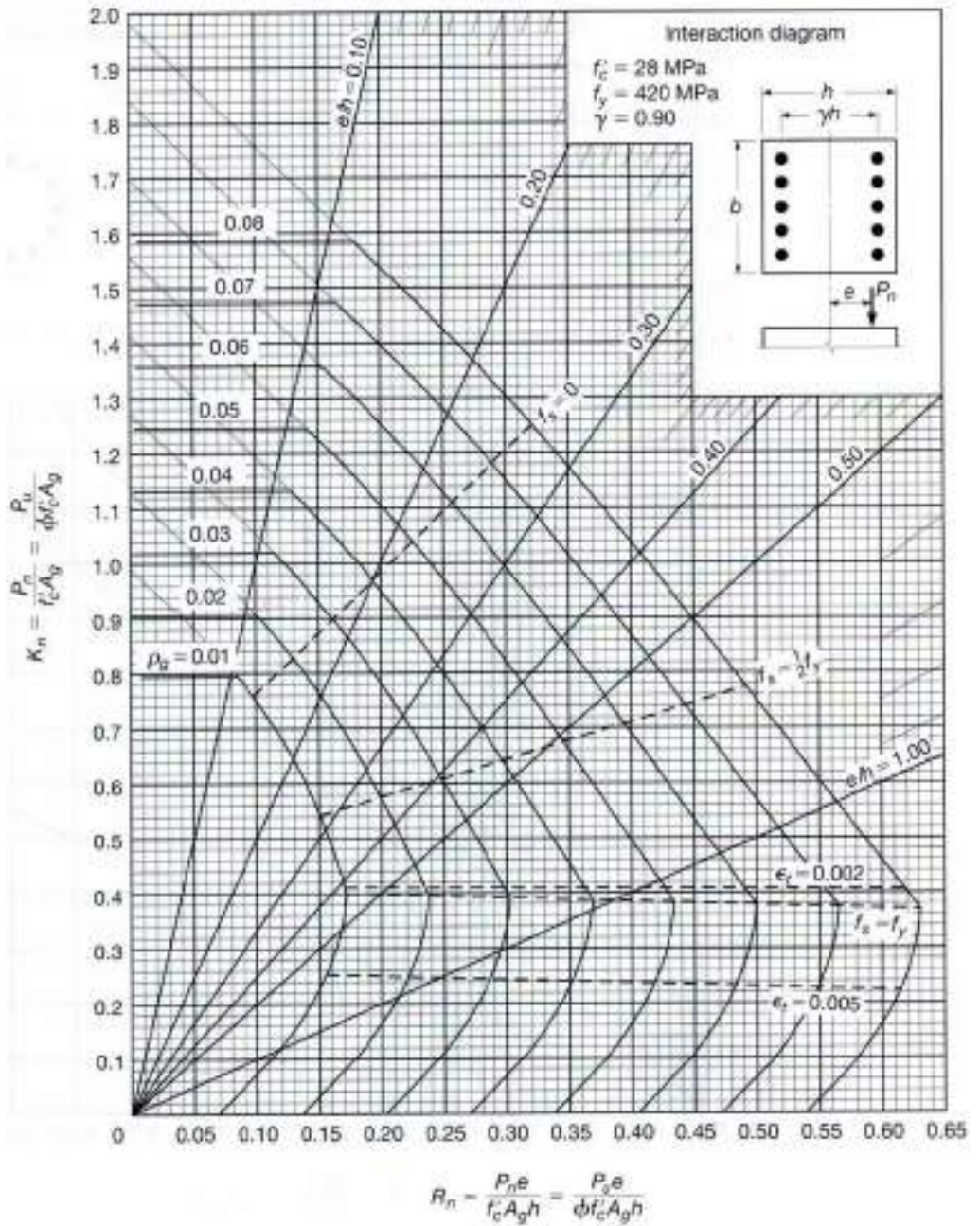
LAMPIRAN A.6



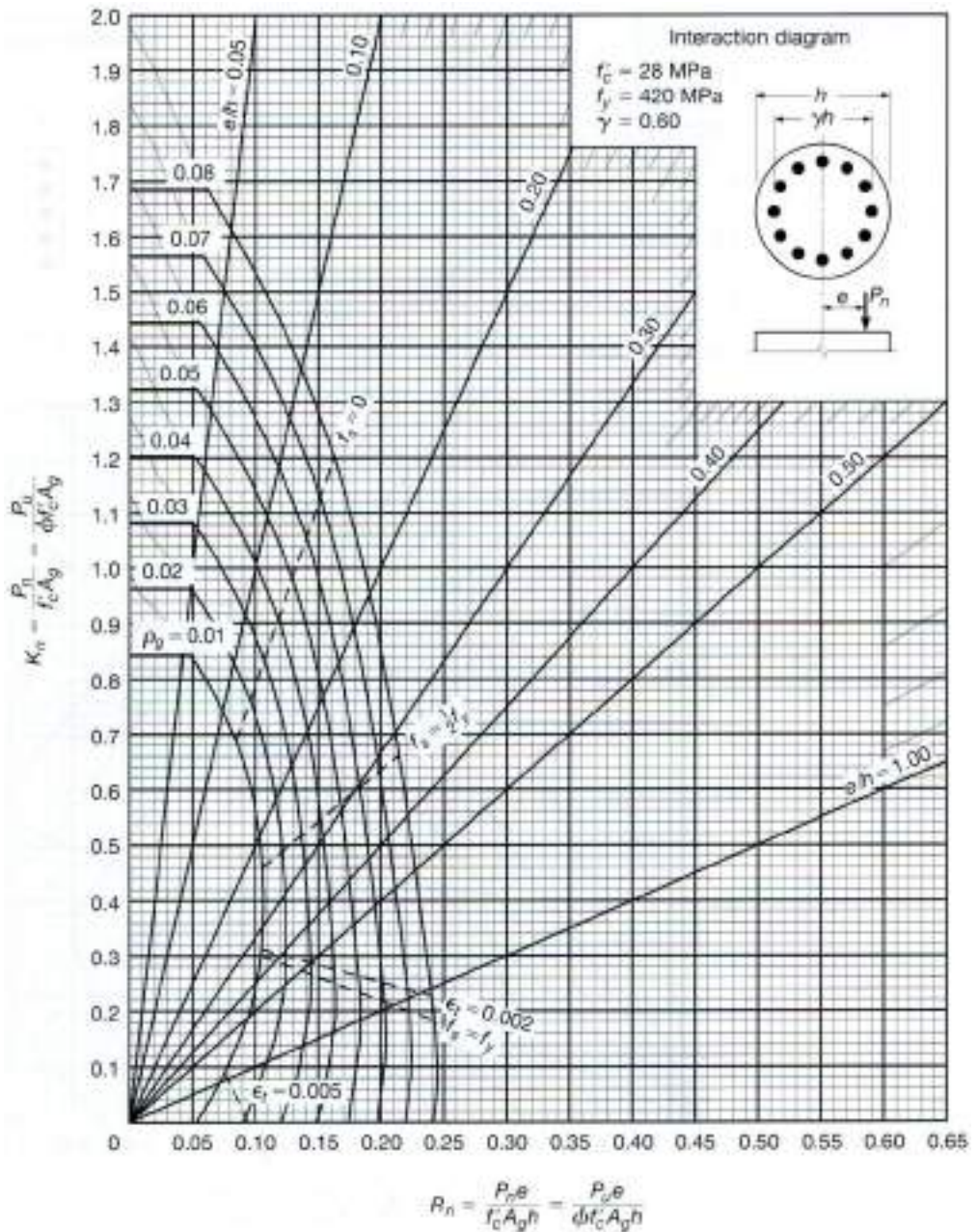
LAMPIRAN A.7



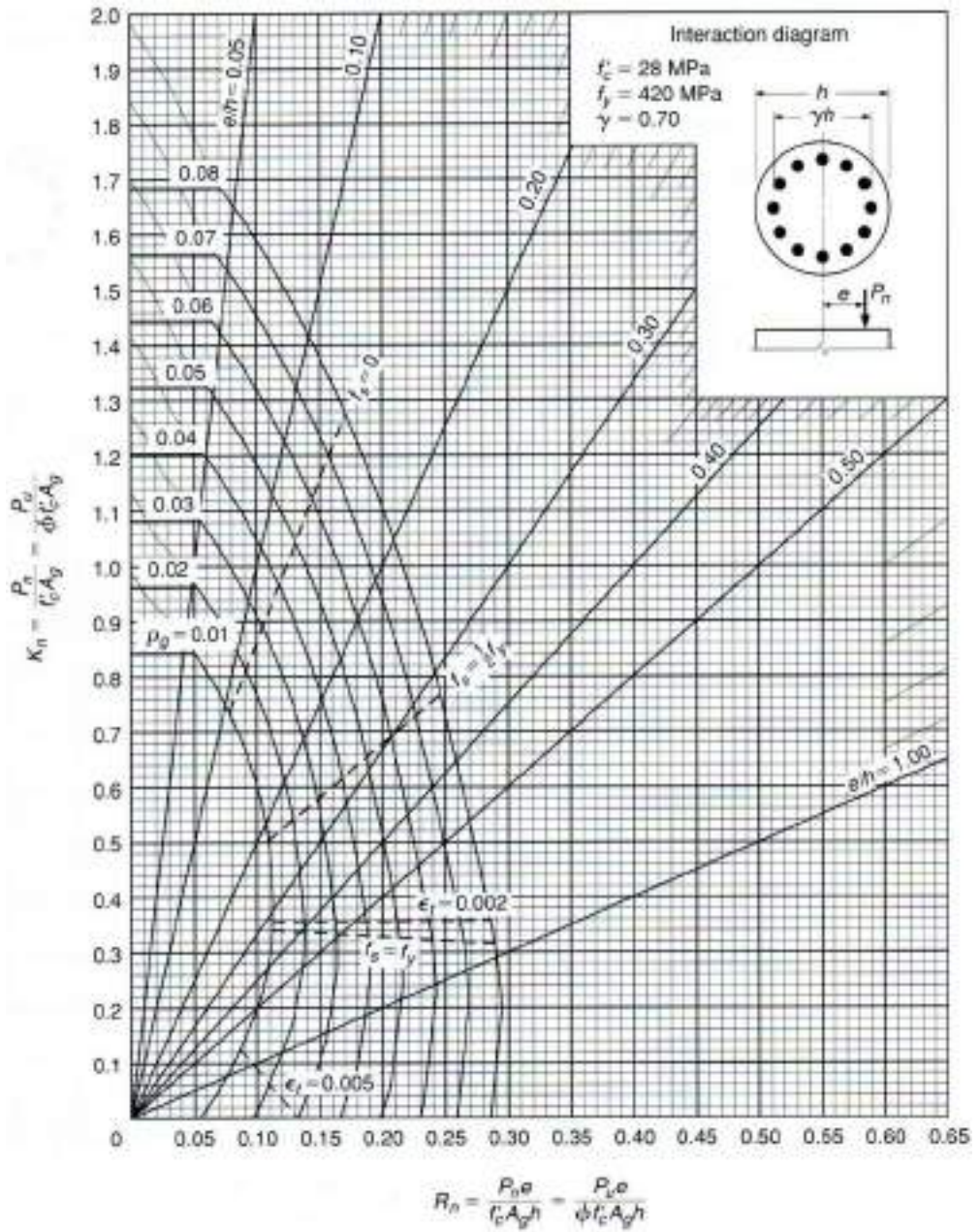
LAMPIRAN A.8



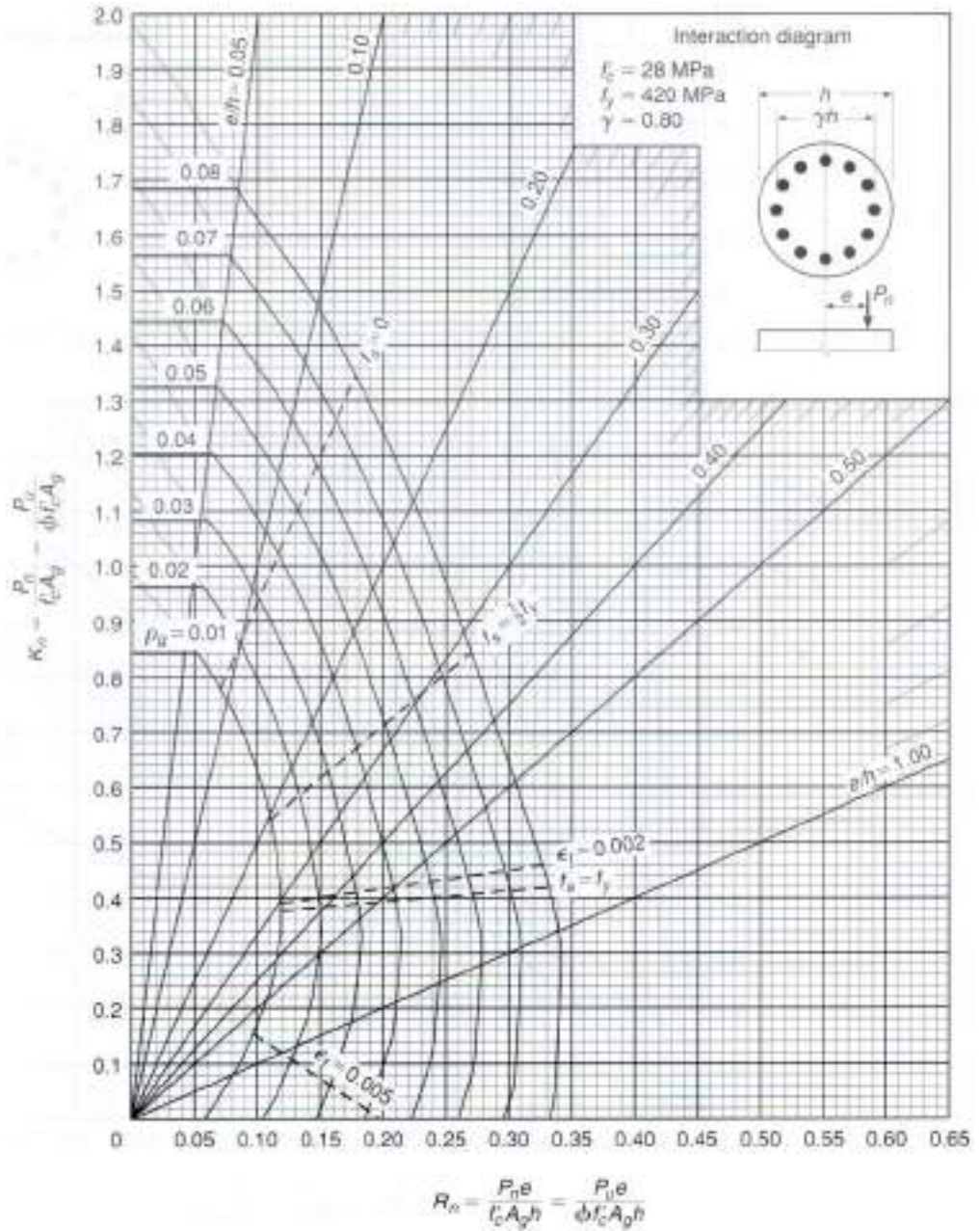
LAMPIRAN A.9



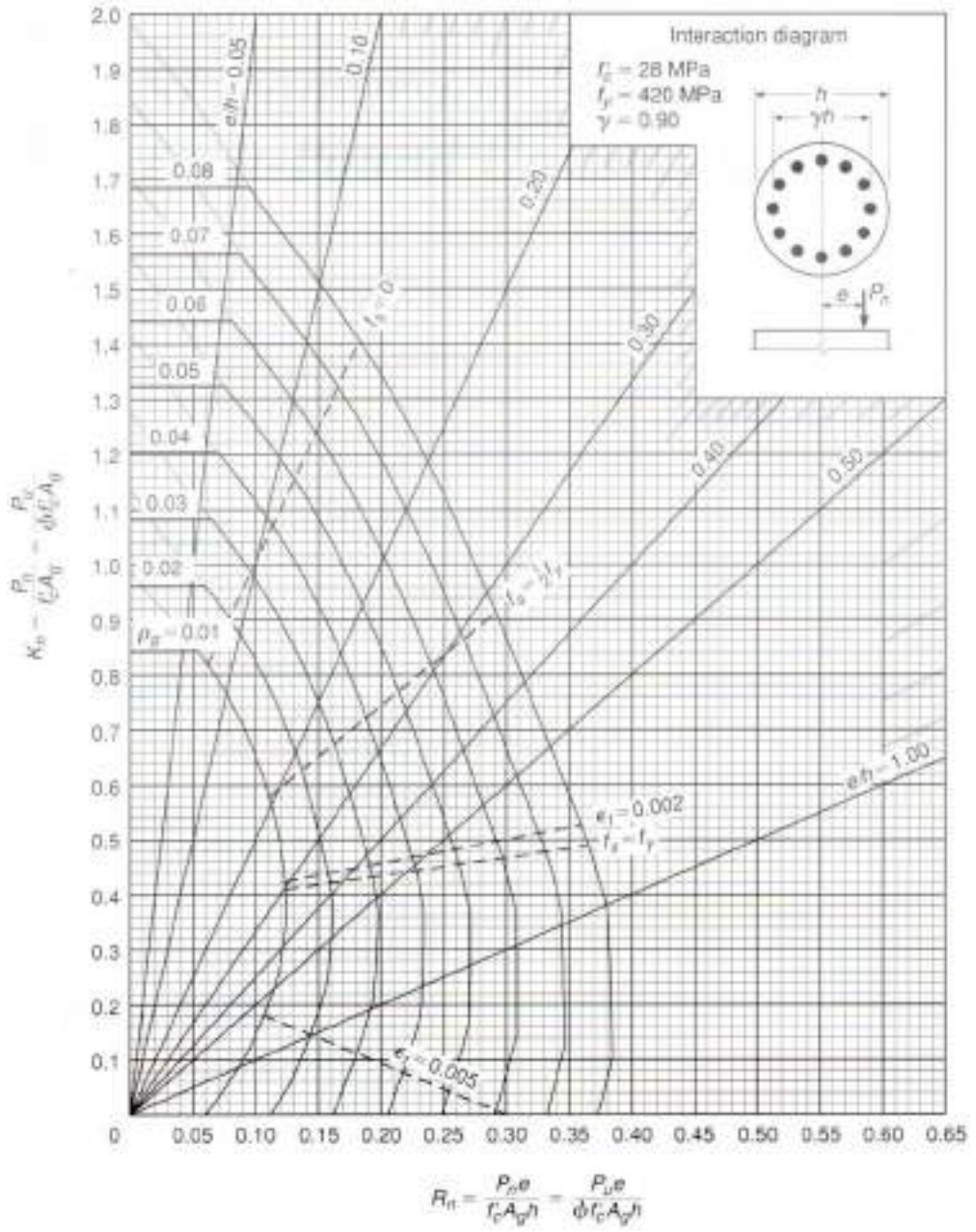
LAMPIRAN A.10



LAMPIRAN A.11



LAMPIRAN A.12





Tentang Penulis

Prof. Dr. Ir. Antonius, M.T. lahir di Semarang pada tanggal 5 April 1967. Setelah lulus Sekolah Menengah Atas dari SMA Negeri 5 Semarang tahun 1984, kemudian melanjutkan kuliah S1/Sarjana Teknik Sipil di Universitas Islam Indonesia (UII) Yogyakarta dan menyelesaikan studinya pada tahun 1992. Penulis kemudian melanjutkan ke jenjang Strata-2 (S2) Teknik Sipil bidang konsentrasi Struktur di Institut Teknologi Bandung (ITB) dan memperoleh gelar Magister pada tahun 1995. Penulis meraih gelar Doktor pada tahun 2001 juga di ITB, dimana tema disertasi adalah mengenai perilaku kekangan pada beton mutu tinggi. Gelar profesi Insinyur (Ir.) diperoleh di ITB pada tahun 2021. Karir sebagai dosen di Universitas Islam Sultan Agung dimulai pada tahun 2002 dimana mata kuliah yang diampu adalah yang berkaitan dengan struktur seperti Struktur Beton, Dinamika Struktur, Beton Prategang, Analisa Numerik. Gelar Profesor Teknik Sipil diperoleh oleh penulis melalui Surat Keputusan Menteri Riset dan Pendidikan Tinggi terhitung mulai tanggal 1 April 2016. Disamping mengajar, melakukan bimbingan bagi mahasiswa S1, S2 dan S3, penulis juga melakukan penelitian dan publikasi pada jurnal maupun seminar pada tingkat internasional dan nasional. Kegiatan lain penulis adalah sebagai praktisi secara profesional, dan telah terlibat lebih dari 200 proyek yang terdiri dari perencanaan/desain, evaluator/asesmen, studi maupun supervisi, seperti pada struktur gedung, jembatan, dermaga, menara dan lain-lain.

Organisasi profesi:

- Himpunan Ahli Konstruksi Indonesia (HAKI)
- Asosiasi Ahli Rekayasa Kegempaan Indonesia (AARGI)
- Ikatan Tenaga Ahli Konsultan Indonesia (INTAKINDO)
- fédération internationale du béton (*fib*), International Federation for Structural Concrete
- Persatuan Insinyur Indonesia (PII)

Perilaku Dasar dan Desain

Beton Bertulang

Berdasarkan SNI-2847-2019

Buku ini merupakan bahan ajar dan menguraikan filosofi desain struktur beton yang dipasang tulangan baja serta aplikasinya berdasarkan SNI-2847-2019. Bagian awal buku ini membahas konsep dasar mengapa dipasang tulangan pada beton, kemudian perilaku mekanik beton dan baja tulangan. Tahapan selanjutnya membahas mengenai konsep terjadinya lentur, geser dan torsi pada balok yang dilanjutkan dengan analisis dan contoh desain. Kemampuan layan struktur juga dibahas secara ringkas, dan hal ini sangat bermanfaat untuk evaluasi kinerja struktur yang akhir-akhir ini sering dilakukan terhadap bangunan gedung. Struktur kolom dibahas lebih detail termasuk desain tulangan longitudinal maupun sengkang geser dan pengekang. Pembahasan mengenai plat mengacu pada standar yang berlaku, kemudian dijelaskan pula mengenai prinsip garis leleh. Desain fondasi dibatasi hanya untuk pondasi dangkal, mengingat fondasi dalam dibahas khusus dalam perkuliahan tersendiri. Bagian akhir buku ini menyajikan uraian pengantar untuk struktur beton tahan gempa.

UNISSULA PRESS

