

BAB II

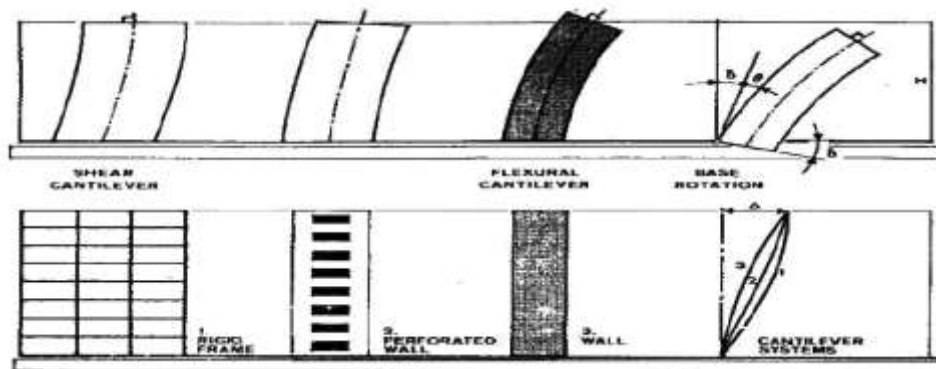
TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Bangunan Tahan Gempa

2.1.1 Deskripsi

Suatu gedung dikatakan tinggi jika pada analisis struktur dan desainnya dipengaruhi oleh beban lateral yang akan menyebabkan goyangan pada bangunan. Goyangan adalah besarnya perpindahan lateral pada bagian atas bangunan terhadap dasarnya. Pada desain bangunan tinggi, sistem struktural harus mempertimbangkan persyaratan kekuatan, kekakuan, dan stabilitas. Persyaratan kekuatan adalah faktor dominan dalam desain struktur bangunan rendah. Sedangkan untuk bangunan tinggi, persyaratan kekakuan dan stabilitas menjadi lebih penting dan lebih dominan dalam desain. (Taranath, 1998)

Bangunan tinggi seperti pada Gambar 2.1 merespons beban lateral sebagai *flexural cantilever* yang mana struktur terdiri dari portal dengan dinding geser atau pengaku. Umumnya sistem ini dikontrol melalui rotasi karena telah mempunyai kekakuan terhadap geser yang tinggi yang disediakan oleh dinding masif atau gaya aksial batang diagonal sehingga perpindahan akibat geser dapat diabaikan. Di lain pihak, bangunan tinggi dapat bertindak sebagai *shear cantilever* ketika strukturnya merupakan portal kaku dengan gaya geser ditahan oleh girder dan kolom. Dalam hal ini, efek rotasi misalnya perpendekan aksial dan perpanjangan kolom dapat diabaikan pada perencanaan awal. Kombinasi kedua sistem tersebut, yaitu portal kaku dengan batang diagonal dapat menghasilkan defleksi berbentuk kurva S dengan tipe struktur portal kaku (*shear cantilever*) berada di atas struktur *flexural cantilever*. Sistem tersebut berlaku pada bangunan tinggi yang mana dinding geser atau pengaku cukup langsing. (Schueller, 2001)



Gambar 2.1 Efek tipe struktur pada respons kantilever.
(Sumber : Schueller, 2001)

2.1.2 Jenis Bangunan Tahan Gempa

Filosofi bangunan tahan gempa adalah bila terjadi gempa ringan bangunan tidak boleh mengalami kerusakan baik pada komponen non – struktural (dinding retak, genteng dan langit – langit jatuh, kaca pecah, dll) maupun pada komponen strukturalnya (kolom dan balok retak). Bila terjadi gempa sedang bangunan boleh mengalami kerusakan pada komponen non – strukturalnya akan tetapi komponen strukturalnya tidak boleh rusak. Bila terjadi gempa besar, bangunan boleh mengalami kerusakan baik pada komponen non – struktural maupun komponen strukturalnya, akan tetapi jiwa penghuni tetap selamat, artinya sebelum bangunan runtuh masih cukup waktu bagi penghuni bangunan untuk menyelamatkan diri.

Terdapat beberapa sistem dan subsistem struktur gedung penahan gempa yaitu sebagai berikut : (SNI – 1726 – 2012)

a. Sistem dinding penumpu

Sistem struktur yang tidak memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap, yang beban gravitasinya dipikul oleh dinding penumpu dan sistem bresing, sedangkan beban lateral akibat gaya gempa dipikul oleh dinding geser atau rangka bresing.

b. Sistem Rangka gedung

Sistem struktur dengan rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap, sedangkan beban lateral yang diakibatkan oleh gempa dipikul dinding geser ataupun oleh rangka bresing.

c. Sistem rangka pemikul momen

Sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap, sedangkan beban lateral yang diakibatkan oleh gempa dipikul oleh rangka pemikul momen melalui mekanisme lentur. sistem ini terbagi menjadi 3, yaitu SRPMB (Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa), SRPMM (Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah), dan SRPMK (Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus).

d. Sistem ganda

Sistem struktur dengan rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap, sedangkan beban lateral yang diakibatkan oleh gempa dipikul oleh sistem rangka pemikul momen dan dinding geser ataupun oleh rangka pemikul momen dan rangka bresing.

e. Sistem interaksi dinding geser dengan rangka

Sistem struktur yang menggunakan kombinasi dinding geser dan sistem rangka beton bertulang biasa.

f. Sistem Kolom Kantilever

Sistem struktur penahan gaya gempa, dimana gaya lateral yang diakibatkan oleh gempa disalurkan ke kolom yang berperilaku sebagai kolom kantilever yang terjepit di bagian dasar gedung.

g. Sistem baja tidak didetail

Sistem yang tidak didetail secara khusus untuk ketahanan seismik dan tidak termasuk sistem kolom kantilever.

2.2 Konsep Perencanaan

Perencanaan struktur dengan menggunakan metode kekuatan (*strength design method*), yang terlebih dahulu dinamakan *ultimate strength method*, beban kerja dinaikkan secukupnya dengan beberapa faktor reduksi untuk mendapatkan beban dengan keruntuhan yang dinyatakan f^c telah “diambang pintu” atau dinamakan beban terfaktor. Struktur atau unturnya diproporsikan sedemikian sehingga mencapai kekuatannya pada saat bekerjanya beban terfaktor. Perhitungan kekuatan ini memperhitungkan sifat hubungan yang tidak linear antara tegangan dan regangan dari beton. (Wang dan Salmon, 1994)

Metode kekuatan dapat dinyatakan sebagai kekuatan yang tersedia \geq kekuatan yang diperlukan untuk memikul beban terfaktor, yaitu “kekuatan yang tersedia” (seperti kekuatan momen) dihitung sesuai peraturan dan pemisalan dari sifat yang ditetapkan peraturan bangunan, sedangkan “kekuatan yang diperlukan” adalah kekuatan yang dihitung menggunakan analisis struktur untuk beban terfaktor. (Wang dan Salmon, 1994)

2.3 Kinerja Struktur Gedung

2.3.1 Kinerja Batas Layan

Kinerja batas layan struktur gedung ditentukan oleh simpangan antar – tingkat akibat pengaruh gempa rencana, yaitu untuk membatasi terjadinya pelelehan baja dan peretakan beton yang berlebihan, disamping untuk mencegah kerusakan non – struktur dan ketidaknyaman penghuni. Simpangan antar – tingkat harus dihitung dari simpangan struktur gedung tersebut akibat pengaruh gempa nominal yang telah dibagi dengan faktor skala. Untuk memenuhi persyaratan kinerja batas layan struktur gedung, dalam segala hal simpangan antar – tingkat yang dihitung dari simpangan struktur gedung tidak boleh

melampaui $0,03 / R$ kali tinggi tingkat yang bersangkutan atau 30 mm, bergantung yang mana nilainya yang terkecil. (SNI – 03 – 1726 – 2002 Pasal 8.1)

2.3.2 Kinerja Batas *Ultimate*

Kinerja batas ultimit struktur gedung ditentukan oleh simpangan dan simpangan antar – tingkat maksimum struktur gedung akibat pengaruh gempa rencana dalam kondisi struktur gedung diambang keruntuhan, yaitu untuk membatasi kemungkinan terjadinya keruntuhan struktur gedung yang dapat menimbulkan korban jiwa dan untuk mencegah benturan berbahaya antar gedung atau antar bagian struktur gedung yang dipisah dengan sela pemisah (sela dilatasi). Sesuai SNI – 03 – 1726 – 2002 Pasal 4.3.3 simpangan dan simpangan antar – tingkat harus dihitung dari simpangan struktur gedung akibat dari pembebanan gempa nominal, dikalikan dengan suatu faktor pengali ξ yaitu sebagai berikut : (SNI – 03 – 1726 – 2002 Pasal 8.2)

- a. Untuk struktur gedung beraturan $\zeta = 0,7 R$
- b. Untuk struktur gedung tak beraturan $\zeta = 0,7 R / \text{faktor skala}$

2.4 Kriteria Perencanaan

2.4.1 Pembebanan

Pada prinsipnya pembebanan yang akan diperhitungkan dalam perencanaan suatu gedung secara garis besar digolongkan dalam empat jenis pembebanan yaitu sebagai berikut : (PPIUG, 1983)

- a. Beban mati
 - 1) Mencakup semua beban yang disebabkan oleh berat sendiri struktur yang bersifat tetap, termasuk segala unsur tambahan, penyelesaian – penyelesaian, mesin – mesin, serta peralatan yang merupakan bagian yang sifatnya tidak terpisahkan oleh gedung.
 - 2) Beban mati untuk gedung diatur dalam Bab 2 PPIUG 1983.
- b. Beban hidup
 - 1) Mencakup semua beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan gedung. Untuk penggunaan gedung secara umum, beban hidup bekerja pada lantai dan atap gedung. Beban hidup pada lantai gedung harus diambil menurut tabel 3.1 PPIUG 1983. Beban hidup tersebut sudah termasuk perlengkapan ruang sesuai dengan kegunaan lantai ruang yang bersangkutan. Sedangkan pada lantai bangunan, beban hidup termasuk beban dari air hujan (sesuai dengan kemiringan atap) dan struktur *canopy* serta landasan helikopter (bila ada).

- 2) Beban hidup untuk gedung diatur dalam Bab 3 PPIUG 1983.
- c. Beban angin
- 1) Mencakup semua beban yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang disebabkan oleh selisih dalam tekan udara.
 - 2) Beban angin untuk gedung diatur dalam Bab 4 PPIUG 1983.
- d. Beban gempa
- 1) Mencakup semua beban statik ekivalen yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang menirukan pengaruh dari gerakan tanah akibat gempa tersebut. Dalam hal pengaruh gempa pada struktur gedung ditentukan berdasarkan suatu analisis dinamik, maka yang diartikan dengan beban gempa disini adalah gaya – gaya di dalam struktur tersebut yang terjadi oleh gerakan tanah akibat gempa tersebut.
 - 2) Struktur, komponen – elemen struktur dan elemen – elemen fondasi harus dirancang sedemikian hingga kuat rencananya sama atau melebihi pengaruh beban – beban terfaktor dengan kombinasi – kombinasi sebagai berikut:

$$U = 1,4 D \dots\dots\dots(2.1)$$

$$U = 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (L_r \text{ atau } R) \dots\dots\dots(2.2)$$

$$U = 1,2 D + 1,6 (L_r \text{ atau } R) + (L_r \text{ atau } 0,5 W) \dots\dots\dots(2.3)$$

$$U = 1,2 D + 1,0 W + L + 0,5(L_r \text{ atau } W) \dots\dots\dots(2.4)$$

$$U = 1,2 D + 1,0 E + L \dots\dots\dots(2.5)$$

$$U = 0,9 D + 1,0 W \dots\dots\dots(2.6)$$

$$U = 0,9 D + 1,0 E \dots\dots\dots(2.7)$$

Keterangan :

D : beban mati yang diakibatkan oleh berat konstruksi permanen

L : beban hidup yang ditimbulkan oleh penggunaan gedung

L_r : beban hidup yang diakibatkan oleh pembebanan atap

R : beban yang ditimbulkan oleh berat air hujan

W : beban yang diakibatkan oleh angin

E : beban yang diakibatkan oleh gempa

(SNI – 1726 – 2012 Pasal 4.2.2)

2.4.2 Kategori Gedung

Untuk berbagai kategori risiko struktur bangunan gedung dan non – gedung sesuai tabel 1 pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan I_e menurut tabel 2. Khusus untuk struktur bangunan dengan kategori risiko IV, bila dibutuhkan pintu masuk untuk operasional dari struktur bangunan yang

bersebelahan, maka struktur bangunan yang bersebelahan tersebut harus didesain sesuai dengan kategori risiko IV. (SNI – 1726 – 2012 Pasal 4.1.2)

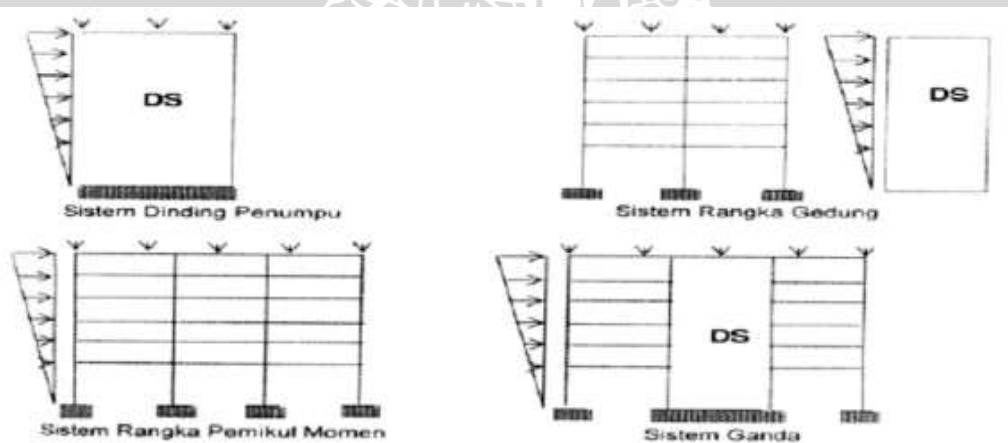
2.4.3 Konfigurasi Gedung

Bentuk struktur bangunan gedung sangat bervariasi. Konfigurasi struktur gedung menentukan kinerja gedung atau respons pada saat mengalami gempa rencana. SNI – 03 – 1726 – 2002 mengatur kelompok konfigurasi gedung menjadi dua bagian yaitu gedung beraturan dan gedung tidak beraturan. Gedung yang beraturan diatur dalam SNI – 03 – 1726 – 2002 Pasal 4.2.1 dengan menyesuaikan struktur bangunan pada sembilan tipe struktur gedung yang ada didalamnya. Selain dari sembilan tipe struktur yang diatur maka dianggap struktur bangunan gedung adalah gedung tak beraturan.

Konfigurasi struktur (beraturan atau tidak beraturan) menentukan analisis respons gempa struktur bangunan gedung. Hal ini diatur dalam SNI – 03 – 1726 – 2002 Pasal 4.2. Struktur gedung beraturan dapat dianalisis respons gempanya dengan cara beban statis ekuivalen. Sedangkan pada struktur gedung tidak beraturan dilakukan analisis dinamis. (R. Purwono, 2005)

2.4.4 Sistem Struktur

Struktur bangunan yang terletak di wilayah yang berisiko mengalami gempa harus didesain supaya memenuhi kriteria sebagai struktur tahan gempa. Dasar sistem struktur utama yang tercantum dalam tabel 3 SNI – 03 – 1726 – 2002 diilustrasikan di Gambar 2.2. (R. Purwono, 2005)



Gambar 2.2 Sistem struktur beton bertulang penahan gempa bumi
(Sumber : R. Purwono, 2005)

2.4.5 Arah Pembebanan

Perhitungan beban gempa hanya meninjau komponen gempa arah horizontal, sebab komponen vertikal umumnya bisa diabaikan. Untuk memudahkan perhitungan

beban lateral bisa dianggap bekerja secara terpisah dalam arah – arah utama (memanjang – melintang) pada gedung.

2.4.6 Aksi Beban Gempa

Beban gempa umumnya harus dianggap terpusat pada pelat (ditinjau dari potongan melintang atau memanjang bangunan). Namun jika beban yang besar bekerja di bagian antara kolom – kolom akibat bentuk kerangka atau distribusi masa, tegangan setempat akibat reaksi itu harus ditinjau.

2.4.7 Perpindahan Pelat

Lantai harus dianggap sangat kaku dalam arah horisontal. Oleh karena itu, elemen – elemen struktur suatu tingkat akan mengalami perpindahan horizontal relatif yang sama besar. Jika titik pusat gaya geser tingkat dan titik pusat ketegaran / rigidity (nilai – D) tidak berimpit, pengaruh puntir harus disertakan. Jika ketegaran lantai tidak memadai dan penerapan anggapan ini diragukan, metode analisis khusus yang lain harus dipertimbangkan.

2.4.8 Deformasi Tak Elastis

Perhitungan tegangan struktur tahan gempa harus didasarkan pada teori elastis. Namun pada sebagian gedung (misalnya portal di sekitar dinding geser) yang diperkirakan mengalami tegangan yang besar, tegangan bisa ditentukan dengan memperhitungkan deformasi unelastis setempat.

2.4.9 Koefisien Distribusi Gaya Geser

Nilai D untuk pelbagai elemen tahan gempa harus dihitung berdasarkan gaya geser yang terjadi berdasarkan gaya geser yang terjadi di setiap elemen akibat perpindahan relatif satu tingkat yang ditinjau. Nilai D harus dihitung berdasarkan hubungan antara tegangan dan deformasi akibat penerapan gaya geser dengan distribusi yang tepat di elemen – elemen struktur setiap tingkat. Jika gaya geser di setiap tingkat sama dengan Q dan deformasi yang timbul sama dengan δ , maka nilai D bisa dihitung sebagai:

$$D_A = \frac{Q}{\delta_A}$$

Nilai yang diperoleh dalam persamaan di atas merupakan nilai ketegaran mutlak, yakni besarnya gaya geser setiap elemen akibat perpindahan satuan.

2.4.10 Kondisi Pada Pondasi

Dalam perhitungan, pondasi gedung biasa umumnya dianggap tidak turun (*settle*), tidak bergerak dalam arah horizontal dan tidak mengalami rotasi. Namun, pada keadaan sesungguhnya pondasi tidak sedemikian tegar (*rigid*) sehingga deformasi tersebut terjadi

walaupun mungkin kecil. Oleh karena itu, jika diperlukan, perencanaan sebaiknya dilakukan dengan menggunakan deformasi ini. Tetapi dalam analisis ini pondasi tidak ditinjau, karena hanya meninjau bangunan bagian atas saja.

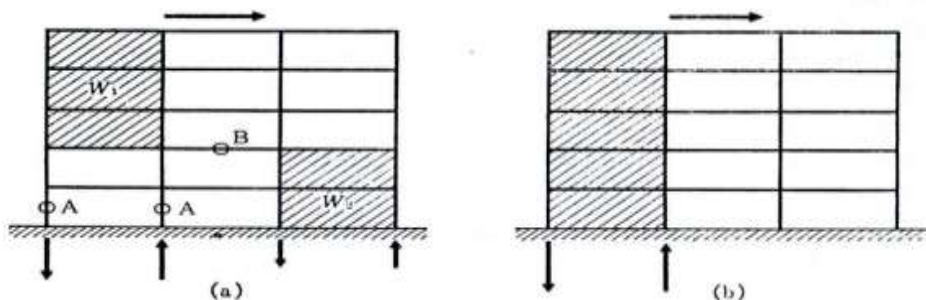
2.4.11 Sistem Dinding Struktural (Dinding Geser)

Walaupun dinding struktural direncanakan memikul seluruh beban gempa, namun rangka balok – kolom di atas harus diperhitungkan terhadap efek simpangan lateral dinding struktural oleh beban gempa rencana, mengingat rangka tersebut ditiap lantai masih menyatu dengan dinding struktur melalui lantai – lantai. Efek tersebut di atas dinamakan “syarat kompatibilitas deformasi” yang oleh SNI – 03 – 2847 – 2002 Pasal 23.9 ditetapkan bahwa komponen struktur yang semula bukan merupakan sistem pemikul beban lateral harus sanggup tetap memikul beban gravitasi bila terkena deformasi lateral yang disebabkan oleh beban gempa rencana. Hal ini telah ditentukan oleh SNI – 03 – 2847 – 2002 Pasal 23.9, bahwa detail gempa khusus diperlukan untuk komponen – komponen non – sistem pemikul beban lateral. (R. Purwono, 2005)

Menurut Muto (1987), karakteristik daya tahan dinding geser adalah sebagai berikut :

- a. Dinding geser sebaiknya menerus sampai atas.

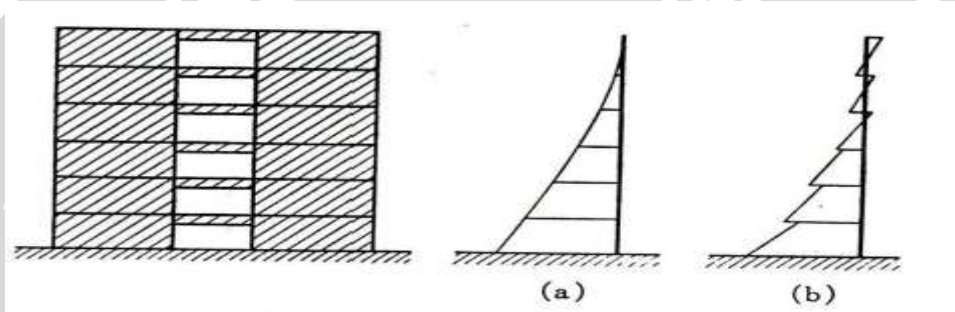
Bila letak dinding geser berbeda antara satu tingkat dengan tingkat lainnya seperti pada Gambar 2.3 (a), gaya geser yang terpusat di dinding atas W_1 , harus disalurkan ke dinding bawah W_2 . Dalam hal ini, balok atau pelat B akan memikul gaya tarik dan tekan yang besar. Sebaliknya, pada dinding yang ditunjukkan pada Gambar 2.3 (b), pondasi memikul gaya yang besar karena guling (*overtuning moment*) dan tarikan ke atas bisa terjadi sehingga menyulitkan perencanaan. Namun, masalah ini bisa diatasi dengan melebarkan dinding di tingkat bawah, memperkuat dengan kerangka melintang yang tegak lurus pada kedua sisi dinding atau memperkuat balok pondasi.



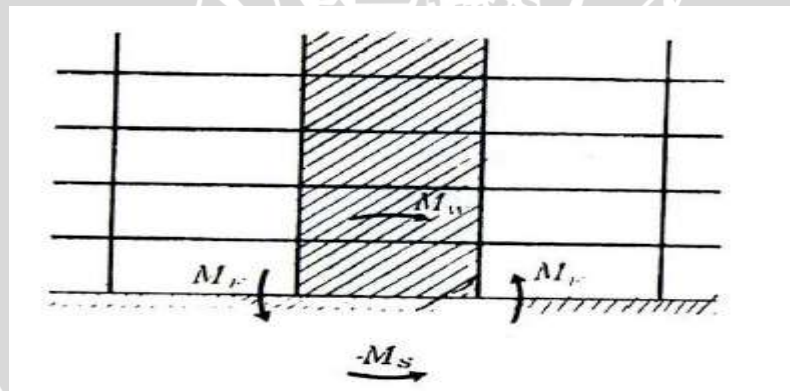
Gambar 2.3 Perletakan dinding geser

- b. Untuk memperoleh dinding geser yang kuat, balok keliling dan balok pondasi sebaiknya diperkuat.

Untuk mengurangi deformasi lentur pada dinding, balok di sekitar dinding harus dibuat kuat dan tegar agar daya tahannya baik dan momen lentur dinding harus diusahakan mendekati momen lentur portal terbuka (Gambar 2.4 b) daripada momen lentur balok kantilever (Gambar 2.4 a). Walaupun balok pada tingkat tengah (*intermediate*) dibuat kuat dan tegar, momen M_w di pondasi tetap besar dan momen penahan M_s dari tanah dan tiang terlalu berbahaya untuk diandalkan. Balok pondasi M_F , sebaiknya memiliki daya tahan yang sangat besar (Gambar 2.5).



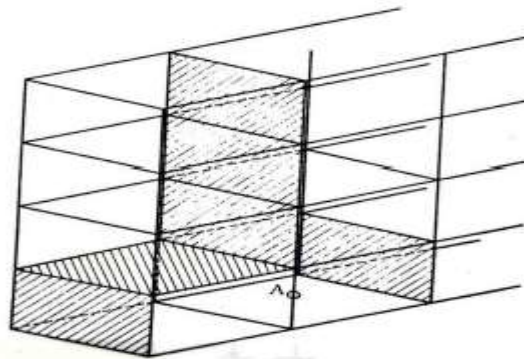
Gambar 2.4 Pengekangan balok



Gambar 2.5 Pengaruh balok pondasi

- b. Bila dinding atas dan bawah tidak menerus atau berseling, gaya gempa yang ditahan oleh dinding harus disalurkan melalui lantai.

Penyaluran gaya harus diperhatikan dengan seksama seperti yang telah dijabarkan sebelumnya. Pada kasus Gambar 2.6, gaya aksial yang besar pada batang A harus diperhatikan.



Gambar 2.6 Dinding yang berseling

2.5 Metode Analisis Dan Desain

2.5.1 Analisis Struktur

Analisis struktur menurut cara – cara mekanika teknik yang baku merupakan pra – perencanaan bagi desain beton bertulang. Bentuk dan besarnya ukuran penampang akibat pembebanan akan menentukan desain. Analisis dengan bantuan komputer dalam mendapatkan bentuk dan besarnya sistem struktur berupa gaya – gaya dalam harus dilakukan dengan model – model matematik yang mensimulasikan keadaan struktural yang sesungguhnya dilihat dari segi sifat bahan dan kekakuan unsur – unsurnya.

2.5.2 Analisis Penampang Beton Bertulang

Terdapat dua jenis perhitungan yang dapat dilakukan dalam evaluasi penampang beton bertulang, yaitu sebagai berikut : (Iswandi Imran, 2004)

- a. Pada perhitungan analisis, diminta untuk menghitung *resistance* atau kapasitas penampang berdasarkan data penampang, kekuatan tekan beton, tegangan leleh baja, ukuran dan jumlah tulangan, dan lokasi tulangan.

- b. Desain

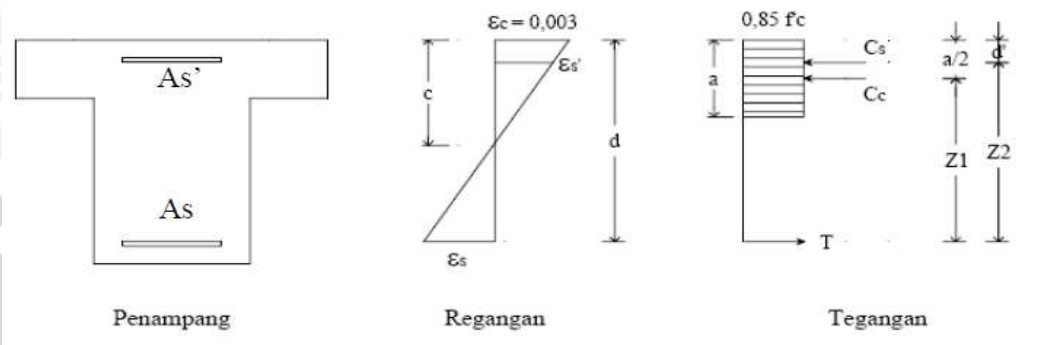
Pada perhitungan desain, diminta untuk memilih penampang yang cocok (termasuk pemilihan dimensi, mutu beton f'_c , mutu tulangan f_y , tulangan, dan lain – lain) untuk menahan pengaruh beban terfaktor (seperti M_u).

- 1) Lentur

Asumsi dasar pada teori lentur penampang beton bertulang adalah sebagai berikut : (Iswandi Imran, 2004)

- 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 dan tulangan baja. (pada level yang sama, regangan pada beton adalah sama dengan regangan pada baja).

- Tegangan pada beton dan tulangan dapat dihitung dengan menggunakan hubungan tegangan – regangan beton dan baja.
- Untuk perhitungan kekuatan lentur penampang, kuat tarik beton diabaikan.
- Beton diasumsikan runtuh pada saat regangan tekannya mencapai regangan batas tekan.
- Hubungan tegangan – regangan beton dapat diasumsikan persegi, trapesium, atau parabola, atau lainnya.



Gambar 2.7 Distribusi tegangan pada penampang balok T
(Sumber : Iswandi Imran, 2004)

Sedangkan blok tegangan tekan persegi ekuivalen didefinisikan sebagai berikut:

- Tegangan tekan merata sebesar $0,85 \cdot f_c$ diasumsikan bekerja di sepanjang zona tekan ekuivalen yang berjarak $a = \beta \cdot c$ dari serat tekan terluar (ekstrim).
- Jarak c dari posisi serat tekan terluar ke sumbu netral diukur tegak lurus terhadap sumbu netral tersebut.
- Nilai β untuk $f_c \leq (30 \text{ Mpa} = 300 \text{ kg/cm}^2)$ adalah $\beta = 0,85$. Setiap kenaikan $f_c = 10 \text{ kg/cm}^2$ nilai β berkurang $0,008$. Nilai β min = $0,65$.

Tulangan tarik :

$$A_s = A_{s1} + A_{s2}$$

$$A_{s1} = A_s - A_{s2}$$

$$A_{s2} = A_{s'} \text{, maka } A_{s1} = A_s - A_{s'} \text{.....(2.8)}$$

Gaya tekan beton :

$$C_c = C1 = 0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot b \text{.....(2.9)}$$

$$C_s = C2 = A_{s'} \cdot f_y \text{.....(2.10)}$$

Gaya tarik tulangan baja :

$$T = A_s \cdot f_y \text{ (tulangan diasumsikan leleh sebelum beton hancur).....(2.11)}$$

Syarat keseimbangan untuk analisis lentur adalah sebagai berikut :

$$T = C_c + C_s \text{..... (2.12)}$$

Dari persamaan keseimbangan di atas, maka diperoleh ketinggian blok tegangan tekan persegi ekuivalen (a) yaitu :

$$T = C_c + C_s$$

$$A_s \cdot f_y = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b + A_s' \cdot f_y$$

$$0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b = A_s \cdot f_y - A_s' \cdot f_y$$

$$0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b = (A_s - A_s') \cdot f_y$$

$$0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b = A_{s1} \cdot f_y$$

$$a = \frac{A_{s1} \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \dots\dots\dots(2.13)$$

Momen Nominal (Mn) :

$$T_1 = A_{s1} \cdot f_y$$

$$z_1 = d - 0,5a$$

$$Mn_1 = T_1 \cdot z_1$$

$$Mn_1 = A_{s1} \cdot f_y \cdot (d - 0,5a)$$

$$T_2 = A_{s2} \cdot f_y$$

$$z_2 = d - d'$$

$$Mn_2 = T_2 \cdot z_2$$

$$Mn_2 = A_{s2} \cdot f_y \cdot (d - d')$$

$$Mn = Mn_1 + Mn_2$$

$$Mn = A_{s1} \cdot f_y \cdot (d - 0,5a) + A_{s2} \cdot f_y \cdot (d - d')$$

$$Mn = (A_s - A_s') \cdot f_y \cdot (d - 0,5a) + A_s' \cdot f_y \cdot (d - d')$$

Jadi momen nominal (Mn) dari penampang lentur adalah sebagai berikut :

$$Mn = (A_s - A_s') \cdot f_y \cdot (d - 0,5a) + A_s' \cdot f_y \cdot (d - d') \dots\dots\dots(2.14)$$

2) Geser

- a) Analisis dan desain balok beton bertulang terhadap kuat geser beton dihitung dengan rumus berikut:

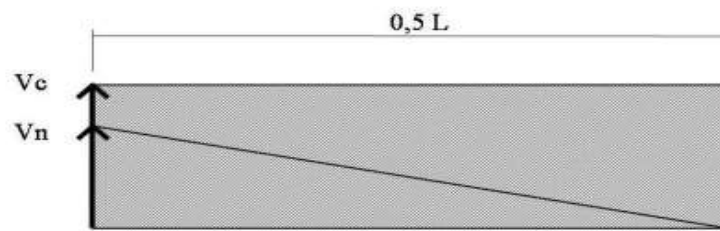
$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \dots\dots\dots(2.15)$$

Persamaan untuk menghitung kuat geser nominal yang bekerja pada balok adalah:

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} \dots\dots\dots(2.16)$$

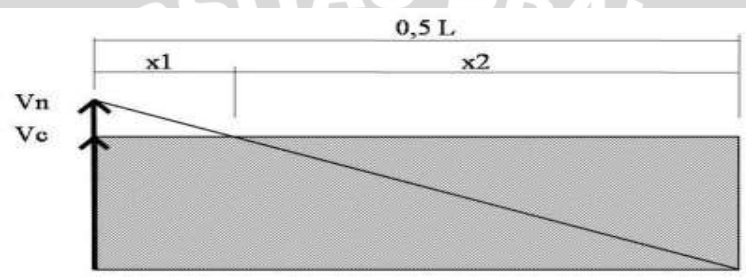
Pemeriksaan kebutuhan tulangan geser ditentukan dengan melihat kondisi berikut:

- 1) $V_n < V_c$: tidak perlu tulangan geser, dipakai tulangan geser praktis



Gambar 2.8 Gambar diagram gaya geser jika $V_n < V_c$

- 2) $V_n > V_c$: perlu tulangan geser, gaya geser sisa ($V_s = V_n - V_c$) ditahan oleh tulangan geser.



Gambar 2.9 Gambar diagram gaya geser jika $V_n > V_c$

Gaya geser nominal sengkang dihitung dengan persamaan :

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \dots \dots \dots (2.17)$$

sehingga, jarak sengkang didapatkan dengan:

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \dots \dots \dots (2.18)$$

Keterangan :

- Φ : faktor reduksi geser = 0,6
- b : lebar balok (mm)
- d : tinggi efektif balok $\rightarrow d = h - d'$ (mm)
- V_u : gaya geser terfaktor (N)
- V_c : gaya geser yang dipikul oleh beton (N)
- V_s : gaya geser yang dipikul oleh sengkang (N)
- V_n : kekuatan geser nominal (N)

- b) Kapasitas balok tanpa tulangan sengkang

Balok tanpa tulangan sengkang akan runtuh sesaat setelah terbentuknya retak miring. Oleh karena itu, kapasitas geser balok tanpa tulangan sengkang biasanya diambil sama dengan gaya geser yang menyebabkan retak miring. Gaya geser yang dapat menyebabkan retak miring pada balok tanpa tulangan sengkang dapat dihitung sebagai berikut : (Iswandi Imran, 2004)

$$V_c = \left[\frac{\sqrt{f'_c} + 120 \cdot \rho_2 \frac{V_u \cdot d}{M_u}}{7} \right] b_w \cdot d \dots\dots\dots(2.19)$$

Harga V_c yang dihitung dari persamaan di atas tidak boleh diambil lebih dari $0,3 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$. Sebagai penyederhanaan persamaan di atas, peraturan Indonesia mengijinkan penggunaan persamaan berikut untuk perhitungan kapasitas geser, yaitu :

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \dots\dots\dots(2.20)$$

Sedangkan untuk elemen struktur yang dibebani aksial, kapasitas geser beton dihitung sebagai berikut : (*SNI – 03 – 2847 – 2002 Pasal 13.3*)

1) Untuk kombinasi dengan gaya aksial tekan :

$$V_c = \frac{1}{6} \left[1 + \frac{N_u}{14 \cdot A_g} \right] \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \dots\dots\dots(2.21)$$

2) Untuk kombinasi dengan gaya aksial tarik :

$$V_c = \frac{1}{6} \left[1 + \frac{0,3 \cdot N_u}{A_g} \right] \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \dots\dots\dots(2.22)$$

Keterangan :

- V_c : gaya geser yang dipikul oleh beton (N)
- b_w : lebar badan balok (mm)
- N_u : beban aksial terfaktor (N)
- d : tinggi efektif balok (mm)
- M_u : momen terfaktor pada penampang (Nmm)
- f'_c : kuat tekan beton (MPa)
- A_g : luas bruto penampang (mm²)

3) Kombinasi aksial dan lentur

Suatu komponen struktur yang menerima kombinasi antara momen lentur dan gaya aksial tekan secara serentak, harus diperhitungkan sebagai *beam column* dengan mempertimbangkan pengaruh tekuk yang terjadi akibat kelangsingan komponen struktur tersebut.

a) Kekuatan kolom pendek yang dibebani secara konsentrik

Kekuatan kolom pendek yang dibebani secara konsentrik terbagi atas komponen sumbangan beton dan sumbangan baja, yaitu: (*Iswandi Imran, 2004*)

$$P_{oc} = 0,85 f'_c (A_g - A_{st}) \dots\dots\dots(2.23)$$



$$Pos = fyAst \dots\dots\dots (2.24)$$

Keterangan :

Ast : luas total tulangan baja, yaitu $As + As'$

Ag : luas total bruto penampang

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:

$$fco' = 0,85 f'c \dots\dots\dots (2.25)$$

Berdasarkan persamaan di atas, maka kekuatan kolom menjadi :

$$Po = 0,85 f'c (Ag - Ast) + Ast fy \dots\dots\dots (2.26)$$

Untuk menghindari perlunya perhitungan eksentrisitas minimum seperti yang telah dijabarkan sebelumnya, disyaratkan adanya reduksi kekuatan sedemikian rupa sehingga : (Anonimous, 2002)

1) Untuk kolom dengan tulangan spiral

$$Pn maks = 0,85 (0,85 f'c (Ag - Ast) + fy Ast) \dots\dots\dots (2.27)$$

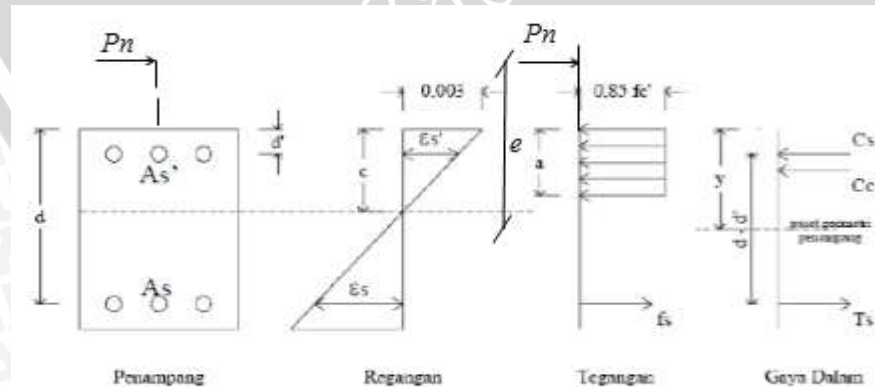
2) Untuk kolom dengan tulangan pengikat

$$Pn maks = 0,80 (0,95 f'c (Ag - Ast) + fy Ast) \dots\dots\dots (2.28)$$

Nilai kekuatan nominal di atas harus dikalikan lagi dengan faktor reduksi untuk elemen struktur tekan, yaitu $\phi = 0,70$ untuk kolom dengan tulangan spiral, dan $\phi = 0,65$ untuk kolom dengan tulangan pengikat atau sengkang.

b) Kekuatan kolom pendek yang dibebani secara sentrik

Prinsip blok tegangan persegi ekivalen yang berlaku pada analisis balok dapat juga diterapkan pada analisis kolom terhadap beban eksentrik. (Gambar 2.10)



Gambar 2.10 Diagram tegangan pada penampang kolom (Sumber : Iswandi Imran, 2004)



Keterangan gambar :

Regangan :

$$\varepsilon s' = 0,003 \left(\frac{d-c}{c} \right) \dots\dots\dots (2.29)$$

$$\varepsilon s = 0,003 \left(\frac{d-c}{c} \right) \dots\dots\dots (2.30)$$

Tegangan :

$$f_s' = E_s \cdot \varepsilon s' \leq f_y \dots\dots\dots (2.31)$$

$$f_s = E_s \cdot \varepsilon s \leq f_y \dots\dots\dots (2.32)$$

Gaya Dalam :

$$C_c = 0,85 f' c \cdot b \cdot a \dots\dots\dots (2.33)$$

$$C_s = A_s' \cdot f_s' \dots\dots\dots (2.34)$$

$$T_s = A_s \cdot f_s \dots\dots\dots (2.35)$$

Persamaan keseimbangan untuk penampang kolom disyaratkan sebagai berikut : (Anonimous, 2002)

$$P_n = C_c + C_s - T_s$$

$$P_n = 0,85 f' c \cdot b \cdot a + A_s' \cdot f_s' - A_s \cdot f_s \dots\dots\dots (2.36)$$

$$M_n = P_n \cdot e$$

$$M_n = C_c \left(\gamma - \frac{a}{2} \right) + C_s (\gamma - d') + T_s (d - \gamma)$$

$$M_n = 0,85 \cdot b \cdot a \left(\gamma - \frac{a}{2} \right) + A_s' \cdot f_s' (\gamma - d') + A_s \cdot f_s (d - \gamma) \dots\dots\dots (2.37)$$

Pada persamaan di atas, jarak netral c diasumsikan berada dalam daerah penampang sehingga tulangan baja pada lokasi d benar – benar mengalami gaya tarik, dimana gaya aksial P_n tidak boleh lebih besar dari P_n maks. Dari persamaan di atas dapat dilihat bahwa terdapat 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. Nilai f_s' dan f_s dapat dinyatakan dalam a , sehingga tinggal dua bilangan yang tidak diketahui, yaitu a dan P_n atau a dan e . Dengan dua persamaan yang ada, kita dapat memecahkan harga a dan e . Seperti disebutkan sebelumnya, jenis keruntuhan yang dapat terjadi pada kolom pendek adalah leleh tulangan tarik dan keruntuhan tekan. Kondisi *balance* tercipta jika keruntuhan terjadi bersamaan pada tulangan tarik dan

beton tekan. Jika P_n adalah beban aksial dan P_{nb} adalah beban aksial yang berkaitan dengan keruntuhan *balance*, maka : (Iswandi Imran, 2004)

- 1) $P_n < P_{nb} \rightarrow$ keruntuhan tarik
 - 2) $P_n = P_{nb} \rightarrow$ keruntuhan *balance*
 - 3) $P_n > P_{nb} \rightarrow$ keruntuhan tekan
- c) Faktor reduksi kekuatan kolom

Seperti yang telah diketahui bahwa faktor reduksi untuk kondisi lentur murni adalah $\phi = 0,80$. Sedangkan untuk kombinasi lentur dan aksial tekan adalah $\phi = 0,70$ untuk kolom dengan tulangan spiral, dan $\phi = 0,65$ untuk kolom dengan tulangan pengikat atau sengkang. (Anonimous, 2002)

Faktor reduksi untuk kombinasi lentur dan aksial boleh ditingkatkan dari $\phi = 0,70$ menjadi $0,80$ (untuk tulangan spiral) dan dari $\phi = 0,65$ menjadi $0,8$ (untuk tulangan sengkang pengikat) jika P_n lebih kecil dari pada $0,1 \text{ ag } f'c$. Jadi untuk kolom dengan tulangan ikat, nilai faktor reduksi kekuatan kolom yaitu :

$$\phi = 0,8 - \frac{0,15 \cdot \phi \cdot P_n}{0,1 f'c A_g} \geq 0,65 \dots \dots \dots (2.38)$$

Sedangkan untuk kolom dengan tulangan spiral, nilai faktor reduksi kekuatan kolom adalah :

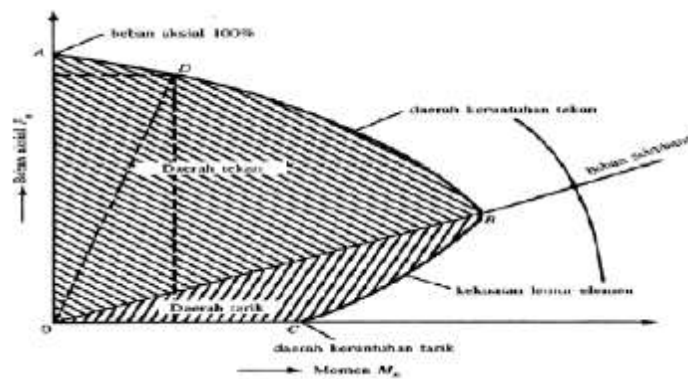
$$\phi = 0,8 - \frac{0,1 \phi, 1}{0,1 f'c A_g} \geq 0,75 \dots \dots \dots (2.39)$$

Batasan tersebut di atas secara umum berarti bahwa faktor reduksi $0,65$ dan $0,70$ hanya diberlakukan jika keruntuhan yang terjadi didahului oleh keruntuhan tekan. Batasan di atas dapat diterapkan langsung untuk kolom dengan $f_y \leq 400 \text{ MPa}$, tulangan longitudinal bersifat simetris, dan

$$\left(\frac{h - (d' - d_s)}{h} \right) \geq 0,70. (Anonimous, 2002)$$

Untuk kolom lain yang tidak memenuhi persyaratan di atas, maka P_b harus dihitung terlebih dahulu, kemudian faktor reduksi dapat dikurangi seperti persamaan di atas jika nilai ϕP_n lebih kecil dari $0,1 \text{ Ag } f'c$ atau ϕP_b . Jika nilai ϕP_b lebih kecil daripada nilai $0,1 \text{ Ag } f'c$ maka pembagi pada persamaan di atas, yaitu $0,1 \text{ Ag } f_y$ diganti menjadi ϕP_b . (Iswandi Imran, 2004)

d) Diagram interaksi P – M



Gambar 2.11 Diagram interaksi P – M
(Sumber : McCormac, 2003)

Kapasitas penampang kolom beton bertulang dinyatakan dalam bentuk diagram interaksi P – M, yang menunjukkan hubungan beban aksial dan momen lentur pada elemen struktur tekan pada kondisi batas. Setiap titik pada kurva menunjukkan satu kombinasi P_n dan M_n penampang dengan kondisi atau lokasi sumbu netral yang tertentu. (Iswandi Imran, 2004)

Prosedur analisis untuk penampang kolom adalah : (Iswandi Imran, 2004)

- 1) Untuk P_u dan M_u yang bekerja pada penampang, hitung $e = \frac{M_u}{P_u}$.
- 2) Asumsikan dimensi penampang dan rasio tulangnya (antara 1% – 4%).
- 3) Hitung P_{nb} untuk penampang yang diasumsikan tersebut dan tentukan tipe keruntuhannya.
- 4) Kontrol apakah penampang cukup memadai (aman dan ekonomis). Asumsikan penampang baru jika penampang tidak memadai.
- 5) Desain tulangan lateral.

2.5.3 Analisis Beban Gempa SNI – 1726 – 2012

2.5.3.1 Respons Spektrum Percepatan Gempa Maksimum

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

$$S_{MS} = F_a \cdot S_s \dots \dots \dots (2.40)$$

$$S_{MI} = F_v \cdot S_1 \dots \dots \dots (2.41)$$

Keterangan :

S_s : parameter respons spektrum percepatan gempa MCE_R terpetakan periode pendek;

S_1 : parameter respons spektrum percepatan gempa MCE_R terpetakan periode 1,0 detik.

Tabel 2.1 Klasifikasi situs

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

(Sumber : Anonimous : 2012)

Tabel 2.2 Koefisien situs, F_a

Kelas Situs	Parameter respons spektrum percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada Periode pendek, $T = 0,2$ detik, S_s				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS ^b				

(Sumber : Anonimous : 2012)

Tabel 2.3 Koefisien situs, F_v

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

(Sumber : Anonimous : 2012)

2.5.3.2 Parameter Percepatan Spektrum Desain

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

$$S_{DS} = 2/3.S_{MS} \dots \dots \dots (2.42)$$

$$S_{D1} = 2/3.S_{M1} \dots \dots \dots (2.43)$$

(SNI – 1726 – 2012 Pasal 6.3)

2.5.3.3 Parameter Periode Fundamental Pendekatan

Periode fundamental pendekatan, T_a , dalam detik untuk struktur dinding geser batu bata atau beton diijinkan untuk ditentukan dari persamaan sebagai berikut :

$$T_a = \frac{0,0062}{\sqrt{C_w}} h_n \dots \dots \dots (2.44)$$

$$C_w = \frac{100}{A_B} \sum_{i=1}^x \left(\frac{h_n}{h_i} \right)^2 \frac{A_i}{\left[1 + 0,83 \left(\frac{h_i}{D_i} \right)^2 \right]} \dots \dots \dots (2.45)$$

Keterangan :

 T_a : periode fundamental pendekatan h_n : ketinggian struktur dari atas dasar sampai tingkat tertinggi struktur (m) C_w : faktor fundamental pendekatan A_B : luas dasar struktur (m^2) A_i : luas badan dinding geser i (m^2) D_i : panjang dinding geser i (m) h_i : tinggi dindin geser i (m) x : jumlah dinding geser dalam bangunan yang efektif dalam menahan gaya lateral dalam arah yang ditinjau

(SNI – 1726 – 2012 Pasal 7.8.2.1)

2.5.3.4 Spektrum Respons Desain

Penggambaran respons spektrum pada masing – masing wilayah gempa dan jenis jenis tanah ditampilkan pada Gambar 2.12.

- a. Untuk periode yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respons percepatan desain, S_a harus diambil dari persamaan :

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \dots\dots\dots(2.46)$$

- b. Untuk periode lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , spektrum respons percepatan desain, S_a , sama dengan S_{DS}
- c. Untuk periode lebih besar dari T_s , spektrum respons percepatan desain, S_a , diambil berdasarkan persamaan :

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \dots\dots\dots(2.47)$$

Keterangan :

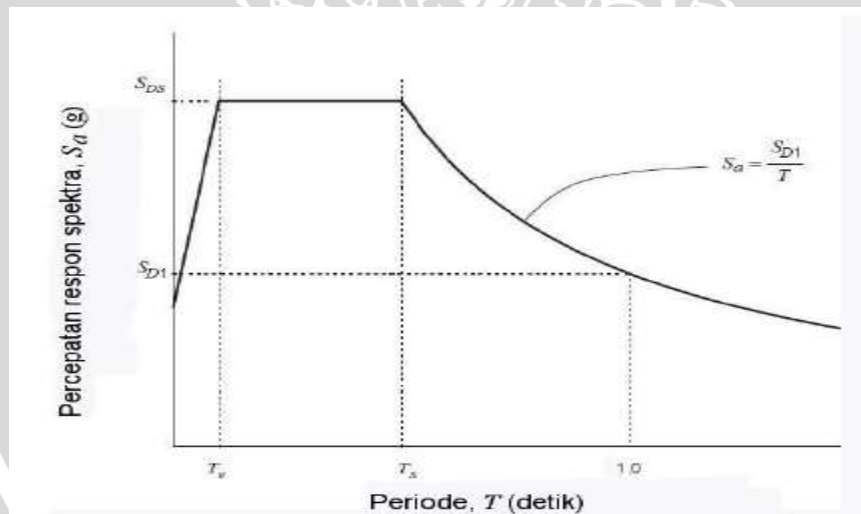
S_{DS} : parameter respons spektrum percepatan desain pada periode pendek

S_{D1} : parameter respons spektrum percepatan desain pada periode 1 detik

T : periode getar fundamental struktur

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} ; T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

(SNI – 1726 – 2012 Pasal 6.5)



Gambar 2.1.2 Spektrum respons desain
(Sumber : SNI – 1726 – 2012)

2.5.3.5 Geser Dasar Seismik

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

$$V = C_s \cdot W_{tot} \dots\dots\dots(2.48)$$

Keterangan :

C_s : koefisien respons seismik

W_{tot} : berat seismik efektif gedung



Koefisien respons seismik, C_s , harus ditentukan dengan persamaan sebagai berikut

a. C_s (hitungan) = $S_{DS} / (R / I_e)$(2.49)

b. Nilai C_s , yang dihitung tidak perlu melebihi hasil persamaan berikut :

$$C_{s(\text{maks})} = S_1 / (T (R / I_e)) \dots \dots \dots (2.50)$$

c. Dan juga nilai C_s yang dihitung tidak kurang dari hasil persamaan berikut :

$$C_{s(\text{min})} = 0,044 \cdot S_{DS} \cdot I_e \geq 0,01 \dots \dots \dots (2.51)$$

(SNI – 1726 – 2012 Pasal 7.8.1)

2.5.3.6 Distribusi Gaya Gempa

Gaya gempa yang akan direncanakan pada elemen struktur dibagi menjadi :

a. Gaya gempa vertikal (F_x), gaya ini akan timbul pada semua tingkat harus ditentukan dari persamaan berikut :

$$F_i = C_{vx} \cdot V = \frac{w_i h_i^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \cdot v \dots \dots \dots (2.52)$$

b. Gaya gempa horizontal (V_x), geser tingkat desain gempa di semua tingkat harus ditentukan dengan persamaan berikut :

$$V_x = \sum_{i=1}^n F_i \dots \dots \dots (2.53)$$

Keterangan :

F_i : bagian dari geser dasar seismik (V) yang timbul di tingkat i (kg)

C_{vx} : faktor distribusi vertikal

V : gaya lateral desain total di dasar struktur (kg)

W_i : bagian berat seismik efektif total struktur (W) yang ditempatkan pada tingkat i

h_i : tinggi dari dasar sampai tingkat i (m)

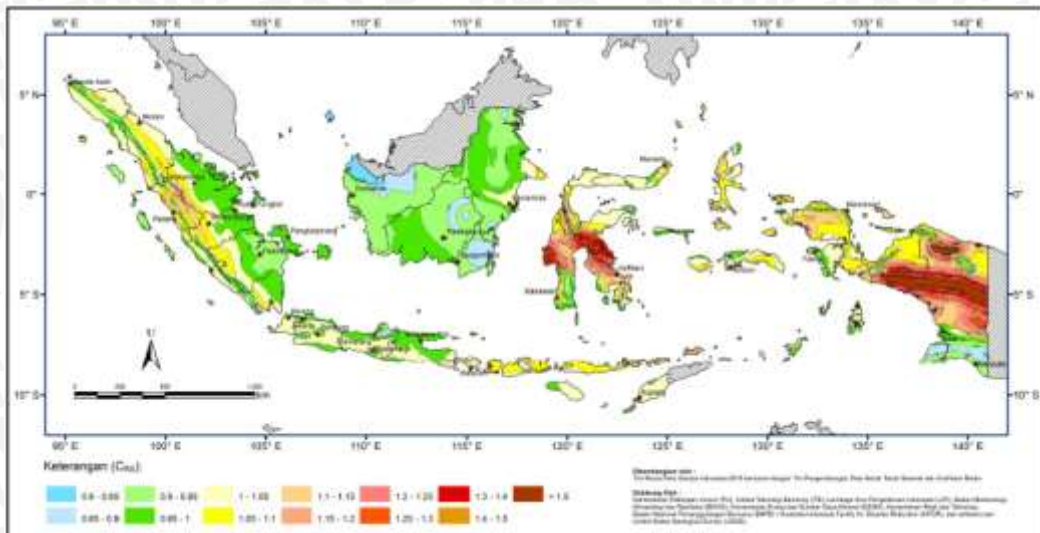
k : eksponen yang terkait dengan periode struktur sebagai berikut :

- Untuk struktur yang mempunyai periode sebesar 0,5 detik atau kurang, $k = 1$

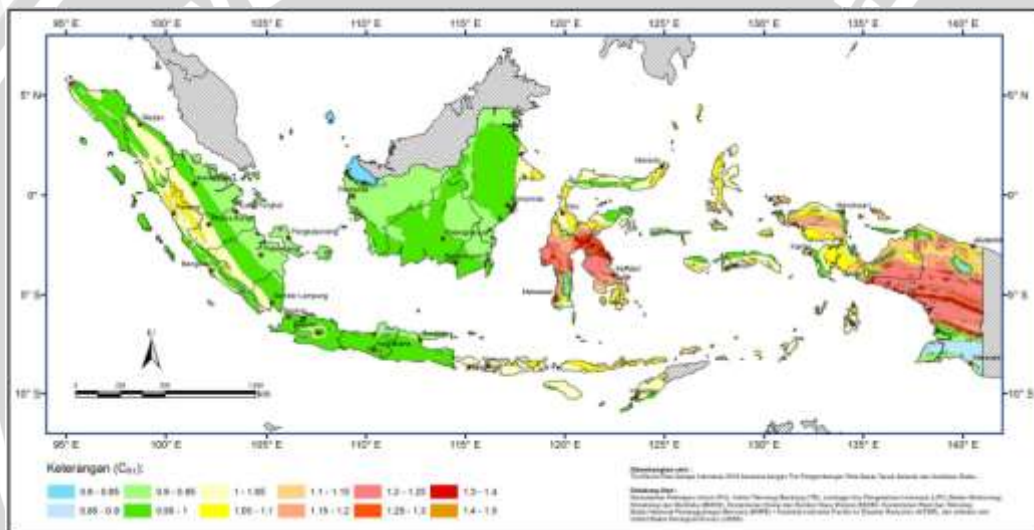
- Untuk struktur yang mempunyai periode sebesar 2,5 detik atau lebih, $k = 2$

- Untuk struktur yang mempunyai periode antara 0,5 – 2,5 detik, k harus sebesar 2 atau dilakukan dengan interpolasi linier 1 dan 2.

(SNI – 1726 – 2012 Pasal 7.8.3)



Gambar 2.13 C_{RS} , Koefisien risiko terpetakan, periode respons spektrum 0,2 detik (Sumber : SNI – 1726 – 2012)



Gambar 2.14 C_{RI} , Koefisien risiko terpetakan, periode respons spektrum 1,0 detik (Sumber : SNI – 1726 – 2012)

2.5.4 Analisis Perhitungan Dinding Geser

Menurut peraturan struktur beton untuk bangunan gedung yaitu SNI – 03 – 2847 – 2002 Pasal 23.6 tentang dinding struktural beton yang berperan sebagai bagian dari sistem pemikul beban gempa, langkah – langkah perencanaan pada dinding geser yaitu :

- a. Menentukan rasio penulangan ρ_v dan ρ_n untuk dinding struktural tidak boleh kurang dari 0,0025 pada arah sumbu – sumbu longitudinal dan transversal dengan spasi maksimum 45 cm.
- b. Paling sedikit dua lapis tulangan harus dipasang pada dinding apabila gaya geser bidang terfaktor yang dibebankan ke dinding melebihi persamaan berikut :

$$V_u > \frac{1}{6} \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f_c} \dots \dots \dots (2.54)$$



- c. Kuat geser nominal, V_n , dinding struktural tidak diperkenankan lebih dari :

$$V_n < A_{cv} (\alpha_c \cdot \sqrt{f'_c} + \rho_n \cdot f_y) \dots \dots \dots (2.55)$$

Dimana koefisien $\alpha_c = 1/4$ untuk $(h_w / l_w) \leq 1,5$ dan $\alpha_c = 1/6$ untuk $(h_w / l_w) \geq 2,0$.

Pada SNI – 03 – 2847 – 2002 Pasal 13.10 untuk menghitung kuat geser nominal dengan persamaan berikut :

$$V_c = \frac{1}{4} \sqrt{f'_c} \cdot h \cdot d + \frac{N_u \cdot d}{4 \cdot l_w} \dots \dots \dots (2.56)$$

Keterangan :

- A_{cv} : luas bruto penampang beton yang dibatasi oleh tebal badan dan panjang penampang dalam arah gaya geser yang ditinjau
 h : tinggi total komponen struktural (mm)
 d : jarak dari serat terluar ke titik berat tulangan tarik longitudinal, $0,8 h$
 N_u : beban aksial terfaktor
 l_w : panjang horizontal dinding (mm)

2.6 Metode Komputasi Dengan STAAD Pro

2.6.1 Input

Input file merupakan sekumpulan perintah dan data yang digunakan dalam memodelkan dan menganalisis suatu struktur. STAAD memiliki dua metode dalam membuat input file, yaitu dengan menggunakan fasilitas modelling GUI (*Graphical User Interface*), dimana input data dibuat melalui *text editor* yang mengandung serangkaian perintah dan data dalam mendesain dan menganalisis suatu struktur. Ketika suatu model struktur dibuat dengan metode GUI, perintah – perintah dan data dalam *text editor* secara otomatis terbentuk dan ketika perintah dan data dalam *text editor* diubah maka GUI juga akan mengalami perubahan.

2.6.2 Output

Setelah mendesain dan menganalisis, STAAD membuat *output file* yang mengandung input data yang telah dimasukkan, hasil analisis yang merupakan penyelesaian dari berbagai macam perintah yang diberikan selama proses analisis dan juga informasi jika terdapat kesalahan selama proses analisis atau jika analisis dan desain yang dilakukan berhasil dengan sempurna. STAAD menampilkan output file dalam dua bentuk, yaitu dalam bentuk format teks dan dalam bentuk grafis atau gambar.

2.7 Persyaratan Pendetailan

2.7.1 Komponen Lentur

Komponen – komponen lentur harus memenuhi persyaratan pada SNI – 03 – 847 – 2002 Pasal 23.3(1(1)) sampai dengan Pasal 23.3(1(4)) agar penampangnya terbukti

berkinerja baik. Tiap komponen harus cukup daktail dan cukup efisien mentransfer momen ke kolom. Kolom – kolom yang terkena momen dan hanya terkena beban aksial terfaktor kurang dari $Ag.f'c / 10$ boleh didesain sebagai komponen lentur. Syarat momen nominal minimal di sembarang penampang komponen lentur dinyatakan dalam momen nominal pada muka kolom. Syarat ini menjamin kekuatan dan daktalitas bila terjadi *lateral displacement* besar. (R. Purwono, 2005)

Tabel 2.4 Persyaratan komponen lentur

Keterangan	Peraturan	Uraian
Umum	SNI – 03 – 2847 – 2002 Pasal 23.8(2)	Beban aksial tekan berfaktor $\leq Ag.f'c / 10$
Penulangan	SNI – 03 – 2847 – 2002 Pasal 23.3(2(1))	Tulangan minimal harus sedikitnya $\frac{b_w d}{4 f_y} \sqrt{f'c}$ dan $\frac{1,4 b_w d}{f_y}$ Pada tiap potongan atas dan bawah, kecuali ketentuan Pasal 12.5(3) dipenuhi.
	SNI – 03 – 2847 – 2002 Pasal 12.5	Tulangan minimal hanya diadakan di potongan yang perlu tulangan tarik dari perhitungan analitis, kecuali sebagaimana ditentukan di Pasal 12.5(2), 12.5(3), dan 12.5(4).
	SNI – 03 – 2847 – 2002 Pasal 12.3(3)	Rasio tulangan ≤ 0.75
	SNI – 03 – 2847 – 2002 Pasal 23.10(4(1))	Kuat momen positif dimuka kolom $\geq 1/3$ kuat momen negatif di muka kolom
	SNI – 03 – 2847 – 2002 Pasal 9.13	Pasang penulangan integritas struktur.
	SNI – 03 – 2847 – 2002 Pasal 23.10(4(1))	Di tiap potongan sepanjang komponen tidak boleh ada kuat momen negatif maupun positif yang kurang dari 1/5 kuat momen maksimum yang terpasang di kedua muka kolom.
Sanbungan Lewatan (SL)	SNI – 03 – 2847 – 2002 Pasal 9.11	SL harus diikat oleh sengkang sesuai Pasal 9.10(5).
Penulangan Pengekangan (<i>confinement</i>)	SNI – 03 – 2847 – 2002 Pasal 23.10(4(2))	Sengkang diperlukan sepanjang 2d dari muka kolom pada dua ujung komponen lentur, dengan meletakkan begel pertama sejarak 50 mm dari muka kolom.
	SNI – 03 – 2847 – 2002 Pasal 23.10(4(2))	Sengkang juga diperlukan sepanjang 2×d di dua sisi potongan yang momen leleh mungkin timbul berkenaan dengan <i>lateral</i>
	SNI – 03 – 2847 – 2002 Pasal 23.10(4(2))	Jarak maksimum s harus tidak melampaui d/4 ; 8 × terkecil tulangan memanjang ; 24 × begel ; dan 300 mm.
	SNI – 03 – 2847 – 2002 Pasal 9.13	Harus memenuhi tulangan khusus untuk integritas struktur biasa.
	SNI – 03 – 2847 – 2002 Pasal 23.10(4(2))	Begel harus dipasang dengan $s \leq d/2$ di sepanjang komponen.
	SNI – 03 – 2847 – 2002 Pasal 23.10(3)	Tulangan transversal harus pula dipasang untuk menahan gaya geser desain yang ditentukan pada Pasal 23.10(3).

(Sumber : R. Purwono, 2005)

2.7.2 Komponen Terkena Lentur Dan Beban Aksial

Persyaratan berikut berlaku untuk kolom dari suatu rangka dan komponen lentur lainnya yang terkena beban aksial berfaktor $P_u > A_g f'_c / 10$. (R. Purwono, 2005)

Tabel 2.5 Komponen rangka terkena beban lentur dan aksial

Keterangan	Peraturan	Uraian
Umum	SNI – 03 – 2847 – 2002 Pasal 23.10(2)	Komponen rangka dalam klasifikasi ini harus memenuhi persyaratan berikut : Gaya aksial berfaktor $> \frac{A_g f'_c}{10}$
Penulangan Lentur	SNI – 03 – 2847 – 2002 Pasal 12.9	Rasio tulangan harus : $0,01 \leq \rho_g \leq 0,08$
Sambungan Lewatan (SL)	SNI – 03 – 2847 – 2002 Pasal 23.4(3(2))	Tidak ada pembatasan untuk lokasi SL, yang biasanya diletakan di atas lantai untuk kesederhanaan pelaksanaan. Namun boleh saja diletakan di lokasi seperti di wilayah gempa 5 dan 6. Sambungan boleh kelas A atau B dan harus menggunakan tulangan transversal bila diantisipasi terkena beban bolak – balik.
Tulangan Transversal (TT)	SNI – 03 – 2847 – 2002 Pasal 23.10(5)	Spasi maksimum sengkang ikat yang dipasang pada rentang l_o dari muka hubungan balok kolom S_o . Spasi S_o tersebut tidak boleh melebihi $\frac{1}{2}$ dimensi penampang terkecil ; $8 \times$ diameter terkecil tulangan longitudinal ; $24 \times$ diameter sengkang ikat (TT) ; dan 300 mm.
	SNI – 03 – 2847 – 2002 Pasal 12.9(3)	Rasio tulangan spiral harus tak boleh kurang dari : $\rho_s \geq 0,45 \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \frac{f'_c}{f_y h}$, dan harus sesuai dengan ketentuan Pasal 9.10(4)
	SNI – 03 – 2847 – 2002 Pasal 9.10(5) dan Pasal 13.1	Tulangan transversal harus dipasang untuk memenuhi baik untuk persyaratan geser dan pendukung lateral untuk tulangan memanjang.
	SNI – 03 – 2847 – 2002 Pasal 9.10(5(3))	Tulangan vertikal tidak boleh berjarak lebih dari 150 mm dari tulangan yang didukung secara lateral.
	SNI – 03 – 2847 – 2002 Pasal 23.10(5(4))	Spasi sengkang ikat pada sembarang penampang kolom tidak boleh melebihi 2 kali jarak (s_o) yang ditentukan pada Pasal 23.10(5(1)) tersebut di atas.
	SNI – 03 – 2847 – 2002 Pasal 13.5(4)	TT harus direncanakan untuk menahan kuat geser yang ditentukan pada Pasal 23.10(3)

(Sumber : R. Purwono, 2005)

2.7.3 Hubungan Balok Kolom

Integritas menyeluruh Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) sangat tergantung pada perilaku hubungan balok kolom (HBK). Degradasi pada hubungan balok kolom akan menghasilkan deformasi lateral besar yang dapat menyebabkan kerusakan berlebihan atau bahkan keruntuhan dari struktur. Pada tabel 2.3 mencantumkan syarat – syarat untuk hubungan balok kolom pada wilayah gempa 3 dan dan wilayah gempa 4 yang sebetulnya tidak dituntut pendetailan khusus, tetapi ada baiknya tetap dikontrol kuat geser dari hubungan balok kolom tersebut.

Tabel 2.6 Persyaratan hubungan balok kolom

Keterangan	Peraturan	Uraian
Tulangan Transversal (TT)	SNI – 03 – 2847 – 2002 Pasal 23.5 (2(1))	TT yang berlaku di daerah lo harus diteruskan dalam HBK. Boleh diadakan reduksi 50% TT bila keempat sisi HBK terkekang oleh lebar balok $\geq \frac{3}{4}$ lebar kolom, juga s boleh diambil 150 mm.
	SNI – 03 – 2847 – 2002 Pasal 23.5(3)	Untuk WG 3 dan 4 ada baiknya dikontrol kuat geser HBK. Gaya horizontal memanjang tulangan balok pakai 1,0 fy.

(Sumber : R. Purwono, 2005)

2.7.4 Dinding Struktural Beton

Pada tabel 2.4 dimuat persyaratan untuk Dinding Struktural Beton yang berada pada wilayah gempa 3 dan 4, yang mana dinding struktural beton yang berada pada wilayah gempa 3 dan 4 cukup didesain dengan ketentuan umum saja.

Tabel 2.7 Persyaratan dinding struktural beton (DSB)

Keterangan	Peraturan	Uraian
Penulangan	SNI – 03 – 2847 – 2002 Pasal 16.3	Rasio minimum penulangan vertikal haruslah : 0,0012 untuk batang \leq D16 0,0015 untuk batang ulir lainnya Rasio minimum penulangan horisontal haruslah : 0,0020 untuk batang \leq D16 0,0025 untuk batang ulir lainnya
Komponen Batas	SNI – 03 – 2847 – 2002 Pasal 16.3(4)	Pada dinding dengan ketebalan $>$ 250 mm perlu dipasang dua lapis tulangan , kecuali pada dinding ruang bawah tanah
	SNI – 03 – 2847 – 2002	ld, s, dan penjangkaran penulangan harus sesuai Pasal 21.12, 21.14, dan 21.15

(Sumber : R. Purwono, 2005)

2.7.5 Panjang Penyaluran

Pada tabel 2.4 mencantumkan persyaratan panjang penyaluran untuk wilayah gempa 3 dan 4. Untuk penulangan memanjang, baik untuk panjang penyaluran lurus (l_d) maupun panjang penyaluran menggunakan kait (l_{dh}).

Tabel 2.8 Persyaratan panjang penyaluran

Keterangan	Peraturan	Uraian
Batang terkait	SNI – 03 – 2847 – 2002 Pasal 14.5	l_{dh} di beton biasa tak boleh kurang dari 8 db, 150 mm, dan $\frac{100d_g}{\sqrt{f'c}}$ untuk $f_y = 400$ Mpa. (harus dikalikan dengan faktor – faktor reduksi yang berlaku).
Batang lurus	SNI – 03 – 2847 – 2002 Pasal 14.2(3)	l_d harus memenuhi rumus : $\frac{l_d}{d_b} = \frac{9f_y \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \lambda}{10\sqrt{f'c} \left(\frac{c + K_{tr}}{d_b} \right)}$ Selanjutnya lihat Pasal 14.2(3) mengenai ketentuan α , β , γ , dan λ

(Sumber : R. Purwono, 2005)

