
BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Tinjauan Umum

Proyek dapat diartikan sebagai siklus kegiatan yang saling berurutan, di batasi oleh waktu, tenaga dan biaya tertentu saat pelaksanaannya, proyek yang sifatnya kompleks dapat di sederhanakan dengan adanya kaidah dan aturan yang menuntun dan membatasinya, selain itu sudah banyak inovasi baru dengan di imbangi kemajuan teknologi yang mampu mempermudah dan mempersingkat pekerjaan konstruksi. Perencanaan yang baik dengan memperhatikan analisa dan pembebanan baik statis dan dinamis, yang mengacu kepada Standar Nasional Indonesia (SNI) adalah sebuah keharusan dalam perencanaan, dengan begitu di harapkan dalam pelaksanaannya mampu memenuhi syarat seperti kekuatan, kekakuan dan stabilitas.

Efektivitas pengelolaan proyek dapat dilakukan dengan menerapkan metode kerja yang tepat. Output yang diperoleh adalah reduksi biaya proyek dan waktu Menurut (Hamdi dan Soegeng, 2010). Metode pelaksanaan proyek yang sering di gunakan saat ini adalah metode konvensional (*cast in situ*) dan pracetak (*precast*).

Studi Pustaka ini akan membahas mengenai *system* Struktur *precast* dan konvensional (*cast in situ*), tahapan dalam merencanakan struktur bangunan bertingkat pada elemen kolom, balok dan pelat. Dasar perencanaan berdasarkan referensi buku-buku, jurnal dan peraturan-peraturan yang berlaku.

2.2 Struktur Beton

Beton merupakan campuran antara semen Portland atau semen hidrolis yang lain, agregat halus, agregat kasar dan air, dengan atau tanpa bahan tambahan (*admixture*) yang membentuk masa padat (SNI 2847:2013). Beton yang baik harus memperhatikan jenis dan kualitas material yang baik sesuai dengan SNI 2847-2013 hal 24&25.

2.2.1 Struktur Beton Konvensional (*cast in situ reinforced concrete structure*)

Sistem konvensional (*cast in situ*) adalah metode konstruksi dimana pengecoran dilakukan secara langsung pada area pengerjaan, artinya pemindahan campuran beton segar ketempat dimana beton akan dicor yaitu bekisting atau acuan pada elemen struktur yang akan dikerjakan, langsung dilakukan saat itu juga. Tahapan pelaksanaan beton Konvensional, sebagai berikut :

- Tahap pembersihan, memastikan papan bekisting dalam keadaan bersih dari kotoran.
- Tahap pembuatan bekisting untuk balok dan plat dilakukan terlebih dahulu sebelum tahap pembesian. Sedangkan untuk kolom tahap bekisting dilakukan setelah tahap pembesian. Sebelum melakukan tahap pengecoran, bekisting diolesi oleh oli. Bekisting dapat dilepas apabila beton mulai mengeras dan berbentuk.
- Tahap pembesian. Pekerjaan pembesian meliputi pemotongan besi tulangan, pembengkokan besi tulangan, perakitan tulangan.
- Tahap pengecoran. Semua bahan beton harus diaduk secara merata dan harus dituangkan seluruhnya sebelum pencampur diisi kembali. Pengecoran beton harus dikerjakan sedekat mungkin ke tujuan terakhir

untuk mencegah bahan-bahan jatuh di luar tempat kerja akibat pemindahan adukan didalam cetakan, pengecoran balok dan plat dilakukan secara bersamaan setelah pengecoran kolom.

2.2.2 Struktur Beton Pracetak (*precast concrete structure*)

Sistem pracetak merupakan salah satu metode konstruksi dimana beton dibuat dan dikerjakan tidak pada lokasi yang direncanakan, melainkan di tempat lain yang khusus dirancang untuk produksi elemen struktur pracetak (*pre-fabricated*) dan dipasang di lokasi yang direncanakan (*installation*) pada waktu yang telah ditentukan. Adapun pemanfaatan lokasi produksi elemen pracetak tersebut dapat dikerjakan di lokasi proyek atau dapat juga di luar lokasi proyek tergantung seberapa besar kawasan proyek tersebut.

Menurut Ervianto (2006), tahap pelaksanaan beton pracetak dijelaskan mulai dari tahap pembuatan sampai dengan tahap overtoping antara lain sebagai berikut :

- Tahap Produksi atau Pabrikasi

Pada tahap produksi atau pabrikasi ini dilakukan di area lapangan, yang jadwal pembuatannya berjalan sendiri, jadi tidak mengganggu jadwal inti. Area pembuatan/pabrikasi ini nantinya bersebelahan dengan area penumpukan.

- Tahap Pengiriman

Pada tahap pengiriman material pracetak ini sangat diperlukan koordinasi antara pihak kontraktor dan supplier pracetak. Pihak supplier mengirim material setelah ada instruksi dari kontraktor, karena hal tersebut sangat berkaitan dengan metode pelaksanaan di lapangan. Jumlah elemen

pracetak mengenai bentuk dan ukuran sesuai dengan konfirmasi pihak kontraktor.

- Tahap Penumpukan (*pre-assembly*)

Beberapa alasan sebagai penyebab dilakukan penumpukan material precast

- a. Jumlah beton precast yang akan dipasang sangat banyak, sehingga tidak memungkinkan untuk pemasangan pelat secara langsung dari trailer ke titik pelat rencana.
- b. Lokasi proyek cukup luas, sehingga tersedia tempat penumpukan pelat dimana tempat ini diusahakan tidak mengganggu aktivitas proyek.

- Tahap Pemasangan dan Pengangkatan (*installation*)

ada tahap pemasangan beton *precast* harus direncanakan sematang mungkin, baik dari segi peralatan, pekerja, dan siklus pemasangannya. Alat berat yang digunakan untuk mengangkat pelat precast adalah *mobile crane*, kondisi dari *mobile crane* sendiri berpengaruh selama proses pemasangan untuk mendapatkan hasil yang maksimal.

- Tahap Penyambungan

Menurut Ervianto (2006) cara penyambungan yang dapat dilakukan dibedakan menjadi dua yaitu sambungan basah dan sambungan kering. Masing-masing sambungan mempunyai keuntungan dan kerugian sehingga penentuan jenis sambungan tergantung dari berbagai faktor, yang diantaranya adalah factor biaya.

- a. Sambungan basah (*wet connection*)

Sambungan basah terdiri dari keluarnya besi tulangan dari bagian ujung komponen beton pracetak yang mana antar tulangan tersebut

dihubungkan dengan bantuan *mechanical joint*, *mechanical coupled*, *splice sleeve* atau panjang penyaluran.

b. Sambungan kering (*dry connection*)

Sambungan kering menggunakan bantuan pelat besi sebagai penghubung antar komponen beton pracetak dan hubungan antara pelat besi dilakukan dengan baut atau dilas. Penggunaan metode sambungan ini perlu perhatian khusus dalam analisa dan pemodelan komputer karena antar elemen struktur bangunan dapat berperilaku tidak monolit

- Tahap Pengecoran

Pengecoran *over topping* dilakukan setelah pemasangan pembesian wire mesh dilakukan. Kebutuhan baja tulangan pada topping dalam menampung gaya geser horizontal direncanakan dengan menggunakan geser friksi (*shear friction concept*).

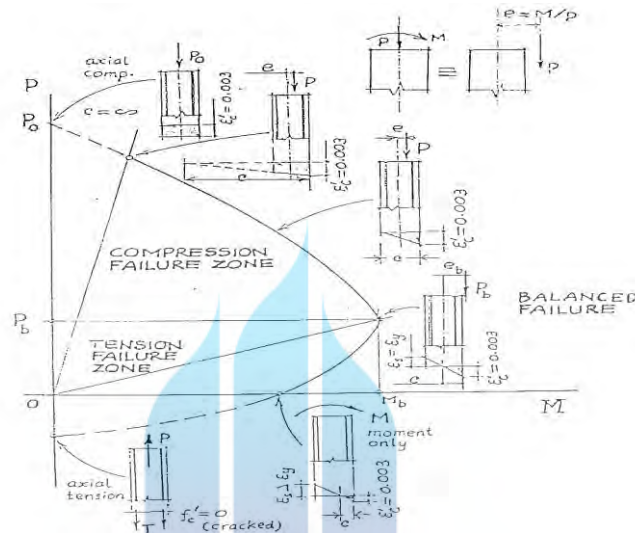
2.3 Syarat Desain Struktur Bangunan

Ada beberapa syarat desain yang harus dipenuhi konstruksi suatu gedung, syarat-syarat dalam mendesain suatu struktur diantaranya yaitu :

2.3.1 Kekuatan

Struktur harus kuat menahan gaya-gaya atau beban-beban yang bekerja padanya. Syarat kekuatan ini mencakup seluruh elemen struktur, baik kolom, balok dan pelat. Cara memeriksanya sesuai dengan perilaku elemen-elemen tersebut. Sebagai contoh kolom, mencari terlebih dahulu diagram interaksi dan menentukan dimana titik P_u , M_u maksimum pada diagram interaksi. Jika titik berada di luar dan di bawah keadaan balance maka terjadi kegagalan tarik. Jika berada di luar sebelah atas keadaan *balanced* maka terjadi kegagalan tekan. Jadi diagram

interaksi ini dapat dibagi menjadi dua daerah, yaitu daerah keruntuhan tekan dan daerah keruntuhan tarik, dengan pembatasnya adalah titik seimbang (*balanced*). Kombinasi gaya aksial dan momen lentur dapat digambarkan dalam suatu bentuk kurva interaksi antara kedua gaya tersebut, disebut diagram interaksi kolom.



Gambar 2.1 Diagram interaksi dari suatu penampang kolom

Sumber: www.slideshare.net/iqbalpratama18/perencanaan-kolom

Sedangkan pada balok dan pelat, diperiksa dengan mengukur kemampuan balok dengan ukuran dan tulangan terpasang kemudian dibandingkan dengan momen yang terjadi. Bila momen kapasitas balok di atas momen yang terjadi di lapangan, baik itu tekan maupun tarik, maka balok dan pelat tersebut aman.

2.3.2 Kekakuan

Dalam perencanaan suatu gedung perlu diperhitungkan kekakuannya agar didapat struktur yang kaku dan tidak mengalami kerusakan struktural saat terjadi gempa. Suatu struktur harus memiliki kekakuan yang cukup sehingga

pergerakannya dapat dibatasi. Kekakuan struktur dapat diukur dari besarnya simpangan antar lantai (*drift*) bangunan, semakin bangunan kaku maka simpangan struktur semakin kecil. Pada SNI 1726-2012 menetapkan kinerja batas ultimit suatu gedung dengan tujuan untuk membatasi kemungkinan terjadinya keruntuhan struktur yang akan menyebabkan korban jiwa atau luka pada peristiwa gempa, karena tertimpa bangunan. Kekakuan dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut :

$$k = \frac{E \cdot I}{\ell} \dots\dots\dots(2.01)$$

Dengan :

k = Kekakuan

E = Elastisitas

I = Inersia

ℓ = Panjang bentangan

2.3.3 Stabilitas

Dalam mendesain struktur perlu juga diperhatikan kestabilannya terhadap momen-momen yang bekerja padanya seperti momen guling, momen geser dan gaya uplift. Konsep dari kestabilan adalah jika benda itu bergerak dan dapat kembali lagi seperti semula. Elemen kolom harus stabil karena kolom merupakan struktur utama penopang gedung. Kolom dapat mengalami tekuk atau *buckling*, keadaanyapun berbeda-beda, namun jika kolom itu dapat kembali pada keadaan semula maka kolom tersebut dikatakan stabil.

2.4 Konsep Pembebanan

Konsep pembebanan merupakan langkah desain yang harus dilakukan secara benar dan teliti, tahapan desain sendiri diawali dengan melakukan Preliminary, Preliminary desain adalah suatu tahapan analisa untuk memperkirakan dimensi-dimensi struktur awal yang selanjutnya akan dilakukan perhitungan dengan bantuan aplikasi komputer untuk memperoleh dimensi yang efisien dan kuat. Dimensi-dimensi yang akan dilakukan preeliminasi desain antara lain yaitu balok, kolom, dan pelat, dimana preliminary desain dilakukan mengacu pada peraturan-peraturan yang berlaku saat ini, salah satunya adalah SNI 2847-2013.:

2.4.1 Beban Pada Struktur

Struktur akan menerima pengaruh dari luar yang perlu dipikul dalam menjalankan fungsinya. Pengaruh dari luar dapat diukur sebagai besaran gaya atau beban. Seperti berat sendiri struktur (akibat gaya gravitasi), beban akibat hunian atau penggunaan struktur, pengaruh angin atau getaran gempa, tekanan tanah atau tekanan hidrostatik air. Tetapi terdapat juga pengaruh luar yang tidak dapat diukur sebagai gaya. Seperti pengaruh penurunan pondasi pada struktur bangunan, atau pengaruh temperatur/suhu pada elemen-elemen struktur. Secara umum, beban luar yang bekerja pada struktur dapat dibedakan menjadi :

1. Beban Statis

Beban statis adalah beban yang bekerja secara terus-menerus pada suatu struktur. Beban statis juga diasosiasikan dengan beban-beban yang secara perlahan-lahan timbul serta mempunyai variabel besaran yang bersifat tetap (*steady states*). Dengan demikian, jika suatu beban mempunyai perubahan intensitas yang berjalan cukup perlahan sedemikian rupa sehingga pengaruh

waktu tidak dominan, maka beban tersebut dapat dikelompokkan sebagai beban statik (*static load*). Deformasi dari struktur akibat beban statik akan mencapai puncaknya jika beban ini mencapai nilainya yang maksimum. Beban statis pada umumnya dapat dibagi lagi menjadi beban mati, beban hidup, dan beban khusus, yaitu beban yang diakibatkan oleh penurunan pondasi atau efek temperatur.

2. Beban Dinamis

Beban dinamis adalah beban yang bekerja secara tiba-tiba pada struktur. Pada umumnya, beban ini tidak bersifat tetap (*unsteady-state*) serta mempunyai karakteristik besaran dan arah yang berubah dengan cepat. Deformasi pada struktur akibat beban dinamik ini juga akan berubah-ubah secara cepat. Yang termasuk dalam beban dinamik ini adalah seperti beban akibat getaran gempa atau angin.

2.4.2 Beban yang Diperhitungan

Dalam perencanaan struktur, beban yang bekerja adalah beban gravitasi berupa beban mati dan beban hidup dan beban lateral berupa beban gempa.

1. Beban Mati (*Dead Load/ DL*)

Berdasarkan SNI-1727-2013 yang dimaksud dengan beban mati adalah berat semua bagian dari suatu gedung yang bersifat tetap, termasuk segala beban tambahan, finishing, mesin-mesin serta peralatan tetap yang merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung tersebut. Semua metode untuk menghitung beban mati suatu elemen adalah didasarkan atas peninjauan berat satuan material yang terlihat dan berdasarkan volume elemen tersebut.

Tabel 2.1 Berat Jenis Material

Jenis Material	Berat Jenis	Satuan
Alumanium	2712	kg/m ³
Air Bersih	1000	kg/m ³
Baja	7850	kg/m ³
Batu belah, batu bulat, batu gunung	1500	kg/m ³
Batu Pecah	1450	kg/m ³
Besi Cor	6800–7800	kg/m ³
Beton	2200	kg/m ³
Beton Bertulang	2400	kg/m ³
Granit	2691	kg/m ³
Gypsum Padat	2787	kg/m ³
Kayu (Kelas 1)	1000	kg/m ³
Kerikil, Koral, Split (kering/lembab)	1800	kg/m ³
Pasangan Bata Merah	1700	kg/m ³
Pasangan Batu Belah, Bulat, Gunung	2200	kg/m ³
Pasir	1400	kg/m ³
Semen	3150	kg/m ³

2. Beban hidup (Live Load / LL)

Berdasarkan SNI-1727-2013 yang dimaksud dengan beban hidup adalah semua beban yang terjadi akibat pemakaian dan penghunian suatu gedung, termasuk beban-beban pada lantai yang berasal dari barang-barang yang dapat berpindah dan/atau beban akibat air hujan pada atap.

Pada pasal 4.10 tabel 4-1 halaman 25-28, mengenai beban hidup terdistribusi merata dan beban hidup terpusat minimum yang dapat digunakan tertera pada tabel 2.2 berikut :

Tabel 2.2 Beban Hidup Terdistribusi Merata Minimum, Lo dan Beban Hidup Terpusat Minimum

Hunian atau penggunaan	Merata psf (kN/m ²)	Terpusat ln (kN)
Apartemen (lihat rumah tinggal)		
Sistem lantai akses		
Ruang kantor	50 (2,4)	2000 (8,9)
Ruang komputer	100 (4,79)	2000 (8,9)
Gedung persenjataan dan ruang latihan	150 (7,18)a	
Ruang pertemuan		
Kursi tetap (terkait di lantai)	100 (4,79)a	
Lobi	100 (4,79)a	
Kursi dapat dipindahkan	100 (4,79)a	
Panggung pertemuan	100 (4,79)a	
Lantai podium	150 (7,18)a	
Balkon dan dek	1,5 kali beban hidup untuk daerah yang dilayani. Tidak perlu melebihi 100 psf (4,79 kN/m ²)	
Jalur untuk akses pemeliharaan	40 (1,92)	300 (1,33)
Koridor	100 (4,79)	
Lantai pertama	Sama seperti pelayanan hunian kecuali disebutkan lain	
Lantai lain		
Ruang makan dan restoran	100 (4,79)a	
Hunian (lihat rumah tinggal)		
Ruang mesin elevator (pada daerah 2 in x 2 in (50 mm x 50 mm))		300 (1,33)
Konstruksi pelat lantai finishing ringan (pada area 1 in x 1 in (25 mm x 25 mm))		200 (0,89)
Jalur penyelamatan terhadap kebakaran	100 (4,79)	
Hunian satu keluarga saja	40 (1,92)	
Tangga permanen	Lihat pasal 4.5 pada SNI 1727-2013	
Garasi/Parkir		
Mobil penumpang saja	40 (1,92)a,b,c	
Truk dan bus	c	

Susunan tangga, rel pengaman dan batang pegangan	Lihat pasal 4.5 pada SNI 1727-2013	
Helipad	60 (2,87)de tidak boleh direduksi	e,f,g
Rumah sakit : Ruang operasi, laboratorium Ruang pasien Koridor diatas lantai pertama	60 (2,87) 40 (1,92) 80 (3,83)	1000 (4,45) 1000 (4,45) 1000 (4,45)
Hotel (lihat rumah tinggal)		
Perpustakaan Ruang baca Ruang penyimoanan Koridor di atas lantai pertama	60 (2,87) 150 (7,18)a,h 80 (3,83)	1000 (4,45) 1000 (4,45) 1000 (4,45)
Pabrik Ringan Berat	125 (6,00)a 250 (11,97)a	2000 (8,90) 3000 (13,40)
Gedung perkantoran : Ruang arsip dan komputer harus dirancang untuk beban yang lebih berat berdasarkan pada perkiraan hunian Lobi dan koridor lantai pertama Kantor Koridor di atas lantai pertama	100 (4,79) 50 (2,40) 80 (3,83)	2000 (8,90) 2000 (8,90) 2000 (8,90)
Lembaga hukum Blok sel Koridor	40 (1,92) 100 (4,79)	
Tempat rekreasi Tempat bowling, Kolam renang, dan penggunaan yang sama Bangsal dansa dan Ruang dansa Gimnasium Tempat menonton baik terbuka atau tertutup Stadium dan tribun/arean dengan tempat duduk tetap (terikat pada lantai)	75 (3,59)a 100 (4,79)a 100 (4,79)a 100 (4,79)a,k 60 (2,87)a,k	
Rumah tinggal Hunian (satu keluarga dan dua keluarga) Loteng yang tidak dapat didiami tanpa gudang Loteng yang tidak dapat didiami dengan gudang Loteng yang dapat didiami dan ruang tidur	10 (0,48)/ 20 (0,96)m 30 (1,44)	

Lantai pertama	100 (4,79)	1000
Lantai di atasnya	75 (3,59)	(4,45)
Grosir, di semua lantai	125 (6,00)a	1000
		(4,45)
		1000
		(4,45)
Pengalang kendaraan	Lihat Pasal 4.5 pada SNI 1727 – 2013	
Susunan jalan dan panggung yang ditinggikan (selain jalan keluar)	60 (2,87)	
Pekarangan dan teras, jalur pejalan kaki	100 (4,79)a	

3. Pembebanan Beban Mati dan Beban Hidup Pada Masing-Masing Kondisi

Beban-beban yang bekerja pada elemen struktur dapat dibedakan pada setiap kondisi sebagai berikut :

Tabel 2.3 Kondisi Beban yang Bekerja pada Elemen Struktur

No	Kondisi	Beban Mati	Beban Hidup
1	Pada saat pengangkatan balok, kolom, pelat pracetak	- Berat sendiri elemen pracetak	
2	Pada saat pemasangan balok, kolom, pelat pracetak	- Berat sendiri elemen pracetak - Beton Tuang di atasnya/ topping - Akibat pelat pracetak yang menumpu pada balok - Berat Tulangan	- Beban pekerja
3	Pada masa layan	- Berat sendiri elemen pracetak - Berat beban fungsional - Berat partisi	- Penghuni

4. Beban Gempa (Earthquake Load/EQ)

Gempa adalah fenomena getaran yang diakibatkan oleh benturan atau gesekan lempeng tektonik (*plate tectonic*) bumi yang terjadi di daerah patahan (*fault zone*). Pada saat terjadi benturan antara lempeng-lempeng aktif tektonik bumi, akan terjadi pelepasan energi gempa yang berupa gelombang-

gelombang energi yang merambat di dalam atau di permukaan bumi. Gelombang-gelombang gempa yang diakibatkan oleh energi gempa ini merambat dari pusat gempa (*epicenter*) ke segala arah, dan akan menyebabkan permukaan bumi bergetar. Besarnya beban gempa yang terjadi pada struktur bangunan tergantung dari beberapa faktor yaitu, massa dan kekakuan struktur, waktu getar alami dan pengaruh redaman dari struktur, kondisi tanah, dan wilayah kegempaan dimana struktur bangunan tersebut didirikan. Massa dari struktur bangunan merupakan faktor yang sangat penting, karena beban gempa merupakan gaya inersia yang besarnya sangat tergantung dari besarnya massa dari struktur. Besarnya Beban Gempa Dasar Nominal horizontal akibat gempa menurut Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Rumah dan Gedung (SNI 03-1726-2002 pasal 6), dinyatakan sebagai berikut :

$$V = RC \cdot I \cdot W_t \dots\dots\dots(2.02)$$

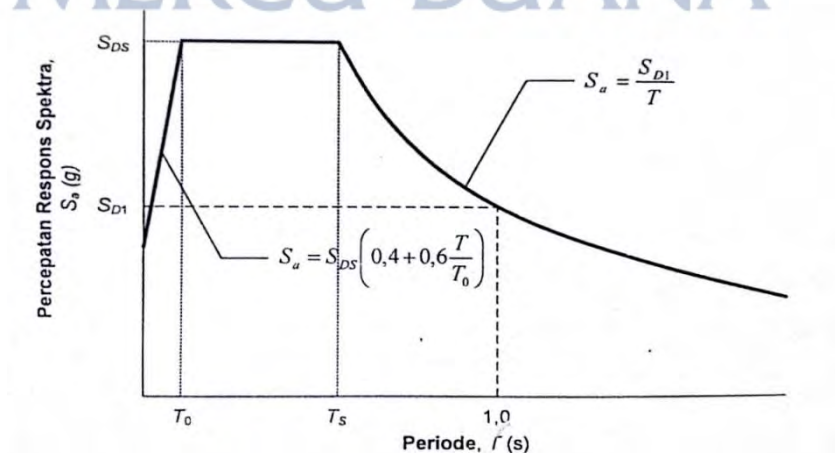
Dimana :

C = koefisien gempa

I = faktor keutamaan struktur

R = faktor reduksi gempa

W_t = berat bangunan (DL dan LL yang direduksi)



Gambar 2.2 Spektrum respons desain

Sumber: SNI 1726-2012 hal 23

Besar kecilnya beban gempa yang bekerja pada struktur bangunan tergantung pada lokasi dimana struktur bangunan tersebut akan didirikan, maka dari itu kita harus menentukan Koefisien Desain Seismik (KDS) untuk mengetahui nilai beban gempa.

a) Faktor Keutamaan Struktur (I) dan Kategori Resiko Struktur Bangunan

Faktor keutamaan struktur adalah suatu koefisien yang diadakan untuk memperpanjang waktu ulang dari kerusakan struktur – struktur gedung yang relatif lebih utama, untuk menanamkan modal yang relatif besar pada gedung itu. Gedung tersebut diharapkan dapat berdiri jauh lebih lama dari gedung – gedung pada umumnya. Waktu ulang dari kerusakan struktur gedung akibat gempa akan diperpanjang dengan pemakaian suatu faktor keutamaan. Besarnya faktor keutamaan struktur untuk beberapa jenis struktur bangunan, diperlihatkan pada Tabel 2.4 dan Tabel 2.5.

Tabel 2.4 Kategori Resiko Bangunan Gedung dan Non Gedung untuk beban Gempa

Sumber: SNI 1726-2012 hal 15

Jenis Pemanfaatan	Kategori Resiko
Gedung dan non gedung yang memiliki resiko rendah terhadap jiwa manusia saat terjadi kegagalan, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk, antara lain : -Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan -Fasilitas sementara -Gudang penyimpanan -Rumah jaga dan struktur kecil lainnya	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori resiko I,III,IV, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk : - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar	II

- Gedung perkantoran - Gedung apartemen/rumah susun - Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - pabrik	
Gedung dan non gedung yang memiliki resiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk : - bioskop - gedung pertemuan - stadion - fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - fasilitas penitipan anak - penjara - Bangunan untuk orang jompo Gedung dan non gedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi Gedung dan non gedung, tidak termasuk ke dalam kategori resiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.	III
Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk : - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat. - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tangga darurat.	IV

- Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat. - Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori resiko IV	
---	--

Tabel 2.5 Faktor Keutamaan Gempa

Sumber: SNI 1726-2012 hal 15

Kategori Resiko	Faktor keutamaan gempa, I_e
I dan II	1,0
III	1,25
IV	1,5

b) Jenis Tanah dan Klasifikasi Situs

Berdasarkan SNI 1726-2012 Pasal 6.1.2 Berdasarkan sifat-sifat tanah pada situs, maka situs harus diklasifikasi sebagai kelas situs SA , SB , SC , SD , SE , atau SF yang mengikuti tabel 2.4. Bila sifat-sifat tanah tidak teridentifikasi secara jelas sehingga tidak bisa ditentukan kelas situs-nya, maka kelas situs SE dapat digunakan kecuali jika pemerintah/dinas yang berwenang memiliki data geoteknik yang dapat menentukan kelas situs SF . Profil tanah di situs harus diklasifikasikan sesuai dengan tabel 2.4 berdasarkan profil tanah lapisan 30 m paling atas. Penetapan kelas situs harus melalui penyelidikan tanah di lapangan dan pengujian di laboratorium dengan minimal mengukur secara independen dua dari tiga parameter tanah yang tercantum dalam tabel 2.4. kelas situs yang diberlakukan adalah kelas situs yang paling buruk dari hasil analisis. Pengelompokan dibuat berdasarkan :

1. V_s , cepat rambat gelombang geser rata-rata pada regangan yang kecil, di dalam lapisan 30m teratas.
2. N_{60} , tahanan penetrasi standar (60% energi pengukuran lapangan tanpa koreksi) rata-rata dalam 30m lapisan tanah teratas, atau
3. N_{ch} , tahanan penetrasi standar (60% energi pengukuran lapangan tanpa koreksi) rata-rata tanah non-kohefif dalam 30mlapisan tanah teratas, dan
4. S_u , kuat geser niralir rata-rata dalam 30 m lapisan tanah teratas.

kriteria yang menghasilkan jenis tanah yang lebih lunak adalah yang menentukan.

Tabel 2.6 Klasifikasi Situs

Sumber: SNI 03 - 1726 - 2012

Kelas Situs	$\bar{v}_s$ (m/detik)	$\bar{N}_{60}$ atau $\bar{N}_{ch}$	S_u (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	Tidak dapat dipakai	Tidak dapat dipakai
SB (batuan)	750 sampai 1500	Tidak dapat dipakai	Tidak dapat dipakai
SC(tanahkeras,sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	>100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	<175	<15	<50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $IP > 20$, 2. Kadar air, $w > 40$, 3. Kuat geser niralir, $s_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik situs)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut : - rawan dan potensi gagal atau runtuh akibatn beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - lempung sangat organik dan atau gambut (ketebalan, $H > 3$ m) - lempung berplastisitas sangat tinggi ($H > 7,5$ m, $IP > 75$) lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $s_u < 50$ kPa		

Jenis tanah ditetapkan sebagai tanah keras, tanah sedang, atau tanah lunak apabila untuk tanah setebal maksimum 30 meter paling atas dipenuhi syarat-syarat yang tercantum dalam tabel di atas. Untuk mencari nilai-nilai pada tabel di atas dapat digunakan persamaan sebagai berikut :

1. Nilai Kecepatan rata-rata Gelombang Geser, V_s

$$\bar{v}_s = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{di}{v_{si}}}{\sum_{i=1}^n \frac{di}{v_{si}}} \dots\dots\dots (2-03)$$

Keterangan :

di = tebal setiap lapisan antara kedalaman 0 sampai 30 meter

V_{si} = kecepatan gelombang geser lapisan i dinyatakan dalam (m/detik)

$\sum_{i=1}^n di = 30 \text{ meter}$

2. Dengan N_i dan di dalam persamaan (2-06) berlaku untuk tanah non-kohesif, tanah kohesif, dan lapisan batuan.

$$\bar{N}_{ch} = \frac{d_s}{\sum_{i=1}^m \frac{di}{N_i}} \dots\dots\dots (2-04)$$

Dengan N_i dan di dalam persamaan (2-07) berlaku untuk tanah non-kohesif saja, dan

$$\sum_{i=1}^m di = d_s \sum_{j=1}^m \frac{di}{N_i} = d_s \dots\dots\dots (2-05)$$

Dengan :

D_s = ketebalan total lapisan tanah non-kohesif 30 m paling atas

N_i = tahanan penetrasi standar 60 persen energi (N_{60}) yang terukur langsung di lapangan tanpa koreksi dengan nilai < 305 pukulan/m.

3. kuat geser niralir rata-rata S_u

$$\bar{s}_u = \frac{d_c}{\sum_{i=1}^k \frac{di}{s_{ui}}} \dots\dots\dots (2-06)$$

Dengan :

$$\sum_{i=1}^k di = d_c \dots\dots\dots (2-07)$$

d_c = ketebalan total dari lapisan-lapisan tanah kohesif di dalam lapisan 30 meter paling atas (m)

PI = indeks plastisitas

w = kadar air (%)

S_{ui} = kuat geser niralinir (kPa), dengan nilai tidak lebih dari 250 kPa

c) Parameter Percepatan Gempa

Untuk menentukan respons spektral percepatan gempa MCE_R di permukaan tanah, diperlukan faktor amplifikasi seismik pada periode 0,2 detik dan periode 1 detik. Faktor amplifikasi tersebut meliputi:

- Faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek (F_a)
- Faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode 1 detik (F_v). Parameter spektrum respons percepatan pada periode pendek (S_{MS}) dan periode 1 detik (S_{MI}) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dari persamaan (2.03) dan (2.04) :

$$S_{MS} = F_a S_S \dots\dots\dots (2.08)$$

$$S_{MI} = F_v S_I \dots\dots\dots (2.09)$$

d) Parameter Percepatan Spektral Desain

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 pasal 6.3, Parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek, S_{DS} dan pada periode 1 detik, S_{DI} harus ditentukan melalui persamaan (2.05) dan (2.06) :

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \dots\dots\dots (2.10)$$

$$S_{DI} = \frac{2}{3} S_{MI} \dots\dots\dots (2.11)$$

Jika digunakan prosedur desain yang disederhanakan sesuai pasal 8, maka nilai S_{DS} harus ditentukan sesuai SNI 1726:2012 pasal 8.8.1 dan nilai S_{D1} tidak perlu ditentukan.

e) Kategori Desain Seismik (KDS)

Mengacu pada SNI 03-1726-2012 pasal 6.5 Dari nilai S_{DS} , S_{D1} dan kategori resiko gedung akan didapatkan dua kategori desain seismik. Nilai yang diambil adalah yang paling besar dari kedua KDS. Nilai tersebut tertera dalam tabel 2.7 dan tabel 2.8 :

Tabel 2.7 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respons Percepatan Perioda Pendek, S_{DS}

Nilai S_{DS}	Kategori Resiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 < S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 < S_{DS} < 0,5$	C	D
$0,50 < S_{DS}$	D	D

Tabel 2.8 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respons Percepatan Perioda 1 detik, S_{D1}

Nilai S_{D1}	Kategori Resiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,067$	A	A
$0,067 < S_{D1} < 0,33$	B	C
$0,33 < S_{D1} < 0,5$	C	D
$0,50 < S_{DS}$	D	D

Struktur dengan kategori risiko I, II, dan III pada wilayah di mana perioda 1 detik, S_I , lebih besar dari atau sama dengan 0,75 harus ditetapkan sebagai struktur dengan kategori desain seismik **E**.

Struktur yang berkategori risiko IV pada wilayah di mana perioda 1 detik, S_I , lebih besar dari atau sama dengan 0,75, harus ditetapkan sebagai struktur dengan kategori desain seismik **F**

Berikut adalah table yang memperlihatkan korelasi terminology kegempaan dalam beberapa aturan SNI yang ada, termasuk SNI yang terbaru.

Tabel 2.9 Korelasi Terminologi Kegempaan dalam beberapa aturan yang ada

Standart atau Aturan	Tingkat Resiko Seismik atau Kategori Desain Seismik		
	Resiko Seismik Rendah	Resiko Seismik Menengah	Resiko Seismik Tinggi
SNI 2847-2002			
SNI 1726-2002	Zona 1,2	Zona 3,4	Zona 5,6
SNI 1726-2012 SNI 2847-2013	KDS A, B	KDS C	KDS D,E,F

2.4.3 Faktor Beban dan Kombinasi Pembebanan

Untuk keperluan desain, analisis dan sistem struktur perlu diperhitungkan terhadap kemungkinan terjadinya kombinasi pembebanan (*Load Combination*) dan beberapa kasus beban yang dapat bekerja secara bersamaan selama umur rencana. ada 2 kombinasi pembebanan yang perlu ditinjau pada struktur yaitu Kombinasi Pembebanan Tetap dan Kombinasi Pembebanan Sementara. Disebut pembebanan tetap karena beban dianggap dapat bekerja terus menerus pada struktur selama umur rencana. Kombinasi pembebanan ini disebabkan oleh

bekerjanya beban mati (*dead load*) dan beban hidup (*live load*). Kombinasi pembebanan sementara tidak bekerja secara terus menerus pada struktur, tetapi pengaruhnya tetap diperhitungkan dalam analisa. Kombinasi pembebanan ini disebabkan oleh bekerjanya beban mati, beban hidup, beban angin dan beban gempa. Nilai – nilai beban tersebut di atas dikalikan dengan suatu faktor magnifikasi yang disebut faktor beban, tujuannya agar struktur dan komponennya memenuhi syarat kekuatan dan layak pakai terhadap berbagai kombinasi beban. Untuk perencanaan beton bertulang, kombinasi pembebanan ditentukan berdasarkan Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung SNI 2847-2013 pasal 9.2.1 dan Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untu Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung SNI 1726-2012 Pasal 4.2.2 sebagai berikut :

1. $1,4 D$
2. $1,2D + 1,6L + 0,5(L_r \text{ atau } R)$
3. $1,2D + 1,6(L_r \text{ atau } R) + (1,0L \text{ atau } 0,5W)$
4. $1,2D + 1,0W + 1,0L + 0,5(L_r \text{ atau } R)$
5. $1,2D + 1,0L \pm 1,0E$
6. $0,9D + 1,0W$
7. $0,9D \pm 1,0E$

Untuk pengaruh beban gempa, berdasarkan SNI 1726-2012 Pasal 7.4.2 bahwa E ditentukan oleh persamaan (2-01) dan (2-02) :

1. Untuk penggunaan dalam kombinasi beban 5

$$E = E_h + E_v \dots\dots\dots (2.12)$$

2. Untuk penggunaan dalam kombinasi beban 7

$$E = E_h - E_v \dots\dots\dots (2.13)$$

3. Dengan E_h dan E_v ditentukan oleh persamaan (2-03) dan (2-04) :

$$E_h = \rho Q_E \dots\dots\dots (2.14)$$

$$E_v = 0,2 S_{DS} D \dots\dots\dots (2.15)$$

Dengan :

D = pengaruh beban mati

L = beban hidup

L_r = beban hidup pada atap

R = beban hujan

W = beban angin

E = beban gempa

E_h = pengaruh beban gempa horizontal

E_v = pengaruh beban gempa vertikal

P = faktor redundansi

Q_E = pengaruh gaya gempa horizontal dari *V* atau F_p

S_{DS} = parameter percepatan spektrum respons desain pada
periode pendek

2.5 Analisis Perencanaan Elemen Struktur

Pada dasarnya mendesain konvensional ataupun pracetak adalah sama, beban-beban yang diperhitungkan juga sama, faktor-faktor koefisien yang digunakan untuk perencanaan juga sama, hanya mungkin yang membedakan adalah :

1. Desain pracetak memperhitungkan kondisi pengangkatan beton saat umur beton belum mencapai 24 jam. Apakah dengan kondisi beton yang sangat muda saat diangkat akan terjadi retak (*crack*) atau tidak. Di sini dibutuhkan analisa desain tersendiri, dan tentunya tidak pernah diperhitungkan kalau kita menganalisa beton secara konvensional.

2. Desain pracetak memperhitungkan metode pengangkatan, penyimpanan beton pracetak di *stock yard*, pengiriman beton pracetak, dan pemasangan beton pracetak di proyek. Kebanyakan beton pracetak dibuat di pabrik.
3. Pada desain pracetak menambahkan desain sambungan. Desain sambungan di sini, didesain lebih kuat dari yang disambung.

Elemen Struktur yang di tinjau berupa struktur portal terbuka yang merupakan kesatuan antar balok, kolom, pelat. Perencanaan struktur portal mengacu kepada SNI 2847-2013 Tentang Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung.

2.5.1 Perencanaan Pelat

Komponen struktur beton bertulang yang mengalami lentur harus direncanakan agar mempunyai kekakuan yang cukup untuk membatasi defleksi atau deformasi apapun yang dapat memperlemah kekuatan ataupun mengurangi kemampuan layan struktur pada beban kerja (SNI 2847-2013 pasal 9.5.1).

Tebal minimum yang ditentukan dalam Tabel 2.10 berlaku untuk konstruksi satu arah yang tidak menumpu atau tidak disatukan dengan partisi atau konstruksi lain yang mungkin akan rusak akibat lendutan yang besar, kecuali bila perhitungan lendutan menunjukkan bahwa ketebalan yang lebih kecil dapat digunakan tanpa menimbulkan pengaruh yang merugikan.

Tabel 2.10 Tebal minimum balok non-prategang atau pelat satu arah bila lendutan tidak dihitung

Tebal minimum , h				
Komponen struktur	Tertumpu Sederhana	Satu ujung menerus	Kedua ujung menerus	kantilever
	Komponen struktur tidak menumpu atau tidak dihubungkan dengan partisi atau konstruksi lainnya yang mungkin rusak oleh lendutan yang besar			
Pelat masif satu-arah	1/20	1/24	1/28	1/10
Balok atau pelat rusuk satu-arah	1/16	1/18.5	1/21	1/8
CATATAN : Panjang bentan dalam mm. Nilai yang diberikan harus digunakan langsung untuk komponen struktur dengan beton normal dan tulangan-tulangan mutu 420 Mpa. Untuk kondisi lain, nilai di atas harus dimodifikasi sebagai berikut : (a) Untuk struktur beton ringan dengan berat jenis (<i>equilibrium density</i>), W_c, diantara 1440 sampai 1840 kg/m³, nilai tadi harus dikalikan dengan $(1,65 - 0,0003W_c)$ tetapi tidak kurang dari 1,09 (b) Untuk f_y selain 420 Mpa, nilainya harus dikalikan dengan $(0,4 + f_y/700)$				

Pelat dikatakan pelat dua arah apabila rasio bentang pada sisi panjang dengan sisi pendeknya kurang dari atau sama dengan dua ($L_y / L_x \leq 2,0$), dan apabila rasio tersebut lebih dari dua ($L_y / L_x \geq 2,0$), maka pelat merupakan pelat satu arah.

Tebal pelat dengan balok yang menghubungkan tumpuan pada semua sisinya harus memenuhi ketentuan berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 9.5.3.3. tebal minimum pelat dua arah dengan balok interior dapat ditentukan sebagai berikut:

1. Untuk $\alpha_{fm} \leq 0,2$ Dapat menggunakan :

- Pelat tanpa penebalan = 120 mm
- Pelat dengan penebalan . = 100 mm

2. Untuk $0,2 < \alpha_{fm} < 2,0$

$$h = \ln \frac{\left[0,8 + \frac{f_y}{1400}\right]}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0,2)} \geq 125 \text{ mm} \dots\dots\dots(2.16)$$

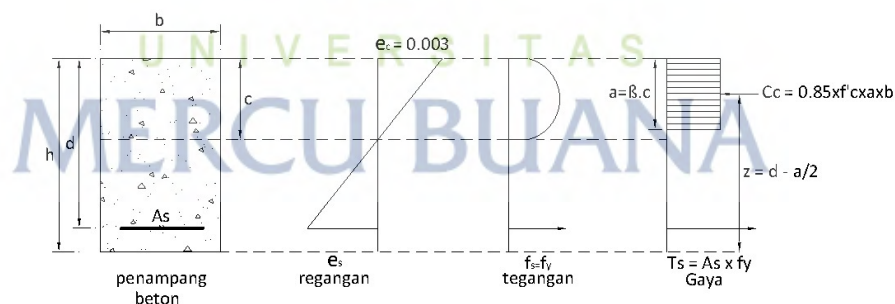
3. Untuk $\alpha_{fm} > 2,0$

$$h = \ln \frac{\left[0,8 + \frac{f_y}{1400}\right]}{36 + 9\beta} \geq 125 \text{ mm} \dots\dots\dots(2.17)$$

2.5.2 Struktur Elemen Balok

Dimensi balok harus dapat memikul momen maksimum yang terjadi dan memenuhi syarat kekakuan serta kekuatan. Penentuan dimensi balok berdasarkan SNI 2847-2013 Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung.

1. Perencanaan Lentur Murni



Gambar 2.3 Penampang, diagram regangan dan tegangan dalam keadaan seimbang

Dari gambar didapat :

$$C_c = 0,85 f'_c a.b \dots\dots\dots(2.18)$$

$$T_s = A_s.f_y \dots\dots\dots(2.19)$$

Dengan keseimbangan $\Sigma H = 0$, maka :

$$C_c = T_s \dots\dots\dots (2.20)$$

Sehingga,

$$0,85 f'_c a b = A_s f_y \dots\dots\dots (2.21)$$

Dimana,

$$a = \beta \cdot c \text{ dan } A_s = \rho \cdot b \cdot d.$$

Besarnya nilai β untuk mutu beton :

$$f'_c \leq 28 \text{ Mpa} , \beta = 0,85$$

$$f'_c > 28 \text{ Mpa} , \beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{f'_c - 28}{7} \geq 0.65$$

Pada Tugas Akhir ini digunakan $f'_c = 35 \text{ Mpa}$, sehingga didapat:

$$0,85 \cdot f'_c \cdot \beta \cdot c \cdot b = A_s \cdot f_y$$

$$0,85 \cdot f'_c \cdot 0,8 \cdot c \cdot b = \rho \cdot b \cdot d \cdot f_y$$

$$0,68 \cdot b \cdot c \cdot f'_c = \rho \cdot b \cdot d \cdot f_y$$

$$c = \frac{\rho \cdot b \cdot d \cdot f_y}{0,68 \cdot b \cdot c \cdot f'_c}$$

$$c = 1,452 \rho \cdot \frac{f_y}{f'_c} \cdot d \dots\dots\dots (2.22)$$

Besarnya momen yang mampu dipikul oleh penampang adalah:

$$M_u = C_c (d - 1/2a) \text{ atau } T_s (d - 1/2a)$$

$$= A_s \cdot f_y (d - 0,5 \cdot 0,81 \cdot c)$$

$$= A_s \cdot f_y (d - 0.405 c) \dots\dots\dots (2.23)$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung pasal 9.3, dalam suatu perencanaan diambil faktor reduksi kekuatan ϕ dimana besarnya ϕ untuk lentur tanpa beban aksial adalah sebesar 0,8; sehingga didapat:

$$M_u = \phi \cdot A_s \cdot f_y (d - 0,405 c)$$

$$= 0,8 \cdot \rho \cdot b \cdot d \cdot f_y (d - 0,405 c) \dots\dots\dots (2.24)$$

Substitusi harga c,

$$M_u = 0,8 \cdot \rho \cdot b \cdot d \cdot f_y \left(d - 0,4055 \cdot 1,452 \cdot \rho \cdot \frac{f_y}{f_c} \cdot d \right) \dots\dots\dots (2.25)$$

Bentuk di atas dapat pula dituliskan sebagai berikut:

$$\frac{M_u}{B \cdot d^2} = 0,8 \cdot \rho \cdot f_y \left(1 - 0,588 \cdot \rho \cdot \frac{f_y}{f_c} \right) \dots\dots\dots (2.26)$$

Dimana:

M_u = momen yang dapat ditahan penampang (Nmm)

b = lebar penampang beton (mm)

d = tinggi efektif beton (mm)

ρ = rasio luas tulangan terhadap luas efektif penampang beton

f_y = mutu tulangan (MPa)

f_c' = mutu beton (MPa)

Dari rumus di atas, apabila momen yang bekerja dan luas penampang beton telah diketahui, maka besarnya rasio tulangan ρ dapat diketahui untuk mencari besarnya kebutuhan luas tulangan.

a. Persentase Tulangan Minimum, Balance dan Maksimum

1) Rasio tulangan minimum (ρ_{min})

Rasio tulangan minimum ditetapkan sebesar $\frac{f_y}{1,4}$

2) Rasio tulangan balance (ρ_b)

Dari gambar tegangan dan regangan penampang balok (Gambar 2.20) didapat:

$$\frac{c}{d} = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{cy}} = \frac{0,003}{0,003 + f_y / E_s} \dots\dots\dots (2.27)$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung pasal 8,10 dan 14 ditetapkan Es sebesar 2×10^5 Mpa, sehingga didapat :

$$\frac{c}{d} = \frac{600}{600 + f_y}$$

Keadaan balance:

$$0,85.f_c'. \beta.c.b = \rho.b.d.f_y$$

$$\rho = \frac{0,85.f_c'. \beta.c.b}{b.d.f_y}$$

$$\rho = \frac{600}{600 + f_y} \beta \frac{0,85.f_c'}{f_y} \dots \dots \dots (2.28)$$

3) Rasio tulangan maksimum (ρ_{max})

Berdasarkan SNI 2847-2013 Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung besarnya ρ_{max} ditetapkan sebesar $0,75\rho_b$.

a) Untuk menentukan rasio pembesian minimum menggunakan rumus :

$$\rho_{min} = \frac{f_y}{1,4}$$

b) Untuk menentukan rasio pembesian maksimum menggunakan rumus :

$$\rho_{max} = 0,75 \rho_b = 0,75 \times \rho_{balance}$$

b. Perhitungan Tulangan Ganda

Apabila $\rho > \rho_{max}$ maka terdapat dua alternatif :

1) Sesuaikanlah ukuran penampang balok

2) Bila tidak memungkinkan, maka dipasang tulangan rangkap

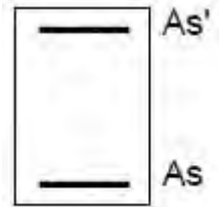
Dalam menghitung tulangan rangkap, total momen lentur yang dilawan akan dipisahkan dalam dua bagian : **Mu1 + Mu2**

Dengan:

Mu1 = momen lentur yang dapat dilawan oleh ρ_{max} dan berkaitan dengan lengan

momen dalam z. Jumlah tulangan tarik yang sesuai adalah $A_{s1} = \rho_{max}.b.d$

Mu_2 = momen sisa yang pada dasarnya harus ditahan baik oleh tulangan tarik maupun tekan yang sama banyaknya. Lengan momen dalam yang berhubungan dengan ini sama dengan $(d - d')$.



Jumlah tulangan tarik tambahan As_2 sama dengan jumlah tulangan tekan As' , yaitu :

$$As_2 = As' \frac{Mu - Mu_1}{\phi \cdot f_y \cdot (d - d')} \dots\dots\dots (2.29)$$

2. Perhitungan Geser dan Torsi

Berdasarkan SNI 2847-2013 Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung pasal 11.2 ditentukan besarnya kekuatan gaya nominal sumbu beton adalah :

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \dots\dots\dots (2.30)$$

atau besarnya tegangan yang dipikul beton adalah :

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \dots\dots\dots (2.31)$$

Untuk penampang yang menerima beban aksial, besarnya tegangan yang mampu dipikul beton dapat dituliskan sebagai berikut :

$$V_c = \left(1 + \frac{P_u}{14A_g} \right) \left(\frac{\sqrt{f_c'}}{6} \right) \dots\dots\dots (2.32)$$

Sedangkan besarnya tegangan geser yang harus dilawan sengkang adalah :

$$\phi V_s = V_u - \phi V_c \dots\dots\dots (2.33)$$

Besarnya tegangan geser yang harus dipikul sengkang dibatasi sebesar :

$$\phi V_{s, \max} = \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} \dots\dots\dots (2.34)$$

Untuk besarnya gaya geser yang mampu dipikul oleh penampang ditentukan dengan syarat sebagai berikut :

$$V_u \leq \phi V_n \dots\dots\dots(2.35)$$

Dimana :

V_u = gaya lintang pada penampang yang ditinjau.

V_n = kekuatan geser nominal yang dihitung secara $V_n = V_c + V_s$

V_c = kekuatan geser nominal sumbangan beton

V_s = kekuatan geser nominal sumbangan tulangan geser

v_u = tegangan geser yang terjadi pada penampang

v_c = tegangan geser nominal sumbangan beton

v_s = tegangan geser nominal sumbangan tulangan geser

ϕ = faktor reduksi kekuatan (0,75)

b = lebar balok (mm)

d = tinggi efektif balok (mm)

f'_c = kuat mutu beton (Mpa)

Tulangan geser dibutuhkan apabila $V_u > \phi V_c$. Besarnya tulangan geser yang dibutuhkan ditentukan dengan rumus berikut) :

$$A_v = \frac{(v_c - \phi v_c)b.s}{\phi f_y} \dots\dots\dots(2.36)$$

Dimana:

A_v = luas tulangan geser yang berpenampang ganda dalam mm²

s = jarak sengkang dalam mm

Rumus di atas juga dapat ditulis sebagai berikut :

$$A_v = \frac{(v_c - \phi v_c)b.1000}{\phi f_y} \dots\dots\dots (2.37)$$

dimana A_v adalah luas tulangan geser yang berpenampang ganda untuk tiap meter panjang yang dinyatakan dalam mm². Namun apabila $V_u > \frac{1}{2}\phi V_c$ harus ditentukan besarnya tulangan geser minimum sebesar Berdasarkan SNI 2847-2013 Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung, Pasal 11.4 :

$$A_v = \frac{b_w s}{3 f_y} \dots\dots\dots (2.38)$$

Dimana:

A_v = luas tulangan geser yang berpenampang ganda dalam mm²

s = jarak sengkang dalam mm

Rumus ini juga dapat ditulis sebagai berikut :

$$A_v = \frac{b_w \cdot 1000}{3 f_y} \dots\dots\dots (2.39)$$

dimana A_v adalah luas tulangan geser yang berpenampang ganda untuk tiap meter panjang yang dinyatakan dalam mm².

Jarak sengkang dibatasi sebesar $d/2$, namun apabila $\phi V_s > \frac{1}{3}\sqrt{f_c'}$ jarak sengkang maksimum harus dikurangi setengahnya.

Perhitungan tulangan torsi dapat diabaikan apabila memenuhi syarat berikut:

$$T_u < \frac{\phi \sqrt{f_c'}}{12} \left(\frac{A_2 c_p}{p_{cp}} \right) \dots\dots\dots (2.40)$$

Suatu penampang mampu menerima momen torsi apabila memenuhi syarat:

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w \cdot d} \right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1,7 A^2_{oh}} \right)} < \phi V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} \dots\dots\dots (2.41)$$

Besarnya tulangan sengkang untuk menahan puntir ditentukan dengan rumus sebagai berikut:

$$A_t = \frac{T_n s}{2 A_o f_{yv} \cot \theta} \dots\dots\dots (2.42)$$

$$\text{dengan, } T_n = \frac{T_u}{\phi}$$

Sedangkan besarnya tulangan longitudinal yang harus dipasang untuk menahan puntir dapat ditentukan dengan rumus sebagai berikut:

$$A_1 = \frac{A_t}{s} p_h \frac{f_{yv}}{f_{yt}} \cot^2 \theta \dots\dots\dots(2.43)$$

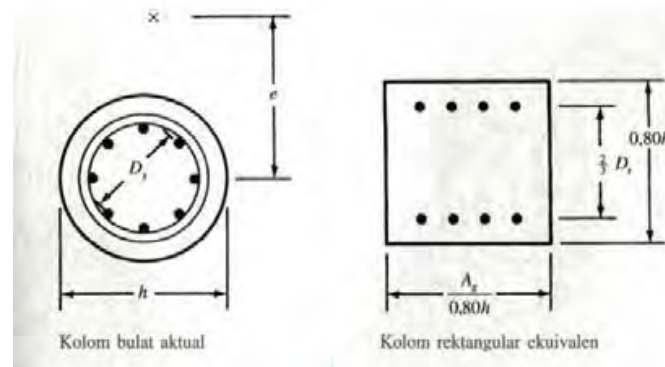
Dimana :

- A_{cp} = luas yang dibatasi oleh keliling luar penampang beton (mm^2)
- A_o = luas bruto yang dibatasi oleh lintasan aliran geser, (mm^2)
- A_{oh} = luas yang dibatasi oleh garis pusat tulangan sengkang torsi terluar, (mm^2)
- A_t = luas satu kaki sengkang tertutup yang menahan punter dalam daerah sejarak s , (mm^2)
- A_l = luas tulangan longitudinal yang memikul puntir, (mm^2)
- F_{yh} = kuat leleh yang disyaratkan untuk tulangan geser, (MPa)
- f_{yt} = kuat leleh tulangan torsi longitudinal, (MPa)
- f_{yv} = kuat leleh tulangan sengkang torsi, (MPa)
- p_{cp} = keliling luar penampang beton, (mm)
- p_h = keliling dari garis pusat tulangan sengkang torsi terluar (mm)
- s = spasi tulangan geser atau puntir dalam arah paralel dengan tulangan longitudinal, (mm)

2.5.3 Elemen Struktur Kolom

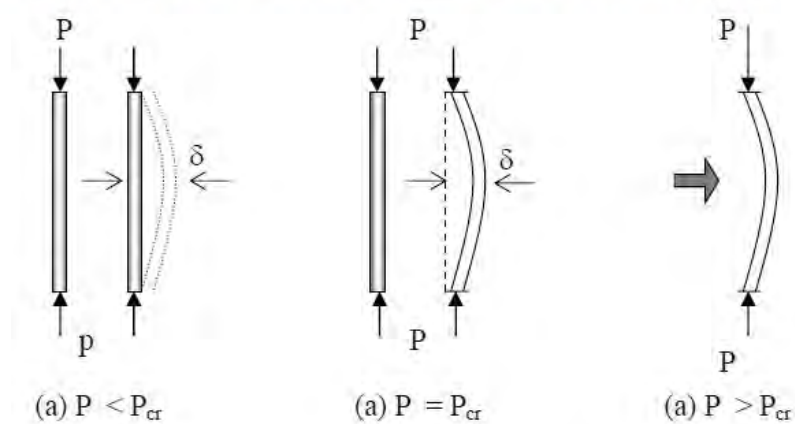
Kolom adalah komponen struktur bangunan yang tugas utamanya menyangga beban aksial desak vertikal dengan tinggi yang tidak ditopang paling tidak tiga kali dimensi lateral terkecil. Apabila rasio bagian tinggi dengan dimensi lateral terkecil kurang dari tiga disebut *pedestal* (Nasution, 2000). Menurut Nasution, kolom tidak hanya menerima beban aksial vertikal tetapi juga momen lentur,

sehingga analisis kolom diperhitungkan untuk menyangga beban aksial desak dengan eksentrisitas tertentu. Kolom berfungsi memikul beban balok dan plat lantai yang kemudian akan dilimpahkan kepada pondasi.



Gambar 2.4 Jenis Penampang Kolom Beton Bertulang

Elemen kolom ini disebut pula elemen tekan karena elemen ini hanya memikul gaya tekan. Dengan adanya gaya tekan ini maka timbul fenomena tekuk (*buckling*) yang harus ditinjau pada kolom, terutama pada kolom panjang. Apabila kolom telah menekuk maka kolom tersebut sudah tidak mempunyai kemampuan lagi untuk menerima beban tambahan. Sedikit saja penambahan beban akan terjadi keruntuhan. Dengan demikian, kapasitas pikul beban untuk elemen struktur kolom itu adalah besar beban yang menyebabkan kolom tersebut mengalami tekuk awal.



Gambar 2.5 Perilaku Kolom yang dibebanai

Berdasarkan SNI 2847-2013 Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung, pada pasal 10.3.6 kuat tekan rencana (ϕP_n) dari komponen struktural tekan tidak boleh diambil lebih besar dari ketentuan berikut :

1. Untuk komponen struktur non-prategang dengan tulangan spiral atau komponen struktural tekan komposit :

$$\phi P_n(\max) = 0,85\phi [0,85 \times f_c'(A_g - A_s) + f_y \times A_s] \dots\dots\dots(2.44)$$

2. Untuk komponen struktur non-prategang dengan tulangan pengikat

$$\phi P_n(\max) = 0,80\phi [0,85 \times f_c'(A_g - A_s) + f_y \times A_s] \dots\dots\dots(2.45)$$

Kolom panjang atau langsing merupakan salah satu elemen yang perlu diperhatikan. Proses perhitungannya didasari oleh konsep perbesaran momen.

Momen dihitung dengan analisis rangka biasa dan dikalikan oleh factor perbesaran momen yang berfungsi sebagai beban tekuk kritis pada kolom.

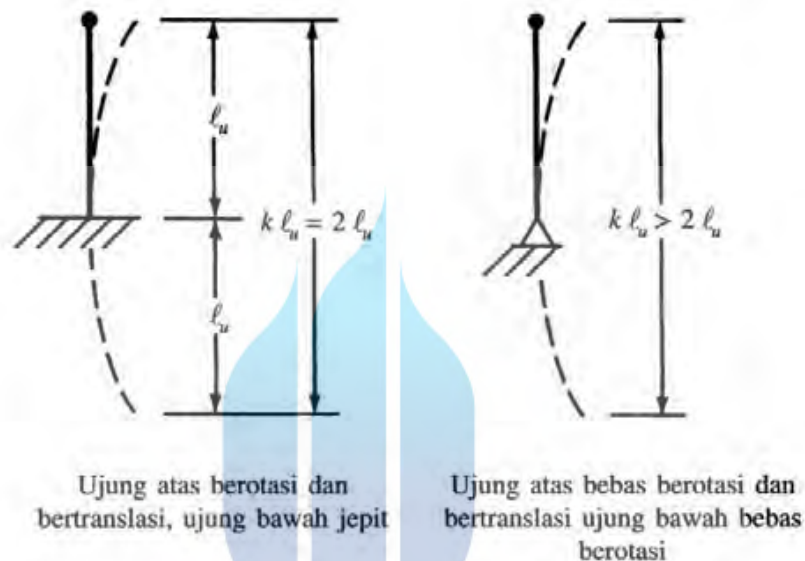
Parameter yang berpengaruh dalam perencanaan kolom beton bertulang panjang adalah :

1. Panjang bebas (L_u) dari sebuah elemen tekan harus diambil sama dengan jarak bersih antara pelat lantai, balok, atau komponen lain yang mampu memberikan tahanan lateral dalam arah yang ditinjau. Bila terdapat kepala kolom atau perbesaran balok, maka panjang bebas harus diukur terhadap posisi terbawah dari kepala kolom atau perbesaran balok dalam bidang yang ditinjau.

2. Panjang efektif (L_e) adalah jarak antara momen – momen nol dalam kolom.

Prosedur perhitungan yang digunakan untuk menentukan panjang efektif dapat menggunakan kurva alinyemen. Untuk menggunakan kurva alinyemen dalam kolom, faktor Ψ dihitung pada setiap ujung kolom. Faktor Ψ pada satu ujung kolom sama dengan jumlah kekakuan $[\Sigma(EI/l)]$ kolom yang bertemu pada titik

tersebut, termasuk kolom yang ditinjau, dibagi dengan jumlah semua kekakuan balok yang bertemu pada titik tersebut. Satu dari dua nilai Ψ disebut Ψ_A , yang lain disebut Ψ_B . Setelah nilai ini dihitung, faktor panjang efektif k didapat dengan menempatkan mistar antara Ψ_A dan Ψ_B . Titik perpotongan antara mistar dengan nomograf tengah adalah k .



Gambar 2.6 Perilaku Kolom yang dibebanai

Selain itu, nilai k untuk portal bergoyang juga dapat dihitung melalui persamaan:

$$\text{Jika } \psi_m < 2, k = \frac{20 - \psi_m}{20} \sqrt{1 + \psi_m} \dots\dots\dots(2.46)$$

$$\text{Jika } \psi_m > 2, k = 0.9 \sqrt{1 + \psi_m} \dots\dots\dots(2.47)$$

Dengan ψ_m merupakan rata – rata dari ψ_A dan ψ_B .

- Untuk pembahasan kolom ini, perlu dibedakan antara portal tidak bergoyang dan portal bergoyang. Suatu struktur dapat dianggap rangka portal bergoyang jika nilai indeks stabilitas (Q)

$$Q = \frac{\sum Pu \times \Delta_0}{Vu \times Lc} \dots\dots\dots(2.48)$$

Dimana :

P_u = beban vertikal

V_u = gaya geser lantai total pada tingkat yang ditinjau

Δ_0 = simpangan relatif antar tingkat orde pertama

L_c = panjang efektif elemen kolom yang tertekan

4. Untuk komponen tekan yang tidak ditahan terhadap goyangan samping, pengaruh kelangsingan boleh diabaikan apabila

$$\frac{k \times Lu}{r} < 22 \dots\dots\dots(2.49)$$

5. Jari-jari girasi (r) boleh diambil sama dengan 0,3 kali dimensi total dalam arah stabilitas yang di tinjau untuk komponen struktur tekan persegi, dan sama dengan 0,25 kali diameter untuk komponen struktur bulat. Untuk bentuk penampang lainnya, r dapat dihitung dengan rumus :

$$r = \sqrt{(I / A)} \dots\dots\dots(2.50)$$

6. Properti yang digunakan untuk menghitung pembesaran momen yang nantinya akan dikalikan dengan momen kolom, diantaranya adalah:

- a) Modulus elastisitas ditentukan dari rumus berikut:

$$E_c = w_c^{1.5} \cdot 33 \sqrt{f_c'} \dots\dots\dots(2.51)$$

Untuk w_c antara 90 sampai 155 lbs/ft³ atau 57.000 $\sqrt{f_c'}$ untuk beban normal.

- b) Momen inersia dengan I_g = momen inersia penampang bruto terhadap sumbu pusat dengan mengabaikan penulangan :

Tabel 2.11 Tabel Momen Inersia

Nama Elemen	Momen Inersia
Balok	$0,35I_g$
Kolom	$0,7I_g$
Dinding tidak retak	$0,7I_g$
Dinding retak	$0,35I_g$
Pelat lantai dan lantai dasar	$0,25I_g$

Dalam portal bergoyang untuk setiap kombinasi pembebanan perlu menentukan beban mana yang menyebabkan goyangan cukup berarti (kemungkinan beban lateral) dan mana yang tidak. Momen ujung terfaktor yang menyebabkan goyangan dinamakan M_{1s} dan M_{2s} , dan keduanya harus diperbesar karena pengaruh $P\Delta$.

Momen ujung lain yang tidak menyebabkan goyangan cukup berarti adalah M_{1ns} dan M_{2ns} . Momen ini ditentukan dari analisis orde pertama dan tidak perlu diperbesar.

Pembesaran momen $\delta_s M_s$ dapat ditentukan dengan rumus berikut :

$$\delta_s M_s = \frac{M_s}{1 - \frac{\sum Pu}{\sum Pc}} \geq M_s \dots\dots\dots (2.52)$$

Dimana:

P_u = beban vertikal dalam lantai yang ditinjau

P_c = beban tekuk Euler untuk semua kolom penahan goyangan dalam

lantai tersebut, dicari dengan rumus $P_c = \frac{\pi EI}{(kl_u)^2}$

Sehingga momen desain yang digunakan harus dihitung dengan rumus:

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s M_{1s}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_{2s}$$

Kadang – kadang titik momen maksimum dalam kolom langsing dengan beban aksial tinggi akan berada di ujung – ujungnya, sehingga momen maksimum akan terjadi pada suatu titik di antara ujung kolom dan akan melampaui momen ujung maksimum lebih dari 5%. Hal ini terjadi bila :

$$\frac{l_u}{r^2} > \frac{35}{\sqrt{\frac{P_u}{f_c' A_g}}} \dots\dots\dots(2.53)$$

Untuk kasus ini, momen desain ditentukan dengan rumus berikut:

$$M_c = \delta_{ns} (M_{2ns} + \delta_s M_{2s}) \dots\dots\dots(2.54)$$

Selain itu, portal bergoyang mungkin saja menjadi tidak stabil akibat beban gravitasi, sehingga harus dilakukan kontrol terhadap ketidakstabilan beban gravitasi. Portal menjadi tidak stabil akibat gravitasi apabila $\delta_s > 2.5$, sehingga portal harus diperkaku.

Desain kolom langsing sangat rumit dibandingkan dengan kolom pendek. Akibatnya akan bijaksana untuk mempertimbangkan penggunaan dimensi minimum sehingga tidak ada kolom yang langsing. Dengan cara ini kolom langsing hampir dapat dihindari sama sekali dalam bangunan berbentuk rata-rata.

Misal, jika kita memiliki portal bergoyang, dan diasumsikan $k = 1.2$, perlu dipertahankan agar l_u/h sama dengan 6 atau lebih kecil. Jadi untuk kolom dengan tinggi bersih 10 ft, perlu menggunakan h minimum sekitar $10 \text{ ft}/6 = 1.67 \text{ ft} = 20$ inchi dalam arah lentur untuk menghindari kolom langsing.

Penulangan dalam kolom juga merupakan salah satu faktor yang ikut membantu komponen beton dalam mendukung beban yang diterima. Penulangan pada kolom dibagi menjadi tiga jenis, diantaranya adalah:

1. Tulangan utama (*longitudinal reinforcing*).

Tulangan utama (*longitudinal reinforcing*) merupakan tulangan yang ikut mendukung beban akibat lentur (*bending*). Pada setiap penampang dari suatu komponen struktur luas, tulangan utama tidak boleh kurang dari :

$$A_s \min = \frac{\sqrt{f_c'}}{2f_y} b.d \text{ Dan tidak lebih kecil dari: } A_s \min = \frac{1,4}{f_y} b.d$$

Dimana :

A_s = luas tulangan utama

f_c' = tegangan nominal dari beton

f_y = tegangan leleh dari baja

b = lebar penampang

d = tinggi efektif penampang

Sebagai alternatif, untuk komponen struktur yang besar dan masif, luas tulangan yang diperlukan pada setiap penampang, positif atau negatif, paling sedikit harus sepertiga lebih besar yang diperlukan berdasarkan analisis.

Luas tulangan utama komponen struktur tekan non-komposit tidak boleh kurang dari 0.01 ataupun lebih dari 0.08 kali luas bruto penampang A_g . Jumlah minimum batang tulangan utama pada komponen struktur tekan adalah 4 untuk batang tulangan di dalam sengkang pengikat segiempat atau lingkaran, 3 untuk batang tulangan di dalam sengkang pengikat segitiga, dan 6 untuk batang tulangan yang dilingkupi oleh spiral.

Rasio tulangan spiral tidak boleh kurang dari nilai yang diberikan oleh persamaan:

$$\rho_s = 0,45 \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \frac{f_c'}{f_y} \dots\dots\dots(2.55)$$

Dimana :

ρ_s = rasio tulangan spiral

A_g = luas kotor penampang

A_c = luas bersih penampang beton

f_c' = tegangan nominal dari beton

f_y = kuat leleh tulangan spiral, tidak boleh lebih dari 400 MPa.

2. Tulangan geser (*shear reinforcing*).

Tulangan geser (*shear reinforcing*) merupakan tulangan yang ikut mendukung beban akibat geser (*shear*). Jenis tulangan geser dapat berupa:

- Sengkang yang tegak lurus terhadap sumbu aksial komponen struktur,
- Jaring kawat baja las dengan kawat – kawat yang dipasang tegak lurus terhadap sumbu aksial komponen struktur,
- Spiral, sengkang ikat bundar atau persegi. Bila pada komponen struktur beton bertulang (prategang maupun nonprategang) bekerja gaya geser terfaktor V_u yang lebih besar dari setengah kuat geser yang disumbangkan oleh beton ΦV_c , maka harus selalu dipasang tulangan geser minimum. Tulangan geser minimum dapat dihitung menggunakan persamaan :

$$A_{vt \min} = 0,062 \sqrt{f_c'} \frac{b_w s}{f_{yt}} \dots\dots\dots (2.56)$$

Tetapi nilai $A_{vt \min}$ tidak boleh kurang dari $(0,35 b_w s / f_{yt})$

Dimana :

A_v = luas tulangan geser

f_c' = tegangan nominal dari beton

f_y = tegangan leleh dari baja

b = lebar penampang

s = jarak antara tulangan geser

Perencanaan tulangan geser harus memperhatikan kuat geser nominal yang disumbangkan oleh tulangan geser dalam menahan beban. Bila digunakan tulangan geser yang tegak lurus terhadap sumbu aksial komponen struktur, maka perencanaan tulangan geser dapat dihitung menggunakan persamaan:

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s} \dots\dots\dots (2.57)$$

$$V_s \leq 0,66 \sqrt{f_c'} b_w \cdot d \dots\dots\dots (2.58)$$

Dimana :

V_s = kuat geser nominal yang disumbangkan oleh tulangan geser

A_v = luas tulangan geser

f_c' = tegangan nominal dari beton

f_y = tegangan leleh dari baja

b = lebar penampang

s = jarak antara tulangan geser

d = tinggi efektif penampang

3. Tulangan puntir (*torsional reinforcing*).

Tulangan puntir (*torsional reinforcing*) merupakan tulangan yang ikut mendukung beban akibat puntir (torsion). Pengaruh puntir dapat diabaikan bila nilai momen puntir terfaktor T_u besarnya kurang daripada:

a. Untuk komponen struktur non-prategang

$$\phi 0,083 \lambda \sqrt{f_c'} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \dots\dots\dots (2.59)$$

b. Untuk komponen struktur non-prategang yang dibebani gaya tarik

atau tekan aksial.

$$\phi 0,083 \lambda \sqrt{f_c'} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{N_u}{0,033 A_g \lambda \sqrt{f_c'}}} \dots \dots \dots (2.60)$$

Tulangan yang dibutuhkan untuk menahan puntir harus ditentukan dari:

$$\phi T_n \geq T_u \dots \dots \dots (2.61)$$

Dengan T_u adalah momen puntir terfaktor pada penampang yang ditinjau dan T_n adalah kuat momen puntir nominal penampang. T_n harus dihitung berdasarkan persamaan berikut:

$$T_n = \frac{2A_o A_t f_{yt}}{s} \cot \theta \quad (2.48) \dots \dots \dots (2.62)$$

Dimana :

T_n = kuat momen puntir nominal penampang

A_o = luas bruto yang dibatasi oleh lintasan aliran geser

A_t = luas satu kaki sengkang tertutup yang menahan puntir dalam daerah sejarak

f_{yv} = kuat leleh tulangan sengkang torsi

s = jarak tulangan geser atau puntir dalam arah paralel dengan tulangan longitudinal

Dengan A_o dapat diambil sebesar 0.85 A_{oh} . Nilai θ boleh diambil sebesar :

- 45° untuk komponen struktur non prategang atau komponen struktur prategang dengan nilai prategang yang besarnya kurang dari (b).
- 37,5° untuk komponen struktur prategang dengan gaya prategang efektif tidak kurang daripada 40 % kuat tarik tulangan longitudinal.

Tulangan longitudinal tambahan yang diperlukan untuk menahan punter tidak boleh kurang daripada :

$$A_t = \frac{A_t}{s} \rho_h \left(\frac{f_{yt}}{f_y} \right) \cot^2 \theta \dots \dots \dots (2.63)$$

Dimana :

p_h = keliling dari garis pusat tulangan sengkang torsi terluar

f_{yt} = kuat leleh tulangan torsi longitudinal

Luas minimum tulangan puntir harus disediakan pada daerah dimana momen puntir terfaktor T_u melebihi nilai yang disyaratkan. Luas minimum tulangan sengkang tertutup dapat dihitung dengan ketentuan:

$$(A_v + 2A_t) = 0,062 \sqrt{f_c'} \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}} \dots\dots\dots (2.64)$$

Dimana $(A_v + 2A_t)$ tidak boleh kurang dari $(0,35bws)/f_{yt}$.

Luas total minimum tulangan puntir longitudinal harus dihitung dengan ketentuan:

$$A_{t \min} = \frac{0,42 \sqrt{f_c'} A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{A_t}{s} \right) p_h \frac{f_{yt}}{f_y} \dots\dots\dots (2.65)$$

Akan tetapi A_t/s tidak boleh diambil kurang dari $0,175b_w/f_{yt}$; f_{yt} merujuk pada tulangan torsi transversal tertutup, dan f_y merujuk pada tulangan longitudinal.

Dimana :

A_{cp} = luas yang dibatasi oleh keliling luar penampang beton

f_{yt} = kuat leleh tulangan torsi longitudinal.

2.6 Perencanaan Sambungan Dan Tumpuan Struktur Pracetak (*Precast*)

Berdasarkan SNI 2847 pasal 21 tentang Struktur tahan Gempa, apabila gedung pracetak dibangun menggunakan system rangka momen khusus harus memenuhi persyaratan subpasal 21.8 yaitu :

1. Rangka momen khusus dengan sambungan daktil yang dibangun menggunakan beton pracetak harus memenuhi (a) dan (b) dan semua

persyaratan untuk rangka momen khusus yang dibangun dengan beton cor di tempat:

- (a) V_n untuk sambungan yang dihitung menurut 11.6.4 tidak boleh kurang dari $2V_e$, dimana V_e dihitung menurut 21.5.4.1 atau 21.6.5.1;
- (b) Sambungan mekanis tulangan beton harus ditempatkan tidak lebih dekat dari $h/2$ dari muka joint dan harus memenuhi persyaratan dari 21.1.6.

2. Rangka momen khusus dengan sambungan kekuatan yang dibangun menggunakan beton pracetak harus memenuhi semua persyaratan untuk rangka momen khusus yang dibangun dengan beton cor di tempat, demikian juga (a), (b), (c), dan (d).

- (a) Ketentuan 21.5.1.2 berlaku untuk segmen-segmen antara lokasi dimana pelelehan tulangan diharapkan terjadi akibat perpindahan desain;
- (b) Kekuatan desain sambungan kekuatan, ϕS_n , tidak boleh kurang dari S_e ;
- (c) Tulangan longitudinal utama harus dibuat menerus melintasi sambungan dan harus disalurkan di luar baik sambungan kekuatan dan daerah sendi plastis; dan
- (d) Untuk sambungan kolom ke kolom, ϕS_n tidak boleh kurang dari $1,4S_e$. Pada sambungan kolom ke kolom, ϕM_n tidak boleh kurang dari $0,4M_{pr}$ untuk kolom dalam tinggi tingkat, dan ϕV_n sambungan tidak boleh kurang dari V_e yang ditentukan oleh 21.6.5.1.

3. Rangka momen khusus yang dibangun menggunakan beton pracetak dan tidak memenuhi persyaratan dari 21.8.2 atau 21.8.3 harus memenuhi persyaratan dari ACI 374.1 dan persyaratan dari (a) dan (b):

- (a) Detail dan bahan yang digunakan pada benda uji harus mewakili yang digunakan pada struktur; dan
- (b) Prosedur desain yang digunakan untuk memproporsikan benda uji harus mendefinisikan mekanisme dimana rangka menahan pengaruh gravitasi dan gempa, dan harus menghasilkan nilai penerimaan untuk mempertahankan mekanisme tersebut. Bagian mekanisma yang menyimpang dari persyaratan Tata Cara harus terkandung dalam benda uji dan harus diuji untuk menentukan batas atas untuk nilai penerimaan.

2.6.1 Perencanaan Sambungan

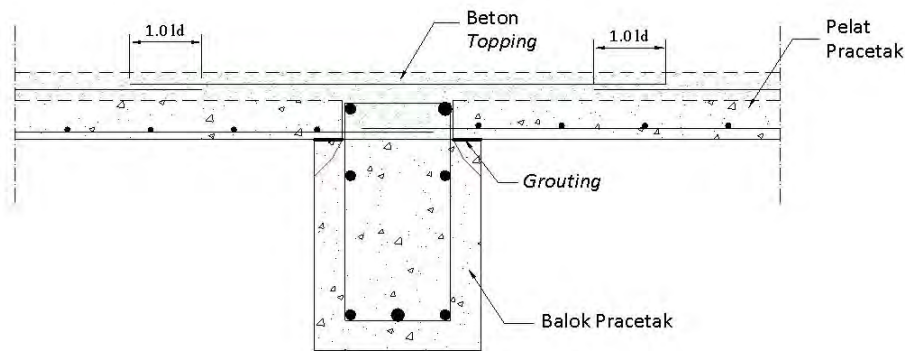
Sambungan pada elemen pracetak merupakan bagian yang sangat penting. Berfungsi mentransfer gaya-gaya antar elemen pracetak yang disambung. Bila tidak direncanakan dengan baik (baik dari segi penempatan sambungan maupun kekuatannya) maka sambungan dapat mengubah aliran gaya pada struktur pracetak, sehingga dapat mengubah hirarki keruntuhan yang ingin dicapai dan pada akhirnya dapat menyebabkan keruntuhan prematur pada struktur. Kelemahan konstruksi pracetak adalah terletak pada sambungan yang relatif kurang kaku atau monolit, sehingga lemah terhadap beban lateral khususnya dalam menahan beban gempa. Untuk itu sambungan antara elemen balok pracetak dengan kolom maupun dengan plat pracetak direncanakan supaya memiliki kekakuan seperti beton monolit. Elemen pracetak dengan tuangan beton *cast in place* diatasnya, diharapkan sambungan elemen tersebut memiliki perilaku yang mendekati sama

dengan struktur monolit. Gaya-gaya boleh disalurkan antara komponen-komponen struktur dengan menggunakan sambungan *grouting*, kunci geser, sambungan mekanis, sambungan baja tulangan, pelapisan dengan beton bertulang cor setempat, atau kombinasi dari cara-cara tersebut. Sambungan elemen pracetak meliputi sambungan pelat pracetak dengan balok pracetak, sambungan balok pracetak dengan kolom pracetak, dan kolom pracetak dengan kolom pracetak. Panjang lekatan setidaknya tiga puluh kali diameter tulangan. Kait digunakan kalau panjang penyaluran yang diperlukan terlalu panjang. Panjang pengankuran yang didapat dari eksperimen adalah antara 8 kali diameter sampai 15 kali diameter pada sisi yang tidak mengalami retak. Guna mengatasi kondisi terburuk sebaiknya digunakan tiga puluh kali diameter tulangan (*Elliott, 2002,h.218*).

A. Sambungan Pelat Pracetak dengan Balok Pracetak

Untuk menghasilkan sambungan yang bersifat kaku, monolit, dan terintegrasi pada elemen-elemen ini, maka harus dipastikan gaya-gaya yang bekerja pada plat pracetak tersalurkan pada elemen balok. Hal ini dapat dilakukan dengan cara-cara sebagai berikut :

1. Kombinasi dengan beton cor di tempat (*topping*), dimana permukaan plat pracetak dan beton pracetak dikasarkan dengan amplitudo 5 mm.
2. Pendetailan tulangan sambungan yang dihubungkan atau diikat secara efektif menjadi satu kesatuan, sesuai dengan aturan yang diberikan dalam SK SNI 03-1728 -2002 pasal 9.13.
3. *Grouting* pada tumpuan atau bidang kontak antara plat pracetak dengan balok pracetak.

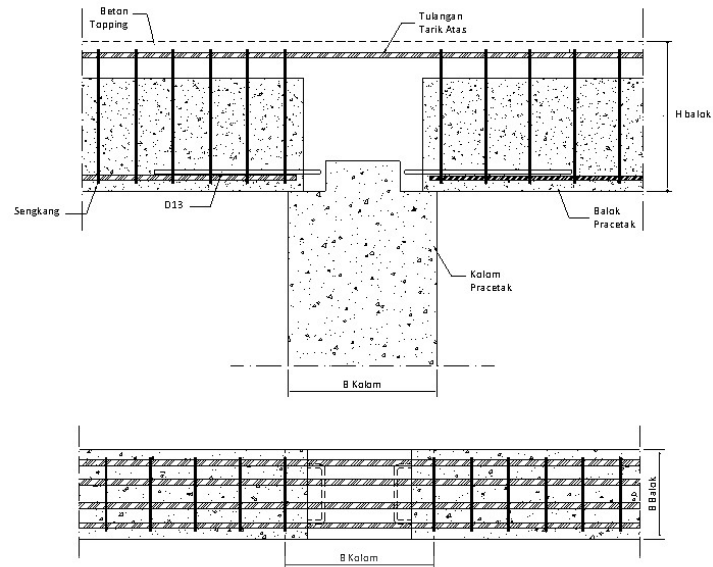


Gambar 2.7 Sambungan Plat Pracetak dengan Balok Pracetak

B. Sambungan Antar Balok Pracetak

Sambungan antara balok pracetak dengan kolom harus bersifat kaku atau monolit. Oleh sebab itu pada sambungan elemen pracetak ini harus direncanakan sedemikian rupa sehingga memiliki kekakuan yang sama dengan beton cor di tempat. Untuk menghasilkan sambungan dengan kekakuan yang relatif sama dengan beton cor di tempat, dapat dilakukan beberapa hal berikut ini.

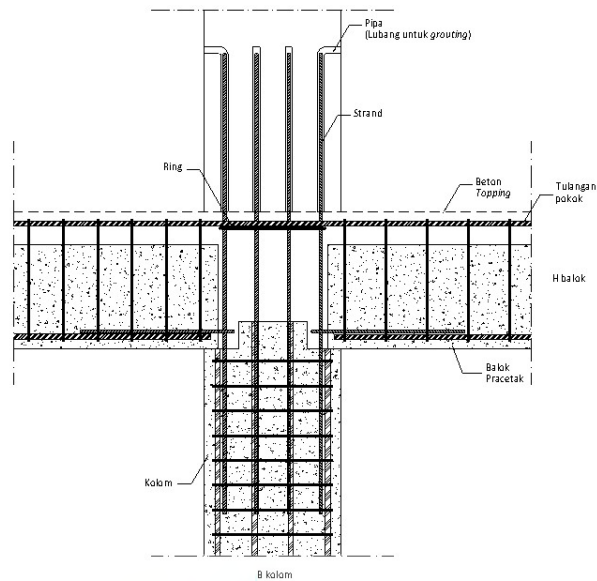
1. Kombinasi dengan beton cor di tempat (*topping*), dimana permukaan balok pracetak dan kolom dikasarkkan dengan amplitudo 5 mm.
2. Pendetailan tulangan sambungan yang dihubungkan atau diikat secara efektif menjadi satu kesatuan, sesuai dengan aturan yang diberikan dalam SK SNI 03-1728-2002 pasal 9.13, yaitu tulangan menerus atau pemberian kait standar pada sambungan ujung.
3. Pemasangan dowel dan pemberian *grouting* pada tumpuan atau bidang kontak antara balok pracetak dan kolom untuk mengantisipasi gaya lateral yang bekerja pada struktur. Sambungan antar balok pracetak disambung oleh tulangan tarik pokok atas yang memanjang menghubungkan antar balok.



Gambar 2.8 Sambungan Antar Balok Pracetak

C. Sambungan Antar Kolom Pracetak

Kolom yang direncanakan dengan menggunakan kolom pracetak memiliki perilaku yang berbeda dengan struktur konvensional biasa (*cast in place*) yang sambungan kolomnya bersifat monolit. Pada permukaan atas kolom terdapat bagian *strand* yang muncul keluar yang berfungsi sebagai tulangan utama joint yang menyalurkan gaya dari kolom ke kolom. Sedangkan bagian bawah terdapat beberapa buah lubang (pipa) untuk tempat masuknya *strand* yang kemudian akan di *grouting* untuk memberikan tambahan kekuatan.



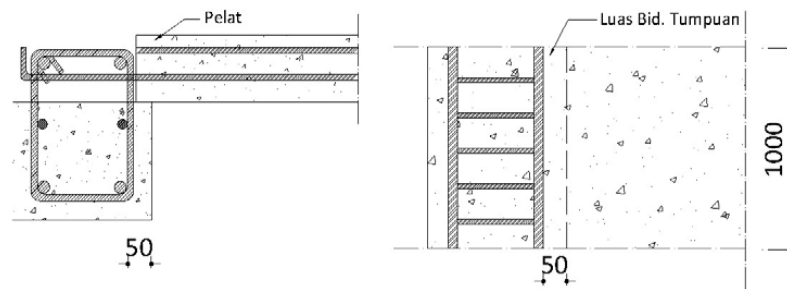
Gambar 2.9 Sambungan Antar Kolom Pracetak

2.6.2 Perencanaan Tumpuan

Perhitungan tumpuan elemen precast dimaksudkan untuk mengetahui apakah tumpuan beton mampu menahan beban reaksi dari elemen pracetak atau tidak. Desain tumpuan meliputi pelat pracetak yang menumpu dengan balok pracetak dan balok pracetak dengan kolom *cast in place*.

A. Tumpuan Pelat Pracetak dengan Balok Pracetak

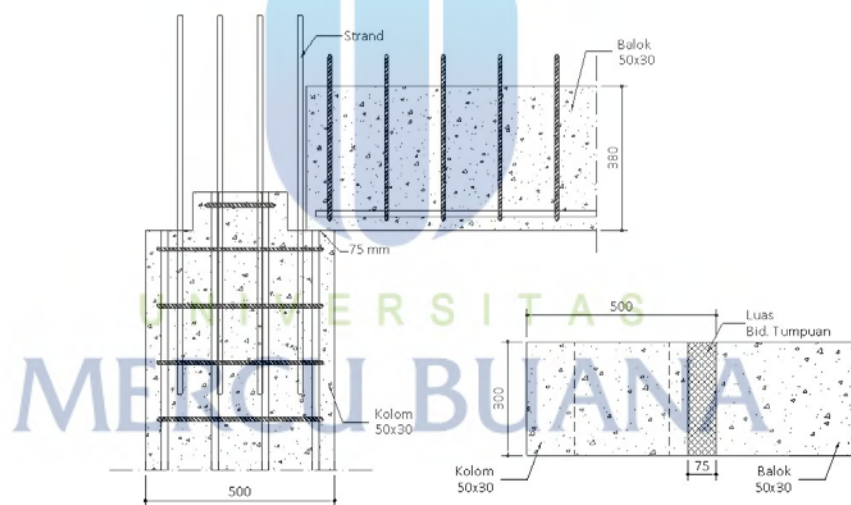
Pada saat plat pracetak diletakkan pada tumpuan, yaitu tepi bagian balok, ada kemungkinan terjadinya retak akibat geser pada bagian ujung tumpuan plat pracetak. Ketentuan panjang landasan adalah sedikitnya $1/180$ kali bentang bersih komponen plat pracetak, tapi tidak boleh kurang dari 50 mm. {Berdasarkan SNI beton 2002 pasal 18.6.2)(2)a)}



Gambar 2.10 Peletakan Pelat Pracetak Pada Tumpuan

B. Tumpuan Balok Pracetak dengan Kolom

Sama halnya dengan panjang landasan balok pracetak saat ditumpu pelat pracetak, panjang landasan tepi kolom saat ditumpu balok pracetak sedikitnya adalah $1/180$ kali bentang bersih balok induk plat pracetak, tapi tidak boleh kurang dari 75 mm. {Berdasarkan SNI beton 2002 pasal 18.6.2)(2)a)}



Gambar 2.11 Peletakan Balok Pracetak yang menumpu pada Kolom Pracetak

Perencanaan struktur pracetak pada awalnya sama dengan perencanaan beton konvensional biasa. Mulai dari pemilihan struktur (atas atau bawah), perencanaan beban-beban yang bekerja, merencanakan ukuran elemen struktur, hingga perhitungan aman atau tidaknya struktur saat pelaksanaan maupun saat struktur tersebut sudah dalam kondisi layan.