

Prof. Ir. Rachmat Purwono, M.Sc

Perencanaan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa

Sesuai SNI-1726 dan SNI-2847 Terbaru

EDISI KEEMPAT

PERENCANAAN
STRUKTUR BETON BERTULANG
TAHAN GEMPA

PERENCANAAN STRUKTUR BETON BERTULANG TAHAN GEMPA

Sesuai SNI-1726 dan SNI-2847 Terbaru

Edisi Keempat

RACHMAT PURWONO

Guru Besar Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan-ITS

dan

**AMAN SUBAKTI
KURDIAN SUPRAPTO
IMAN WIMBADI
MUDJI IRMAWAN**

Dosen-dosen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan-ITS

Sanksi Pelanggaran Pasal 44 Undang-Undang Nomor 7 Tahun 1987 tentang Perubahan atas Undang-Undang Nomor 6 Tahun 1982 tentang Hak Cipta

1. Barang siapa dengan sengaja dan tanpa hak mengumumkan atau memperbanyak suatu ciptaan atau memberi izin untuk itu, dipidana dengan pidana penjara paling lama 7 (tujuh) tahun dan/atau denda paling banyak Rp. 100.000.000,- (seratus juta rupiah)
2. Barang siapa dengan sengaja menyiarkan, memamerkan, mengedarkan, atau menjual kepada umum suatu ciptaan atau barang hasil pelanggaran Hak Cipta sebagaimana dimaksud dalam ayat (1), dipidana dengan pidana penjara paling lama 5 (lima) tahun dan/atau denda paling banyak Rp. 50.000.000,- (lima puluh juta rupiah)

Perpustakaan Nasional: Katalog Dalam Terbitan (KDT)

Purwono, Rachmat

Struktur beton bertulang tahan gempa: perencanaan dan perhitungan sesuai SNI 1726 dan SNI 2847 terbaru/ oleh Rachmat Purwono— Surabaya: ITS Press, 2005.
xxii + 148 hlm: 15,5 x 23,5 cm

ISBN : 979-8897-04-8

1. Beton. · I. Judul.

693.5

**PERENCANAAN
STRUKTUR BETON BERTULANG TAHAN GEMPA
Sesuai SNI-1726 dan SNI-2847 Terbaru**

Penulis: Rachmat Purwono dkk
Editor: Sukemi dan Adriono
Desain Cover: Amir Kiah
Desain Isi: Ahmad Muslich

Hak Cipta (ada pada penulis)
dilindungi oleh Undang-Undang
All Rights Reserved
Copyright@2005

Penerbit:
ITS Press

Cetak:
ITS Press
Jl. Teknik Perkapalan K-I
Kampus ITS Sukolilo Surabaya 60111

Cetakan Pertama, Mei 2005
Cetakan Kedua, September 2006
Cetakan Ketiga, Oktober 2008
Cetakan Keempat, Oktober 2010

■ *Kata Pengantar*

Kata Pengantar
Prof. Dr. Ir. Wiratman Wangsadinata

Pada waktu saya menulis Kata Pengantar ini, masih segar dalam ingatan saya peristiwa gempa besar yang disertai tsunami dahsyat yang terjadi di Nanggroe Aceh Darussalam dan Sumatera Utara pada tanggal 26 Desember 2004, yang telah menelan korban lebih dari 120.000 jiwa manusia. Beberapa gedung yang selamat dari terjangan gelombang tsunami ternyata adalah gedung-gedung beton yang kokoh dan kekar, yang sempat menjadi tempat perlindungan sejumlah warga, sehingga mereka selamat dapat terhindar dari terjangan ombak yang memporak-porandakan daerah sekelilingnya.

Dari peristiwa ini dapat dilihat, bahwa ketahanan struktur bangunan gedung terhadap gempa kuat tidak cukup untuk dapat bertahan di daerah yang diterjang tsunami; struktur tersebut juga harus kekar (robust) dan bermassa besar. Syarat terakhir ini hanya dapat dipenuhi, bila strukturnya adalah dari beton.

Struktur rumah dari kayu yang bobotnya relatif ringan seperti rumah-rumah nelayan Aceh sepanjang pantai memang dapat tahan terhadap gempa kuat, tapi jelas tidak mampu menahan terjangan gelombang tsunami. Jadi, struktur bangunan gedung sepanjang pantai yang rawan gempa dan rawan tsunami, seyogyanya dibuat dari beton bertulang yang tahan terhadap gempa kuat. Dalam kaitan ini perlu kita

sadari, bahwa Indonesia adalah negara kepulauan dengan garis pantai terpanjang di dunia, yang sebagian besar adalah rawan gempa dan sekaligus rawan tsunami juga.

Sehubungan dengan itu, saya menyatakan penghargaan yang setinggi-tingginya atas terbitnya buku karya Prof. Ir. Rachmat Purwono M.Sc, beserta rekan-rekannya berjudul: Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa. Buku ini mengulas dan membahas penerapan dua buah Standar Nasional Indonesia yaitu SNI 03-1726-2002 tentang tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk bangunan gedung dan SNI 03-2847-2002 tentang tata cara perhitungan struktur beton untuk bangunan gedung dalam perencanaan struktur-struktur bangunan gedung tahan gempa di Indonesia.

Memang, bila semua ketentuan dari standar ini dipenuhi dalam perencanaan struktur beton bertulang suatu bangunan gedung, maka Insya Allah struktur tersebut akan tahan terhadap gempa kuat dan sekaligus tahan terhadap tsunami, bila struktur tersebut terletak di tepi pantai yang rawan tsunami. Karena itu, buku ini penting sekali untuk dipelajari dan didalami tidak saja oleh para mahasiswa, tetapi juga oleh para peneliti dan praktisi perencana bidang rekayasa struktur beton bertulang.

Salah satu aspek menarik dari SNI-03-1726-2002 adalah ketentuan, bahwa struktur bawah (struktur besmen dan fondasi) dari setiap bangunan gedung harus tetap berperilaku elastis, walaupun struktur atas sudah berada diambang keruntuhan akibat gempa kuat. Hal ini adalah untuk menjamin agar struktur atas dapat mengarahkan seluruh kemampuan daktilitasnya, tanpa terhambat oleh gagalnya struktur bawah secara dini akibat gempa kuat tersebut.

Hal ini perlu diperhatikan pada perencanaan besmen-besmen yang dalam, yang sekarang sudah lazim dijumpai pada gedung-gedung tinggi di kota-kota besar di Indonesia. Peninjauan gempa kuat ini menurut SNI 03-1726-2002 cukup sederhana, apabila beban gempa nominal pada struktur atas dinyatakan dengan V_n , maka gempa kuat nominal pada struktur bawah yang berperilaku elastis ($R=1,6$) adalah $f_2 \times V_n$, dimana f_2 adalah faktor kuat lebih struktur dari struktur atas yang bersangkutan. Kalau model struktur untuk analisis ditinjau secara keseluruhan, berikut besmennya, maka analisis terhadap gempa cukup dilakukan dengan beban gempa nominal V_n , karena gaya-gaya dalam

yang terjadi di bagian struktur besmen tinggal dikalikan dengan f_2 untuk mendapatkan pengaruh dari gempa kuat yang membuat struktur atas berada diambang keruntuhan. Jadi memang cukup sederhana.

Semoga buku ini dapat memenuhi sasaran para penulisnya, yaitu mensosialisasikan penerapan prinsip-prinsip perhitungan struktur bangunan gedung tahan gempa di Indonesia menurut kedua standar yang disebut tadi.

Jakarta, 1 Februari 2005

Prakata Edisi Keempat

PENERBITAN edisi keempat ini dimotivasi oleh keinginan untuk membuat buku ini selalu tersedia memenuhi permintaan peminat baru.

Sebagaimana diutarakan penulis pada alinea terakhir kata pengantar cetakan pertama buku ini, buku ini pasti mengandung kekurangan-kekurangan, maka pada edisi keempat ini pula dimanfaatkan kesempatan untuk mengadakan koreksi seperlunya. Koreksi ini bersifat teknis, berupa kesalahan ketik.

Dengan tetap menyadari kemungkinan masih ada kekurangan-kekurangan dari edisi sebelum ini, penulis tetap mengharapkan adanya masukan maupun koreksi dari semua pihak untuk kesempurnaan buku ini pada edisi-edisi berikutnya.

Izinkan penulis menyampaikan lagi terimakasih dan penghargaan setinggi—tingginya kepada, pertama, panitia Lokakarya Pengajaran Konstruksi Beton dan Mekanika Teknik yang diselenggarakan oleh Jurusan Teknik Sipil FTSP ITS pada 13-14 Juli 2005 yang telah menetapkan buku ini sebagai salah satu buku ajar untuk mata kuliah Kontruksi Beton.

Kedua, kepada HAKI (Himpunan Ahli Konstruksi Indonesia) Pusat yang melalui media *News Letter* HAKI, telah mengenalkan buku ini, sehingga dapat cepat tersebar luas.

Ketiga, Kepada ITS PRESS yang tanggap melihat Edisi Ketiga buku

ini sudah habis terjual lalu berinisiatif mencetak edisi keempat ini untuk memenuhi peminatnya.

Mudah-mudahan buku ini bermanfaat bagi para ahli konstruksi beton, terutama dalam aspek prosedur disainnya, juga bagi para praktisi, dosen, mahasiswa dan siapa saja yang ingin lebih memahami struktur beton tahan gempa sesuai peraturan peraturan terakhir.

Prof Ir Rachmat Purwono M.Sc

Guru Besar Emir Jurusan Teknik Sipil,
Fakultas Teknik Sipil & Perencanaan ITS

Kata Pengantar

Edisi Pertama

PERKEMBANGAN teknologi perencanaan bangunan gedung tahan gempa terus mengalami perubahan, terutama setelah menerima pengalaman kegagalan struktur akibat gempa Northridge di California pada 1994 dan gempa Hyogoken-Nambu di Kobe pada 1995.

Perubahan-perubahan itu akan mempunyai efek yang signifikan pada disain dan pendetailan komponen-komponen struktur, terutama yang terletak di wilayah gempa dengan resiko tinggi.

Buku ini dimaksudkan untuk menampung perkembangan terakhir prosedur disain konstruksi beton bertulang tahan gempa bumi. Ilustrasi dalam bentuk contoh-contoh diberikan untuk 3 jenis struktur yang terkena beban gempa dengan resiko gempa tinggi.

Sesuai dengan tujuan tersebut, dalam buku ini tidak diberikan dasar-dasar metode atau introduksi perhitungan penulangan penampang komponen-komponen beton bertulang, baik akibat beban lentur, lentur dan aksial, maupun geser/torsi, melainkan lebih banyak pada pemakaian metode-metode itu setelah pembahasan prosedur perhitungan beban maksimum, yang mungkin terjadi pada komponen-komponen struktur akibat berbagai kombinasi beban.

Dalam contoh-contoh itu diilustrasikan pengetrapan pengamanan komponen-komponen itu untuk mempunyai kemampuan daktilitas,

agar tak gagal oleh beban gempa rencana yang lebih besar dari beban nominalnya.

Prosedur terakhir perhitungan konstruksi beton tahan gempa dicerminkan oleh pemakaian dua peraturan baru yang terbit pada 2003, yaitu (1) SNI 03-1726-2002, Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung. (2) SNI 03-2847-2002, Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung.

Pembaca akan lebih mudah mengikuti bahasan pada buku ini, bila sudah faham metode metode disain struktur beton bertulang, lebih-lebih bila sudah juga paham disain struktur beton tahan gempa sesuai peraturan yang terbit sebelum tahun 2003.

Partisipasi penyusunan buku ini telah diberikan oleh Ir Aman Subakti MS, Ir Kurdian Suprpto MS, Ir Iman Wimbadi MS dan Ir Mudji Irmawan MS yang telah bersama-sama membantu pembimbingan pembuatan contoh perhitungan 3 jenis struktur yang ada dalam buku ini.

Kepada dua mahasiswa S2 Teknik Sipil, FTSP-ITS, yaitu M. Solikin ST, dan Singgih Harianto ST yang melakukan perhitungan contoh-contoh tersebut, serta Ibu Heny pegawai Laboratorium Beton dan Bahan Bangunan, Teknik Sipil FTSP-ITS, yang dengan tekun mengetik seluruh manuskrip buku ini, penulis ucapkan terima kasih.

Terakhir menyadari akan kekurangan-kekurangan dalam buku ini, dengan dikeluarkan cetakan pertama ini, besar harapan adanya masukan maupun koreksi dari semua pihak untuk kesempurnaan buku ini pada edisi berikutnya. Mudah-mudahan buku ini bermanfaat bagi para praktisi, dosen, mahasiswa dan siapa saja yang ingin lebih memahami struktur beton tahan gempa sesuai peraturan terakhir.

Prof. Ir. Rachmat Purwono M.Sc.

Guru Besar Jurusan Teknik Sipil,
Fakultas Teknik Sipil & Perencanaan ITS

DAFTAR ISI

| | |
|---|-----|
| Kata Pengantar | iii |
| Prefata Penulis | vii |
| Bab I Pendahuluan | 1 |
| Bab II Perubahan Perubahan Utama Dalam Tata Cara Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung | 5 |
| 2.1 Pendahuluan | 5 |
| 2.2 Tipe Profil Tanah | 5 |
| 2.3 Jenis Struktur Gedung | 6 |
| 2.4 Daktilitas Struktur | 6 |
| 2.5 Beban Gempa | 7 |
| 2.6 Faktor Kuat lebih Total (f) | 7 |
| 2.7 Syarat Pemodalan | 7 |
| 2.8 Gaya Geser Nominal | 8 |
| 2.9 Simpangan Batas | 8 |
| 2.10 Komtabilitas Deformasi | 9 |
| 2.11 Prosedur Analis Dinamis | 9 |

| | | |
|---------|--|----|
| Bab III | Perubahan Utama Dalam Tata Cara Perencanaan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung | 11 |
| 3.1 | Pendahuluan | 11 |
| 3.2 | Kombinasi Beban | 11 |
| 3.3 | Jenis Struktur Untuk Daerah dengan Resiko Gempa Menengah | 12 |
| 3.4 | Jenis Struktur Untuk Daerah dengan Resiko Gempa Tinggi | 12 |
| 3.5 | Kompatibilitas Deformasi | 12 |
| 3.6 | Pemakaian Probabel Kekuatan Momen Max, Mpr | 13 |
| 3.7 | Pedoman Perhitungan Kuat Lentur Kolom pada SRPMK | 13 |
| 3.8 | Hubungan Balok Kolom (HBK) dari SRPMK | 13 |
| 3.9 | Pedoman Disain SRPMM | 14 |
| 3.10 | Sambungan Las dan Sambungan Mekanis | 14 |
| 3.11 | Dinding Struktur Khusus (DSK) | 15 |
| 3.12 | Balok Perangkai | 15 |
| Bab IV | Pemilihan Kriteria Disain | 17 |
| 4.1 | Pendahuluan | 17 |
| 4.2 | Kombinasi Beban Berfaktor | 17 |
| 4.3 | Wilayah Gempa (WG) | 18 |
| 4.4 | Hubungan Wilayah Gempa dan Resiko Gempa | 19 |
| 4.5 | Ketentuan Umum Syarat Pendetailan | 19 |
| 4.6 | Jenis Tanah Setempat | 20 |
| 4.7 | Katagori Gedung | 21 |
| 4.8 | Konfigurasi Struktur Gedung | 21 |
| 4.9 | Sistem Struktur | 23 |
| 4.10 | Perencanaan Sistem Gedung | 26 |
| 4.11 | Beban Gempa | 26 |
| 4.12 | Syarat Kekakuan Komponen Struktur (Syarat Pemodelan) | 26 |
| 4.13 | Pengaruh P- Δ | 27 |
| 4.14 | Waktu Getar Alami Fundamental (T_1) | 27 |
| 4.15 | Distribusi dari V | 28 |
| 4.16 | Eksentrisitas Rencana ed | 28 |
| 4.17 | Pembatasan Penyimpangan Lateral | 29 |

| | | |
|------|---|----|
| 4.18 | Pengaruh Arah Pembebanan Gempa | 30 |
| 4.19 | Kompatibilitas Deformasi | 31 |
| 4.20 | Komponen Komponen Rangka yang tidak Direncanakan untuk Menahan Gaya Akibat Gempa Bumi | 31 |

| | | |
|-------|---|----|
| Bab V | Syarat syarat Pendetailan | 33 |
| 5.1 | Pendahuluan | 33 |
| 5.2 | Disain dan Pendetailan | 34 |
| 5.3 | Komponen Struktur yang Tidak Direncanakan Untuk Memikul Beban Gempa | 35 |
| 5.4 | Faktor Reduksi Kekuatan | 36 |
| 5.5 | Kuat Tekan Beton | 36 |
| 5.6 | Penulangan | 36 |

| | | |
|--------|---|----|
| Bab VI | Persyaratan Pendetailan Komponen Komponen Sistem Struktur Beton | 37 |
| 6.1 | Pendahuluan | 37 |
| 6.2 | Komponen Lentur | 38 |
| 6.3 | Komponen Terkena Beban Lentur dan Aksial | 43 |
| 6.4 | Hubungan Balok Kolom (HBK) | 49 |
| 6.5 | Dinding Struktur Beton (DSB) | 52 |
| 6.6 | Diafragma | 59 |
| 6.7 | Panjang Penyaluran | 59 |
| 6.8 | Komponen Struktur yang tidak Direncanakan Untuk memikul Beban Gempa | 61 |

| | | |
|---------|---------------------------------------|----|
| Bab VII | Persyaratan Kuat Geser | 63 |
| 7.1 | Pendahuluan | 63 |
| 7.2 | Komponen Lentur | 63 |
| 7.3 | Komponen Kena Beban Lentur dan Aksial | 64 |
| 7.4 | Dinding Struktur (DS) | 64 |

| | | |
|----------|---|----|
| Bab VIII | Perencanaan Sistem Rangka Pemikul Momen | 69 |
| 8.1 | Pendahuluan | 69 |
| 8.2 | Data Untuk Disain | 70 |
| 8.3 | Analisis Beban Gempa | 72 |

| | | |
|--------|--|-----|
| 8.3.1 | Beban Gempa V | 72 |
| 8.3.2 | Hasil Analisis Struktur | 75 |
| 8.3.3 | Kinerja Batas Layan dan Kinerja Batas Ultimet | 76 |
| 8.4 | Analisis Beban Gravitasi | 78 |
| 8.4.1 | Beban di Lantai dan Balok | 78 |
| 8.4.2 | Beban Kerja Aksial di Kolom | 79 |
| 8.5 | Kombinasi Beban | 80 |
| 8.6 | Disain Lantai dan Balok | 80 |
| 8.6.1 | Penulangan Lantai | 80 |
| 8.6.2 | Penulangan Balok Akibat Momen Lentur | 80 |
| 8.6.3 | Disain Tulangan Geser Balok | 83 |
| 8.6.4 | Pemutusan Tulangan Balok | 87 |
| 8.7 | Disain Kolom | 91 |
| 8.7.1 | Pengaruh Beban Orthogonal | 91 |
| 8.7.2 | Disain Tulangan Memanjang Kolom | 91 |
| 8.7.3 | Persyaratan "Strong Column Weak Beams" | 95 |
| 8.7.4 | Pengekangan Kolom | 97 |
| 8.7.5 | Penulangan Transversal Untuk Beban Geser | 98 |
| 8.7.6 | Sambungan Lewatan Tulangan Vertikal Kolom | 100 |
| 8.8 | Disain Hubungan Balok Kolom (HBK) | 102 |
| 8.8.1 | Tulangan Transversal HBK Kolom Tengah | 102 |
| 8.8.2 | Tulangan Transversal HBK Kolom Tepi | 103 |
| Bab IX | PERENCANAAN SISTEM RANGKA GEDUNG | 105 |
| 9.1 | Pendahuluan | 105 |
| 9.2 | Data Untuk Disain | 106 |
| 9.3 | Analisis Beban Gempa | 108 |
| 9.3.1 | Beban Gempa V | 108 |
| 9.3.2 | Hasil Analisis Struktur | 110 |
| 9.3.3 | Kinerja Batas Layan dan Kinerja Batas Ultimet | 113 |
| 9.4 | Analisis Beban Gravitasi | 114 |
| 9.4.1 | Beban di Lantai dan Balok | 114 |
| 9.4.2 | Beban kerja Aksial di Kolom dan Dinding Struktur | 115 |

| | | |
|-------|--|-----|
| 9.5 | Disain Akibat Kombinasi Beban | 116 |
| 9.5.1 | Kombinasi Beban | 116 |
| 9.5.2 | Disain Balok A4-B4 (non SPBL) | 117 |
| | - Disain Untuk Momen Lentur | 117 |
| | - Disain Akibat Geser | 118 |
| | - Pemutusan Tulangan Lentur | 122 |
| 9.5.3 | Disain Balok Perangkai B5-C5 | 126 |
| | - Disain akibat Momen Lentur | 126 |
| | - Disain Tulangan Geser BP | 128 |
| | - Pemutusan Tulangan BP | 132 |
| 9.5.4 | Disain Kolom | 135 |
| | - Tulangan Pengekangan | 137 |
| | - Penulangan Transversal untuk Geser | 137 |
| | - Sambungan Tulangan Vertikal Kolom | 140 |
| 9.6 | Disain Dinding Struktural Khusus (DSK) | 141 |
| 9.6.1 | Pengaruh Kombinasi Beban | 142 |
| 9.6.2 | Geser Rencana | 143 |
| 9.6.3 | Disain Komponen Batas | 144 |

| | | |
|--------|---|-----|
| Bab X | Perencanaan Sistem Ganda (SG) | 149 |
| 10.1 | Pendahuluan | 149 |
| 10.2 | Data Untuk Disain | 151 |
| 10.3 | Analisis Beban Gempa | 151 |
| 10.3.1 | Beban Gempa Nominal V | 151 |
| 10.3.2 | Hasil Analisis Struktur | 153 |
| 10.3.3 | Kinerja Batas Layan dan Batas Ultimet | 156 |
| 10.4 | Analisis Beban Gravitasi | 157 |
| 10.4.1 | Beban di Lantai dan Balok | 157 |
| 10.4.2 | Beban Kerja Aksial di Kolom dan Dinding Struktur (DS) | 158 |
| 10.5 | Disain Akibat Beban Kombinasi | 159 |
| 10.5.1 | Kombinasi Beban | 159 |
| 10.5.2 | Disain Penulangan Lantai | 159 |
| 10.5.3 | Disain Balok | 160 |
| | - Disain Tulangan Geser Balok | 162 |
| | - Pemutusan Tulangan Balok | 166 |
| 10.5.4 | Disain Kolom | 170 |

| | |
|--|-----|
| - Disain Penulangan Vertical Kolom | 170 |
| - Persyaratan “ Strong Column Weak Beams” | 174 |
| - Pengekangan Kolom Tengah | 176 |
| - Penulangan Transversal untuk Beban Geser | 177 |
| - Sambungan lewatan Tulangan | 179 |
| 10.6 Hubungan Balok Kolom (HBK) di Baris 6 | 181 |
| 10.6.1 Disain HBK Kolom Dalam B 6 | 181 |
| 10.6.2 Disain HBK Kolom Tepi A 6 | 183 |
| 10.7 Disain Dinding Beton Khusus (DSBK) | 184 |
| 10.7.1 Persyaratan Disain DSBK | 184 |
| 10.7.2 Pengaruh Kombinasi Beban | 185 |
| 10.7.3 Geser Rencana | 186 |
| 10.7.4 Disain Daerah Batas | 187 |
| Daftar Pustaka | 191 |
| Daftar Notasi | 193 |
| Lampiran | 201 |

Bab I Pendahuluan

DUA peraturan baru telah terbit pada tahun 2003 yaitu SNI 03 1726 2002 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung (selanjutnya disingkat SNI 1726) dan SNI 03 2847 2002 tentang Tata Cara Perencanaan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung (selanjutnya disingkat SNI 2847).

Buku ini bermaksud mensosialisasikan kedua peraturan tersebut dengan memberikan pedoman dalam menganalisa dan mendisain bangunan beton bertulang, khususnya yang menerima beban gempa. Juga diberikan pertimbangan-pertimbangan dasar disain struktur tahan beban gempa untuk 3 sistem bangunan yang berlokasi di daerah dengan resiko gempa kuat, yaitu Sistem Rangka Pemikul Momen, Sistem Rangka Gedung dan Sistem Ganda.

Diskusi dan penjelasan contoh-contoh yang ditampilkan dalam buku ini didasarkan pada ketentuan dari 2 peraturan tersebut. Sudah tentu pembaca buku ini telah dianggap memiliki kedua SNI baru tersebut, agar lebih mudah melakukan rujukan, walaupun di buku ini dilampiri sebagian dari kedua peraturan itu.

Kedua peraturan itu berturut-turut mengambil ketentuan dan persyaratan dari UBC 1997 untuk pedoman ketahanan gempa dan

ACI 318 tahun 1999 dan ACI 318-1002 untuk mendisain dan pendetailan elemen struktur dengan beberapa modifikasi.

Menurut Uniform Building Code 1997 (UBC) beberapa perubahan sudah mencerminkan hasil observasi perilaku struktur oleh kejadian gempa Northridge di California pada tahun 1994 dan kejadian gempa Hyogoken – Nanbu di Kobe, Jepang pada tahun 1995.

Beberapa perbedaan antara persyaratan atau ketentuan dari SNI 1726 dan SNI yang lama yaitu SKSNI T-15-1991-03 (selanjutnya disingkat SNI T15) dan UBC 1997 juga diberikan.

Dari perbedaan itu akan jelas terlihat, ketentuan-ketentuan baru mempunyai pengaruh yang cukup besar dalam disain dan detailing untuk beberapa struktur, khususnya untuk bangunan yang berada di daerah gempa kuat.

Untuk mempermudah pemahaman, buku ini telah disusun dengan urutan sebagai berikut:

Pada Bab 1 berisi uraian singkat isi buku, dilanjutkan Bab 2 berisi pokok-pokok persyaratan-persyaratan baru dalam SNI 1726 untuk menganalisa dan mendisain bangunan-bangunan yang menerima beban gempa, termasuk perubahan menentukan perhitungan minimum gaya lateral oleh pergerakan tanah.

Bab 3 menyentuh hal yang sama seperti pada Bab 2, tetapi yang berkaitan dengan SNI 2847. Juga disampaikan pedoman-pedoman baru yang bersifat mendasar mencakup antara lain kombinasi beban, syarat disain struktur sesuai sistem struktur dan resiko gempa, kompatibilitas deformasi, serta pemakaian probabel kuat momen maksimum.

Bab 4 menyajikan rangkuman pemilihan kriteria disain lebih lanjut yang harus diikuti oleh para perencana struktur bangunan tahan gempa sebagaimana diatur oleh kedua peraturan baru tersebut. Faktor pembebanan dari berbagai kombinasi beban telah banyak mengalami perubahan, dimana beban gempa (E) sekarang pakai faktor beban 1,0, mengingat E sudah merupakan beban ultimate.

Masih dalam Bab 4, ditentukan hubungan antara Wilayah Gempa (WG) dan syarat pendetailan struktur, konfigurasi struktur gedung, sistem struktur yang boleh dipakai untuk bangunan tahan gempa. Secara keseluruhan dalam bab ini ada 20 butir pedoman penting yang diberikan.

Sebelum membahas persyaratan pendetailan struktur bangunan tahan gempa, perlu dipahami dahulu pokok-pokok utama syarat pendetailan yang dimuat pada Bab 5, yaitu bagaimana menghadapi struktur beton bertulang yang berada di WG 1 sampai dengan 6 itu, termasuk didalamnya syarat mutu beton dan tulangan.

Sedang kesimpulan persyaratan untuk detailing gempa diberikan pada Bab 6 yang merupakan ketentuan utama untuk mencapai daktilitas struktur yang ditentukan oleh Pasal 23 SNI 2847. Pada bab ini berturut-turut akan dibahas ketentuan untuk komponen Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) yang terkena beban utama momen, komponen SRPM yang terkena beban momen dan aksial, dinding geser, hubungan balok kolom (HBK) dan komponen struktur yang bukan merupakan sistem pemikul beban lateral (SPBL). Yang terakhir ini adalah ketentuan baru yang belum diatur oleh SNI T15. Beberapa persyaratan detailing disajikan berdasarkan atas jenis wilayah gempa.

Pada Bab 7 mencatat prosedur perhitungan kuat geser perlu pada komponen komponen struktur beton bertulang sebagaimana diatur oleh SNI 2847 Pasal 23. Prosedur ini penting untuk mencegah terjadinya keruntuhan getas struktur yang harus daktil itu.

Contoh disain dari 8-tingkat Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) akibat pengaruh kombinasi beban gravitasi dan beban gempa dijelaskan dalam Bab 8.

Sementara Bab 9 menjelaskan tentang disain Sistem Rangka Gedung (SRG) 8 tingkat dan yang terakhir di Bab 10 disajikan disain dan detailing dari bangunan Sistem Ganda 8 tingkat.

Perlu diketahui, contoh-contoh pada Bab 8 sampai 10 tidak memberikan disain lengkap, namun hanya disain salah satu komponen balok, kolom, HBK dan dinding struktur dari masing-masing sistem struktur yang dipandang cukup memberikan ilustrasi lengkap pemakaian SNI 1726 dan 2847.

Pembaca buku ini ditujukan pada para peneliti, praktisi perencana struktur beton bertulang dan atau mahasiswa yang telah faham dalam disain komponen struktur beton bertulang baik akibat beban gravitasi maupun gempa sesuai peraturan lama, dan ingin memahami perubahan-perubahan yang ada di kedua peraturan baru itu secara cermat. []

Bab II

Perubahan-Perubahan Utama Dalam Tata Cara Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung

2.1. Pendahuluan

Sudah dapat dipastikan kalau SNI 1726 mengandung banyak pedoman baru dibanding peraturan lama (SNI 1726 – 1989). Karena itu sebelum buku ini melanjutkan uraian lebih rinci, berturut-turut pada Bab 2 dan Bab 3 akan diberikan lebih dahulu beberapa pedoman baru yang bersifat mendasar, yang dijumpai berturut turut di SNI 1726 dan SNI 2847.

2.2. Tipe Profil Tanah

Koefisien gempa rencana (C) di SNI 1726 - 1989 hanya tergantung pada 2 jenis lapisan tanah yaitu tanah keras dan tanah lunak. Sekarang SNI 1726 menetapkan 4 jenis profil tanah yaitu tanah keras, sedang, lunak dan tanah khusus berdasarkan karakteristik dari 30 m' lapisan tanah di atas batuan dasar.

Spesifikasi profil tanah ditentukan oleh kecepatan rambat

gelombang geser rata-rata, Test Penetrasi Standar dan Kuat Geser Niralir sebagaimana tercantum di SNI 1726 Tabel 4. Jenis Profil Tanah ini dalam proses perambatan gelombang gempa sangat menentukan pembesaran gerakan tanah di muka tanah. Berdasarkan Percepatan Puncak Batuan Dasar yang diperoleh untuk ke 6 Wilayah Gempa, yang ditetapkan di SNI 1726 Gambar 1, maka Tabel 5 mencantumkan Koefisien Percepatan Puncak Muka Tanah (A_0) untuk jenis-jenis profil tanah tersebut. Nilai A_0 inilah dipakai untuk menyusun Response Spektrum Gempa Rencana 6 Wilayah Gempa (WG) yang tercantum pada Gambar 2 SNI 1726.

2.3. Jenis Sistem Struktur Gedung

SNI 1726 Tabel 3 mengganti 8 jenis struktur gedung yang terdapat di SNI 1726 - 1989 Tabel 2. 2 dengan jenis-jenis Struktur Gedung sesuai UBC Table 16-N. Disamping 4 Sistem Struktur Dasar, SNI 1726 mengenalkan 3 Sistem Struktur lain, yaitu Sistem Struktur Gedung Kolom Kantilever yang memanfaatkan kolom kantilever untuk memikul beban lateral, Sistem Interaksi Dinding Geser dengan Rangka dan Subsistem Tunggal. SNI 1726 mencakup seluruh jenis struktur yang ada di UBC, namun ada sedikit perbedaan misalkan UBC tidak mengenalkan Dinding Geser Beton Bertulang Kantilever Daktil Parsial.

Perlu dicatat, SNI 2847 tidak mengatur pedoman untuk disain dinding geser beton bertulang daktil terbatas, yang diatur hanya yang biasa dan khusus.

2.4. Daktilitas Struktur

Daktilitas berbagai jenis struktur di Pasal 2.4.4 SNI T-15 dinyatakan dalam Faktor Jenis Struktur K (Tabel 2.2.). SNI 1726 sekarang memakai 2 parameter daktilitas struktur gedung yaitu faktor daktilitas simpangan μ dan faktor reduksi gempa R. Kalau μ menyatakan ratio simpangan diimbang keruntuhan dan δ_m simpangan pada terjadinya pelelehan pertama, maka R adalah ratio beban gempa rencana dan beban gempa nominal. R ini merupakan indikator kemampuan daktilitas struktur gedung. Nilai μ maupun R tercantum disamping berbagai jenis struktur pada SNI 1726 Tabel 3. UBC mencatat, pemakaian jenis struktur lain dari yang tercantum di Tabel 16-N nilai R harus ditetapkan melalui data percobaan siklik dan analisis yang disepakati (Section 1629.9.2).

2.5. Beban-beban Gempa

SNI 1726 mengatur Beban Gempa Nominal Statik Ekuivalen (V) di Ps 6.1.2 dan Beban Gempa Vertikal Nominal Statik Ekuivalen di Ps 4.8.1. Beban Gempa vertikal dikenakan pada unsure-unsur struktur gedung yang memiliki kepekaan yang tinggi terhadap beban gravitasi seperti balkon, kanopi dan balok kantilever berbentuk panjang. Beban vertikal diambil sebesar perkalian dari Faktor Respons Gempa Vertikal C_v dan semua beban gravitasi, termasuk L yang sesuai. $C_v = \Psi A_0 I$ dimana nilai Ψ diatur di Tabel 7 tergantung pada tipe Wilayah Gempa.

2.6. Faktor Kuat Lebih Total (f)

Faktor f ini di UBC pakai notasi Ω_0 yang dinamakan "Seismic Force Amplification Factor". Nilai f ini tercantum pada SNI 1726 Tabel 3 dan untuk berbagai nilai μ dan R dari berbagai jenis sistem struktur. Seperti tersirat dalam nama faktor tersebut, f atau Ω_0 dipakai untuk memperbesar nilai V menjadi $V_m = f V$ dalam Kombinasi beban tersebut dibutir 3.2. dengan mengganti E dengan V_m . Kombinasi beban ini perlu dikenakan pada suatu komponen struktur yang memikul sistem struktur tidak menerus (discontinuous).

Jadi faktor ini dipakai untuk mengenakan beban disain pada suatu komponen struktur yang dinantikan tetap berperilaku elastis akibat beban gempa rencana, sebagai contoh dapat disebut di sini berupa kolom-kolom yang mendukung dinding struktural yang tidak menerus. Ini berarti pula bahwa komponen pemikul sistem discontinuous itu harus mempunyai kekuatan yang mampu menahan beban max yang timbul dalam sistem discontinuos.

2.7. Syarat Pemodelan

SNI 1726 Ps 5.5.1 memberi petunjuk baru mengenai bentuk model struktur untuk analisa struktur akibat beban lateral.

Untuk struktur beton bertulang, penampang-penampang untuk struktur dimana *compatibility* deformasi diperhitungkan, sifat-sifat kekakuan momen dan geser jangan memakai 100 % sifat kekakuan bruto (gross) dari komponen sistem pemikul beban lateral (SPBL), namun harus dikalikan dengan persentase efektifitas penampang < 100%.

2.8. Gaya Geser Nominal

Rumus perhitungan gaya geser nominal (V) menurut SNI 1726 sangat berbeda dengan SNI lama seperti diperlihatkan di Tabel 2-1 dibawah ini.

Tabel 21.
Perbandingan Rumus Beban Gempa Nominal Statik
Ekuivalen SN Baru dan Lama

| SNI 1726 Lama | SNI 1726 Baru |
|---|---|
| $V = C I K W$ | $V = (C I W) / R$ |
| C : Faktor Gempa dasar I : Faktor Keutamaan W : Berat Total Bangunan K : Faktor Jenis Struktur | I : Faktor Keutamaan R : Faktor reduksi gempa C_1 : Faktor Respons gempa (lihat Gambar 2) W : Berat Total Bangunan |

Beberapa perubahan tampak nyata. Faktor C dan K diganti oleh C_1 dan R . Juga dalam merumuskan waktu getar alami T_1 yang ditentukan secara empiris, SNI 1726 membatasi tak boleh bernilai lebih dari $T_1 < \xi$ n dimana nilai ξ diatur di Tabel 8. Kemudian setelah diketahui simpangan-simpangan horizontal tiap lantai, yaitu d_i , T_1 dikontrol oleh rumus Rayleigh.

2.9. Simpangan Batas

SNI 1726 Ps 8 mengatur simpangan antar tingkat yang sangat lain dengan SNI lama, yaitu disini diatur 2 macam simpangan (*drift*) yaitu : (1) Kinerja Batas Layan Struktur (UBC 1997 menyebut Δ_s) dan (2) Kinerja Batas Ultimate struktur (Δ_M)

Kinerja Batas Layan Struktur (Δ_s) harus dihitung dengan Syarat Pemodelan di Butir 2.7. akibat beban gempa nominal, sedangkan Kinerja Batas Ultimate struktur (Δ_M) yang merupakan penyimpangan inelastik maksimum akibat beban gempa rencana didapat dengan mengalikan Δ_s dengan suatu faktor pengali $\xi = 0,7 R$ untuk gedung beraturan.

Pada disain struktur tahan gempa, simpangan Δ_M antar tingkat tidak boleh melampaui 0,02 kali tinggi tingkat yang bersangkutan untuk

membatasi kemungkinan terjadinya keruntuhan struktur gedung yang dapat menimbulkan korban jiwa manusia. Batas ini ditetapkan di SNI 1726 Ps 8.2.2. Perlu dicatat, tidak seperti di UBC, SNI 1726 membatasi kinerja batas layan struktur antar tingkat tidak boleh melampaui 0,03/R kali tinggi tingkat atau 30 mm, berlaku nilai yang lebih kecil. Pembatasan ini dimaksud untuk mencegah terjadinya pelelehan baja dan peretakan beton yang berlebihan.

2.10. Kompatibilitas Deformasi

SNI 1726 Ps 5.2.2* juga mengatur komponen sistem rangka pemikul momen (SRPM) yang tidak merupakan sistem pemikul beban lateral (gempa). Sistem jenis SRPM ini harus direncanakan kuat terhadap simpangan sistem struktur akibat gempa rencana sebesar $\Delta_M = R \Delta_s / 1,6$. Hal ini dimaksud agar SRPM tersebut tetap stabil memikul beban gravitasi walau ada simpangan batas tersebut di Butir 2.9 di atas.

2.11. Prosedure Analisa Dinamis

Pedoman analisa dinamis untuk perencanaan struktur gedung tidak beraturan telah dikembangkan di SNI 1726 Ps 7.

Khususnya, SNI 1726 Ps.7.3 memberi persyaratan eksplisit untuk analisa respons dinamik riwayat waktu.

Juga penting dicatat bahwa jika digunakan nonlinier analisa time-history, menurut UBC 1631.6.3.2, disain dari SPBL wajib dikaji ulang (review) oleh tim ahli. []

Catatan:

* Untuk selanjutnya sebutan Ps berarti suatu Pasal dari SNI 1726 dan sebutan Pasal berarti suatu Pasal dari SNI 2847.

Bab III

Perubahan Utama Dalam Tata Cara Perencanaan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung (SNI 2874)

3.1. Pendahuluan

Uraian dalam bab berikut ini memuat beberapa perubahan pedoman desain struktur beton bertulang tahan gempa yang bersifat mendasar dibanding SNI lama, antara lain sebagaimana di uraikan secara singkat dalam 11 butir berikut ini.

3.2. Kombinasi Beban

Ketentuan disain gempa SNI 2847 memakai dasar disain kekuatan batas dan bukan disain tingkat layan (elastis).

SNI 2847 Pasal 11 mengatur kombinasi beban (yang diambil dari ACI 318-2002 Section 9.2) seperti tercantum pada Tabel 3.1. Nampak sekali bahwa faktor-faktor beban kedua peraturan telah mengalami perubahan besar.

Tabel. 3.1.
Perbandingan Kombinasi Beban menurut SNI 1726 baru dan lama

| SNI 2847 Baru | SNI 2847 Lama |
|--|--|
| 1,4 D | 1,2 D + 1,6 I (3.2-1) |
| 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (A atau R) | 0,75 (1,2 d + 1,6 I + 1,6 w) (3.2-2) |
| 1,2 D + 1,0 L + 1,6 W + 0,5 (A atau R) | 0,9 D + 1,3 W (3.2-3) |
| 0,9 D + 1,6 W | 1,05 (D + L _R ± E) (3.2-4a) |
| 1,2 D + 1,0 L + 1,0 E | 0,9 (D ± E) (3.2-4b) |
| 0,9 D + 1,0 E | |

Beban gempa nominal E dalam kombinasi beban pada SNI 2847 ini, memakai beban berfaktor = 1,0 karena E adalah beban ultimate.

3.3. Jenis Struktur untuk Daerah Dengan Resiko Menengah

Untuk memikul gaya-gaya akibat gempa di daerah dengan resiko gempa menengah, yaitu Wilayah Gempa (WG) 2,3 dan 4 menurut SNI 2847 Pasal 23.2 (1(3)), harus digunakan:

- Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM) atau Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)
- Sistem Dinding Struktur Biasa (SDSB) atau Sistem Dinding Struktur Khusus (SDSK).

Penjelasan lebih lanjut mengenai hal ini akan diberikan di Butir 5.2.

3.4. Jenis Struktur untuk Daerah dengan Resiko Gempa Tinggi

Daerah dengan resiko gempa tinggi yaitu WG 5 dan 6, sesuai SNI 2847 Pasal 23.2 (1(4)) untuk memikul gaya-gaya akibat gempa harus menggunakan:

- SRPMK atau
- Sistem SDSK dan diafragma serta rangka batang sesuai dengan Pasal 23.2 sampai dengan 23.8. Lihat juga Butir 5.2.

3.5. Kompatibilitas Deformasi

Deformasi kompatibiliti yang dituntut SNI 2847 Pasal 23.9 merupakan revisi berdasarkan hasil observasi dari kejadian gempa di Northridge tahun 1994.

Semua elemen yang didisain bukan bagian dari Sistem Pemikul

Beban Lateral (SPBL) dituntut didisain dan atau didetail sesuai SNI 2847 Pasal 23.9 untuk tetap dapat menahan beban gravitasi setelah elemen elemen tadi mengikuti deformasi dari SPBL akibat gaya gempa rencana.

Deformasi yang dipilih adalah simpangan sebesar $R\Delta_s/1.6$ sebagaimana dijelaskan di Butir 2.10 tentang Kompatibilitas Deformasi.

Sebagai catatan, kekakuan geser elemen beton yang merupakan bagian dari SPBL harus memakai syarat pemodelan yang telah dijelaskan di Butir 2.7, namun sebaliknya yang non SPBL kekakuannya harus dianggap nol dan $P-\Delta$ efek harus diperhitungkan sesuai topic bahasan tentang simpangan batas tersebut di Butir 2.9.

3.6. Pemakaian Probabel Kekuatan Momen Max, M_{pr}

Untuk menaksir gaya geser rencana V_e yang bekerja dimuka hubungan balok kolom (HBK) dari suatu SRPMK baik di ujung-ujung balok (lihat Pasal 23.3 (4(1))) maupun dikolom (lihat Pasal 23.4 (5(1))) harus dicapai dengan menggunakan M_{pr} di muka HBK dengan asumsi terjadi tegangan tarik tulangan memanjang sedikitnya $1,25 f_y$ dengan $\phi = 1$. Khusus untuk kolom (yang kena beban aksial $> A_g f_c/10$), M_{pr} adalah nilai momen balans dari diagram interaksi yang dipakai (lihat contoh di Bab 8), bukan pakai M_{u_k} dan M_{u_k} seperti pada SNI lama.

3.7. Pedoman Perhitungan Kuat Lentur Kolom pada SRPMK

Untuk menentukan nilai kuat lentur ini SNI T15 Ps. 3.14.4 menetapkan kombinasi rumus kuat lentur minimum dan gaya aksial yang bekerja. Dalam hal ini SNI 2874 Pasal 23.4. hanya menentukan syarat $\Sigma M_c > \frac{6}{5} \Sigma M_g$ dimana ΣM_c adalah jumlah kuat momen nominal kolom diatas dan bawah muka HBK yang dihasilkan oleh diagram interaksi oleh beban aksial berfaktor terkecil konsisten dengan arah beban lateral (lihat contoh di Bab. 8) ΣM_g adalah jumlah kuat momen nominal dari balok-balok di muka HBK. (termasuk kontribusi tulangan di lebar efektif balok T).

3.8. Hubungan Balok Kolom (HBK) dari SRPMK

Penentuan penulangan HBK di SNI 2847 Pasal 23.5 mengalami banyak penyederhanaan. Bila SNI T15 mencantumkan sampai 12 rumus untuk menentukan tulangan vertical (A_{v_u}) dan tulangan horizontal A_{jh} ,

maka di SNI 1726 Pasal 21.5 menentukan bagian dari tulangan transversal di ℓ_0 yang diteruskan kedalam HBK tergantung pada besar kuat geser nominal di HBK yang diciptakan oleh jumlah balok melintang yang menyatu/mengekang HBK (lihat SNI 2847 Pasal 23.5(3(1)))

3.9. Pedoman disain SRPMM

Pedoman disain SRPMM di SNI 2847 jauh lebih sederhana dari yang ditentukan dalam disain struktur rangka dengan tingkat daktilitas 2 (terbatas) di SNI 1746-1989. Prinsip yang dianut oleh SNI 2847 adalah, pertama semua komponen struktur SRPMM tidak boleh runtuh oleh geser dengan menjamin kuat geser komponen lebih kuat dari kuat lentur nominalnya dan, yang kedua, menjamin tiap ujung komponen SRPMM baik balok maupun kolom tersedia cukup confinement/pengekangan dengan s_{max} tertentu. Tidak ada ketentuan khusus penulangan untuk HBK.

3.10. Sambungan Las dan Sambungan Mekanis

Persyaratan baru untuk sambungan las dan sambungan mekanis telah diperkenalkan dalam SNI 2847 Pasal 23.2

Dalam WG 3 s/d 6, sambungan las baja A 615 M atau baja A706M tidak boleh digunakan dalam daerah sendi plastis, juga tidak dalam jarak setinggi balok baik pada kedua sisi sendi plastis maupun dalam joint (hubungan).

Dua tipe sambungan mekanik didefinisikan dalam SNI 2874 Pasal 23.2(6). Dalam Sambungan Tipe 1, sambungan mekanis harus memenuhi persyaratan SNI 2847 14.14(3(2)). Sedang dalam sambungan Tipe 2 sambungan mekanis harus sesuai dengan SNI 2847 14.14(3(2)) dan harus lebih kuat daripada tulangan yang disambungkan.

Di WG 1 dan 2, Sambungan Tipe 1 diizinkan boleh ditempatkan dimana saja dalam elemen, namun untuk WG 3, 4, 5 dan 6 Sambungan Tipe 2 ditentukan boleh diletakkan pada daerah yang kemungkinan terjadi sendi plastis atau sejauh 2 kali tinggi balok dari muka kolom. Sambungan Tipe 2 boleh ditempatkan di lokasi mana saja.

11. Dinding Struktural Khusus (DSK)

SNI 2874 Pasal 23.6 mengenai Dinding Struktural Khusus (DSK) meniadakan pedoman baru antara lain;

Hanya mengatur disain DSK (Pasal 23.6) dan Dinding Struktural Biasa (Pasal 16);

Tersedia batas Kuat Geser Nominal (Rumus 127);

Tersedia nilai c (Rumus 128) yang perlu Komponen Batas (KB) atau pendetailan; disediakan pedoman panjang KB (Pasal 23.6(6(4)));

Tersedia batas tahanan geser nominal segmen segmen dinding horizontal (Pasal 23.6 (4(5)));

Tersedia pedoman tulangan transversal baik untuk daerah KB (Pasal 23.6.(6(4))) maupun yang tidak perlu KB (Pasal 23.6(6(5a))).

12. Balok Perangkai (BP)

SNI 2847 Pasal 23.6 (7) mengatur pedoman disain BP antara lain berikut;

Ketentuan BP yang perlu tulangan diagonal;

Tahanan geser nominal V_n yang memakai tulangan diagonal (Rumus 129);

Pedoman tulangan transversal dari kelompok tulangan diagonal;

Kontribusi tulangan diagonal pada kuat lentur nominal DSK. []

Bab IV

Pemilihan Kriteria Disain

4.1. Pendahuluan

Pada Bab ini akan dibahas pokok-pokok pedoman syarat umum analisa dan disain bangunan yang terkena beban gempa sesuai ketentuan SNI baru. Pertama disajikan kombinasi beban berfaktor untuk metode disain kekuatan batas yang diatur dalam SNI 2847 Pasal 23 (SNI 1726 tidak mengatur ini, tapi hanya memberikan prinsip-prinsipnya saja).

Kemudian diberikan beberapa esensi ketentuan umum disain gempa yang ada di Bab 4 SNI 1726, dan dilanjutkan dengan ciri-ciri ketentuan disain berupa prosedur dan batasan untuk disain struktur dengan mempertimbangkan wilayah gempa, jenis tanah setempat, kategori gedung atau *occupancy*, konfigurasi, sistem struktur, tinggi bangunan dan lainnya yang akan didiskusikan berikut ini.

4.2. Kombinasi Beban Berfaktor

SNI 2847 Pasal 11.2 menentukan kombinasi beban sesuai yang dipakai oleh ACI 2002. *Load Factor* lama untuk E memakai nilai 1,4. Kini diganti 1,0, karena peraturan baru telah memakai beban gempa

berupa beban batas. Pada Tabel. 4.1. diperlihatkan kombinasi beban yang tercantum di Pasal 11.2

Tabel. 4.1.
Kombinasi Beban

| # Rumus | Beban Kombinasi |
|---------|---|
| (4) | $\mu = 1,4 D$ |
| (5) | $\mu = 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (A \text{ atau } R)$ |
| (6) | $\mu = 1,2 D + 1,0 L + 1,6 W + 0,5 (A \text{ atau } R)$ |
| (7) | $\mu = 0,9 D + 1,6 W$ |
| (8) | $\mu = 1,2 D + 1,0 L \pm 1,0 E$ |
| (9) | $\mu = 0,9 D \pm 1,0 E$ |

Dalam hal ini, E sama dengan nilai V tersebut di Pasal 6.1.2 SNI 1726.

Untuk komponen struktur (kolom) yang menahan sistem struktur (misalkan dinding struktur) yang tidak menerus, maka E pada rumus (8) dan (9) harus diganti dengan $V_m = fV$ (rumus (38)) dimana f diambil dari kolom 5 Tabel 3 SNI 1726.

Sekedar diketahui, UBC mengatur nilai E di section 1630.1.1, dimana $E = n E_h + E_v$, dengan n = factor redundancy struktur, $E_h = V$ dan E_v = beban vertical gempa.

4.3. Wilayah Gempa (WG)

Seperti telah disampaikan sebelumnya, SNI 1726 telah membagi Indonesia dalam 6 Wilayah Gempa (WG) sebagai mana ditunjukkan dalam SNI 1726 Gambar 1. Gambar ini disusun berdasarkan atas 10% kemungkinan gerak tanah oleh gempa rencana dilampaui dalam periode 50 tahun, yang identik dengan periode ulang rata-rata 500 tahun.

Wilayah Gempa ini dicirikan oleh nilai Percepatan Puncak Efektif Batuan Dasar (PPEBD) di masing-masing wilayah, dan dinyatakan dalam fraksi dari konstanta gravitasi (g). Seperti yang tertera di SNI 1726 Gambar 1, WG 1 adalah wilayah kegempaan paling rendah dengan PPEBD = 0,03g. Sedangkan wilayah gempa 6 menyandang wilayah kegempaan tertinggi dengan PPEBD = 0,30g (PPEBD = PGA tersebut di Butir 4.4).

4.4. Hubungan Wilayah Gempa dan Resiko Gempa

SNI 2847 maupun SNI 1726 tidak mengatur hubungan Resiko Gempa (RG) dan Wilayah Gempa (WG), namun bila besaran PPEBD atau Peak Ground Acceleration (PGA) Zone ACI/UBC dipakai sebagai penentuan hubungan RG dan WG untuk SNI 2847, maka akan diperoleh hubungan seperti ditunjukkan pada Tabel 4.2.

Tabel 4.2.
Ketentuan Resiko Gempa ACI/UBC dan SNI 2847

| Code | Resiko Gempa | | |
|----------|---------------|---------------------|---------------------|
| | LOW | Moderate | High |
| ACI | Zone 0 & 1 | Zone 2 A & 2 B | Zone 3 & 4 |
| UBC | PGA = 0,075 g | PGA = 0,15 – 0,20 g | PGA = 0,30 – 0,40 g |
| SNI 2847 | Rendah | Menengah | Tinggi |
| SNI 1726 | WG 1 | WG 2,3 & 4 | WG 5 & 6 |
| | PGA = 0,03 | PGA = 0,10 – 0,20 g | PGA = 0,25 – 0,30 g |

Tabel ini menyimpulkan, RG “low” yang menurut ACI/UBC berpotensi terjadi PGA = 0,075 g dapat diidentikkan untuk struktur yang berada di WG 1 dengan kemungkinan PGA ∞ 0,030 g.

Dengan asumsi yang sama, RG “moderat” dapat disamakan untuk struktur di Indonesia WG 2,3 dan 4 yang berpotensi terkena PGA berkisar antara 0,10 sampai dengan 0,20 g. Sedangkan RG “high” dikenakan pada struktur di WG 5 dan 6 yang terkena PGA sebesar 0,25 – 0,30 g.

WG 2 dimasukkan ke dalam resiko gempa moderate mengingat bangunan yang berada di atas tanah lunak dapat memiliki Faktor Respons Gempa C_p , sebesar 0,5 (lihat gambar 2) seperti yang terjadi pada bangunan di WG 3 yang berada di atas lapisan tanah sedang.

4.5. Ketentuan Umum Syarat Pendetailan

Bila hubungan RG dan WG pada Tabel 4.2 untuk SNI 2847 dan SNI 1726 dapat disepakati, maka syarat-syarat detailing sesuai SNI 2874 dapat disimpulkan seperti diperlihatkan pada Tabel. 4.3.

Tabel. 4.3.
Perencanaan dan Syarat Pendetailan

| Resiko Gempa | Wilayah Gempa | Berlaku SNI 2847 Pasal | | |
|--------------|---------------|--|--|--|
| | | 3 s/d 20 Syarat Umum | 3 s/d 20 + 23.10 Syarat Moderat | 3 s/d 20 + 23.2 s/d 8 Syarat Khusus |
| Rendah | 1 | SRPM*; Rangka Plat Kolom, dan Dinding Struktur | ----- | ----- |
| Menengah | 2,3 & 4 | Dinding Geser | Rangka Balok-Kolom dan Rangka Plat kolom | ----- |
| Tinggi | 5 & 6 | ----- | ----- | Rangka Balok Kolom, Dinding Struktur |

* SRPM = Sistem Rangka Pemikul Momen

Catatan :

- Syarat di atas hanya berlaku untuk bagian struktur pemikul beban lateral
- Di daerah resiko gempa menengah dan tinggi, Pasal 23.9 harus dipenuhi oleh bagian struktur yang tidak direncanakan memikul beban lateral. (lihat Butir 4.20).

Tabel 4.2. mengilustrasikan ketentuan umum yang terdapat di SNI 2847 Pasal 23.2, berisi pedoman berikut:

1. Untuk daerah dengan RG Rendah (WG 1) berlaku SNI 2847 Pasal 3 s/d 20 (Syarat Umum).
2. Untuk daerah dengan RG Menengah (WG 2,3 dan 4) berlaku SNI 2847 Pasal 3 s/d 20 ditambah Pasal 23.10 yang berupa pendetailan menengah/moderat.
3. Untuk daerah dengan RG Tinggi (WG 5 dan 6) berlaku selain SNI 2847 Pasal 3 s/d 20 ditambah Pasal 23.2 s/d 23.8 yang merupakan pendetailan khusus.

Perlu diketahui bahwa sesuai Pasal 23.2.1.3 untuk struktur pemikul beban gempa di WG Menengah, boleh memakai SRPMK dan atau Dinding Struktur Khusus asalkan dilengkapi pendetailan khususnya.

4.6. Jenis Tanah Setempat

Perambatan gelombang PPEBD melalui lapisan tanah di bawah bangunan diketahui dapat memperbesar gempa rencana di muka tanah, tergantung pada jenis lapisan tanah. Karena itu SNI 1726 telah menetapkan jenis-jenis tanah tersebut dalam Tabel 4 yaitu Tanah Keras, Tanah Sedang, Tanah Lunak dan Tanah Khusus yang identik dengan jenis tanah versi UBC berturut turut S_c , S_D , S_E dan S_F . Tanah Khusus didefinisikan sebagai profil jenis tanah sebagai mana dijelaskan lebih lanjut di Ps. 4.6.4.

4.7. Katagori Gedung

Pada setiap bangunan harus dikenal masuk dalam katagori salah satu dari 5 katagori gedung tersebut di SNI 1726 Tabel 1. Kolom 5 tabel ini mencantumkan faktor utama I yang dipakai untuk menghitung beban gempa nominal (V) pada SPBL. Tabel 1 ini mencantumkan pula I_1 dan I_2 yang menurut penjelasan di A.1.1.1 dan 1.1.2. pemakaiannya tergantung pada umur pakai bangunan yang didisain.

Perlu diketahui, bahwa SNI 1726 Ps. 10.5 mengatur pula faktor utama P yang dipakai pada penentuan beban gempa nominal F_p untuk perencanaan unsur sekunder, unsur arsitektur dan instalasi mesin/listrik.

4.8. Konfigurasi Struktur Gedung

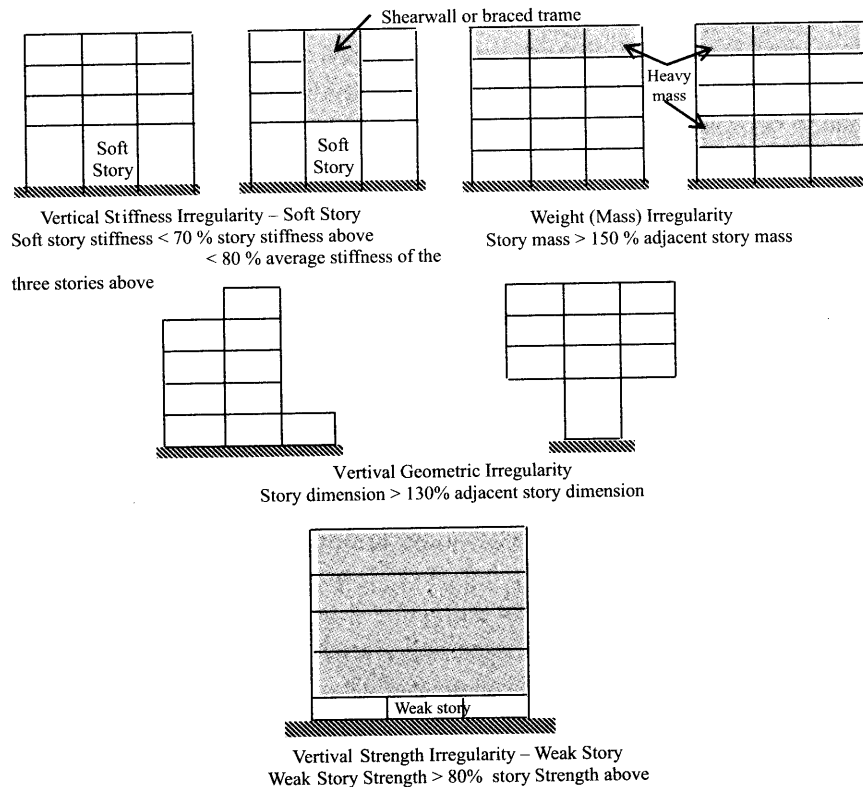
Keteraturan (beraturan atau tidak) atau konfigurasi gedung akan sangat mempengaruhi kinerja gedung sewaktu kena gempa rencana, karena itu struktur gedung dibedakan dalam dua golongan yaitu yang beraturan dan yang tidak berdasarkan konfigurasi denah dan elevasi gedung.

Pada SNI 1726 Ps. 4.2.1 mengatur 9 tipe struktur gedung yang beraturan kemudian Ps. 4.2.2 menetapkan struktur yang tidak memenuhi Ps. 4.2.1 dianggap sebagai struktur gedung tidak beraturan. Analisa gedung beraturan dapat dilakukan berdasarkan analisis statik ekuivalen tersebut pada Ps. 6, sedangkan yang tidak, pengaruh gempa rencana harus ditinjau sebagai pengaruh pembebanan dinamik, sehingga analisisnya harus dilakukan berdasarkan analisis respons dinamis tersebut pada Ps. 7.

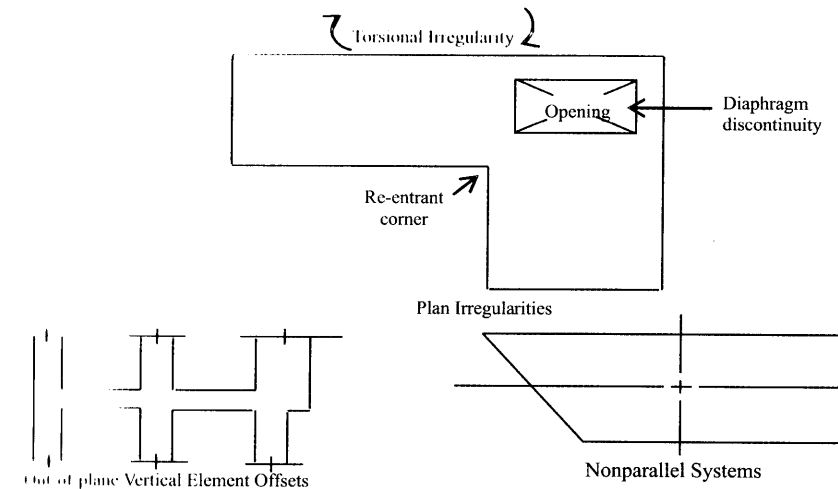
Pengalaman gempa-gempa Lain menunjukkan, struktur gedung yang tidak beraturan cenderung mengalami kerusakan berat dibanding

yang memiliki konfigurasi teratur.

Untuk memudahkan pemahaman ini mungkin dapat diperoleh dari sistematika UBC yang menetapkan berbagai tipe ketidakaturan struktur tersebut, yaitu UBC Tabel 16 – L, yang menyajikan 5 tipe yang berbeda-beda ketidakaturan vertical struktur (lihat Gambar 4-1), dan Tabel 16-M yang menetapkan 5 tipe yang berbeda-beda ketidakaturan denah struktur (lihat Gambar 4-2.) Kemudahan jenis perlakuan khusus disain di UBC ini diperoleh pula oleh adanya petunjuk nomor pasal pedoman yang tertulis disamping tiap tipe ketidak keteraturannya.



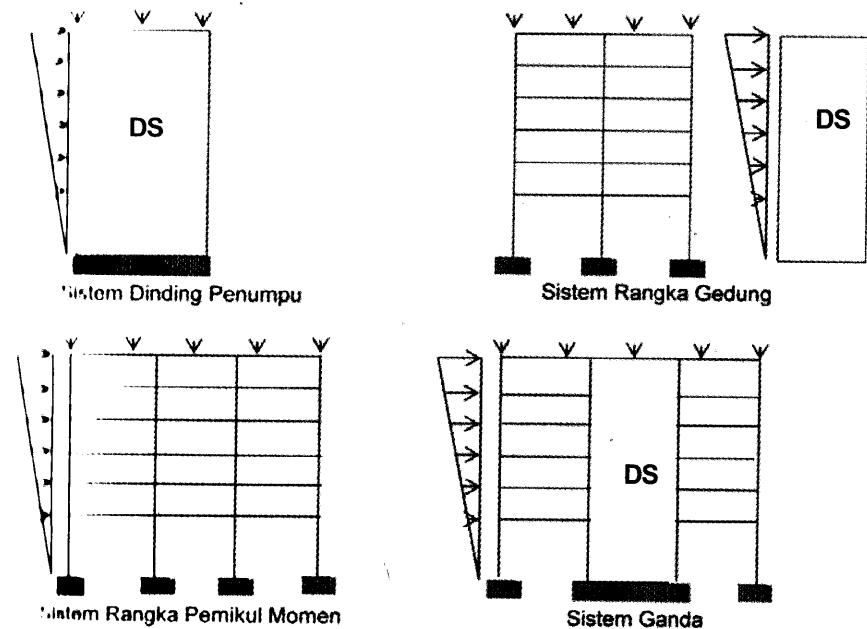
Gambar 4-1
Ketidak teraturan vertical struktur versi UBC 1997



Gambar 4.2
Ketidak teraturan Denah Struktur versi UBC 1997

4.9 Sistem Struktur

Dasar sistem struktur utama yang tercantum dalam SNI-1726 Tabel 4.1.1 diilustrasikan di Gambar 4-3.



Gambar 4-3
Sistem Struktur Beton Bertulang Penahan Gempa Bumi

Adapun penjelasannya sebagai berikut:

Sistem Dinding Penumpu

Dinding penumpu ini memikul hampir seluruh beban lateral, beban gravitasi juga ditahan oleh dinding ini sebagai dinding struktural (DS). Di Wilayah Gempa 5 dan 6, dinding struktural ini harus didetail khusus (DSK) sesuai SNI 2847 Pasal 23.6 (6) disamping syarat-syarat yang masih berlaku di Pasal 3 sampai dengan 20. Di Wilayah Gempa 2,3 dan 4, tidak dituntut detail spesial untuk dinding struktural ini.

Sistem Rangka Gedung

Pada sistem ini terdapat rangka ruang lengkap yang memikul beban gravitasi, sedangkan beban lateral dipikul oleh dinding struktural. Di Wilayah Gempa 5 dan 6, dinding struktural ini harus didetail sesuai SNI 2847 Pasal 23.6 (6) yaitu sebagai Dinding Struktural Beton Khusus (DSBK) di samping yang masih berlaku di Pasal 3 sampai dengan 20. Dinding struktural di wilayah gempa yang lebih rendah, tidak perlu didetail khusus.

Walau 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 di tiap lantai masih menyatu dengan dinding struktur melalui lantai-lantai.

Efek ini dinamakan "syarat kompatibilitas diformasi" yang oleh SNI 2847 Pasal 23.9 ditetapkan bahwa komponen struktur yang semula bukan merupakan SPBL harus sanggup tetap memikul beban gravitasi bila terkena diformasi lateral yang disebabkan oleh beban gempa rencana. Hal ini telah ditentukan oleh Pasal 23. 9, bahwa detail gempa khusus diperlukan untuk komponen-komponen non SPBL.

Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM)

Menurut Tabel 3 SNI-1726 tercantum 3 jenis SRPM yaitu SRPMB (B=Biasa); SRPMM (M=Menengah) dan SRPMK (K=Khusus). SRPMB tidak perlu pendetailan spesial, komponen-komponen strukturnya harus memenuhi syarat Pasal 3 sampai dengan 20 dan hanya dipakai untuk Wilayah Gempa 1. SRPMM harus memenuhi persyaratan pendetailan

di Pasal 23.8 dan Pasal sebelumnya yang masih relevan dan dipakai untuk SRPM yang berada di Wilayah Gempa 2,3 dan 4.

Sedang yang terakhir SRPMK harus dipakai di Wilayah Gempa 5 dan 6 dan harus memenuhi persyaratan disain pada Pasal 23.2 sampai dengan 23.7 disamping pasal-pasal sebelumnya yang masih berlaku. Menurut footnote Table 16-N UBC, SRPMM tidak boleh dipakai di Zone 3 dan 4 yang identik dengan WG 4 dan 5. Kiranya ketentuan ini berlaku pula untuk daerah Indonesia.

Sistem Ganda (Dual Sistem)

Tipe sistem struktur ini memiliki 3 ciri dasar. Pertama, rangka ruang lengkap berupa SRPM yang penting berfungsi memikul beban gravitasi.

Kedua, pemikul beban lateral dilakukan oleh DS dan SRPM dimana yang tersebut terakhir ini harus secara tersendiri sanggup memikul sedikitnya 25 % dari beban dasar geser nominal V.

Ketiga, DS dan SRPM direncanakan untuk menahan V secara proporsional berdasarkan kekakuan relatifnya. Di Wilayah Gempa 5 dan 6, rangka ruang itu harus didisain sebagai SRPMK dan DS harus sesuai ketentuan SNI 2874 Pasal 23.6.6) yaitu sebagai DSBK termasuk ketentuan ketentuan pasal-pasal sebelumnya yang masih berlaku.

Di WG 2,3 dan 4, SRPM harus didisain sebagai SRPMM dan DS tak perlu detailing khusus. Sedang untuk WG 1, SRPM boleh pakai Rangka Pemikul Momen Biasa juga DS pakai DS Beton Biasa.

Disamping 4 tipe sistem struktur tersebut, SNI-1726 juga mengenalkan 3 tipe sistem struktur lain, namun publikasi ini membatasi pada penjelasan 4 tipe tersebut saja.

Di SNI 1726 Tabel 3 kolom 4 tercantum Rm yang merupakan nilai factor Reduksi Gempa, R, maximum. R ini adalah ratio V_e/V , dimana arti V_e adalah beban yang dapat direspon oleh struktur berperilaku elastis sepenuhnya sedangkan V sesuai SNI 2847 Pasal 23.2 (1) adalah beban gempa nominal yang telah ditentukan berdasarkan disipasi energi pada rentang nonlinier dari respon struktur yang bersangkutan.

Melihat R selalu > 1 , berarti semua struktur akan selalu didisain dengan beban gempa $< V_e$. Hal ini ditempuh untuk memperoleh struktur yang ekonomis dan disain yang praktis. Namun kesepakatan ini harus diikuti oleh ketentuan bahwa struktur yang didetail secara tepat harus dapat

memberikan respond secara inelastis dan sanggup memencarkan kelebihan energi gempa tanpa menimbulkan keruntuhan struktur.

Nilai R lebih besar dengan demikian berarti struktur yang bersangkutan memiliki kemampuan berdeformasi secara inelastis lebih tinggi dan kemampuan memencarkan energi lebih besar.

4.10. Perencanaan Struktur Gedung

SNI 1726 menyediakan prosedur statik maupun dinamis untuk menentukan beban gempa minimum pada SPBL. Pada prinsipnya semua struktur boleh didisain sesuai prosedur dinamis tersebut di Ps. 7. Namun harus diingat, struktur yang tidak memenuhi Ps. 4.1.2, ditetapkan sebagai struktur tidak beraturan, dengan demikian pengaruh gempa rencana harus dianalisis berdasarkan salah satu dari prosedur dinamis yang ada di Ps. 7. Sedang untuk struktur yang beraturan dibolehkan memakai beban gempa nominal ekuivalen yang ditetapkan di Ps. 6.1.

4.11. Beban Gempa

Sementara untuk struktur gedung beraturan beban gempa nominal (V) akibat gempa rencana dalam arah masing-masing sumbu utama denah struktur yang terjadi di tingkat dasar, dihitung dengan rumus Ps. 6.1.2 berikut:

$$V = \frac{C_1 I}{R} W_t$$

dimana C_1 adalah nilai Faktor Respons Gempa yang didapat dari spektrum Respons Gempa Rencana di SNI 1726 Gambar 2 untuk waktu getar alami fundamental T . Faktor Keutamaan I telah dijelaskan di Butir 4.7, dan W_t adalah total beban gravitasi ($D + L$). C_1 adalah suatu faktor yang tergantung pada lokasi Wilayah Gempa dan jenis lapisan tanah yang berada di bawah gedung yang didisain (lihat Butir 4.6). Sedangkan nilai R harus diambil dari Tabel 3 SNI 1726 sesuai sistem struktur yang akan dipakai. Beban L boleh direduksi sesuai SNI 03-1727-1987 atau yang telah direvisi, dimana beban L untuk perhitungan W_t dikenai koefisien reduksi sebesar 0,30.

4.12. Syarat Kekakuan Komponen Struktur (Syarat Pemodelan)

Pengaruh retak-retak pada komponen-komponen struktur akibat beban gempa juga harus diperhitungkan pada analisa struktur untuk distribusi beban, dan perhitungan Kinerja Batas Layan (atau Δ_s menurut UBC). Baik pada SNI 2847 (lihat Pasal 12.11.1) maupun SNI-1726 (Ps. 5.5.1) keduanya menentukan momen inersia penampang komponen-komponen struktur utuh (I_g) harus dikalikan dengan suatu persentase efektivitas penampang < 1 .

Nampaknya antara kedua peraturan tersebut dalam menentukan persentase efektivitas terjadi sedikit perbedaan, dalam hal ini baiknya diikuti pedoman SNI 2847 saja yang memakai presentasi efektivitas penampang sama dengan pedoman ACI 1999.

4.13. Pengaruh $P - \Delta$

Semua struktur akibat beban lateral akan melentur kesamping (Δ), begitu juga akibat beban gempa. Δ ini akan menimbulkan momen sekunder (disebut pengaruh $P-\Delta$) oleh beban gravitasi yang titik tangkapnya menyimpang ke samping dan dengan demikian terjadi beban momen tambahan pada komponen-komponen kolom. Pada SNI 1726 Ps. 5.7 ditetapkan, struktur gedung yang bertingkat lebih dari 10 lantai atau 40 m, harus diperhitungkan terhadap pengaruh $P - \Delta$ tersebut.

Ketentuan ini berbeda dengan pedoman UBC Section 1630.1.3 yang menetapkan bila ratio momen sekunder terhadap momen primer $> 0,1$, maka pengaruh $P-\Delta$ harus diperhitungkan. Untuk Zone 3 dan 4 (identik dengan WG 5 dan 6) pengaruh $P-\Delta$ tak perlu diperhitungkan bila $\Delta_s \leq 0,02$ hi/R. Sudah barang tentu struktur yang fleksibel yang memiliki R lebih besar akan berkemungkinan lebih besar terkena peraturan $P\Delta$ ini.

4.14. Waktu Getar Alami Fundamental (T_1)

Di SNI 1726 diatur perhitungan T_1 dengan ketentuan baru sebagai berikut:

- Ps. 6.2.2 menyebut T_1 harus ditentukan dengan rumus-rumus empiris.
- Ps. 5.6 mensyaratkan T_1 harus lebih kecil dari ξ_n untuk mencegah penggunaan struktur gedung yang terlalu fleksibel. Nilai ξ_n tercantum

di Tabel 8 tergantung lokasi Wilayah Gempa.

- c. Nilai T_1 dari hasil rumus empiris tidak boleh menyimpang lebih dari 20 % dari nilai T_1 yang dihitung dengan rumus Rayleigh tersebut di Ps. 6.2.1

Untuk diketahui, bila SNI 1726 tidak menentukan rumus empiris untuk menghitung T_1 , maka UBC 1997 Pasal 1630.2.2. mengenalkan rumus empiris tersebut (Method A) kemudian mengendalikan hasil Method A itu dilakukan oleh formula Rayleigh (Method B).

4.15. Distribusi dari V

Beban geser dasar nominal V yang diperoleh menurut Ps. 6.1.2 harus dibagikan sepanjang tinggi struktur gedung menjadi beban-beban gempa nominal statik ekuivalen F_i yang menangkap pada pusat masa lantai tingkat ke-i menurut rumus :

$$F_i = \frac{W_i z_i}{\sum_{i=1}^n W_i z_i} V \dots\dots (27)$$

Namun, bila rasio antara tinggi struktur gedung terhadap ukuran denahnya yang searah dengan beban gempa ≥ 3 , maka 0,1 V harus lebih dahulu dianggap sebagai beban horizontal terpusat yang menangkap pada pusat masa lantai paling atas, baru kemudian sisa 0,9 V harus dibagikan sepanjang tinggi struktur gedung seperti pada rumus (27).

Catatan: UBC Section 1630.5 menentukan pemakaian beban terpusat dilantai tingkat teratas tidak berdasarkan ratio yang ≥ 3 , tapi berdasarkan $T_1 \leq 0,7$ sec. juga besarnya beban terpusat ditentukan oleh rumus $F_t = 0,07 T_1 V$ yang tidak perlu lebih dari 0,25 V. Pada $T_1 \leq 0,7$; F_t dianggap = 0

4.16. Eksentrisitas Rencana e_d

SNI 1726 mengatur e_d ini di Pasal 5.4.3 dan 5.4.4 sebagai berikut :

Antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat (e) harus ditinjau suatu eksentrisitas rencana e_d . Bila ukuran horizontal terbesar denah struktur gedung pada lantai tingkat itu, diukur tegak lurus pada arah

pembebanan gempa, dinyatakan dengan b, maka eksentrisitas rencana e_d harus ditentukan sebagai berikut :

untuk $0 < e \leq 0,3 b$:

$$e_d = 1,5 e + 0,05 b \quad (21)$$

atau

$$e_d = e - 0,05 b \quad (22)$$

dan dipilih di antara keduanya yang pengaruhnya paling menentukan untuk unsur atau subsistem struktur gedung yang ditinjau :

untuk $e > 0,3 b$:

$$e_d = 1,33 e + 0,1 b \quad (23)$$

atau

$$e_d = 1,17 e - 0,1 b \quad (24)$$

dan dipilih di antara keduanya yang pengaruhnya paling menentukan untuk unsur atau subsistem struktur gedung yang ditinjau.

Dalam perencanaan struktur gedung terhadap pengaruh Gempa Rencana, eksentrisitas rencana e_d antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat menurut Ps. 5.4.3. harus ditinjau baik dalam analisis statik, maupun dalam analisis dinamik 3 dimensi.

4.17. Pembatasan Penyimpangan Lateral

Pada SNI 1726 Ps. 8, simpangan antara tingkat akibat pengaruh gempa nominal dibedakan dua macam:

- Kinerja Batas Layan (KBL) struktur gedung yang besarnya dibatasi

$$\leq \frac{0,03}{R} h_i \text{ atau } \leq 30 \text{ mm}$$

Pembatasan ini bertujuan mencegah terjadinya pelepasan baja dan peretakan beton yang berlebihan disamping menjaga kenyamanan penghuni.

- Kinerja Batas Ultimit (KBU) struktur gedung akibat gempa rencana untuk struktur gedung beraturan dibatasi sebesar $\leq 0,7 R \times (KBL)$ atau $\leq 0,02 h_i$

Pembatasan ini bertujuan membatasi kemungkinan terjadi keruntuhan struktur yang dapat menimbulkan korban jiwa manusia dan untuk mencegah benturan berbahaya antar gedung. Tersedia pula batas KBU untuk struktur tak beraturan.

Untuk diketahui, UBC juga menetapkan dua macam simpangan yaitu Δ_s yang identik dengan KBL dan Δ_M yang sama dengan KBU, namun UBC tidak memberi batasan pada Δ_s yang nampaknya hanya dipakai untuk menentukan rumus $\Delta_M = 0,7 R \Delta_s$ dan batasan interstory drift yang harus memperhitungkan pengaruh $P\Delta$ (lihat bahasan ini di Butir 4.13)

4.18. Pengaruh Arah Pembebanan Gempa

Untuk memperhitungkan pengaruh arah gempa yang kemungkinan tidak searah sumbu utama struktur gedung, maka SNI 1726 Ps. 5.8.2 menetapkan, pengaruh pembebanan searah sumbu utama harus dianggap terjadi bersamaan dengan 30 % pengaruh pembebanan dalam arah tegak lurus pada arah utama pembebanan tadi.

UBC Section 1633.1 memberi kemudahan 2 cara menggabung 2 pengaruh pembebanan tersebut sebagai berikut :

- (1) Disain komponen dengan 100 % beban disain gempa pada satu arah ditambah 30 % beban disain gempa dari arah tegak lurus atau
- (2) Gabung pengaruh beban gempa dari 2 arah orthogonal tersebut dari hasil akar dua dari jumlah kwadrat masing-masing beban.

Perlu diketahui UBC membebaskan ketentuan beban tambahan ini bila beban aksial kolom akibat beban gempa yang bekerja pada masing-masing arah ternyata lebih kecil dari 20 % kapasitas beban aksial kolom.

4.19. Kompatibilitas Deformasi

SNI-1726 Ps. 5.2 menetapkan suatu kelompok kolom atau subsisten struktur gedung boleh dianggap tidak menjadi bagian SPBL gempa rencana, bila partisipasi memikul pengaruh gempanya adalah kurang dari 10 %.

Dalam hal ini, unsur atau subsisten tersebut selain kena beban gravitasi, juga harus direncanakan terhadap simpangan struktur akibat pengaruh gempa rencana, yaitu terhadap simpangan inelastic sebesar $R/1,6$ kali simpangan akibat beban gempa nominal (Δ_s) pada struktur gedung tersebut.

UBC Section 1633.2.4 juga mengatur ini, dengan menetapkan simpangan tadi sebesar nilai yang lebih besar dari Δ_M atau simpangan antar tingkat sebesar $0,0025 h_i$. Pada waktu menghitung penyimpangan Δ_s kekakuan dari unsur-unsur non SPBL harus diabaikan.

4.20. Komponen-Komponen Rangka Yang Tidak Direncanakan untuk Menahan Gaya Akibat Gempa Bumi

Komponen – komponen rangka jenis ini diatur oleh Pasal 23.9 yang berlaku untuk Wilayah Gempa 2 sampai 6. Komponen-komponen ini didetail tergantung pada besar momen yang timbul oleh pergeseran lateral akibat beban lateral. Persyaratan ini bertujuan agar tetap terjamin kestabilan komponen struktur tersebut oleh beban gravitasi yang bersamaan dengan timbulnya momen-momen hasil persimpangan antar tingkat (*story drift*).

Gempa Northridge pada 1994, sedikitnya meruntuhkan 2 struktur bangunan parkir yang terutama disebabkan oleh keruntuhan kolom interior yang hanya didesain untuk memikul beban gravitasi saja. Karena itu, persyaratan komponen rangka yang direncanakan bukan sebagai SPBL (disebut “Deformation Compatibility Requirements”) telah diubah secara intensif.

Berikut ini pedoman disain di Pasal 23.9 bila menghadapi kondisi beban akibat penyimpangan lateral tersebut.

- 1) Bila momen dan lintang yang timbul akibat perpindahan rencana pada Pasal 23.9 (1) dikombinasikan dengan momen dan lintang terfaktor akibat beban gravitasi dan nilainya tidak melebihi momen dan lintang rencana komponen struktur tersebut, maka berlaku

ketentuan Pasal 29.9 (2(1)) sampai dengan 23.9 (2(3)). Dalam hal ini harus digunakan kombinasi beban gravitasi $1.2 D + 1.0 L$ atau $0.9 D$, tergantung mana yang paling menentukan, Faktor beban pada L boleh direduksi menjadi 0.5 kecuali beban hidup yang $> 500 \text{ kg/m}^2$

- 2) Bila momen atau lintang akibat perpindahan rencana pada 23.9 (1) melampaui kuat lentur atau geser rencana komponen struktur tersebut, atau bila momen atau lintang akibat perpindahan rencana tidak dihitung maka ketentuan SNI 2847 29.9 (3(11)), 23.9 (3(2)), dan 23.9 (3(3)) harus dipenuhi. Untuk pemahaman pemakaian Pasal 23.9 ini dapat dilihat dicontoh perhitungan Bab 9.[]

Bab V

Syarat-syarat Pendetailan

5.1. Pendahuluan

Beban gempa nominal (V) yang ditentukan oleh SNI 1726 Pasal 6.1.2 merupakan sebagian dari beban gempa sesungguhnya ($V_e = \text{Gempa Rencana}$) yang mungkin dialami oleh suatu struktur elastis.

Pembebanan pada struktur gedung hanya sebesar V ini menganut suatu filosofi yang memandang tidak ekonomis untuk mendesain struktur secara elastis dengan beban V_e , namun demikian diharapkan struktur tersebut boleh rusak tapi tak boleh runtuh. Untuk itu struktur harus didetail secara tepat agar kelebihan energi gempa itu dapat diserap oleh struktur yang bersangkutan dalam bentuk deformasi plastis.

Menurut SNI 2847 Pasal 23.2, tingkat resiko gempa (RG) dibedakan dalam rendah, menengah dan tinggi. Resiko gempa ini ditentukan berdasarkan probabilitas sama akan resiko kerusakan, dan dihubungkan dengan intensitas gerakan tanah yang terjadi di berbagai wilayah gempa.

Secara umum dapat dikatakan, intensitas pendetailan akan makin ketat pada tingkat resiko gempa yang makin tinggi sebagaimana dapat diamati di Tabel 4.3. pada Bab sebelumnya.

Untuk membantu pemahaman syarat-syarat pendetailan ini, disarankan dilakukan dengan melihat contoh-contoh pemakaiannya pada Bab. 8, 9 dan 10.

5.2. Desain dan Pendetailan

a. WG 1 atau RG Rendah

Seperti tercantum di Tabel 4.3, struktur beton bertulang yang berada di WG 1 hanya perlu memenuhi persyaratan desain SNI 2847 Pasal 3 s/d 20, yaitu persyaratan umum desain konstruksi beton bertulang dan tidak ada syarat khusus pendetailan.

Persyaratan umum tersebut dipandang cukup memberikan daktilitas untuk intensitas gempa rendah. Beberapa ketentuan yang menambah daktilitas agar tahan beban gempa atau beban yang tidak biasa adalah misalkan :

Pasal 14.11.(2) : Ketentuan penjangkaran tulangan momen positif.

Pasal 13.11.(2) : Ketentuan pemasangan begel pada hubungan balok kolom.

Pasal 13.5. (5) : Ketentuan pemakaian tulangan geser minimum.

Pasal 14 : Ketentuan penjangkaran tulangan dan detail sambungan lewatan.

Pasal 9.8 : Ketentuan detail tulangan khusus untuk kolom.

b. WG 2,3 dan 4 atau RG Menengah.

Struktur beton bertulang yang berada di WG 2,3 dan 4 harus memenuhi persyaratan pendetailan menengah seperti dicatat di kolom 3 Tabel 6.1 sampai 6.5. Dengan persyaratan ini struktur akan memiliki perilaku cukup inelastik untuk menyerap beban gempa dengan RG Menengah. Ketentuan ini hanya berlaku untuk SRPM (Sistem Rangka Pemikul Momen) dan sistem pelat dua arah tanpa balok, tidak termasuk dinding struktural, yang dalam hal ini cukup didesain dengan Pasal 3 s/d 20 (Persyaratan Umum) dan dipandang cukup memiliki daktilitas pada tingkat drift yang terjadi di daerah RG Menengah.

Dari uraian ini, SNI 2847 menegaskan, pengenaan pendetailan tambahan untuk struktur yang berada di lokasi RG Menengah tergantung pada jenis sistem struktur yang dipakai.

Perlu diingat, bila memakai SPBL berupa SRPM, pendetailan moderat/menengah harus tetap diadakan walaupun besar kombinasi beban gempa tidak menentukan (misalkan *gravity load dominated frame*). Ini untuk menjamin pada SRPM memiliki minimum daktilitas, karena SRPM itu adalah satu-satunya sistem yang menahan efek dari gempa itu.

Pendetailan menengah pada sistem rangka-dinding struktural tergantung pada bagaimana beban gempa itu dikenakan pada rangka dan dinding geser tersebut.

Bila beban gempa sepenuhnya dibebankan pada dinding struktural, maka pada rangka cukup dikenai Pasal 23.9, ketentuan untuk komponen struktur non SPBL. Bila rangka-dinding struktural bekerja sebagai Sistem Ganda, maka pendetailan menengah hanya dikenakan pada rangka dari Sistem Ganda tersebut.

c. WG 5 dan 6 atau RG Tinggi

Untuk struktur beton bertulang yang berada di WG dengan RG Tinggi (kerusakan merupakan resiko utama), maka semua komponen struktur harus memenuhi syarat perencanaan dan pendetailan dari Pasal 23 (kecuali Pasal 23.10), seperti yang tercatat di kolom 2 Tabel 6.1 sampai dengan Tabel 6.5.

Bila oleh satu dan lain hal ada bagian-bagian yang tidak masuk dalam SPBL, maka bagian-bagian tadi masih harus memenuhi Pasal 23.9. Ketentuan khusus pada Pasal 23 ini dimaksud membuat struktur beton bertulang monolit dengan daktilitas secukupnya untuk merespon secara inelastik pada gerakan gempa tinggi. Perlu dicatat, sistem beton pracetak boleh dipakai asalkan memenuhi syarat UBC Pasal 1921.2.1.6 dan 1921.2.1.7.

5.3. Komponen Struktur yang tidak Direncanakan untuk Memikul Beban Gempa

Ketentuan baru ini (Pasal 23.9) diadakan berdasarkan pengalaman kegagalan struktur di Northridge di California pada 1994. Pendetailan sesuai Pasal 23.9 yang dikenakan pada komponen-komponen struktur pemikul momen ini adalah untuk menjamin tetap mampu memikul beban gravitasi pada perpindahan lateral yang diatur oleh Pasal 23.9.(1).

Pasal 23.9 ini mengakui, penyimpangan lateral akibat beban gempa rencana akan menimbulkan beban momen dan lintang pada komponen komponen non SPBL yang lebih besar. Ps. 5.2.2 menetapkan penyimpangan lateral nominal untuk tujuan analisa struktur yang dipakai menentukan syarat-syarat detailing.

SNI 2847 Pasal 23.9.2 menetapkan pula kombinasi beban batas tersendiri untuk perhitungan kuat perlu komponen struktur yang ditinjau. (lihat Butir 4.20 dan 6.8).

5.4. Faktor Reduksi Kekuatan

Sesuai Pasal 23.2(3) faktor reduksi kekuatan (ϕ) yang tercantum di Pasal 11.3(2) dapat dipakai untuk desain ini.

5.5. Kuat tekan beton

Kuat tekan beton (f'_c) sesuai Pasal 23.2. (4(1)) tidak boleh kurang dari 20 Mpa. Kuat tekan 20 Mpa atau lebih dipandang menjamin kualitas perilaku beton. Pemakaian beton ringan harus memenuhi syarat yang tercantum di Pasal 23.2.(4(2)).

5.6. Penulangan

Tulangan pada komponen struktur yang merupakan bagian dari SPBL harus memenuhi Pasal 23.2(5).[]

Bab VI

Persyaratan Pendetailan Komponen-Komponen Sistem Struktur Beton Khusus

6.1. Pendahuluan

BAB ini akan memuat ketentuan yang dianggap sebagai persyaratan minimum komponen struktur beton bertulang untuk tetap dapat bertahan oleh beban bolak-balik memasuki perilaku inelastik tanpa mengurangi kekuatannya yang berarti.

Integritas struktur dalam rentang perilaku inelastik harus dipertahankan mengingat beban gempa nominal yang ditentukan oleh SNI 1726 hanya merupakan sebagian dari beban gempa rencana. Karena itu, selisih energi beban gempa itu harus mampu disebar dan diserap oleh struktur yang bersangkutan dalam bentuk kemampuan berdeformasi secara inelastik. Kemampuan ini yang disebut sebagai kemampuan daktilitas struktur, diwujudkan dengan syarat detailing yang diatur oleh Pasal 23.

Dalam Bab ini berturut-turut disajikan syarat-syarat detailing untuk berbagai komponen struktur beton bertulang yang berada di wilayah gempa dengan resiko gempa tinggi dan di wilayah gempa menengah.

6.2. Komponen Lentur

Komponen-komponen lentur harus memenuhi Pasal 23.3 (1(1)) sampai dengan 23.3 (1(4)) agar penampangnya terbukti berkinerja baik. Tiap komponen harus cukup daktail dan cukup efisien mentransfer momen ke kolom. Perlu dicatat, kolom-kolom yang terkena momen dan hanya kena beban aksial terfaktor $< A_g f_c / 10$ boleh didesain sebagai komponen lentur.

6.2.1. Penulangan Lentur

Adapun persyaratan penulangan untuk komponen lentur yang berada di Wilayah Gempa 5 dan 6 ditunjukkan pada Gambar 6-1. Syarat momen nominal minimal di sembarang penampang komponen lentur dinyatakan dalam momen nominal pada muka kolom. Syarat ini menjamin kekuatan dan daktilitas bila terjadi lateral displasemen besar.

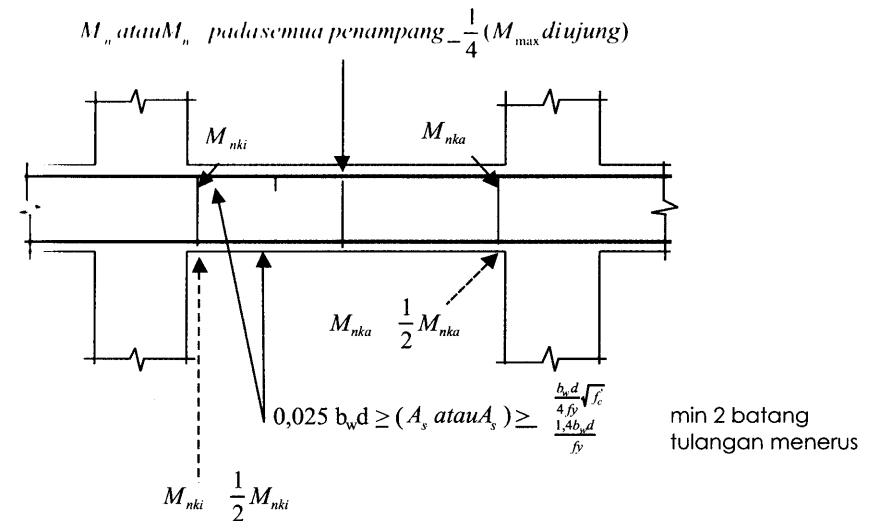
Persyaratan yang mengharuskan sedikitnya ada 2 batang tulangan menerus disisi atas maupun bawah balok, dimaksudkan untuk keperluan pelaksanaan.

Sedang persyaratan penulangan untuk komponen lentur yang berada di Wilayah Gempa Menengah (2,3 dan 4) adalah sama seperti tertera di Gambar 6-1.

Tabel 6.1
Persyaratan Komponen Lentur SRPM

| WG 5 dan 6 (SRPMK) | WG 2,3 DAN 4 (SRPMM) |
|---|--|
| Pasal 23.3 (1) Komponen lentur SRPM harus memenuhi kondisi berikut : 1. Beban aksial tekan $< A_g f_c' / 10$ 2. bentang bersih $\geq 4 d$ 3. $b_w / h > 0,3$, 4. $b_w \geq 250 \text{ mm}$ | Pasal 23.10 (2) Beban aksial tekan berfaktor $\leq A_g f_c' / 10$ |
| Pasal 23.3 (2(1)) Tulangan minimal harus sedikitnya $\frac{b_w d}{4 f_y} \sqrt{f_c'} \text{ dan } \frac{1,4 b_w d}{f_y}$ pada tiap potongan atas dan bawah, kecuali ketentuan Ps. 12.5(3) dipenuhi. | Pasal 12. 5 Persyaratan sama, kecuali tulangan minimal hanya diadakan dipotongan yang perlu tulangan tarik dari perhitungan analitis, kecuali sebagaimana ditentukan di 12.5(2), 12.5(3) dan 12.5(4) |
| Pasal 23.3 (2(1)) - Ratio tulangan $< 0,025$ | Pasal 12.3 (3) - Ratio tulangan $< 0,75 b$ |
| Pasal 23.3 (2(2)) Kekuatan momen positif di muka kolom $\geq \frac{1}{2}$ kuat momen negatif di muka kolom | Pasal 23.10 (4(1)) Kuat momen positif di muka kolom $\geq \frac{1}{3}$ kuat momen negatif di muka kolom. |
| Pasal 23.3 (2 (1)) Sedikitnya dipasang 2 tulangan diatas dan bawah di tiap potongan secara menerus. | Pasal 9.13 Pasang penulangan integritas struktur. |
| Pasal 23.3 (2(2)) Di tiap potongan sepanjang komponen tidak boleh ada kuat momen negatif maupun positif yang kurang dari $\frac{1}{4}$ kuat momen maximum yang terpasang di kedua muka kolom | Pasal 23.10 (4 (1)) Persyaratan sama, namun hanya perlu $\frac{1}{5}$ kuat momen maximum di kedua muka kolom harus ada di tiap potongan komponen. |
| Pasal 23.3 (2(3)) dan 23.3 (2(4)) SL diijinkan bila dipasang hoops atau spiral sepanjang SL, s harus $< \frac{a}{4}$ atau 100 mm. Sambungan mekanis harus memenuhi 23.2. (6) | Pasal 9.11 Harus diikat oleh sengkang sesuai Pasal 9.10 (5) |
| Pasal 23.3 (2(3)) SL tidak boleh dipasang dalam HKB dalam jarak 2 d dari muka kolom di lokasi kemungkinan terjadi sendi plastis | Tidak ada persyaratan seperti di sebelah. |

| | | |
|--------------------------------------|---|--|
| Penulangan Pengekangan / Confinement | <p>Pasal 23.3 (3(1)), 23.3 (3(2)) Hoops diperlukan sepanjang $2d$ dari muka kolom pada dua ujung komponen lentur, dengan meletakkan hoop pertama sejarak 50 mm dari muka kolom.</p> | <p>Pasal 23.10 (4(2)) Berlaku persyaratan sama kecuali boleh pakai begel dari pada hoops.</p> |
| | <p>Pasal 23.3 (3(1)) Hoops juga diperlukan sepanjang $2 \times d$ di dua sisi potongan yang momen leleh mungkin timbul berkenaan dengan lateral displacement inelastic dari rangka</p> | <p>Pasal 23.10 (4(2)) Berlaku ketentuan sama tapi pakai begel.</p> |
| | <p>Pasal 23.3 (3(2)) Dimana hoops disyaratkan, jarak s harus tidak melebihi : $d/4$, $8 \times \phi$ tulangan memanjang terkecil, $24 \times \phi$ tulangan hoops, atau 300 mm</p> | <p>Pasal 23.10 (4 (2)) Jarak maksimum s harus tidak melampaui $d/4$ $8 \times \phi$ terkecil tulangan memanjang $24 \times \phi$ begel 300 mm</p> |
| | <p>Pasal 23.3 (3(3)) Dimana hoops disyaratkan, tulangan memanjang di perimeter harus dilengkapi penahan lateral sesuai 9.10 (5 (3))</p> | <p>Pasal 9.13 Harus memenuhi tulangan khusus untuk integritas struktur biasa.</p> |
| | <p>Pasal 23.3 (3(4)) Dimana hoops tidak disyaratkan, begel dengan hooks gempa di dua ujung harus dipasang dengan $s \leq d/2$ sepanjang komponen</p> | <p>Pasal 23.8 (4(3)) Persyaratan sama kecuali hooks gempa tidak disyaratkan.</p> |
| | <p>Pasal 23.3 (4) Tulangan transversal harus pula dipasang untuk menahan gaya geser (V_e)</p> | <p>Pasal 23.10 (3) Tulangan Transversal harus pula dipasang untuk menahan gaya geser desain yang ditentukan di 23.10 (3)</p> |



Catatan : Senggang tidak diperlihatkan demi kejelasan

Gambar 6.1

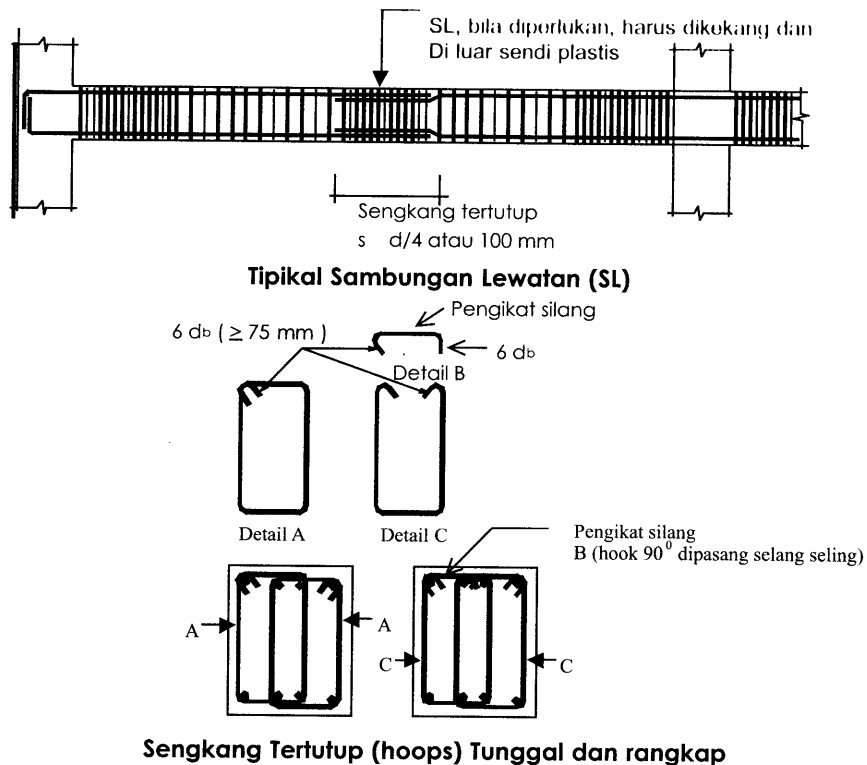
Persyaratan Penulangan Komponen Lentur di WG 5 dan 6.

6.2.2. Sambungan Lewatan (SL)

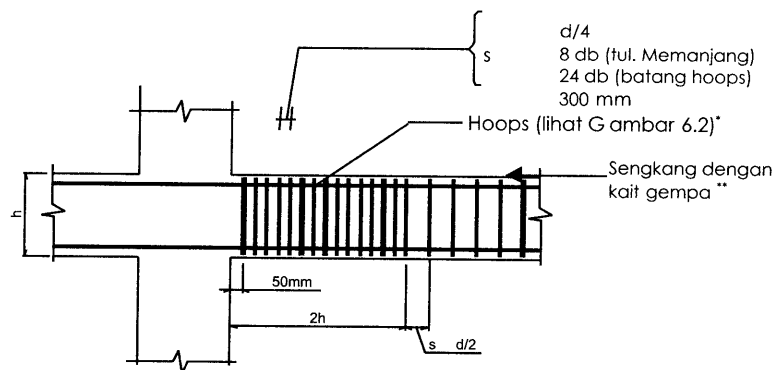
Sementara untuk sambungan lewatan (SL) harus diletakkan di luar daerah sendi plastis. Bila dipakai SL, maka sambungan itu harus di disain sebagai SL tarik dan harus dikekang sebaik-baiknya (Lihat Gambar 6.2). Pada sambungan mekanikal boleh juga dipakai dan harus memenuhi ketentuan Pasal 23.2. (b)

6.2.3. Tulangan Pengekang

Pengekangan yang cukup disyaratkan harus ada di ujung-ujung komponen lentur yang kemungkinan besar akan terjadi sendi plastis untuk menjamin kemampuan daktilitasnya, bila kena beban bolak-balik. Tulangan transversal perlu dipasang pula untuk menahan gaya melintang dan menghindarkan tulangan memanjang menekuk. Di WG 5 dan 6, tulangan transversal tersebut harus terdiri dari hoops seperti diperlihatkan pada Gambar 6.2. Sedangkan begel (stirrups) boleh dipakai untuk pengekangan di WG 2,3 dan 4. Adapun persyaratan kuat geser ditentukan di Pasal 23.3 (4) untuk WG 5 dan 6 dan Pasal 23.10 (3) untuk WG 2,3 dan 4.



Gambar 6.2
Sambungan Lewatan dan Sengkang Tertutup untuk WG 5 dan 6



* Sengkang boleh dipakai di WG Menengah
** Kait gempap tak perlu di WG Menengah

Gambar 6.3
Penulangan Transversal untuk komponen lentur di WG 5 dan 6

6.3. Komponen Terkena Beban Lentur dan Aksial

Pada Tabel 6.2 dicantumkan persyaratan komponen rangka yang terkena kombinasi beban lentur dan aksial. Persyaratan ini berlaku juga untuk kolom dari suatu rangka dan komponen lentur lainnya yang terkena beban aksial berfaktor $P_u > A_g f_c / 10$.

6.3.1. Umum

Pembatasan persyaratan geometris yang ditetapkan dalam Pasal 23.4 (1(1)) murni bertujuan praktis yang didasarkan atas kesimpulan hasil pengalaman praktek dan percobaan.

6.3.2. Persyaratan Kuat Lentur

Berdasarkan prinsip "Capacity Design" dimana kolom harus diberi cukup kekuatan, sehingga kolom-kolom tidak leleh lebih dahulu sebelum balok. Goyangan lateral memungkinkan terjadinya sendi plastis di ujung-ujung kolom akan menyebabkan kerusakan berat, karena itu harus dihindarkan.

Oleh sebab itu kolom-kolom selalu didisain 20% lebih kuat dari balok-balok di suatu hubungan balok kolom (HBK) sebagaimana diperlihatkan pada Gambar 6.4. Kuat lentur kolom dihitung dari beban aksial berfaktor, konsisten dengan arah beban lateral, yang memberikan kuat lentur paling rendah. Untuk WG 5 dan 6, ratio tulangan dikurangi dari 8 % menjadi 6 % untuk menghindari kongesti oleh tulangan, sehingga mengurangi hasil pengecoran yang kurang baik. Ini juga untuk menghindari terjadinya tegangan geser besar di kolom. Biasanya, pemakaian ratio tulangan yang lebih besar dari ± 4 % dipandang tidak praktis dan tidak ekonomis.

6.3.3. Sambungan Lewatan (SL)

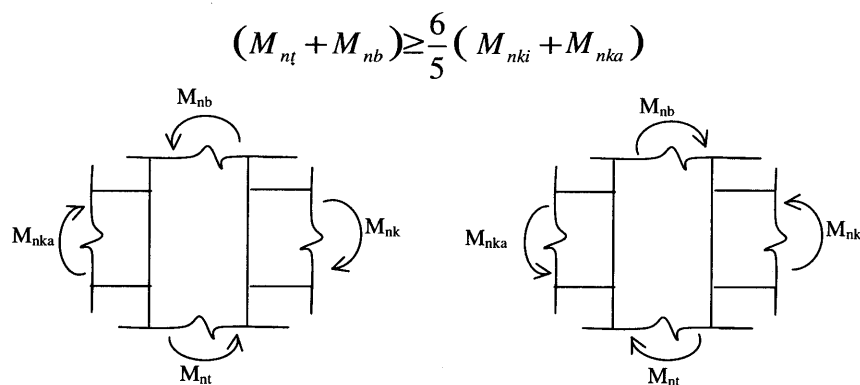
SL tidak boleh diletakkan di lokasi ℓ_o (perhatikan Gambar 6.5) yang kemungkinan besar akan terjadi pelupasan dan tegangan tinggi, tapi harus diletakkan di tengah tinggi kolom. Sambungan itu harus didesain sebagai sambungan tarik dan harus dikekang oleh tulangan transversal yang cukup. Sedang sambungan mekanikal dan las harus sesuai dengan Pasal 23.2 (6).

Tabel 6.2
Komponen Rangka Kena Beban Lentur dan Aksial

| | WG 5 dan 6 (SRPMK) | WG 2,3 dan 4 (SRPMM) |
|-------------------|--|---|
| Umum | <p>Pasal 23.4 (1) Komponen rangka dalam klasifikasi ini harus memenuhi persyaratan berikut :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Beban aksial tekan berfaktor > $\frac{A_g f_c}{10}$ • Dimensi terkecil penampang ≥ 300mm • Ratio dimensi terkecil penampang terhadap dimensi tegak lurus nya $\geq 0,4$ | <p>Pasal 23.10 (2) Gaya aksial berfaktor > $\frac{A_g f_c}{10}$</p> |
| Penulangan Lentur | <p>Pasal 23.4 (2) Kuat lentur kolom harus memenuhi berikut ini $\sum M_e \geq \left(\frac{6}{5}\right) \sum M_s$ Dimana $\sum M_e$ = Jumlah momen dimuka HBK sesuai dengan disain kuat lentur nominal kolom $\sum M_s$ = Jumlah momen dimuka HBK sesuai dengan disain kuat lentur nominal balok balok. Pada konstruksi balok T, tulangan pada lebar efektif balok sesuai Pasal 10.10 harus ikut menentukan kuat lentur ini.</p> | Tidak ada persyaratan yang sama |
| | <p>Pasal 23.4 (3(1)) Ratio tulangan (ρ_g) tidak boleh kurang dari 0,01 dan tak boleh lebih dari 0,06.</p> | <p>Pasal 12.9 Ratio tulangan harus : $0,01 \leq \rho_g \leq 0,08$</p> |
| | <p>Pasal 23.4 (3(2)) SL hanya diijinkan di sekitar tengah panjang komponen, harus sebagai sambungan tarik, dan harus dikenai Tulangan Transversal sepanjang panjang penyalurannya dengan spasi sesuai Pasal 23.3 (2(3)). Sambungan mekanikal dan las harus sesuai Pasal 23.2 (6)</p> | <p>Tidak ada pembatasan untuk lokasi SL, yang biasanya diletakkan diatas lantai untuk kesederhanaan pelaksanaan Namun boleh saja diletakkan dilokasi seperti pada WG 5 dan 6. Sambungan boleh Klas A atau B dan harus pakai T T bila diantipasi kena beban bolak balik.</p> |

| | |
|--|---|
| <p>Pasal 23.4 (4(4)) Persyaratan T T diuraikan di item dibawah ini perlu dipasang sepanjang ℓ_o dari muka HBK dikedua ujung kolom dimana lentur leleh kemungkinan dapat terjadi. Panjang ℓ_o harus tak boleh lebih kecil dari</p> <ul style="list-style-type: none"> - Tinggi penampang komponen - 1/6 panjang bentang bersih - 500 mm | <p>Pasal 23.10 (5) Panjang ℓ_o sama pada WG 5 dan 6 kecuali max s_o sepanjang ℓ_o, dengan begel pertama diletakkan $\frac{1}{2} s_o$ dari muka joint, harus tak melebihi</p> <ul style="list-style-type: none"> - $\frac{1}{2}$ dimensi penampang terkecil - 8 x diameter terkecil tulangan longitudinal - 24 x diameter T T - 300 mm |
| <p>Pasal 23.4 (4(1)) Ratio tulangan spiral harus tak boleh kurang dari</p> $\rho_s = 0,12 \frac{f_c}{f_{yh}} \geq 0,45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c}{f_{yh}}$ | <p>Pasal 12.9 (3) $\rho_s \geq 0,45 \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \frac{f_c}{f_{yh}}$ dan harus sesuai dengan ketentuan di 9.10(4)</p> |
| <p>Pasal 23.4 (4(1)) Total luas penampang tulangan hoop persegi panjang untuk pengekanan harus tidak boleh kurang dari nilai 2 persamaan ini :</p> $A_{sh} = 0,3 (s \cdot h_c f_c / f_{yh}) \left[\left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \right] \dots \dots \dots (123)$ $A_{sh} = 0,09 \left(s \cdot h_c \frac{f_c}{f_{yh}} \right) \dots \dots \dots (124)$ | <p>Pasal 9.10 (5) dan 13.1 Tulangan transversal harus dipasang untuk memenuhi baik untuk persyaratan geser dan pendukung lateral untuk tulangan memanjang</p> |
| <p>Pasal 23.4 (4(2)) s untuk Tulangan Transversal pengekanan harus tak boleh lebih dari $\frac{h}{4}$, $6 \times \phi$ tulangan longitudinal, $s_x \leq 150, < 100$</p> | <p>Pasal 23.10 (5) Lihat diatas.</p> |
| <p>Pasal 23.4 (4(3)) dan 9.10 (5(3)) Pengikat silang atau sengkang rangkap dari hoops tumpu tidak boleh punya s lebih dari 300 mm diarah tegak lurus tulangan memanjang komponen struktur. Tulangan vertical tidak boleh berjarak bersih lebih dari 150 mm dari tulangan yang didukung secara lateral</p> | <p>Pasal 9.10 (5(3)) Tulangan vertical tidak boleh berjarak lebih dari 150 mm dari tulangan yang didukung secara lateral</p> |

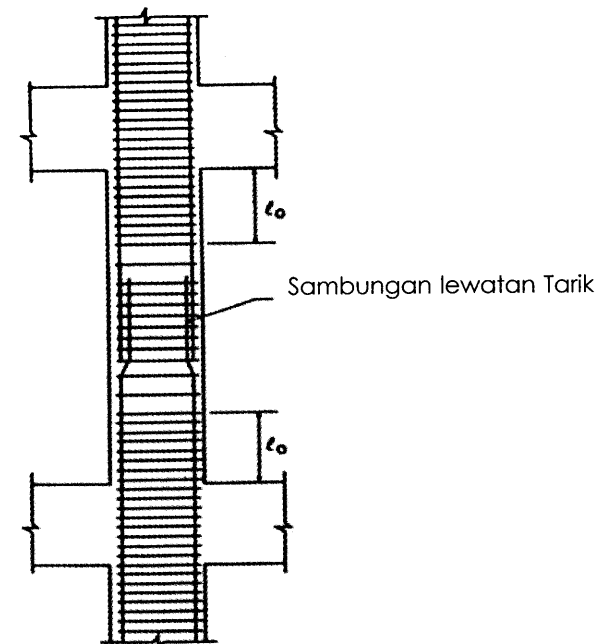
| | | |
|----------------------------|--|---|
| Tulangan Transversal (T T) | <p>Pasal 23.4 (4(6)) Bila T T untuk pengekanan tak lagi disyaratkan maka sisa panjang kolom harus terpasang spiral atau tulangan hoop dengan jarak s tak melebihi 6 x diameter tulangan memanjang atau 150 mm</p> | <p>Pasal 23.10 (5(4)) Jarak s harus tidak melebihi 2 x jarak (s_o) yang ditentukan di 23. 10 (5 (1)) tersebut diatas.</p> |
| | <p>Pasal 23.4 (5) T T harus didesain untuk menahan kuat geser (V_e)</p> | <p>Pasal 13.5 (4) T T harus direncanakan untuk menahan kuat geser yang ditentukan di Pasal 23.10 (3)</p> |
| | <p>Pasal 23.4 (4(5)) Kolom pendukung komponen kaku seperti DS, harus terpasang Tulangan Transversal yang ditentukan oleh Pasal 23.4(4(1)) sampai dengan 23.4 (4(3)) sepanjang penuh kolom. Bila gaya aksial berfaktor, termasuk pengaruh gempa melebihi $\frac{A_g f_c}{10}$ tulangan transversal tersebut diteruskan masuk DS sepanjang panjang penyaluran dari tulangan memanjang yang paling besar sesuai Pasal 23.5 (4). Bila kolom berhenti di footing atau poer, tulangan transversal harus menerus sedikitnya 300 mm dalam footing atau poer.</p> | <p>Tidak ada ketentuan seperti disebelah.</p> |



Keterangan: ka, ki, t dan b adalah kanan, kiri, top dan bawah

Gambar 6.4

“Strong Column Weak Beam” Persyaratan Rangka di WG 5 dan 6



Gambar 6.5

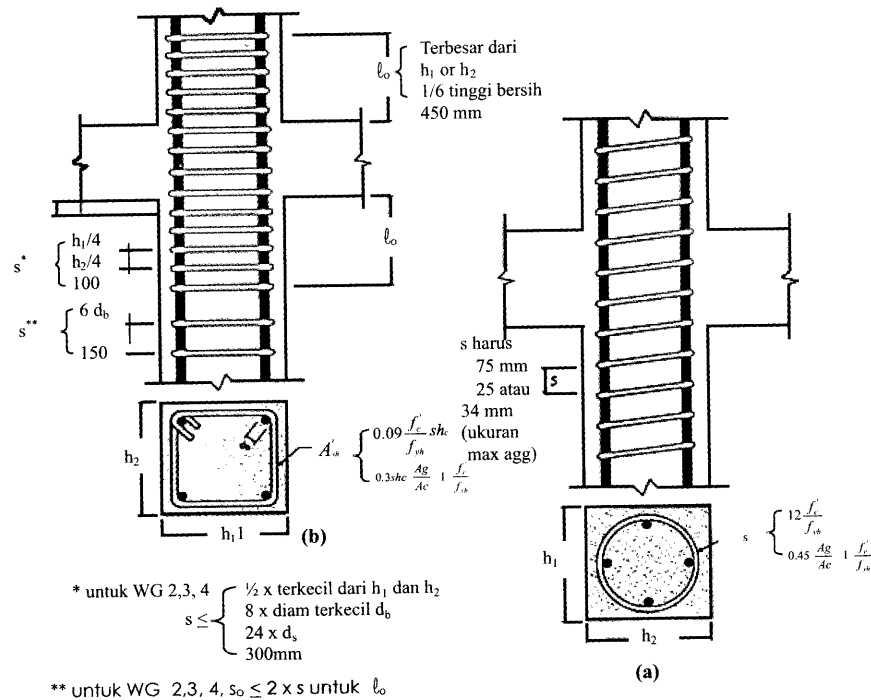
Tipikal Detail Sambungan Lewatan Kolom di WG 5 dan 6

6.3.2. Tulangan Transversal (T T)

Ujung-ujung kolom perlu cukup pengekanan untuk menjamin daktilitasnya bila terjadi pembentukan sendi plastis. Ujung-ujung itu perlu juga tulangan transversal untuk mencegah pertama kegagalan geser sebelum penampang mencapai kapasitas lentur dan kedua tulangan menekuk (buckling). Peraturan menentukan jumlah, jarak, dan lokasi dari tulangan transversal ini, sehingga kebutuhan tulangan pengekanan, kuat geser dan tekuk dipenuhi.

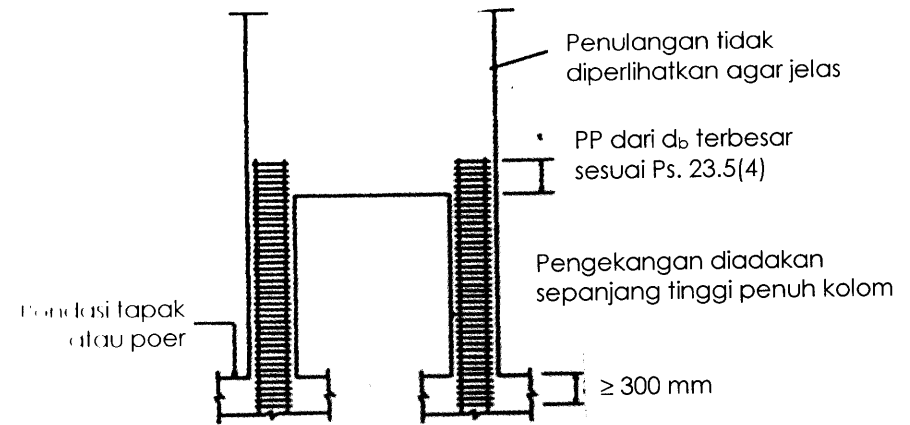
Tulangan transversal untuk WG 5 dan 6 harus berupa spiral atau hoop bulat atau hoop persegi panjang seperti di Gambar 6.6. Untuk kolom kolom penyangga komponen kaku (menumpu DS) ditunjukkan oleh Gambar 6.7, tulangan transversal dipasang sepanjang kolom penuh dan harus diteruskan sedikitnya sama dengan panjang penyaluran tulangan longitudinal kolom yang masuk dalam DS. Tulangan transversal tersebut harus pula membungkus tulangan memanjang kolom yang masuk dalam pondasi atau poer sedikitnya sepanjang 300 mm.

Penting untuk dicatat, pada komponen kolom yang titik balik momennya tidak terjadi di sekitar tengah tinggi bersih kolom, TT sesuai Pasal 23.4(4) harus dipasang sepanjang tinggi komponen tersebut. Ketentuan ini berlaku pula untuk WG 2,3 dan 4.



Gambar 6.6

Syarat pengekangan ujung-ujung kolom. (a) penulangan hook spiral, (b) penulangan hoop (senggang tertutup) persegi



Gambar 6.7

Kolom penyangga komponen kaku (dinding struktur)

6.4 Hubungan Balok-Kolom (HBK)

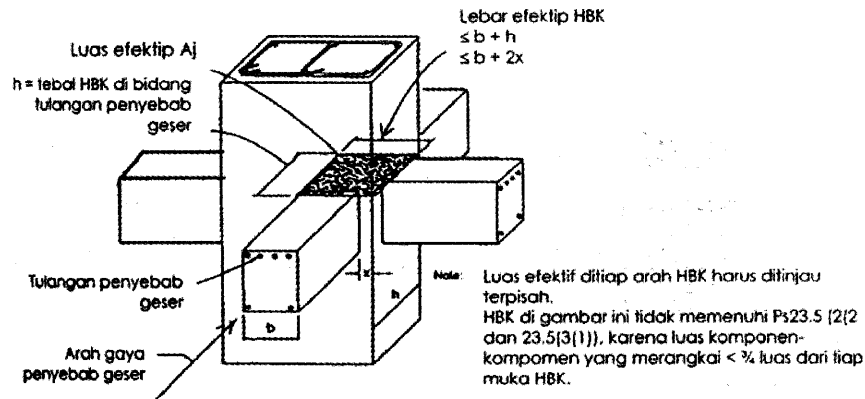
Integritas menyeluruh SRPM sangat tergantung pada perilaku HBK. Degradasi pada HBK akan menghasilkan deformasi lateral besar yang dapat menyebabkan kerusakan berlebihan atau bahkan keruntuhan. Label 6.3. mencantumkan syarat untuk HBK. Di WG1 dan 2, HBK tak mensyaratkan desain khusus seperti pada WG 5 dan 6. Walaupun di WG 2,3 dan 4 tidak dituntut pendetailan khusus, namun mungkin lebih bijaksana bila diberi pendetailan seperti di WG 5 dan 6.

6.4.1 Penulangan Memanjang

Penulangan memanjang harus menerus menembus HBK dan diangkar sebagai batang tarik atau tekan dengan panjang penyaluran sesuai Pasal 23.5(4) dalam suatu inti kolom terkekang. Lekatan antara tulangan memanjang dan beton tidak boleh sampai lepas (slip) di dalam HBK yang berakibat menambah rotasi HBK. Persyaratan ukuran minimum di Pasal 23.5 (1(4)) mengurangi kemungkinan kegagalan dan kehilangan lekatan pada waktu terjadi beban berbalik diatas tegangan leleh tulangan.

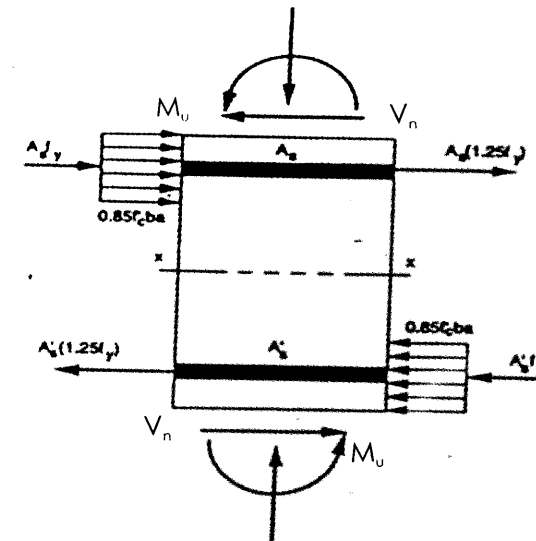
6.4.2 Kuat Geser

Faktor paling berarti dalam menentukan kuat geser nominal HBK adalah luas efektif (A_j) dari HBK (lihat Gambar 6.8). Untuk HBK yang dikekang oleh balok-balok di keempat mukanya, maka kapasitas atau kuat geser nominal HBK itu sesuai Pasal 23.5 (3) adalah sebesar $1,7A_j\sqrt{f'_c}$. Untuk hubungan yang terkekang ditiga sisinya atau dua sisi yang berlawanan, maka kapasitasnya hanya $1,25A_j\sqrt{f'_c}$



Gambar 6.8
Luas efektif dari HBK

Untuk kasus-kasus lain, kuat geser nominal = $1,0 A_j\sqrt{f'_c}$. Penting untuk dipahami bahwa kapasitas geser adalah hanya fungsi dari kekuatan beton dan luas A_j . Hasil percobaan-percobaan menunjukkan, kuat geser HBK tak berubah cukup berarti dengan perubahan pada TT bila sudah ada jumlah tulangan minimum. Jadi, hanya kekuatan beton (f'_c) dan ukuran komponen yang dapat dimodifikasi bila kapasitas geser HBK kurang besar.



Gambar 6.9
Geser Horizontal Dalam HBK

Tabel 6.3
Hubungan Balok Kolom

| WG 5 & 6 (SRPMK) | WG 2,3 & 4 (SRPMM) |
|--|--|
| <p>Ps.23.5 (1(3))</p> <p>Penulangan memanjang balok yang dihentikan dalam kolom harus diteruskan masuk dalam inti kolom terkekang dan dijangkar sebagai batang tarik sesuai Pasal 23.5 (4) dan sebagai batang tekan sesuai Pasal 14</p> | Tidak disyaratkan seperti sebelah ini |
| <p>Ps. 23.5. (1(4))</p> <p>Bila tulangan memanjang balok menerus melewati HBK, maka dimensi kolom yang // tulangan balok harus tidak boleh lebih kecil dari 20 kali diameter terbesar tulangan memanjang</p> | |
| <p>Ps. 23.5 (1(1))</p> <p>Dalam menghitung gaya geser di HBK, gaya dalam tulangan memanjang balok di muka HBK, harus dianggap mempunyai tegangan tarik sebesar $1,25 f_y$</p> | Tidak disyaratkan seperti sebelah kiri |
| <p>Ps. 23.5 (2(1))</p> <p>TT yang berlaku di daerah ℓ_o harus diteruskan dalam HBK. Boleh diadakan reduksi 50 % TT bila keempat sisi HBK terkekang oleh lebar balok $\geq \frac{1}{4}$ lebar kolom, juga s boleh diambil 150 mm.</p> | Untuk kehati-hatian baiknya persyaratan ini diberlakukan untuk WG 3, & 4 |

| | | |
|----------------------|---|---|
| Tulangan Transversal | <p>Ps. 23.5 (3)</p> <p>Untuk beton normal, kuat geser nominal dari HBK harus tidak boleh diambil lebih besar dari gaya dibawah ini = untuk HBK terkekang 4 sisi $1,7 A_j \sqrt{f_c}$, untuk HBK terkekang pada 3 sisi atau 2 sisi berhadapan $1,25 A_j \sqrt{f_c}$, untuk HBK lain $1,0 A_j \sqrt{f_c}$</p> <p>Komponen balok yang menyatu di HBK dianggap memberi pengekangan efektif bila $\frac{1}{4}$ dari muka HBK tertutup oleh komponen tersebut. Pada HBK dengan bw balok > lebar kolom, TT sesuai Pasal 23.4(4) harus dipasang dalam HBK</p> | <p>tidak disarankan seperti sebelah ini, namun ada baiknya dikontrol kuat geser HBK. Gaya horizontal memanjang tulangan balok pakai $1,0 f_y$.</p> |
|----------------------|---|---|

Makin besar gaya tarik di tulangan, akan makin besar pula gaya geser horizontal di HBK (lihat Gambar 6.9). Secara konservatif atau lebih aman bila gaya tarik diambil = $1,25 f_y A_s$, yang sudah memperhitungkan kemungkinan tegangan tulangan lebih dari f_y dan memasuki fase strain hardening.

6.4.3 Tulangan Transversal (T T)

Pemasangan T T dalam HBK bertujuan memberikan pengekangan pada beton untuk menjamin tetap berperilaku daktail dan tetap dapat mempertahankan kapasitas pemikul beban, meskipun kulit beton telah mengelupas.

Jumlah minimum tulangan pengekang yang berlaku di daerah ℓ_0 diujung- ujung kolom, sebagaimana ditetapkan oleh pers. (27), (122), (123) atau (124), harus dipasang dalam HBK membungkus tulangan kolom. Untuk HBK yang terkekang oleh balok-balok pada ke empat sisinya, jumlah tulangan pengekang boleh dikurangi 50%. Komponen balok yang menyatu dengan HBK dianggap memberi pengekangan efektif apabila $\frac{3}{4}$ dari muka HBK tertutup oleh komponen tersebut. Peraturan juga memberi kelonggaran boleh ada 50% reduksi TT, maka jarak s tersebut di Ps. 23.4 (4(2b)) boleh dinaikkan menjadi 150 mm.

6.5 Dinding Struktural Beton (DSB)

Pada Tabel 6.4. dimuat persyaratan untuk DSB. Ada syarat syarat khusus di Pasal 23.6 untuk DSB yang berada di WG 5 dan 6. DSB yang berada di WG 2,3 dan 4 cukup didesain dengan ketentuan umum saja.

6.5.1 Penulangan

Di WG 5 dan 6, penulangan DSB harus dipasang di 2 arah orthogonal dalam bidang DSB (lihat Gambar 6.10). Ratio minimum tulangan memanjang maupun transversal adalah 0,0025. Asalkan kuat geser tidak melebihi $\frac{1}{12} A_{cv} \sqrt{f_c}$, tulangan minimum harus tidak lebih kecil dari ketentuan Pasal 16.3. Penulangan untuk kuat geser harus dipasang menerus dan didistribusi merata memotong bidang geser dengan s maksimum 450 mm. Sedikitnya 2 tirai tulangan diadakan bila gaya geser berfaktor di dalam bidang DSB melebihi $\frac{1}{6} A_{cv} \sqrt{f_c}$. Ketentuan ini menjaga beton tidak pecah atau menurun daktilitasnya secara premature oleh beban bolak balik waktu memasuki keadaan elastik. Distribusi merata tulangan sepanjang tinggi dan horizontal dari DSB mengendalikan lebar retak diagonal.

Perlu diingat, bila ada tulangan vertikal di komponen batas DSB, maka tulangan tersebut jangan dimasukkan dalam perhitungan syarat tulangan minimum.

6.5.2 Komponen Batas (KB)

Syarat pengadaan KB ditentukan oleh pasal 23.6.(6(2) atau pasal 23.6 (6(3)). Kemudian persyaratan dimensi KB dan penulangannya tersebut di Pasal 23.6.(6(4a)) s/d 23.6(6(4f)) harus dipenuhi pula.

Pasal 23.6.(6(2)) menyebutkan:

- (a) Bila daerah tekan DSB akibat penyimpangan beban gempa rencana

tersebut di Ps. 5.2.1. ternyata $c \geq \frac{\ell_w}{600(\delta_n/h_w)}$ maka DS perlu

KB berupa pendetailan khusus untuk mengekang beton yang telah melampaui regangan kritisnya.

- (b) Penulangan khusus untuk KB tersebut harus diteruskan vertikal setinggi sedikitnya yang terbesar dari ℓ_w atau $M_u/4V_u$.

Pasal 23.6(6(3)) menetapkan bila KB tidak didisain menurut pasal di atas, maka KB perlu diadakan di batas-batas dan tepi-tepi sekeliling lubang dari DS. Tapi jika tegangan tekan maksimum di tepi terluar akibat beban-beban terfaktor, termasuk beban gempa, melebihi $0,2 f_c$, KB

khusus ini boleh berhenti ditempat dimana menurut perhitungan tegangan tekan tadi telah menjadi kurang dari $0,15 f_c$.

Tegangan-tegangan dihitung dengan beban berfaktor memakai model elastis linier dan luas potongan bruto.

6.5.3. Tulangan Transversal (T T)

- a. Bila KB diperlukan maka syarat TT di pasal 23.6 (6(4(c))) sampai dengan (f) adalah sebagai berikut:
- TT untuk KB harus memenuhi syarat pasal 23.4(4(1)) sampai dengan 23.4(4(3)).
 - TT untuk KB khusus didasar DS harus diteruskan kedalam pondasi sedikitnya sepanjang ℓ_d dari d_b longitudinal terbesar KB kecuali KB berhenti di footing atau pelat dimana T T KB khusus harus diteruskan sedalam 300 mm kedalam pondasi telapak atau pelat.
 - Tulangan horizon harus diangkur kedalam inti terkekang KB.
 - Sambungan mekanis tulangan utama KB harus sesuai Pasal 23.2(6) sedangkan las tulangan las harus sesuai Pasal 23.2(7).

Gambar 6.11. menunjukkan dua tipikal potongan KB. Persyaratan pendetailan diberikan di Tabel 6.4.

- b. Namun bila KB tidak diperlukan (Pasal 23.6.(6(5))) maka berlaku syarat berikut ini:

- Bila ratio tulangan utama di tepi dinding $> \frac{2,8}{f_y}$ maka ketentuan TT harus mengikuti Pasal 23.6(6(5a)). Dengan syarat ini dihindarkan tulangan menekuk.
- Bila $V_u > A_{cv} \sqrt{f_c}$, syarat penjangkaran TT harus mengikuti Pasal 23.6(6(5b)) untuk menjamin tulangan geser bekerja efektif.

Tabel 6.4
Dinding Struktural (DS)

| WG 5 dan 6 (Khusus) | WG 2,3 dan 4 (Biasa) |
|--|--|
| <p>Pasal 23.6 (2(1))</p> <p>Ratio penulangan dinding ρ_v dan ρ_n, untuk DS tak boleh kurang dari 0,0025. Bila $V_u \leq 1/12 \times A_{cv} \sqrt{f_c}$, pakailah tulangan minimum Pasal 16.3. Jarak s di dua arah tidak boleh melebihi 450 mm</p> | <p>Pasal 16.3</p> <p>Minimum ratio penulangan vertical = 0,0012 untuk $\leq D 16 = 0,0015$ untuk lainnya Ratio minimum penulangan horizontal = 0,0020 untuk $\leq D 16 = 0,0025$ untuk lainnya Jarak $s \leq 3 \times$ tebal dinding, 500 mm</p> |
| <p>Pasal 23.6 (2(2))</p> <p>Sedikitnya pakai 2 tirai tulangan dalam dinding bila geser berfaktor $V_u > 1/6 \times A_{cv} \sqrt{f_c}$</p> | <p>Pasal 16.3.4)</p> <p>Dinding tebal > 250 mm perlu dua tirai penulangan (kecuali dinding bismen)</p> |
| <p>Pasal 23.6 (2(3))</p> <p>Semua penulangan yang menerus di DS harus dijangkar atau disambung sesuai ketentuan penulangan tarik di pasal 23.5.4)</p> | <p>ℓ_d, s dan penjangkaran penulangan harus sesuai pasal 21.12, 21.14 dan 21.15</p> |
| <p>Pasal 23.6 (6(1))</p> <p>Kebutuhan KB khusus di tepi DS harus dievaluasi sesuai Pasal 23.6(6(2)) dan Pasal 23.6(6(3)). Persyaratan panjang KB dan tulangan transversebe harus sesuai Pasal 23.6(6(4)) dan 23.6 (6(5)).</p> | <p>Tidak ada syarat seperti disebelah ini.</p> |
| <p>Pasal 23.6 (6(2))</p> <p>a. Daerah tekan harus diberi KB bila $c > \frac{\ell_w}{600(\delta_n / hw)}$</p> <p>$\delta_n / hw$ tidak boleh $\leq 0,007$. c diperoleh dari daerah tertekan DS yang terbesar akibat penyimpangan oleh gempa rencana tersebut di Ps. 5.2.1.</p> <p>b. KB yang diadakan oleh ketentuan diatas harus menerus secara vertical dari penampang kritis sehingga tidak kurang dari nilai lebih besar dari ℓ_w atau $M_u/4V_u$</p> | <p>Tidak ada ketentuan seperti ini.</p> |

| | | |
|---------------------------|--|---|
| Komponen Batas (KB) | <p>Pasal 23.6 (6(3)) DS yang tidak direncanakan sesuai pasal 23.6 (6(2)) diatas harus memiliki KB bila di sisi terluar atau tepi tepi lubang DS terjadi tegangan tekan $\geq 0,2 f_c$ akibat beban berfaktor termasuk pengaruh gempa. KB tersebut baru boleh dihentikan bila tegangan tekan tersebut $\leq 0,15 f_c$. Tegangan tersebut dihitung berdasarkan metode elastis dan luas bruto. Untuk DS yang memiliki flens, maka lebar efektif harus memenuhi pasal 23.6(5(2)).</p> | Tidak ada ketentuan ini. |
| | <p><u>Persyaratan Dimensi</u> Pasal 23. 6 (6(4) a dan b) Dimensi KB harus memenuhi ketentuan berikut : a). KB harus menerus dari serat tekan terluar sejarak $\geq (c - 0,1 \ell_w)$ dan $\geq \ell_w/2$ b). Pada daerah berflens, lebar efektif flens sebagai bagian KB harus menerus ≥ 300 mm kedalam web.</p> | Tidak ada ketentuan ini. |
| Tulangan Transversal (TT) | <p><u>Tulangan Pengekangan</u> Pasal 23.6 (6(4)) c dan d c). TT-KB harus memenuhi pasal 23.4 (4(1)) sampai dengan pasal 23.4(4(3)), kecuali rumus (123) tak perlu dipenuhi. d). TT komponen batas khusus pada dasar DS harus diteruskan sepanjang ℓ_d tulangan utama KB kedalam pondasi, kecuali bila berhenti di footing atau pelat maka TT diteruskan sedalam 300 mm kedalam footing atau pelat tadi.</p> | Tidak ada ketentuan ini. |
| | <p><u>Tulangan Horizontal</u> Pasal 23.6 (6(4 e dan f)) e). Tulangan horizontal pada badan DS harus dijangkar dalam inti terkekang dari KB agar dapat mencapai f_y f). Sambungan mekanis tulangan utama KB harus sesuai pasal 23.2(6), sedang sambungan las pada pasal 23.2.(7)</p> | Tidak ada ketentuan ini. |
| | <p>Pasal 23.6.(6(5))(a) Bila KB tidak diperlukan namun bila ratio tulangan longitudinal di tepi dinding $> \frac{2,8}{f_y}$, TT di tepi</p> | Tidak ada syarat seperti disebelah ini. |

Balok Perangga B

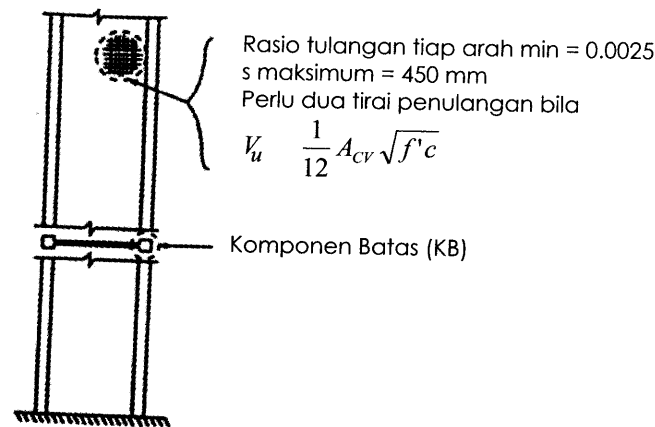
| | |
|---|---|
| harus memenuhi pasal 23.4 (4(1c)), 23.4(4(3)) dan 23.6(6(4a)). s maksimum dari TT di tepi harus < 200 mm. | |
| <p>Pasal 23.6 (6(5b)) Kecuali bila V_u di bidang dinding $< A_{cv} \sqrt{f_c}$, maka tulangan horizontal yang berhenti di tepi DS (tanpa KB) harus memakai hook standard masuk kedalam tulangan tepi atau tulangan tepi harus dibalut dalam begel jenis U yang memiliki ukuran dan jarak s yang sama dengan tulangan horizontal, dan disambunglewatkan pada tulangan horizontal (lihat Gambar 6.11)</p> | Tidak ada syarat seperti disebelah ini. |
| <p>Pasal 23.6 (7(1)) BP dengan perbandingan $\ell_n/d \geq 4$ harus memenuhi Pasal 23.3. yaitu seperti balok pada SRPMK. Ketentuan Pasal 23.3 (1(3)) dan 23.3 (1(4a)) tak perlu dipenuhi bila secara analitis dapat dibuktikan BP cukup memiliki stabilitas lateral.</p> | Tidak ada ketentuan ini. |
| <p>Pasal 23.6 (7(2)) BP dengan $\ell_n/d < 4$ boleh ditulangi dengan kelompok tulangan diagonal dua arah berlawanan secara semetris.</p> | Tidak disyaratkan seperti ini |
| <p>Pasal 23.6 (7(3)) BP dengan $\ell_n/d < 2$ dan $V_u > \frac{1}{3} A_{cv} \sqrt{f_c}$ harus pakai kelompok tulangan diagonal dalam dua arah berlawanan secara simetris.</p> | Tidak disyaratkan seperti ini |
| <p>Pasal 23.6 (7(4)) a). Kelompok tulangan diagonal untuk BP harus memiliki ≥ 4 batang dirakit dalam suatu inti dengan sisi inti \perp bidang BP $\geq b_w/2$ dan $\geq b_w/5$ dalam bidang balok dan \perp pada arah tulangan diagonal sisi sisi inti tersebut diukur dari tepi terluar TT. b). Kuat geser nominal harus ditetapkan oleh : $V_n = 2 A_{wd} f_y \sin \alpha \leq \frac{5}{6} \sqrt{f_c} A_{cv}$</p> | <p>Tidak disyaratkan seperti ini</p> <p>Tidak disyaratkan seperti ini</p> |

| | |
|----------------------|---|
| Balok Perangkai (BP) | <p>c). Tiap kelompok tulangan diagonal harus di kekang oleh TT sesuai Pasal 23.4 (4(1)) sampai dengan 23.4(4(3)). Untuk perhitungan A_g dalam persamaan 27 dan 123, ketentuan tebal selimut minimum harus sesuai Pasal 9.7 pada keempat sisi tulangan diagonal.</p> <p>d). Tiap Tulangan diagonal disalurkan sebagai tulangan tarik ke dalam DS</p> <p>e). Setiap tulangan diagonal harus diperhitungkan dalam menentukan kuat lentur nominal BP</p> <p>f). Tulangan dalam arah longitudinal dan transversal BP harus dipasang sesuai Pasal 13.8 (9) dan 13.8 (10)</p> |
|----------------------|---|

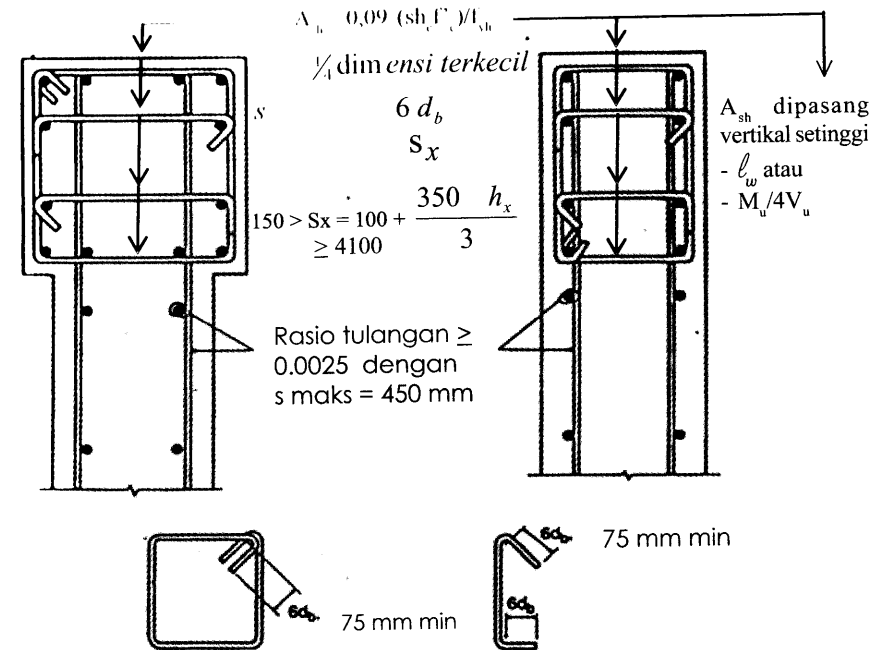
6.5.4. Balok Perangkai (BP)

BP bila didisain dan detail secara baik akan berfungsi efektif untuk pemancaran energi gaya gempa. Mengingat panjang BP ini relatif pendek, maka ujung-ujung BP akan mengalami rotasi inelastik yang besar.

Pendetailan yang baik dan pemasangan tulangan geser diagonal sangat penting untuk mencegah kegagalan geser dan menjamin daktilitas dan pemancaran energi. Tulangan diagonal harus dikekang/confined, lalu ujung-ujung tulangan ini harus dijangkar ke dalam DS. (lihat Gambar 46 di Pasal 23.6(7))



Gambar 6.10
Disain Dinding Struktural dan Persyaratan Pendetailan



Gambar 6.11
Detail Penulangan dari Komponen Batas

6.5 Diafragma

Persyaratan diafragma adalah sama seperti pada DS. Ratio tulangan minimum untuk diafragma ditentukan di Pasal 9.12 dengan s maksimum 450 mm (Pasal 23.6(2(1))). Ketentuan umum disain diagrama dicantumkan di Pasal 23.7.

6.6 Panjang Penyaluran (PP)

Tabel 6.5 memuat persyaratan persyaratan PP. Untuk penulangan memanjang, baik untuk PP lurus (l_d) maupun PP pakai kait (l_{dh})

6.7.1. Batang Berkait

Skets standard kait 90° diberikan di Gambar 6.12. PP minimum praktis berlaku sama untuk semua WG. Sesuai Ps. 23.5 (4(1)), l_{dh} tidak boleh kurang dari 8 d_b , 150 mm dan nilai dibawah ini

$$l_{dh} = f_y d_b / (5.4 \sqrt{f'_c}) \dots\dots\dots (126)$$

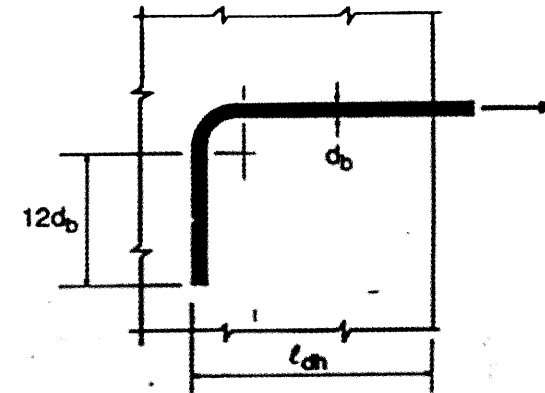
untuk tulangan 10 mm s/d 36 mm

6.7.2. Batang Lurus

Sesuai Pasal 23.5 (4(2)), di WG 5 dan 6, ℓ_d tanpa kait untuk tulangan 10 – 36 mm tidak boleh lebih kecil dari (a) $2,5 \times l_{dh}$ bila ketebalan beton di bawah tulangan tersebut < 300 mm dan (b) $3,5 \times l_{dh}$ bila tebal pengecoran beton di bawah tulangan tersebut > 300 mm. Bila sebagian dari ℓ_d tidak diletakkan dalam inti kolom yang terkekang atau KB, maka panjang bagian batang itu harus diperpanjang 1,6 kali. Ketentuan PP untuk tulangan yang dilapisi epoksi ada di Pasal 23.5 (4(4))

Tabel 6.5
Panjang Penyaluran

| | WG 5 & 6 (Khusus) Pasal 23.5 (4(1)) | WG 2,3 & 4 Pasal 14.5 |
|----------------|--|---|
| Batang berkait | PP berkait, l_{dh} pada beton biasa, yang terletak di inti kolom terkekang atau KB tidak boleh kurang dari : $8 d_b$, 150 mm, dan $f_y d_b / (5,4 \sqrt{f_c})$ | ℓ_{dh} di beton biasa tak boleh kurang dari $8 d_b$, 150 mm dan 100 $d_b / \sqrt{f_c}$ untuk $f_y = 400$ MPa. Lihat factor factor reduksinya. |
| Batang lurus | Pasal 23.5(4(2)) ℓ_d tanpa kait untuk tulangan 10 – 36 mm tidak boleh lebih kecil dari $2,5 \ell_{dn}$. Bila tulangan balok terletak disisi atas dan berjarak > 300 mm dari dasar balok maka $\ell_d \geq 3,5 \ell_{dn}$ | Pasal 14.2 (3) ℓ_d harus memenuhi rumus $\frac{\ell_d}{d_b} =$ $\frac{9 f_y}{10 \sqrt{f_c}} \frac{\alpha \beta \gamma \lambda}{\left(\frac{c + K_{tr}}{d_b} \right)} \dots (87)$ Selanjutnya lihat Pasal 14.2 (3) mengenai ketentuan $\alpha, \beta, \gamma, \lambda$ dan K_{tr} |
| | Pasal 23.5 (4(3)) ℓ_d yang berhenti di HKB harus melewati inti terkekang kolom atau KB. Bagian dari ℓ_d yang tidak melalui inti terkekang harus diperpanjang 1,6 x | |
| | Pasal 23.5 (4(4)) Bila pakai tulangan yang dilapisi epoksi, ℓ_d tersebut diatas harus dikalikan factor tersebut di Pasal 14.2(4) atau 14.5(3(6)) | |



Gambar 6.12
Hook Standard 90°

6.8. Komponen Struktur yang Tidak Direncanakan untuk Memikul Beban Gempa

Sebagaimana dijelaskan di Butir 4.20, komponen-komponen rangka ini perlu dijamin kestabilannya memikul beban gravitasi akibat pergeseran lateral oleh beban gempa rencana. Berikut ini syarat pendetailan yang harus dipenuhi :

1. Bila Butir 4.20.1 atau Pasal 23.9. (2) terjadi, maka berlaku ketentuan berikut ini.

- Pada balok, yaitu komponen rangka dengan beban aksial berfaktor akibat beban gravitasi $\leq \frac{A_g f_c}{10}$, harus memenuhi Pasal 23.3 (2(11)) dan harus dipasang sengkang dengan $s \leq \frac{d}{2}$ pada seluruh bentang (Pasal 23.9(1(1)))
- Pada kolom, yaitu komponen rangka dengan beban aksial berfaktor akibat beban gravitasi $> \frac{A_g f_c}{10}$, harus memenuhi

Pasal 23.4 (3), 21.4 (4(1c)), 21.4 (4(3)), dan 21.4 (5). Spasi maksimum s_o sepanjang tinggi kolom tidak boleh melebihi 6 diameter tulangan longitudinal terkecil dan 150 mm.

- Komponen struktur dengan gaya aksial berfaktor akibat gravitasi $> 0,35 P_o$ harus memenuhi Pasal 23.9(2(2)) dan juga jumlah $TT \geq$ ketentuan Pasal 23.4(4(1)) dan $s \leq s_o$ pada seluruh bentangnya.
2. Bila Butir 4.20.2 atau Pasal 23.9(3) terjadi, maka berlaku ketentuan berikut ini.
- Material harus memenuhi Pasal 23.2(4) dan 21.2(5) sambungan harus memenuhi Pasal 23.2(6) dan 23.2(7(1)).
 - Pada balok harus dipenuhi ketentuan ketentuan Pasal 23.3(2(1)) dan 21.3(4). Selanjutnya s sepanjang balok tidak boleh $> d/2$.
 - Pada kolom harus dipenuhi Pasal 23.4(4), 21.4(5) dan 21.5(2(1)).[]

Bab VII

Persyaratan Kuat Geser

7.1. Pendahuluan

Pada Tabel 7.1 mencatat syarat-syarat kuat geser untuk komponen lentur, komponen kena beban aksial dan lentur, DS dan diafragma. Seperti dijelaskan sebelumnya, tulangan geser ini harus didisain sedemikian rupa sehingga tidak terjadi kegagalan getas oleh geser mendahului kegagalan oleh lentur. Penting dicatat, kebutuhan tulangan geser harus dibandingkan dengan kebutuhan tulang pengekangan untuk dipakai yang lebih banyak agar memenuhi kebutuhan keduanya

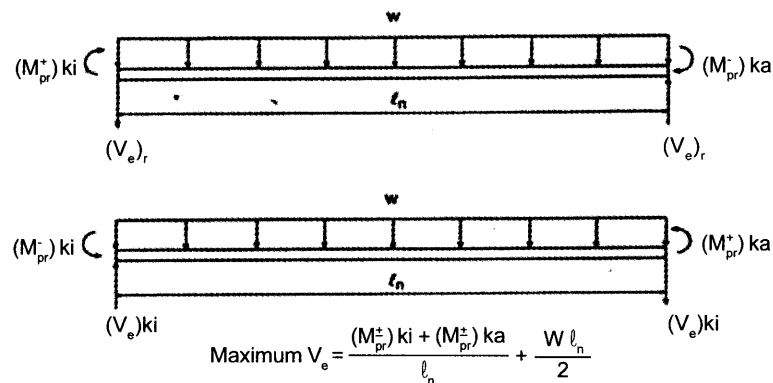
7.2. Komponen Lentur

Biasanya komponen struktur akan terkena beban gempa lebih besar dari beban yang ditentukan oleh peraturan waktu kena gempa bumi sesungguhnya, karena itu perencanaan dengan kombinasi beban saja dipandang kurang aman, mengingat tegangan tulangan dapat lebih dari f_y , sehingga akan timbul gaya geser lebih besar dari hasil perencanaan itu.

Atas dasar itu, maka komponen lentur harus didesain dengan gaya geser dengan memakai momen maksimum yang mungkin terjadi (M_{pr})

(yang merupakan momen kapasitas balok dengan tegangan tulang sebesar $f_s = 1,25 f_y$ dan $\phi = 1$) ditambah beban gravitasi di balok tersebut (lihat Gambar 7.1). Ingat Maksimum V_e harus dicari dari hasil konsideran goyangan struktur kekiri dan kekanan.

Analisa yang sama berlaku pada struktur yang berada di WG 2,3 dan 4 kecuali cukup pakai M_n daripada M_{pr} . Juga untuk WG ini tersedia prosedur alternatif yang menghitung V_e dari $2 \times V_u$ sebagai pengganti pemakaian kuat momen nominal M_n .



Gambar 7.1
Desain Gaya Geser Balok

Di WG 5 dan 6, bila gaya geser akibat gempa saja $\geq 0,5$ maksimum kuat geser rencana, dan gaya aksial tekan berfaktor, termasuk efek gempa, kurang dari $A_g f_c' / 20$ maka kontribusi kuat geser beton V_c boleh diambil sama dengan nol. Tujuan ketentuan ini bukan menganggap beton tak memiliki kemampuan memikul geser tapi untuk mendapat cukup penulangan untuk menjamin kegagalan lentur terjadi lebih dahulu.

7.3. Komponen Kena Beban Lentur dan Aksial

Persyaratan untuk komponen ini sama dengan untuk komponen lentur. Lihat Gambar 7.2 untuk menghitung gaya geser kolom (V_e)

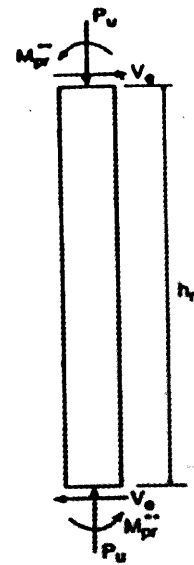
7.4. Dinding Struktur (DS)

Persyaratan geser DS untuk semua WG adalah sama. Di WG 2,3 dan 4 tersedia 2 alternatif metode untuk menghitung kuat geser kontribusi dari beton (V_c)

Tabel 7.1
Persyaratan Kuat Geser

| | WG 5 dan 6 (SRPMK) | WG 2,3 dan 4 (SRPMM) |
|-------------------------------|--|--|
| Konsiderasi Goyangan Struktur | <p>Pasal 23.3 (1)</p> <p>Gaya geser rencana harus ditentukan dari M_{pr} dan ditambah beban gravity yang ada dibentang balok. M_{pr} harus dihitung dengan tegangan tulangan $f_s = 1,25 f_y$ dan $\phi = 1$</p> | <p>Pasal 23.10(3)</p> <p>Gaya geser rencana tidak boleh kurang dari berikut ini :</p> <p>a. Jumlah gaya lintang dari M_n kedua ujung balok+beban gravity terfaktor atau</p> <p>b. Dua kali gaya geser max harus kombinasi beban termasuk pengaruh E</p> |
| | <p>Pasal 23.3 (4(2))</p> <p>Kontribusi geser dari beton $V_c = 0$ bila gaya geser akibat gempa $\geq 0,5$ max. kuat geser rencana dan beban aksial tekan termasuk pengaruh gempa</p> <p>$< A_g f_c' / 20$</p> | <p>Tidak ada syarat ini.</p> |
| | <p>Pasal 23.4 (5(1))</p> <p>Gaya geser rencana V_e harus ditentukan dari gaya gaya max yang dapat terjadi di muka HBK di tiap ujung komponen kolom oleh M_{pr} max terkait dengan beban aksial terfaktor yang bekerja pada komponen struktur yang bersangkutan. V_e yang didapat tak perlu lebih besar dari gaya melintang HBK yang diperoleh dari M_{pr} komponen transversal dan tak boleh lebih kecil dari hasil analisis struktur</p> | <p>Gaya geser rencana ditentukan dengan cara seperti pada komponen lentur. (Lihat Pasal 23.10 (3))</p> |
| Dinding Struktur dan Ditragma | <p>Pasal 23.6 (4(1))</p> <p>Kuat geser nominal (V_n) DS tidak boleh lebih dari pada $V_n = A_g [\alpha_c \sqrt{f_c} + \rho_n f_y] \dots (127)$</p> <p>Dimana $\alpha_c = 1/4$ untuk $h_w / \ell_w \leq 1,5$</p> <p>$\alpha_c = 1/6$ untuk $h_w / \ell_w \geq 2$</p> <p>dan dapat di interpolasi linier untuk nilai diantaranya.</p> | <p>Pasal 13.10</p> <p>Kuat geser nominal dapat dihitung dari V_c dari persamaan 74 dan 75</p> <p>$V_c = \frac{1}{4} h d \sqrt{f_c} + \frac{N_u d}{4 \ell_w} \dots (74)$</p> <p>Atau</p> <p>$V_c = \left[\frac{1}{2} \sqrt{f_c + \frac{w \left(\sqrt{f_c^2 + 2 \frac{N_u}{\ell_w h}} \right)}{M_u / V_u - \ell_w / 2}} \right] \frac{h d}{10} \dots (75)$</p> <p>Pers. (75) tidak dipakai bila $[M_u / V_u - \ell_w / 2]$ bernilai negatif</p> |

| | |
|---|---|
| <p>Pasal 23.6(4(2)) Nilai h_w / ℓ_w yang dipakai menentukan V_n untuk segmen segmen dinding harus diambil terbesar dari rasio dinding keseluruhan dan segmen dinding tersebut.</p> | <p>Tidak ada syarat ini.</p> |
| <p>Pasal 23.6 (4(3)) Tulangan geser harus tersebar memberikan tahanan dalam 2 arah orthogonal pada bidang dinding. Apabila $h_w / \ell_w < 2,0$, maka $\rho_v \geq \rho_n$</p> | <p>Pasal 13.10</p> <ul style="list-style-type: none"> - $\rho_n \geq 0,0025$ ditentukan di Pasal 13.10 (19(2)) - Jarak s ditentukan di Ps. 13.10 (9(2)) - Ratio Tulangan vertical ρ_n ditentukan di Pasal 13.10 (9(4)) - Jarak s, diatur Pasal 13.10 (9(5)) |
| <p>Pasal 23.6 (4(4)) Kuat geser nominal sistem DS yang secara bersama sama memikul beban lateral tidak boleh $> \frac{2}{3} A_{cv} \sqrt{f_c}$ dimana A_{cv} = luas penampang total sistem DS, dan tiap dinding individual tak boleh $> \frac{5}{6} A_{cp} \sqrt{f_c}$ dimana A_{cp} = luas penampang dinding yang ditinjau</p> | <p>Tidak ada syarat seperti ini</p> |
| <p>Pasal 23.6 (4(5)) Tahanan geser nominal sigmen segmen bidang horizontal tidak boleh $> \frac{5}{6} A_{cp} \sqrt{f_c}$ dimana A_{cp} = luas penampang segmen dinding horizontal atau balok perangkai (lihat SNI 2847 Gambar 44)</p> | <p>Pasal 13. 10(3) Pembatasan sejenis ini ada untuk WG 3 & 4, tapi untuk A_{cp} dipakai h.d.</p> |



$$V_c = \frac{2 M_u}{h_n}$$

- * Gaya geser rencana komponen tak perlu melebihi kekuatan HBK berdasarkan M_u komponen transversal yang menyatu di HBK. V_u harus tak boleh $<$ hasil analisis struktur.
- ** Untuk WG 3 & 4, pakai M_n

Gambar 7.2
Gaya Geser Rencana untuk Kolom (WG 2,3, 4, 5 & 6)

Bab VIII

Sistem Rangka Pemikul Momen

8.1. Pendahuluan

Dalam bab ini disajikan disain tipikal SRPM (Sistem Rangka Pemikul Momen) 8 lantai yang terkena beban gempa sesuai SNI-1726 dan proses penulangannya dilakukan sesuai SNI-2847.

Contoh perhitungan penulangan dan pendetailan akibat beban gravitasi dan gempa hanya dibuat untuk salah satu balok dan kolom lantai II yang cukup informatif untuk memahami pemakaian kedua peraturan tersebut.

Untuk kesederhanaan perhitungan, dianggap semua dimensi potongan melintang balok, kolom dan lantai dari lantai pertama sampai atap adalah sama. Dengan kondisi ini sesuai SNI 1726-Ps 4.2 (untuk selanjutnya penyebutan suatu pasal dari SNI-1726 disingkat dengan Ps tanpa menyebut SNI-1726) struktur gedung ini tergolong beraturan dan perencanaannya boleh pakai beban gempa nominal statik ekuivalen (Ps 6.1). Kolom-kolom paling bawah SRPM ini dianggap terjepit penuh.

Selanjutnya di asumsikan pula, contoh SRPM ini berada di lokasi WG 6 dan berada di atas lapisan tanah yang tergolong lunak. SRPM yang berada di WG 6 menurut SNI 2847 Pasal 23.2(4) (untuk

selanjutnya penyebutan suatu pasal dari SNI 2847 disingkat dengan kata Pasal tanpa menyebut SNI-2847) harus di desain sebagai sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK).

8.2. Data untuk Disain

- Mutu bahan :

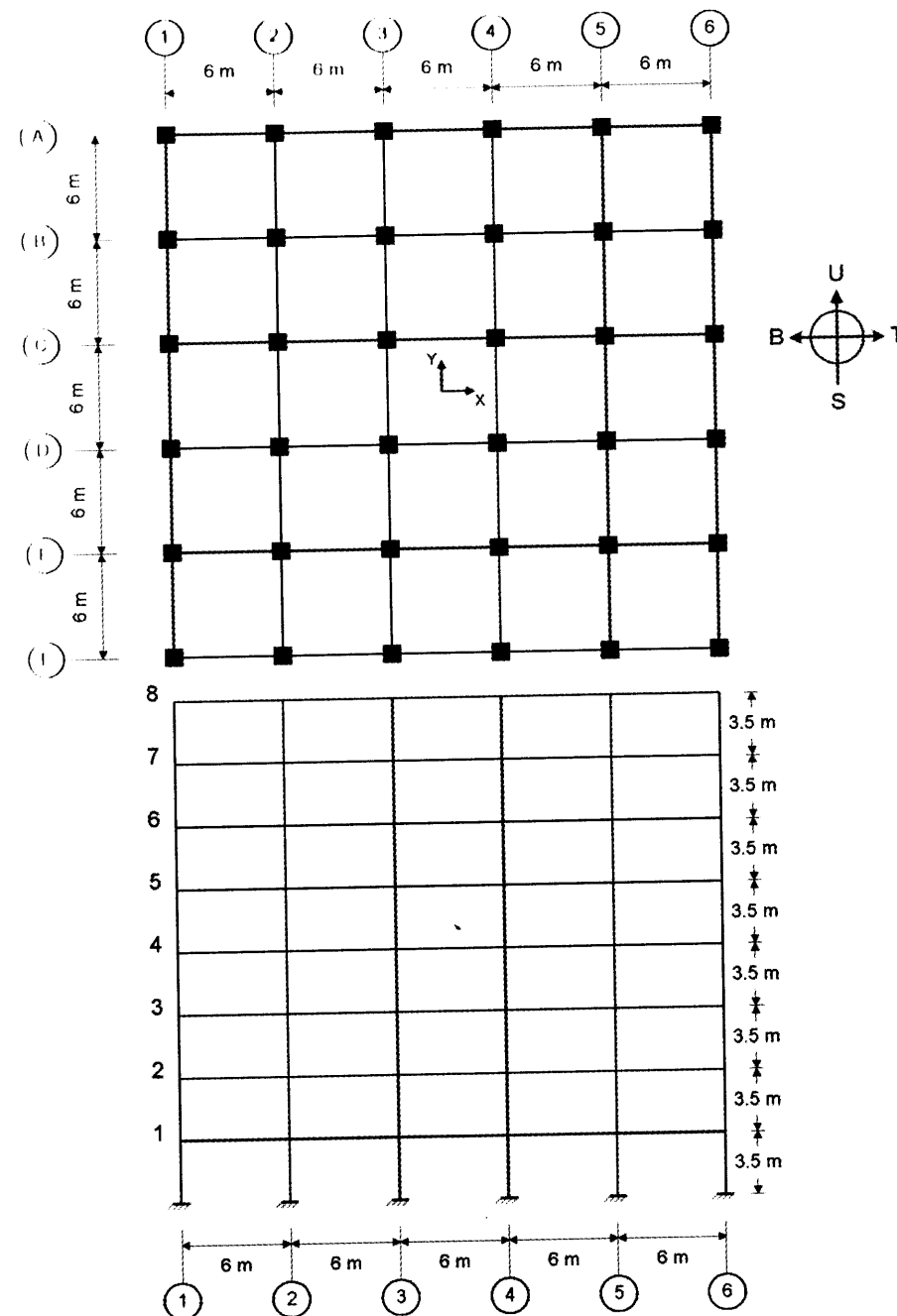
$$f'_c = 30 \text{ Mpa}$$

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

- Kategori gedung sebagai perkantoran.

- Beban hidup : lantai : 2,50 kN/m².
atap : 1,00 kN/m².

- Beban mati : beton bertulang : 24,00 kN/m³.
Partisi : 1,00 kN/ m² luas lantai
Tegel + spesi : 0,45 kN/ m²
Plafon dan M dan E : 0,18 kN/ m²



Gambar 8-1
Donah dan elevasi SRPMK

- Dimensi komponen SRPMK ini adalah (untuk seluruh lantai):
 - Tebal pelat lantai = 120 mm
 - Dimensi balok = 500 x 700 mm
 - Dimensi kolom = 750 x 750 mm

8.3. Analisa Beban Gempa

8.3.1. Beban Gempa

Beban geser dasar nominal statik ekuivalen V yang terjadi di tingkat dasar di hitung sesuai Ps 6.1 : V ini harus di bagikan sepanjang tinggi struktur gedung ke masing-masing lantai sesuai Ps 6.1.2.

Perhitungan beban mati (W)

Beban gravitasi berupa beban mati dan beban hidup yang bekerja di tiap lantai/atap disimpulkan di Tabel 8-1. Beban hidup untuk perhitungan W ini, sesuai SNI-03-1727-1987, pakai koefisien reduksi 0,3. Total beban gravitasi (W) ini didapat sebesar 71.010,0 kN

Ringkasan berat bangunan dinyatakan dalam tabel berikut:

Tabel 8-1
Berat bangunan tiap lantai

| | Balok | Pelat *) | 30% reduksi beban hidup | Elemen vertikal **) | Jumlah |
|-------------------------|---------|----------|----------------------------|------------------------|----------|
| | (kN) | (kN) | (kN) | (kN) | (kN) |
| Lantai 8 | 3.024,0 | 2.592,0 | 270,0 | 1.292,4 | 7.178,4 |
| Lantai 7 | 3.024,0 | 2.592,0 | 675,0 | 2.827,8 | 9.118,8 |
| Lantai 6 | 3.024,0 | 2.592,0 | 675,0 | 2.827,8 | 9.118,8 |
| Lantai 5 | 3.024,0 | 2.592,0 | 675,0 | 2.827,8 | 9.118,8 |
| Lantai 4 | 3.024,0 | 2.592,0 | 675,0 | 2.827,8 | 9.118,8 |
| Lantai 3 | 3.024,0 | 2.592,0 | 675,0 | 2.827,8 | 9.118,8 |
| Lantai 2 | 3.024,0 | 2.592,0 | 675,0 | 2.827,8 | 9.118,8 |
| Lantai 1 | 3.024,0 | 2.592,0 | 675,0 | 2.827,8 | 9.118,8 |
| Jumlah berat bangunan = | | | | | 71.010,0 |

*) : termasuk berat plafon, spesi dan tegel

**) : termasuk berat kolom dan dinding

Taksiran Waktu Getas Alami T secara Empiris.

Rumus empiris pakai Method A dari UBC Section 1630.2.2.

$$\text{Tinggi gedung } h_n = 28 \text{ m}$$

$$C_t = 0,0731$$

$$T = C_t (h_n)^{3/4} = 0,0731 (28)^{3/4} = 0,88$$

Kontrol pembatasan T sesuai Ps 5.6.

$$\xi = 0,15$$

$$n = 8 \quad \left. \vphantom{\begin{matrix} \xi = 0,15 \\ n = 8 \end{matrix}} \right\} T = \xi \cdot n = 0,15 \times 8 = 1,2 \text{ det} > T_{\text{empiris}} = 0,88 \text{ — OK}$$

Perhitungan V

V dihitung dengan rumus (26) SNI 1726.

SRPMK sesuai SNI 1726. Tabel 3 : $R = 8,5$

WG 6

Tanah lunak } Berdasarkan Gambar 2 SNI 1726, diperoleh $C_1 = 0,95$
 $T_1 = 0,88$

I sesuai SNI-1726 Tabel 1 $\rightarrow I = 1$.

Diperoleh :

$$V = \frac{C_1 I}{R} W_t = \frac{0,95 \times 1}{8,5} \times 71.010 = 7.936,41 \text{ KN}$$

Distribusi F_i

Distribusi ini dilakukan sesuai rumus (27) yang berada di SNI 1726 Ps 6.1.3.

$$F_i = \frac{W_i \cdot z_i}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot z_i} V$$

Tabel 8-2 merangkum hasil perhitungan F_i dan gaya geser tingkat V_i .

Tabel 8-2
Gaya Gempa tiap lantai dengan $T_1 = 0,88$

| Lantai ke- | h_i (m) | W_i (kN) | $W_i \times h_i$ (kNm) | $F_i \times y$ (kN) | V_i (kN) |
|------------|--------------|---------------|---------------------------|------------------------|---------------|
| 8 | 28,0 | 7.178,40 | 200.995,20 | 1.457,27 | 1.457,27 |
| 7 | 24,5 | 9.118,80 | 223.410,60 | 1.619,79 | 3.077,05 |
| 6 | 21,0 | 9.118,80 | 191.494,80 | 1.388,39 | 4.465,44 |
| 5 | 17,5 | 9.118,80 | 159.579,00 | 1.156,99 | 5.622,43 |
| 4 | 14,0 | 9.118,80 | 127.663,20 | 925,59 | 6.548,02 |
| 3 | 10,5 | 9.118,80 | 95.747,40 | 694,19 | 7.242,22 |
| 2 | 7,0 | 9.118,80 | 63.831,60 | 462,80 | 7.705,01 |
| 1 | 3,5 | 9.118,80 | 31.915,80 | 231,40 | 7.936,41 |
| $\Sigma =$ | | 71.010,00 | 1.094.637,60 | | |

Perlu dicatat, dipuncak gedung tidak ada beban horizontal gempa terpusat karena ratio

$$\frac{\text{tinggi total gedung}}{\text{panjang denah gedung}} = \frac{28}{30} = 0,93 < 3 \text{ (Ps 6.1.4).}$$

Analisis terhadap T Rayleigh

Besarnya T yang dihitung sebelumnya memakai cara-cara empiris, harus dibandingkan dengan T_{Rayleigh} , dengan rumus:

$$T_1 = 6,3 \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i \cdot d_i^2}{g \sum_{i=1}^n F_i \cdot d_i}}$$

Besarnya T yang dihitung sebelumnya, sesuai Ps 6.2.2 tidak boleh menyimpang lebih dari 20% hasil T Rayleigh.

Untuk menghitung besarnya T rayleigh, mula-mula dilakukan analisis struktur dilakukan secara 3 Dimensi menggunakan bantuan program SAP 2000 dengan asumsi yang digunakan sebagai berikut:

- Tiap balok didefinisikan sebagai balok T
- Pertimbangan adanya retak sepanjang bentang komponen, maka

komponen struktur direduksi Momen Inersianya sbb.:

- untuk balok T $2 \times 1 \text{ balok} = 2 \times 0,35 I_g = 0,7 I_g$
- untuk kolom persegi $= 0,7 I_g$

Hasil analisis disimpulkan di Tabel 8-3

Tabel 8-3
Analisa T Rayleigh akibat gempa arah sumbu Y

| Lantai ke- | h_x (m) | W_i (kN) | F (kN) | d_i (mm) | $W_i d_i^2$ (kN mm ²) | $F d_i$ (kN mm) |
|------------|--------------|---------------|-------------|---------------|--------------------------------------|--------------------|
| 8 | 28,0 | 7.178,40 | 1.457,27 | 42,83 | 13.166.411,5 | 62.410,8 |
| 7 | 24,5 | 9.118,80 | 1.619,79 | 40,86 | 15.226.515,3 | 66.189,5 |
| 6 | 21,0 | 9.118,80 | 1.388,39 | 37,44 | 12.780.132,6 | 51.976,8 |
| 5 | 17,5 | 9.118,80 | 1.156,99 | 32,58 | 9.678.572,9 | 37.693,5 |
| 4 | 14,0 | 9.118,80 | 925,59 | 26,50 | 6.405.538,1 | 24.531,8 |
| 3 | 10,5 | 9.118,80 | 694,19 | 19,48 | 3.460.272,1 | 13.522,8 |
| 2 | 7,0 | 9.118,80 | 462,80 | 11,87 | 1.284.797,7 | 5.493,4 |
| 1 | 3,5 | 9.118,80 | 231,40 | 4,45 | 180.606,6 | 1.029,8 |
| Jumlah | | | | | 62.182.846,7 | 262.848,3 |

$$T_{\text{rayleigh}} = 6,3 \sqrt{\frac{62.182.846,7}{9.800 \times 262.848,3}} = 0,98 \text{ dt}$$

Nilai T yang diijinkan $= 0,98 - 20\% \times 0,98 = 0,783 \text{dt}$

Karena $T_1 = 0,88 > T_{\text{Rayleigh}} = 0,783$, maka T_1 hasil empiris yang dihitung di atas memenuhi ketentuan Ps 6.2.

8.3.2. Hasil Analisa Struktur

Dengan menggunakan program komputer SAP 2000, analisa struktur 3 dimensi telah dilakukan pada contoh SRPM di Gambar 8-1.

Ketentuan-ketentuan di bawah ini di pakai :

- Syarat pemodelan untuk efektifitas momen Inersia (penampang retak), yaitu : Balok T : $0,35 \times 2 I_g$ balok biasa
Kolom : $0,7 I_g$ kolom.
- Hasil gaya di ujung balok dibuat untuk nilai di muka kolom.
- E_c pakai ketentuan Pasal 10.5 (1).
- Berat masa tiap lantai di kenai eksentrisitas e_d sesuai Ps 5.4.3.

Rangkuman hasil analisa struktur untuk rangka baris 5 akibat beban gempa arah U-S di cantumkan di Gambar 8-2.

| | | | | | | | | | | |
|---|--------|---------|--------|---------|--------|---------|--------|---------|--------|---------|
| 3 | 383,64 | -360,93 | 360,74 | -360,84 | 360,86 | -360,90 | 360,84 | -360,74 | 360,93 | -383,64 |
| 2 | 404,02 | -380,55 | 375,54 | -375,86 | 376,06 | -376,06 | 375,86 | -375,54 | 380,55 | -404,02 |
| 1 | 355,40 | -331,85 | 321,36 | -322,22 | 322,83 | -322,83 | 322,22 | -321,36 | 331,85 | -355,40 |

a. Moment Balok (kN m)

| | | | | | | |
|---|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| 3 | -202,73 | -361,94 | -360,83 | -360,83 | -361,94 | -202,73 |
| 2 | 182,30 | 343,91 | 342,09 | 342,09 | 343,91 | 182,30 |
| | -177,00 | -340,20 | -336,93 | -336,93 | -340,20 | -177,00 |
| 1 | 244,33 | 407,78 | 402,80 | 402,80 | 407,78 | 244,33 |
| | -388,89 | -157,93 | -153,56 | -153,56 | -157,93 | -388,89 |
| | 578,90 | 643,92 | 641,53 | 641,53 | 643,92 | 578,90 |

b. Momen Kolom (kN m)

| | | | | | | |
|---|--------|-------|-------|------|-------|---------|
| 3 | 509,77 | 5,00 | -1,27 | 1,27 | -5,00 | -509,77 |
| 2 | 659,82 | -0,95 | -1,01 | 1,01 | 0,95 | -659,82 |
| 1 | 791,53 | -8,78 | -0,45 | 0,45 | 8,78 | -791,53 |

c. Axial kolom (kN)

Gambar 8-2

Hasil Analisa Struktur Untuk Rangka Baris 5 oleh Beban Gempa arah U-S

8.3.3. Kinerja Batas Layan (Δ_s) dan Kinerja Batas Ultimit (Δ_m)

Tabel 8-4 memberikan nilai Δ_m dan nilai Δ_s tiap lantai yang diperoleh dengan asumsi ketentuan-ketentuan tersebut di Butir 8.3.2 di atas, dimana Δ_m tiap lantai di hitung sesuai Ps 8.2, yaitu $\Delta_m = \xi R \Delta_s$. Selain itu drift antar tingkat dari Δ_s dan Δ_m juga di sajikan di Tabel 8-5.

Menurut Ps 8.1.2, untuk memenuhi syarat kinerja batas layan, jika drift Δ_s antar tingkat tidak boleh lebih besar dari

$$\frac{0,03}{R} \times h_i = \frac{0,03}{8,5} \times 3.500 = 12,35 \text{ mm} \text{ atau } 30 \text{ mm}.$$

SNI 1726 menetapkan ini untuk membatasi terjadinya pelelehan baja dan peretakan beton yang berlebihan, di samping untuk mencegah kerusakan non struktural dan ketidaknyamanan penghuni. Perlu di ketahui bahwa UBC 1997 tidak mengadakan pembatasan ini. Tapi mensyaratkan dilakukan perhitungan efek P- Δ (untuk zone 3 dan 4 yang setara WG 5 dan 6) bila drift antar tingkat melebihi $0,02 h_i / R$.

Selanjutnya Ps 8.2.1 membatasi kemungkinan terjadinya keruntuhan struktur yang akan membawa korban jiwa manusia dengan membatasi nilai drift Δ_m antar tingkat tidak boleh melampaui $0,02 \times$ tinggi tingkat yang bersangkutan.

$$= 0,02 \times 3.500 = 70 \text{ mm}.$$

Ternyata pembatasan Δ_s dan Δ_m antar tingkat untuk SRPM yang di hitung di penuhi.

Tabel 8-4
Analisa Δ_s akibat gempa arah U-S

| Lantai ke- | h _x | Δ_s | drift Δ_s antar tingkat | Syarat drift Δ_s | Keterangan |
|------------|----------------|------------|--------------------------------|-------------------------|------------|
| | m | mm | mm | mm | |
| 8 | 28,0 | 45,45 | 2,08 | 12,35 | OK |
| 7 | 24,5 | 43,37 | 3,63 | 12,35 | OK |
| 6 | 21,0 | 39,74 | 5,15 | 12,35 | OK |
| 5 | 17,5 | 34,59 | 6,45 | 12,35 | OK |
| 4 | 14,0 | 28,14 | 7,45 | 12,35 | OK |
| 3 | 10,5 | 20,69 | 8,08 | 12,35 | OK |
| 2 | 7,0 | 12,61 | 7,88 | 12,35 | OK |
| 1 | 3,5 | 4,73 | 4,73 | 12,35 | OK |

Tabel 8-5
Analisa Δ_m akibat gempa arah U-S

| Lantai ke- | h _x | drift Δ_s antar tingkat | drift Δ_m antar tingkat | Syarat drift Δ_m | Keterangan |
|------------|----------------|--------------------------------|--------------------------------|-------------------------|------------|
| | m | mm | mm | mm | |
| 8 | 28,0 | 2,08 | 12,37 | 70,00 | OK |
| 7 | 24,5 | 3,63 | 21,61 | 70,00 | OK |
| 6 | 21,0 | 5,15 | 30,66 | 70,00 | OK |
| 5 | 17,5 | 6,45 | 38,35 | 70,00 | OK |
| 4 | 14,0 | 7,45 | 44,35 | 70,00 | OK |
| 3 | 10,5 | 8,08 | 48,07 | 70,00 | OK |
| 2 | 7,0 | 7,88 | 46,88 | 70,00 | OK |
| 1 | 3,5 | 4,73 | 28,14 | 70,00 | OK |

Catatan:

Bila efek $P-\Delta$ sesuai ketentuan UBC-1997 diterapkan di sini, ternyata semua drift Δ_s antar tingkat $< 0,02 h_i / R = 0,02 \times 3.500 / 8,5 = 8,24$ mm, jadi tidak perlu perhitungan efek $P-\Delta$.

8.4. Analisa Beban Gravitasi**8.4.1. Beban di lantai dan balok**

Momen-momen di lantai dan balok akibat beban gravitasi di taksir dengan menggunakan nilai momen pendekatan. Untuk balok-balok rangka ini, yang memenuhi semua syarat geometris dan batasan beban tersebut di Pasal 10.3 (3), akan dipakai momen pendekatan di Pasal 10.3 sebagai mana dicantumkan di Tabel 8-6 berikut ini :

Tabel 8-6
Momen Disain Balok Rangka di Muka Kolom

| Bentang | Lokasi | Besar momen | M_D (kN m) | M_L (kN m) |
|---------------|-------------------|----------------------|-----------------|-----------------|
| Bentang Ujung | 2 | 3 | 4 | 5 |
| | Negative tertular | $\frac{w l_n^2}{16}$ | -50,956 | -17,227 |
| | Positif | $\frac{w l_n^2}{14}$ | +58,236 | +19,688 |
| Bentang Dalam | Negatif interior | $\frac{w l_n^2}{10}$ | -81,530 | -27,563 |
| | Negatif | $\frac{w l_n^2}{11}$ | -74,118 | -25,057 |
| | Positif | $\frac{w l_n^2}{16}$ | +50,956 | +17,227 |

Catatan:

$$l_n = 6,0 - 0,75 = 5,25 \text{ m}$$

w beban mati terdiri dari:

| | | |
|-----------------|-----------------------------|-------------------------|
| - pelat lantai | $= 1 \times 0,12 \times 24$ | $= 2,88 \text{ kN/m}^2$ |
| - Plafon | $= 1,00 \times 0,18$ | $= 0,18 \text{ kN/m}^2$ |
| - Spesi + tegel | $= 1,00 \times 0,45$ | $= 0,45 \text{ kN/m}^2$ |

| | | |
|---------------|--------------------|--------------------------|
| | Jumlah q | = 3,51 kN/m ² |
| q ekuivalen | = 4 x 3,51 | = 14,04 kN/m |
| Berat balok | = 0,5 x 0,7 x 24 | = 8,40 kN/m |
| Berat dinding | = 0,15 x 1,7 x 2,8 | = 7,14 kN/m |

$$w \text{ beban mati} = 29,58 \text{ kN/m}$$

w beban hidup:

$$\text{beban hidup (q)} = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

$$q \text{ ekuivalen (w)} = 4 \times 2,5 = 10 \text{ kN/m}$$

Semua momen negatif balok di Tabel 8-6 adalah momen di ujung balok di muka kolom. M_D dan M_L yang tercantum di kolom 4 dan 5 tabel ini adalah nilai momen akibat beban mati dan beban hidup tanpa faktor beban dan koefisien reduksi.

Dalam hal ini beban momen di lantai juga akan ditaksir dengan metode analisa pendekatan di Tabel 13.2.2. PBI 1971 atau NI-2. Dengan anggapan semua lantai menjadi satu dengan balok atau dianggap menerus pada keempat sisinya maka diperoleh beban momen berikut ini :

$$M_{\text{neg}} = 0,036 q_u l_n^2 = 0,036 \times 8,212 \cdot 5,25^2 = 8,148 \text{ kN m}$$

$$M_{\text{pos}} = 0,036 q_u l_n^2 = 0,036 \times 8,212 \cdot 5,25^2 = 8,148 \text{ kN m}$$

M_{neg} ini adalah kuat momen negatif di muka perletakan (balok) tiap sisi lantai yang dalam contoh ini kebetulan berukuran persegi.

8.4.2. Beban kerja aksial di kolom.

Perhitungan beban kerja aksial di kolom meliputi beban mati, yang berupa berat sendiri struktur dan beban tetap lain-lainnya berupa berat M & E, plafon, tembok, tegel dll; dan beban hidup yang harus memperhitungkan reduksi beban dan tributary area yang diatur oleh SNI 03-1727-1989, yaitu untuk kantor $R=60\%$

Di Tabel 8-7 dan 8-8 berturut-turut disajikan beban kerja aksial di kolom luar dan kolom dalam.

Tabel 8-7
Beban Kerja Aksial di Kolom Luar Rangka Baris 5

| | Beban mati (kN/m ²) | Beban Hidup (kN/m ²) | Luas daerah kolom (m ²) | 60 % reduksi beban hidup (kN/m ²) | Beban Hidup (kN/m ²) | Σ b mati *) (kN) | Σ b hidup (kN) |
|----------|------------------------------------|-------------------------------------|--|--|-------------------------------------|----------------------------|--------------------------|
| Lantai 8 | 3,06 | 1,00 | 18,00 | 0,60 | 10,80 | 155,52 | 10,80 |
| Lantai 7 | 3,51 | 2,50 | 36,00 | 1,50 | 27,00 | 337,14 | 37,80 |
| Lantai 6 | 3,51 | 2,50 | 54,00 | 1,50 | 27,00 | 518,76 | 64,80 |
| Lantai 5 | 3,51 | 2,50 | 72,00 | 1,50 | 27,00 | 700,38 | 91,80 |
| Lantai 4 | 3,51 | 2,50 | 90,00 | 1,50 | 27,00 | 882,00 | 118,80 |
| Lantai 3 | 3,51 | 2,50 | 108,00 | 1,50 | 27,00 | 1063,62 | 145,80 |
| Lantai 2 | 3,51 | 2,50 | 126,00 | 1,50 | 27,00 | 1245,20 | 172,80 |
| Lantai 1 | 3,51 | 2,50 | 144,00 | 1,50 | 27,00 | 1426,86 | 199,80 |

Tabel 8-8

Beban Kerja Aksial di Kolom dalam Rangka Baris 5, di atas lantai 2

| | Beban mati | Beban Hidup | Luas daerah kolom | 60 % Reduksi beban hidup | Beban Hidup | Σ b mati *) | Σ b hidup |
|----------|----------------------|----------------------|-------------------|--------------------------|-------------|--------------------|------------------|
| | (kN/m ²) | (kN/m ²) | (m ²) | (kN/m ²) | (kN) | (kN) | (kN) |
| Lantai 8 | 3,06 | 1,00 | 36,00 | 0,60 | 21,60 | 231,40 | 21,60 |
| Lantai 7 | 3,51 | 2,50 | 72,00 | 1,50 | 54,00 | 515,08 | 75,60 |
| Lantai 6 | 3,51 | 2,50 | 108,00 | 1,50 | 54,00 | 798,76 | 129,60 |
| Lantai 5 | 3,51 | 2,50 | 144,00 | 1,50 | 54,00 | 1082,44 | 183,60 |
| Lantai 4 | 3,51 | 2,50 | 180,00 | 1,50 | 54,00 | 1366,12 | 237,60 |
| Lantai 3 | 3,51 | 2,50 | 216,00 | 1,50 | 54,00 | 1649,80 | 291,60 |
| Lantai 2 | 3,51 | 2,50 | 252,00 | 1,50 | 54,00 | 1933,48 | 345,60 |
| Lantai 1 | 3,51 | 2,50 | 288,00 | 1,50 | 54,00 | 2217,16 | 399,60 |

*) termasuk berat balok, kolom dan dinding

8.5. Kombinasi Beban

Kombinasi beban disain telah ditetapkan di Pasal 11.2 sebagai berikut (hanya di tulis yang relevan untuk contoh ini) :

- 1,4 D
- 1,2 + 1,6 L
- 0,9 ± 1,0 E
- 1,2 + 1,0 L ± 1,0 E

8.6. Disain Balok dan Lantai.

8.6.1. Penulangan lantai

Penulangan lantai untuk momen tersebut di Butir 8.4,1 diambil ϕ 10 mm jarak 250 mm ($A_s = 314 \text{ mm}^2$ per m') baik untuk di lapangan maupun di jepitan keempat sisinya.

Kuat momen terpasang (fM_n) palat dapat dihitung sebagai berikut:

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = \frac{314 \times 400}{0,85 \times 30 \times 1.000} = 4,93 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = \phi A_s f_y (d - \frac{1}{2} a) = 0,8 \times 314 \times 400 (95 - \frac{4,93}{2}) = 9,298 \text{ kN m} > M \text{ pelat} = 8,148 \text{ kN m (OK)}$$

8.6.2. Penulangan balok akibat momen lentur

Tabel 8-9 memberikan resume beban momen di balok akibat beban kerja gravitasi yang kemudian disusul oleh beban-beban momen sesuai

dengan 4 macam kombinasi beban untuk balok rangka lantai 2 pada baris no 5

Tabel 8-9

Resume Momen Disain di Balok Rangka baris no 5 lantai 2

| | Beban | Lokasi | Bentang | |
|----|-----------------------|------------------|--------------|--------------|
| | | | Ujung (kN m) | Dalam (kN m) |
| | | Negatif terluar | -50,96 | -74,12 |
| | Mati (D) | Positif | 58,24 | 50,96 |
| | | Negatif interior | -81,53 | -74,12 |
| | | Negatif terluar | -17,23 | -25,06 |
| | Hidup (L) | Positif | 19,69 | 17,23 |
| | | Negatif interior | -27,56 | -25,06 |
| | | Negatif terluar | 404,02 | 375,54 |
| | Gempa (E) | Positif | 0,00 | 0,00 |
| | | Negatif interior | -380,55 | -375,86 |
| No | Kombinasi | | | |
| | | Negatif terluar | -71,34 | 103,77 |
| 1 | 1,4 D | Positif | 81,53 | 71,34 |
| | | Negatif interior | -114,14 | -103,77 |
| | | Negatif terluar | -88,71 | 129,04 |
| 2 | 1,2 D + 1,6 L | Positif | 101,38 | 88,71 |
| | | Negatif interior | -141,94 | -129,03 |
| | | Negatif terluar | 325,64 | 489,54 |
| | | | -482,39 | -261,54 |
| 3 | 1,2 D + 1,0 L ± 1,0 E | Positif | 89,57 | 78,37 |
| | | Negatif interior | -505,95 | -489,86 |
| | | | 255,15 | 261,86 |
| | | Negatif terluar | 358,15 | 442,25 |
| | | | -449,88 | -442,57 |
| 4 | 0,9 D ± 1,0 E | Positif | 52,41 | 45,86 |
| | | Negatif interior | -453,92 | -442,56 |
| | | | 307,17 | 309,15 |

Sebelum dilakukan penulangan baiknya dilakukan kontrol syarat-syarat komponen beton bertulang yang merupakan bagian dari SPBL tersebut di Pasal 23.2 (1(4)), khususnya untuk WG 5 dan 6 berlaku syarat-syarat tersebut di Pasal 23.2-23.7, disamping Pasal 3-19. Untuk komponen balok berlaku Pasal 23.3 (1) berikut ini :

- Beban aksial tekan terfaktor memang kecil sekali.
- Bentang bersih min 5,25 m > 4 d = 4 x 0,6405 = 2,56 m.

- Ratio $\frac{b_w}{h} = 0,71 > 0,3$
- $b_w = 500 > 250 \text{ min.}$
- $b_w = 500 < \text{lebar kolom} + 3/4 d.$

Dengan resume beban momen disain tersebut di Tabel 8-9 maka di Tabel 8-10 di cantumkan hasil perhitungan penulangan untuk balok rangka di tingkat 2 baris no 5.

Tabel 8-10
Penulangan Balok Rangka Tingkat 2 basis 5

| Lokasi | | Mu (kN m) | As perlu (mm ²) | As terpasang (mm ²) | ϕM_n (kN m) |
|---------------|----------|--------------|--------------------------------|------------------------------------|----------------------|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| End Span | Ext. Neg | -482,34 | 2583 | 9 $\phi 19 = 2552$ | -482,34 |
| | | +358,15 | 1701 | 6 $\phi 19 = 1701$ | +344,48 |
| | Positive | +101,38 | 546 | 4 $\phi 19 = 1134$ | + 210,5 |
| Interior Span | Int. Neg | -505,95 | 2653,9 | 10 $\phi 19 = 2835$ | - 540,8 |
| | | +307,17 | 1655 | 6 $\phi 19 = 1701$ | +344,48 |
| | Positive | +88,71 | 478 | 4 $\phi 19 = 1134$ | + 210,5 |
| | Negatif | -489,86 | 2881 | 10 $\phi 19 = 2835$ | - 535,5 |
| | | +309,15 | 1665,7 | 6 $\phi 19 = 1701$ | +344,48 |

Catatan:

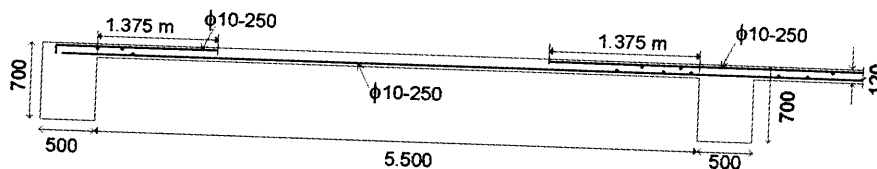
$$As D19 = 283,5 \text{ mm}^2$$

$$As \text{ max} = 8.006,3 \text{ mm}^2$$

$$As \text{ min} = 1.120,9 \text{ mm}^2$$

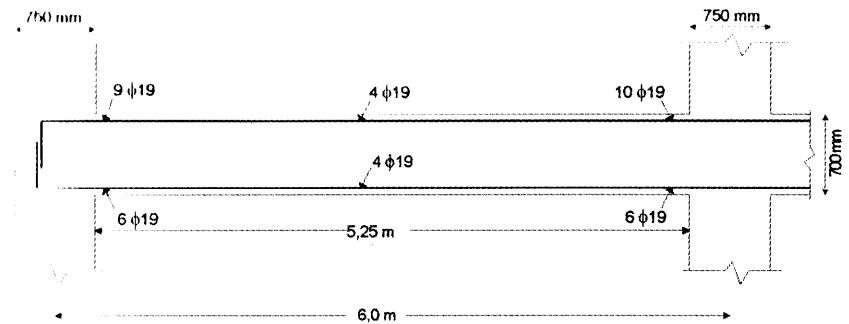
Balok berukuran $b = 500 \text{ mm}$, $h = 700 \text{ mm}$, $b_e = 1.375 \text{ mm}$.

Tiap potong balok harus ada tulangan min $\frac{1,4b_w d}{f_y} = 1.120,9 \text{ mm}^2$, ini dipenuhi oleh tulangan 4 D19, dengan $As = 1.134,1 \text{ mm}^2$



Gambar 8-3
Penulangan Tipikal Lantai

■ Sistem Rangka Pemikul Momen



Gambar 8-4
Penulangan Balok Rangka Tingkat 2, baris 5

Dalam Tabel 8-10 kolom 6 di cantumkan pula kuat momen lentur (ϕM_n) untuk masing-masing potongan. Selanjutnya perlu di kontrol pula pemenuhan ketentuan-ketentuan berikut ini :

- Pasal 23.3 (2(2)) : Kuat momen positif terpasang di muka kolom interior bentang luar $> 50 \%$ kuat negatif, ini di penuhi karena $M^+ = 344,5 > 0,5 \times M^- = 270,4$. Di ujung bentang tengah syarat ini juga di penuhi \rightarrow OK.
- Pasal 23.3 (2(2)) : Di tiap potongan sepanjang balok tidak boleh ada kuat momen positif maupun negatif yang kurang dari $\frac{1}{4}$ kuat momen max $= \frac{1}{4} \times 540,8 = 135,2$. Tiap potongan terpasang 4 $\phi 19 = 1134,1 \text{ mm}^2$, ini ekivalen dengan kuat momen sebesar $210,5 \text{ kNm} > 135,2 \text{ kNm} \rightarrow$ OK.
- Pasal 23.3 (2(1)) : Tiap potongan baik di sisi bawah maupun atas harus ada 2 batang tulangan. Ini di penuhi pula oleh tulangan min tersebut di atas.
- Pasal 23.5 (1(4)) : Bila tulangan longitudinal menembus HBK, maka $h = 750 \text{ mm} > 20 d_b = 380 \text{ mm} \rightarrow$ OK.

8.6.3. Disain Tulangan Geser Balok.

Sebagaimana diatur oleh Pasal 23.3 (4), gaya geser rencana V_e harus ditentukan dari peninjauan gaya statik pada bagian komponen struktur antara dua muka tumpuan. Momen M_{pr} dengan tanda

berlawanan dianggap bekerja pada muka muka kolom tadi dan komponen struktur tersebut di bebani penuh beban gravitasi terfaktor. Penting untuk di perhatikan, V_e harus di cari dari nilai terbesar akibat beban gempa arah ke kanan dan ke kiri.

M_{pr} harus di hitung dari tulangan terpasang dengan tegangan tarik $1,25 f_y$ dan faktor reduksi $\phi = 1,0$. Rumus berikut boleh dipakai untuk menghitung M_{pr} .

$$M_{pr} = A_s (1,25 f_y) (d - \frac{a}{2})$$

$$a = \frac{A_s(1,25 f_y)}{0,85 f_c b}$$

Untuk kasus balok di bentang ujung oleh arah gempa ke kanan akan dihasilkan momen Neg (M_{pr}^-) sebagai berikut:

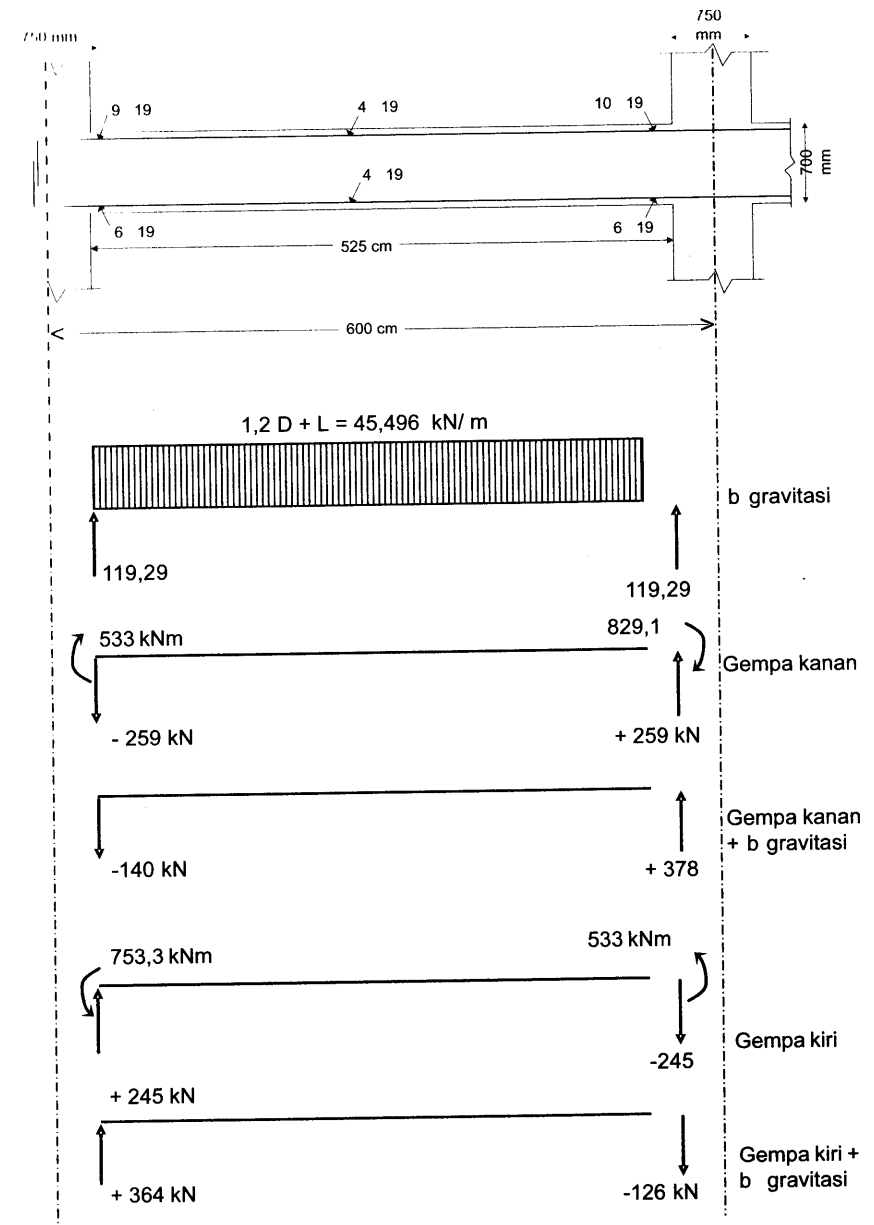
Tulangan terpasang = $A_s = 10 \phi 19 = 2.835 \text{ mm}^2$

$$a = \frac{A_s(1,25 f_y)}{0,85 f_c b} = \frac{2.835 \times (1,25 \times 400)}{0,85 \times 30 \times 500} = 111,2 \text{ mm}$$

$$M_{pr}^- = A_s (1,25 f_y) (d - \frac{a}{2}) = 2.835 (1,25 \times 400) (640,5 - 111,2/2) = 829,1 \text{ kNm}$$

Dengan cara yang sama, untuk bentang ujung ini, dihasilkan momen positif (M_{pr}^+) berdasarkan tulang terpasang $6 \phi 19 = 1.701 \text{ mm}^2$, sebesar 533 kNm.

Gambar 8-5 memberi ilustrasi perhitungan V_e untuk balok di bentang ujung rangka baris no 5 pada tingkat 2. Selain ditunjukkan pengaruh beban gravitasi, ditunjukkan pula besar M_{pr} negatif dan positif dari gempa arah kanan dan kiri. Dapat diamati bahwa V_e maximum hasil kombinasi gaya geser desain selalu lebih besar dari V_u hasil analisa struktur.



Gambar 8-5
Disain gaya geser untuk balok ujung di rangka baris 5 lantai 2

Biasanya kuat geser ditahan oleh beton (V_c) dan tulangan dalam bentuk tulangan transversal. Namun pada komponen struktur penahan SPBL berlaku ketentuan Pasal 23.3.(4(2)) yang menyatakan $V_c = 0$ apabila

- Gaya geser akibat gempa saja (yaitu akibat $M_{pr} > 0,5$ total geser (akibat $M_{pr} +$ beban gravitasi) dan
- Gaya aksial tekan $< \frac{A_g f_c}{20}$

Dalam hal ini karena gaya geser akibat gempa = $259 > 0,5 \times 378 = 189$ kN dan gaya aksial yang kecil sekali maka $V_c = 0$ sehingga

$$V_s = \frac{V_n}{\phi} = \frac{378}{0,75} = 504 \text{ kN}$$

Koefisien reduksi diambil 0,75 karena V_n diperoleh dari M_{pr} balok (Pasal 11.3(2(3)))

Dengan memakai tulangan geser 4 kaki ϕ 10 mm ($A_v = 314,4 \text{ mm}^2$) diperoleh s sebesar

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s} = \frac{314,4 \times 400 \times 640,5}{504 \times 10^3} = 159 \text{ mm}$$

kontrol kuat geser nominal tak boleh lebih besar dari $V_s \text{ max}$ (Pasal 13.5(6(9)))

$$V_s \text{ max} = \frac{2}{3} b_w d \sqrt{f_c} = \frac{2}{3} \times 500 \times 640,5 \times \sqrt{30} = 1.169,4 > 504 \text{ kN}$$

$s = 150$ mm memenuhi pasal 23.3(3(2)) yang menentukan jarak sengkang tertutup.

s_{max} sepanjang sendi plastis diujung balok $2h = 2 \times 700 = 1.400$ mm tidak boleh lebih besar dari

$$\begin{aligned} s_{\text{max}} &= \frac{d}{4} &&= 160 \text{ mm} \\ &= 8 d_b \text{ tul. Longtdinal} &&= 152 \text{ mm} \\ &= 24 d_b \text{ hoop} &&= 240 \text{ mm} \\ &= 300 \text{ mm} \end{aligned}$$

dengan hasil ini dipenuhi pula ketentuan pasal 23.3 (3(3)) dipakai jarak $s = 150$ mm, hoop pertama ϕ 10 mm dipasang 50 mm dari muka kolom di kedua ujung balok.

Bagian tengah balok boleh mengikuti Pasal 23.3(3(4)) dan Pasal 13.3 (1(1)).

Pemasangan begel di luar sendi plastis (di luar $2h = 2 \times 700 = 1.400$ mm)

$$V_u = 314,3 \text{ kN (pada jarak 1.400 mm)}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - \frac{\sqrt{f_c}}{6} b_w d = \frac{314,3}{0,75} - \frac{\sqrt{30}}{6} \times 500 \times 640,5 = 127 \text{ kN}$$

Jika dipakai begel 2 kaki dengan dia. 10 mm $A_v = 157 \text{ mm}^2$, maka

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s} = \frac{157 \times 400 \times 640,5}{127 \times 10^3} = 316 \text{ mm} \rightarrow \text{pakai } s = 300 \text{ mm}$$

Syarat pemasangan begel di luar sendi plastis (Pasal 23.3(3(4)) dan 13.5(4(1))) adalah

$$s \leq \frac{1}{2} d = \frac{1}{2} \times 640,5 = 320 \text{ mm}$$

Jadi dipasang begel 2 dp10 - 300 sebanyak $\frac{\ln - 4h}{s} + 1 = \frac{2.450}{300} + 1 = 9$

buah di bagian tengah balok.

8.6.4. Pemutusan Tulangan Balok

Di bawah ini diberikan contoh perhitungan lokasi penghentian tulangan negatif di atas perletakan interior balok bentang ujung. Tulangan diatas perletakan ini ada 10 ϕ 19 dan misalkan akan dihentikan sekaligus 6 ϕ 19 setelah memenuhi Pasal 23.3.(2(1)). Jadi desain akan ditentukan jarak penghentian 6 ϕ 19 dari muka kolom (x).

Agar diperoleh panjang penghentian terbesar, harus dipakai kombinasi beban 0,9D + kemungkinan kuat momen M_{pr} diujung komponen. Kuat momen nominal (M_n) dari 4 ϕ 19 adalah 263 kNm, karena itu 6 ϕ 19 boleh dihentikan bila kuat momen nominal sudah menurun menjadi 263 kNm (lihat Gambar 8-6)

Jarak penampang dengan $M_n = 263$ kNm dihitung sebagai berikut.

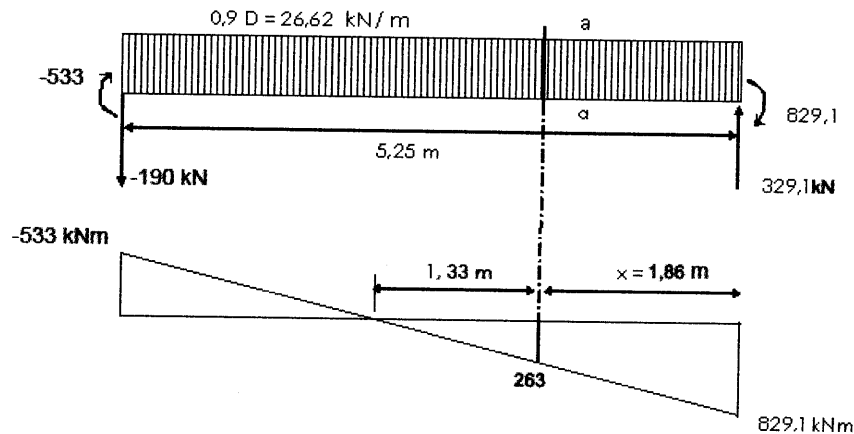
Diketahui $M_{pr} = 829,1 \text{ kN m}$

$q = 26,62 \text{ kN/m}$

$$26,62 \cdot \frac{1}{2} x^2 - 329,45x + 829,1 = 263$$

$$x^2 - 24,7x + 42,5 = 0$$

diperoleh $x = 1,86 \text{ m}$



Gambar 8-6
Diagram momen untuk penghentian tulangan negatif pada perletakan interior

Sesuai Pasal 14.10(3) Tulangan 6 ϕ 19 akan dihentikan sejauh $\ell =$ (pilih yang lebih besar) =

$$\ell = x + d = 1,86 + 0,6405 = 2,5 \text{ m (menentukan)}$$

atau

$$\ell = x + 12 \cdot db = 1,86 + 12 \times 0,019 = 2,09 \text{ m dari muka kolom.}$$

Panjang $\ell = 2,5 \text{ m}$ ini harus lebih panjang dari ℓ_d yaitu panjang penyaluran (Pasal 14.10.(4)) yang dihitung dengan rumus tersebut di pasal 14.2(3)

$$\frac{\ell_d}{d_b} = \frac{9 f_y}{10 \sqrt{f_c}} \frac{\alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \lambda}{(c + K_{tr})}$$

$$\left. \begin{aligned} \text{dimana } \alpha &= 1,3 \quad c = 40 + 10 + 19/2 = 59,5 \\ \beta &= 1,0 \quad c = \frac{500 - 2(40 + 10) - 19}{7x2} = 27,2 \\ \gamma &= 0,8 \quad \frac{c + K_{tr}}{db} = \frac{27,2 + 0}{19} = 1,43 \\ \lambda &= 1,0 \quad K_{tr} = 0 \end{aligned} \right\} \text{ pakai } c = 27,2 \text{ mm}$$

Jadi

$$\frac{\ell_d}{d_b} = \frac{9 f_y}{10 \sqrt{f_c}} \frac{\alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \lambda}{(c + K_{tr})} = \frac{9 \times 400}{10 \times \sqrt{30}} \frac{1,3 \times 1,0 \times 0,8 \times 1}{27,2} = 47,8$$

$$\ell_d = 47,8 \times 19 = 908 \text{ mm} = 0,91 \text{ m}$$

ternyata $\ell = 2,5 > \ell_d = 0,91 \text{ m}$ jadi tulangan 6 ϕ 19 dipasang sepanjang 2,5 m dari muka kolom, lalu dihentikan.

Perlu diamankan pula bahwa penghentian tulangan ini tidak boleh dilakukan didaerah tarik kecuali kondisi Pasal 14.10(5) dipenuhi. Dalam kasus ini, titik balik momen kira-kira berada 3,19 m dari muka kolom $> \ell = 2,5 \text{ m}$. Karena tempat penghentian berada di daerah tarik, perlu ada pengamanan. Ada 2 pilihan pengamanan sebagaimana tersebut di Pasal 14.10 (5(1)) atau 14.10 (5(2)). Dicoba dulu solusi kemungkinan

V_u dari tulangan geser terpasang $\frac{2}{3} \phi V_n$ lebih besar dari gaya geser berfaktor V_u , berikut ini diperiksa ketentuan ini dilokasi $\ell = 2,5 \text{ m}$

$$V_u = \phi (329 - 2,5 \times 26,02) = 197 \text{ kN}$$

$$\frac{2}{3} \phi V_n = \frac{2}{3} \times 0,75 (V_s + V_c)$$

$$= \frac{2}{3} \times 0,75 \left(\frac{157.400.640}{190} + \frac{\sqrt{30}}{6} 500.640,5 \right)$$

$$= 213 \text{ kN} > V_u = 194 \text{ kN (pada jarak 2,5 m)}$$

karena $\frac{2}{3} \phi V_n > V_u$ maka penghentian 6 ϕ 19 boleh dilakukan pada $\ell = 2,5 \text{ m}$ dari muka kolom.

Prosedur pemutusan tulangan dari tumpuan kiri yang berjumlah 9 ϕ 19 lalu dihentikan sebanyak 5 ϕ 19, dapat dilakukan sama seperti di atas, diperoleh sebesar 2,2 m

Mengingat bentang bersih balok 5,25 m sehingga tidak ada sisa untuk pemutusan tulangan dari kiri maupun kanan, maka tulangan 10 $\phi 19$ hanya diputus 1 $\phi 19$, selanjutnya diteruskan 9 $\phi 19$.

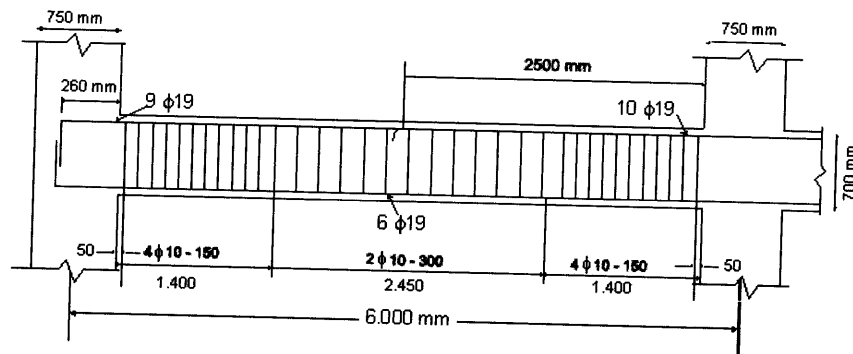
Catatan

- Contoh ini memberi ilustrasi pemutusan tulangan 10 $\phi 19$ menjadi 4 $\phi 19$, namun jumlah pemutusan tulangan dapat dilakukan lain, sesuai pertimbangan praktis.
- Momen positif di kedua ujung balok menggunakan tulangan 6 $\phi 19$ yang menurut Pasal 23.3.(2(2)) hanya perlu diteruskan 4 $\phi 19$. Pemutusan sebagian 6 $\phi 19$ dapat dilakukan seperti contoh di atas sesuai kebutuhan.

Tulangan longitudinal yang masuk dan berhenti dalam kolom tepi yang terkekang (Pasal 23.5 (1.(3)) dan harus berupa panjang penyaluran dengan kait 90°. Sesuai Pasal 23.5.(4(1)) l_{dh} diambil yang lebih besar dari

$$\begin{aligned}
 &= 8 d_b = 8 \times 19 = 152 \text{ mm} \\
 &= 150 \text{ mm, atau} \\
 &= \frac{f_y d_b}{5,4 \sqrt{f'_c}} = 257 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Jadi $l_{dh} = 260 \text{ mm}$ masuk dalam kolom dengan panjang kait $12 d_b = 228 \text{ mm}$ (Pasal 9.1.(2)) seperti dapat dilihat pada Gambar 8-7



Gambar 8-7

Detail Penulangan Balok Bentang Ujung Rangka baris 5 tingkat 2

8.7. Disain Kolom

Di bawah ini diberikan garis besar disain kolom tepi dan tengah di rangka baris 5 di bawah lantai 2. Tabel 8-11 dan 8-12 memberikan beban-beban disain untuk kolom interior (tengah, B2) dan Tabel 8-13 dan 8-14 untuk kolom tepi (eksterior, A2).

8.7.1. Pengaruh beban gempa orthogonal

Menurut Ps 5.8.2, untuk memperhitungkan arah pengaruh gempa rencana yang sembarangan, pengaruh gempa dalam arah utama harus dianggap terjadi bersamaan dengan 30% pengaruh pembebanan dalam arah tegak lurus (\perp) pada arah utama pembebanan tadi.

Tapi untuk menggunakan ketentuan ini, akan dimanfaatkan pengecualian efek orthogonal ini sesuai UBC Section 1633.1 yang berbunyi: efek orthogonal tidak diperhitungkan bila beban aksial oleh salah satu arah beban gempa $< 20\%$ beban aksial maximal kolom yang bersangkutan.

Bila diasumsikan kolom-kolom berukuran $750 \times 750 \text{ mm}$ memakai 1,34% tulangan, maka kapasitas beban aksial adalah (Pasal 12.3 (5(2)) :

$$\begin{aligned}
 \phi P_n \text{ max} &= 0,80 \phi [0,85 f'_c (A_g - A_{st}) + (f_y \times A_{st})] \\
 &= 0,80 \times 0,65 [0,85 \times 30 \times 750^2 (1 - 1,34\%) + 400 \times 1,34\% \times 750^2] \\
 &= 8.925.846,0 \text{ N} \sim 8.926,0 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$20\% \phi P_n = 1.785 \text{ kN} > 791,53 \text{ arah gempa U-S (lihat Gambar 8-2)}$$

jadi efek orthogonal Ps 5.8.2 tidak diterapkan dalam disain ini.

8.7.2. Penulangan memanjang kolom

Syarat dimensi kolom menurut Pasal 23.4(1) harus dipenuhi bila:

- kolom sebagai bagian SPBL
- menerima beban aksial berfaktor lebih besar dari $A_g \cdot f'_c / 10$

$= 750^2 \times 30 / 10 = 1.687,5 \text{ kN}$
karena 1.687,5 kN ini lebih kecil dari beban aksial terfaktor yang tercantum di Tabel 8-11 s/d 8-14 maka berlaku

- ukuran penampang terkecil $750 \text{ mm} > 300 \text{ mm OK}$
- rasio $\frac{b}{h} = \frac{750}{750} = 1 > 0,4 \rightarrow \text{OK}$

Tabel 8-11
Kesimpulan beban P_u dan M_u pada kolom tengah antara lantai 1 dengan 2

| Jenis Beban | Axial (kN) | Momen (kN m) |
|-------------|-----------------|--------------|
| Mati (D) | 1933,48 | -6,90 *) |
| Hidup (L) | 345,60 | -7,20 *) |
| Gempa (E) | 0,95 | 407,78 |
| No | Kombinasi beban | |
| 1 | 1,4 D | 2706,87 |
| 2 | 1,2 D + 1,6 L | 2873,36 |
| 3 | 1,2D + 1,0L + E | 2666,73 |
| 4 | | 2664,83 |
| 5 | 0,9D + 1,0E | 1741,08 |
| 6 | | 1739,18 |

*) pakai rumus (92) pasal 15.6(9(2))

Tabel 8-12
Kesimpulan beban P_u & M_u pada kolom tengah antara lantai 2 dengan 3

| Jenis Beban | Axial (kN) | Momen (kN m) |
|-------------|--------------------|--------------|
| Mati (D) | 1.649,80 | -6,90 *) |
| Hidup (L) | 291,60 | -7,20 *) |
| Gempa (E) | -5,00 | 361,94 |
| No | Kombinasi beban | |
| 1 | 1,4 D | 2.309,72 |
| 2 | 1,2 D + 1,6 L | 2.446,32 |
| 3 | 1,2D + 1,0L + 1,0E | 2.266,36 |
| 4 | | 2.276,36 |
| 5 | 0,9D + 1,0E | 1.479,82 |
| 6 | | 1.489,82 |

*) pakai rumus (92) pasal 15.6(9(2))

Tabel 8-13
Kesimpulan beban P_u dan M_u pada kolom tepi antara lantai 1 dengan 2

| Jenis Beban | Axial (kN) | Momen (kN m) |
|-------------|-----------------|--------------|
| Mati (D) | 1245,24 | -25,48 +) |
| Hidup (L) | 172,80 | -8,62 +) |
| Gempa (E) | 659,82 | 244,33 |
| No | Kombinasi beban | |
| 1 | 1,4 D | 1743,34 |
| 2 | 1,2 D + 1,6 L | 1770,77 |
| 3 | 1,2D + 1,0L + E | 2326,91 |
| 4 | | 1007,27 |
| 5 | 0,9D + 1,0E | 1780,54 |
| 6 | | 461,4 |

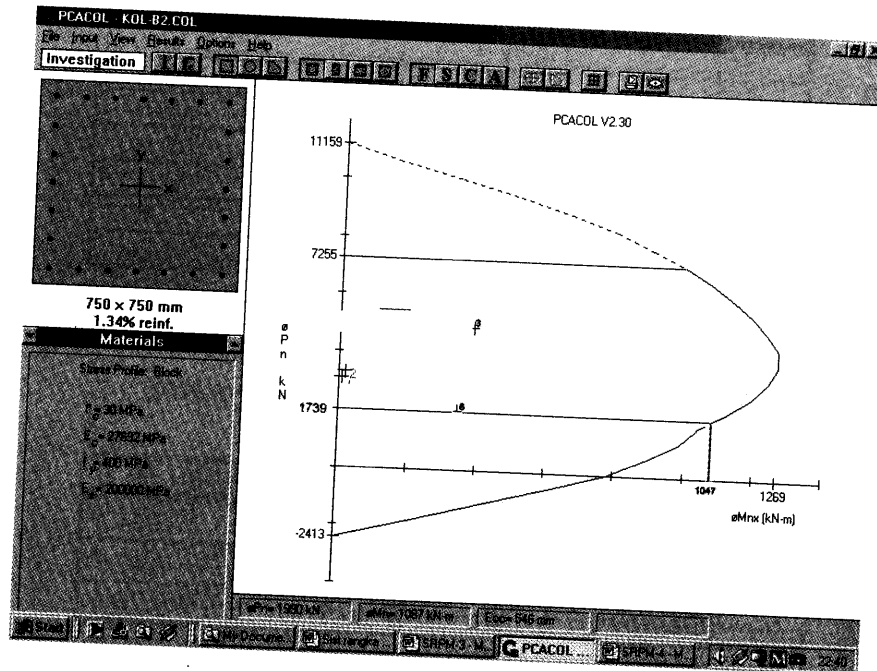
*) Momen neg. terluar/ 2 (lihat Tabel 8-6)

Tabel 8-14
Kesimpulan beban P_u dan M_u pada kolom tepi antara lantai 2 dengan 3

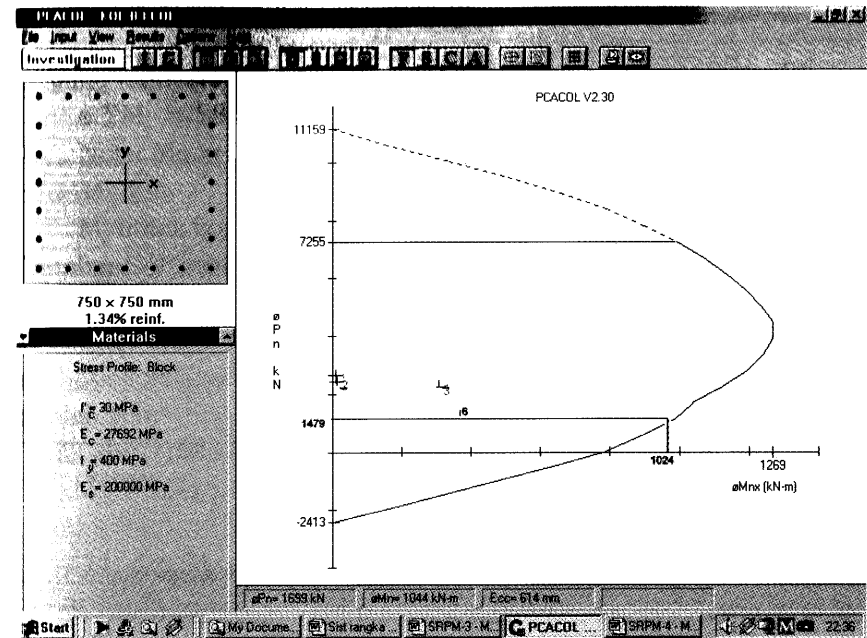
| Jenis Beban | Axial (kN) | Momen (kN m) |
|-------------|-----------------|--------------|
| Mati (D) | 1063,62 | -25,84 +) |
| Hidup (L) | 145,80 | -8,62 +) |
| Gempa (E) | 509,77 | 202,73 |
| No | Kombinasi beban | |
| 1 | 1,4 D | 1489,07 |
| 2 | 1,2 D + 1,6 L | 1509,75 |
| 3 | 1,2D + 1,0L + E | 1931,99 |
| 4 | | 412,45 |
| 5 | 0,9D + 1,0E | 1467,03 |
| 6 | | 447,49 |

*) Momen neg. terluar/ 2 (lihat Tabel 8-6)

Berdasarkan kombinasi beban di Tabel 8-11, kolom tengah (B2) cukup diberi tulangan sebanyak 1,34 % atau 24 ϕ 20. Seperti terlihat di Gambar 8-8, sebuah diagram interaction yang dibuat dengan program PCACOL. Dengan cara sama diperoleh tulangan 24 ϕ 20 atau 1,34 % untuk kolom tepi dibawah lantai 2 (A2), inter action diagram kolom ini disajikan di Gambar 8-10. Prosentase tulangan kedua kolom ini sesuai syarat Pasal 23.4(3(1)) yaitu harus diantara 1% - 6%, telah dipenuhi.



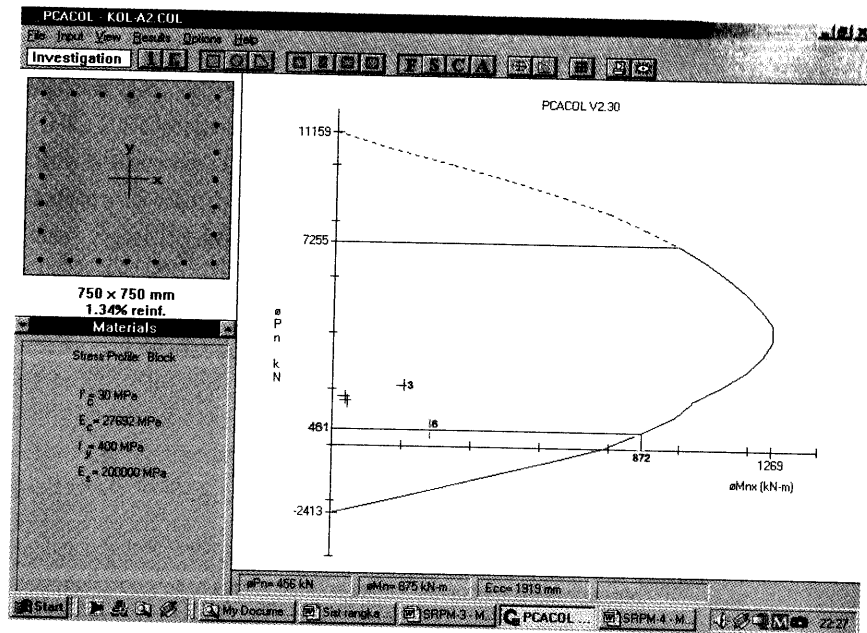
Gbr. 8-8
Kuat rencana diagram Interaksi Kolom Tengah
antara Lantai 1 & 2



Gbr 8-9
Diagram Interaksi Kuat Rencana Kolom tengah antara lantai 2 & 3

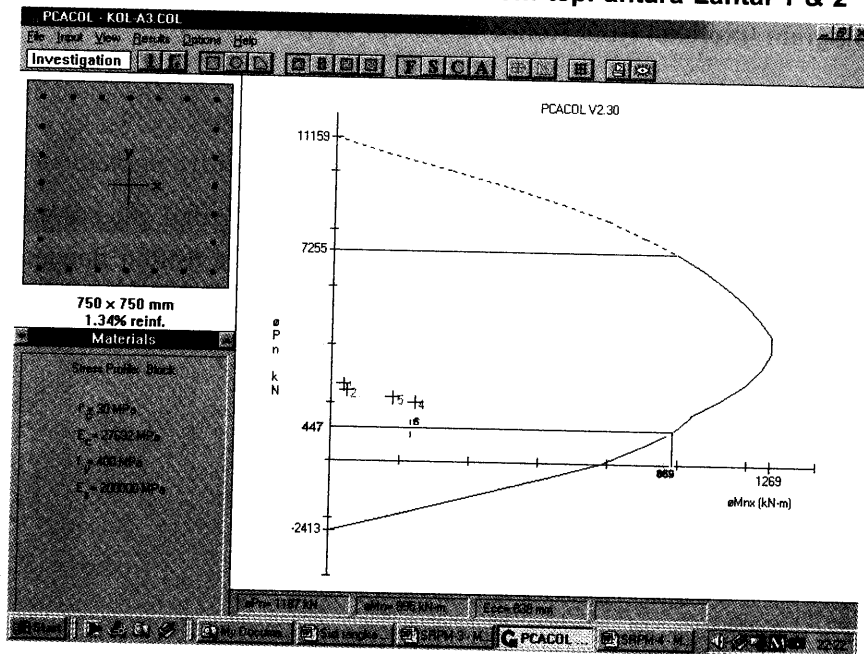
8.7.3. Persyaratan “Strong Columns Weak Beams”

Sesuai filosofi “Capacity Design”, maka Pasal 23.4(2) mensyaratkan $\sum M_e > \frac{6}{5} \sum M_g$. Perlu dipahami bahwa M_e harus dicari dari gaya aksial terfaktor yang menghasilkan kuat lentur terendah, konsisten dengan arah gempa yang ditinjau. Dalam hal ini hanya kombinasi beban dengan beban gempa yang dipakai untuk memeriksa syarat strong column-weak beam ini.



Gbr 8-10

Diagram Interaksi kuat rencana kolom tepi antara Lantai 1 & 2



Gambar 8-11

Diagram Interaksi kuat rencana kolom tepi antara Lantai 2 dan 3

Untuk kolom tengah B, kuat momen nominal balok-balok yang bertemu di HBK dengan memperhitungkan tulangan pelat lantai selebar b_f yang menyatu pada balok, diperoleh

$$\phi \Sigma M_g = 583 + 344,48 = 927,48 \text{ kN m (lihat Tabel 8-10).}$$

Note: $M_g = 583 \text{ kN m}$ termasuk kontribusi tulangan pelat

M_e untuk kolom tengah diatas lantai 2 diperoleh, dengan bantuan Gambar 8-9, sebesar 1024 kN yang dihasilkan dari P_u terkecil = 1479 kN (lihat Tabel 8-12). Dengan cara yang sama M_e untuk kolom tengah dibawah lantai 2 didapat, dengan bantuan Gambar 8-8, sebesar 1047 kN m, hasil kombinasi dengan $P_u = 1739 \text{ kN}$ (lihat Tabel 8-11). Hasilnya adalah sbb:

$$\left. \begin{aligned} \Sigma M_e &= (1024 + 1047) / 0,65 = 3186 \text{ kN m} \\ \Sigma M_g &= (6/5 \times 927,48) / 0,8 = 1391,22 \text{ kN m} \end{aligned} \right\} \begin{aligned} &3186 > 1391,22 \\ &\text{(OK)} \end{aligned}$$

Nilai M_e dan M_g dibagi oleh masing-masing koefisien reduksi, karena sesuai Pasal 23.4.(2.(2)) harus diambil nilai nominalnya.

Pemeriksaan untuk kolom pinggir dilakukan dengan cara yang sama dengan bantuan gambar 8-10 dan 8-11; dan Tabel 8-13 dan 8-14.

$$\left. \begin{aligned} \Sigma M_e &= (872 + 869) / 0,65 = 2678 \text{ kN m} \\ \Sigma M_g &= 6/5 \times 533 / 0,8 = 799,5 \text{ kN m} \end{aligned} \right\} \begin{aligned} &2678 > 799,5 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

8.7.4. Pengekangan Kolom

Memenuhi Pasal 28.4(4(4)), ujung-ujung kolom sepanjang l_o harus dikekang dengan spasi sesuai Pasal 23.4(4(2)) oleh tulangan transversal (A_{sh})

$$\left. \begin{aligned} l_o &\geq h = 750 \text{ mm} \\ &\geq 1/6 l_n = 467 \text{ mm} \\ &\geq 450 \text{ mm} \end{aligned} \right\} l_o \text{ pakai } 750 \text{ mm}$$

dengan s memenuhi ketentuan berikut:

$$\begin{aligned} 1/4 \times 750 \text{ mm} &= 187 \text{ mm} \\ 6 \times \phi &= 6 \times 20 = 120 \text{ mm} \\ 100 \text{ mm} & \end{aligned}$$

sehingga s diambil = 100 mm.

A_{sh} min sesuai Pasal 23.4 (4(1)) diperoleh dari nilai lebih besar dari hasil 2 rumus berikut ini:

$$A_{sh} = 0,3 (s h_c f'_c / f_{yh}) (A_g / A_{ch} - 1)$$

$$A_{sh} = 0,09 (s h_c f'_c / f_{yh})$$

Dengan asumsi $s = 100$ mm, $f_{yh} = 400$ MPa, dan selimut beton 40 mm dan $\phi_s = 12$ mm

$$A_{sh} = 0,3 [100 \times (750 - 2 \times 40 - 20) \times 30 / 400] [(750^2 / (750 - 2 \times 40)^2 - 1)]$$

$$= 370,1 \text{ mm}^2 \text{ atau}$$

$$A_{sh} = 0,09 [100 \times (750 - 2 \times 40 - 20) \times 30 / 400]$$

$$= 438,75 \text{ mm}^2$$

Untuk memenuhi Pasal 23.4(4(3)) dipasang $A_{sh} 4\phi 12 = 452,4 \text{ mm}^2 > 438,75 \text{ mm}^2$

8.7.5. Penulangan Transversal untuk beban geser

Gaya geser rencana, V_e , untuk menentukan kebutuhan tulangan geser kolom menurut Pasal 23.4(5(1)) harus ditentukan dari kuat momen max, M_{pr} , dari setiap ujung komponen struktur yang bertemu di HBK ybs. M_{pr} ini ditentukan berdasarkan rentang beban aksial terfaktor yang mungkin terjadi dengan $\phi = 1,0$. M_{pr} ini diambil sama dengan momen balance diagram interaksi dari kolom ybs namun pakai $f_s = 1,25f_y$. Namun pasal tersebut diatas juga membatasi bahwa gaya geser tak perlu lebih besar dari gaya geser rencana ditentukan dari kuat HBK berdasarkan pada M_{pr} balok-balok melintang dan tidak boleh diambil kurang dari gaya geser terfaktor hasil analisa struktur.

Dengan bantuan Gambar 8-12, $M_{pr} = M_b = 2.065 \text{ kN m}$
Bila dianggap M_{pr} untuk kolom tengah diatas dan dibawah lantai 2 sama besar maka

$$V_e = (2 \times M_{pr}) / h_{in} = (2 \times 2.065) / 2,8 = 1.475 \text{ kN}$$

Dengan anggapan momen lentur di atas dan di bawah kolom penyangga lantai 2 sama, maka gaya geser desain berdasarkan M_{pr} positif dan negatif dari balok-balok yang bertemu di HBK didapat dari Gambar 8-6 sbb.:

$$V_u = \frac{M_{pr} + M_{pr}'}{l_1} = \frac{829,1 + 533}{2,8} = 486,5 < 1.475 \text{ kN}$$

Disini l_1 = tinggi bersih kolom tengah. Ternyata $V_e > V_u = 486,5 \text{ kN}$ tapi jelas lebih besar dari hasil analisa struktur.

Kemudian mengingat beban aksial terfaktor kolom tengah ini (min 1.687,62 kN) lebih besar (lihat Table 8-12) dari $A_g f'_c / 20 = 750^2 \times 30 / 20 = 843,75 \text{ kN}$

maka V_c diambil sesuai Pasal 13.3 (1(2))

$$V_c = (1 + \frac{Nu}{14Ag}) \frac{\sqrt{f_c}}{6} b_w d = \left(1 + \frac{1.687,62}{14 \times 750^2}\right) \frac{\sqrt{30}}{6} 750.688 = 471,16 \text{ kN}$$

Berdasarkan $A_v 4 \phi 12 = 452,4$ dan s terpasang = 100 mm (lihat tulangan pengekanan)

$$V_s = \frac{A_s f_y d}{s} = \frac{452,4 \times 400 \times 688}{100} = 1.245 \text{ kN}$$

Maka:

$$\phi (V_s + V_c) = 0,75 \times (1.245 + 471,16) = 1.287,10 > V_u = 486,5 \text{ kN (OK)}$$

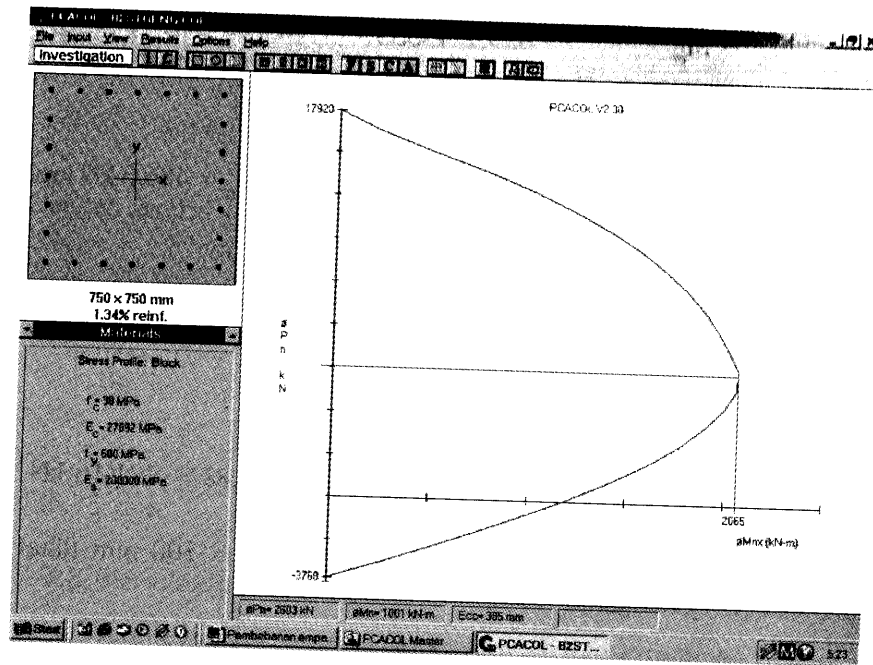
Ini berarti A_{sh} terpasang berdasarkan persyaratan (Pasal 23.4(4(1))) di l_0 sudah cukup untuk menahan geser.

Gaya panjang kolom tetap harus tulangan transversal dengan

$$s \leq 6 d_b \text{ tulangan memanjang} = 120 \text{ mm atau}$$

$$\leq 150 \text{ mm}$$

Kebutuhan penulangan kolom tepi dapat diperiksa dengan cara yang sama.



Gambar 8-12
Diagram interaksi Kuat Disain Kolom Tengah
dengan $f_s=1,25f_y$ dan $\phi=1$

8.7.6. Sambungan Lewatan Tulangan Vertikal Kolom

Sesuai Pasal 14.2(3) panjang sambungan lewatan tulangan $\phi 20$ dari kolom tengah harus dihitung dengan rumus

$$\frac{\ell_d}{d_b} = \frac{9 f_y}{10 \sqrt{f_c}} \frac{\alpha \beta \gamma \lambda}{(c + K_{tr})}$$

dimana $\alpha = 1,0$ $c = 40 + 12 + 20/2 = 62 \text{ mm}$

$\beta = 1,0$ $c = \frac{750 - 2(40 + 12) - 20}{6 \times 2} = 52,2 \text{ mm}$ $\left. \vphantom{\frac{750 - 2(40 + 12) - 20}{6 \times 2}} \right\} c = 52,2 \text{ mm}$

$\gamma = 1,0$ $K_{tr} = 0$

$\lambda = 1,0$ $\frac{c + K_{tr}}{d_b} = \frac{52,5 + 0}{20} = 2,62$ diambil 2,5 (max)

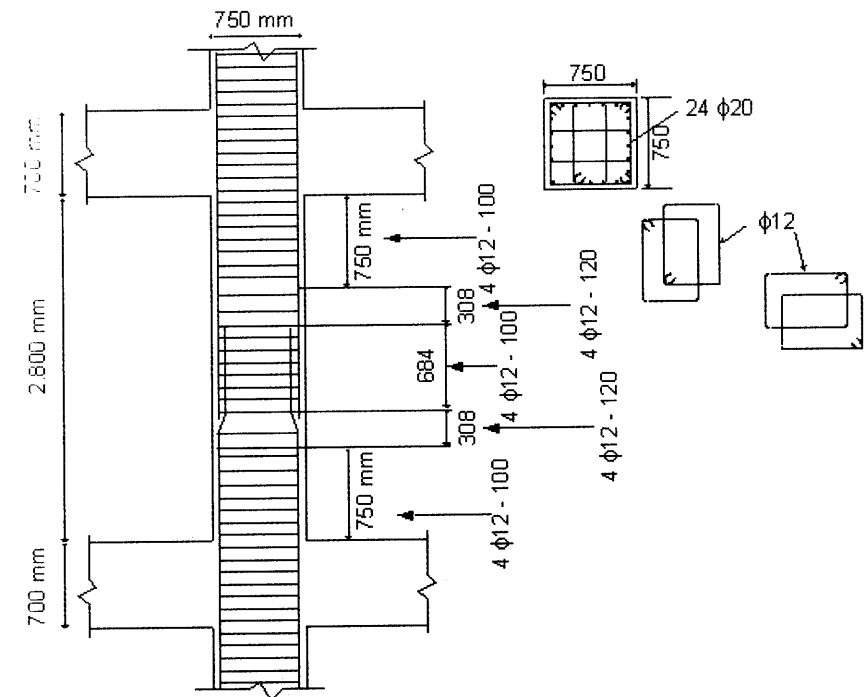
Sistem Rangka Pemikul Momen

Jadi

$$\frac{\ell_d}{d_b} = \frac{9 f_y}{10 \sqrt{f_c}} \frac{\alpha \beta \gamma \lambda}{(c + K_{tr})} = \frac{9 \times 400}{10 \times \sqrt{30}} \frac{1 \times 1,0 \times 1 \times 1}{2,5} = 26,3$$

$\ell_d = 26,3 \times 20 = 526 \text{ mm}$

Sesuai Pasal 23.4(3(2)) sambungan lewatan harus diletakan ditengah panjang kolom dan harus dihitung sebagai sambungan tarik. Dari Gambar 8-9 dapat diperkirakan bahwa akibat kombinasi beban berfaktor dengan beban gempa tegangan tulangan yang terjadi $f_s > 0,5f_y$, jadi sambungan lewatan ini termasuk kelas B (Pasal 14.17(2(3)) yang panjangnya harus $1,3 \ell_d = 683,8 \text{ mm} \approx 684 \text{ mm}$. Detail penulangan kolom tengah dapat dilihat di Gambar 8-13.



Gambar 8-13
Detail Penulangan Kolom Tengah

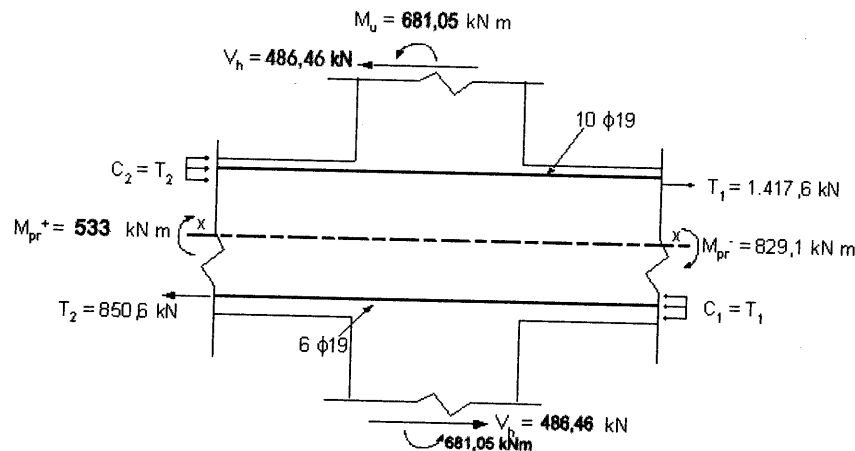
8.8. Disain Hubungan balok kolom

8.8.1 Hubungan balok Kolom tengah

Pasal 23.5 menentukan Tulangan Transversal berbentuk hoop seperti diatur Pasal 23.4.4 harus dipasang dalam HBK, kecuali bila HBK tersebut dikekang oleh komponen struktur sesuai Pasal 23.5(2(2))

Di HBK yang keempat mukanya terdapat balok-balok dengan lebar setidak-tidaknya selebar $\frac{3}{4}$ lebar kolom, harus dipasang tulangan transversal sedikitnya separoh yang disyaratkan oleh Pasal 23.4(4(1)) dan $s \leq 0,25 h$ atau 150 mm. Namun contoh SRPM ini memiliki lebar balok 50 cm $< \frac{3}{4} h$ kolom = 56,25. Maka sesuai Pasal 23.5(2(11)) untuk kesederhanaan pendetailing, pakai saja A_{sh} ujung kolom untuk tulangan transversal HBK ini.

Gambar 8-14 adalah HBK kolom tengah di lantai 2. Sesuai Pasal 23.5(3) ditiap HBK, perlu diperiksa kuat geser nominal yang harus lebih besar dari gaya geser yang kemungkinan terjadi.



Gambar 8-14
Analisa Geser dari HBK Kolom Tengah di baris 5

Kuat geser nominal yang diperiksa adalah di arah U-S pada baris ke-5. Gaya geser yang mungkin terjadi di potongan x-x adalah $T_1 + T_2 - V_h$. T_1 dan T_2 diperoleh dari tulangan tarik balok-balok yang menyatu di HBK diarah U-S.

$$T_1 (10 \phi 19) = A_{s1} \cdot 1,25 \cdot f_y = 2.835,3 \times 1,25 \times 400 = 1.417,6 \text{ kN}$$

$$T_2 (6 \phi 19) = A_{s2} \cdot 1,25 \cdot f_y = 1.701,2 \times 1,25 \times 400 = 850,6 \text{ kN}$$

Dimana A_{s1} dan A_{s2} diambil dari Tabel 8-10

V_h gaya geser di kolom dihitung dari M_{pr} kedua ujung balok yang menyatu di HBK, dalam hal ini, karena panjang kolom atas dan dibawah lantai 2 sama, maka masing-masing ujung kolom memikul jumlah M_{pr} balok-balok sama besarnya (M_u)

$$M_u = \frac{M_{pr}^+ + M_{pr}^-}{2} = \frac{829,1 + 533}{2} = 681,05 \text{ kN m}$$

sehingga

$$V_h = \frac{M_u}{h_{in}/2} = \frac{2 \times 681,05}{2,8} = 486,46 \text{ kN}$$

Dimana h_{in} adalah panjang bersih kolom tingkat 2 dan M_{pr}^+ diambil dari Gambar 8-5.

Dengan hasil perhitungan diatas dan M_{pr}^- dihitung untuk tul. 6 ϕ 19 dan 10 ϕ 19. Gaya geser di x-x = $T_1 + T_2 - V_h$

$$V_{x-x} = 1.417,6 + 850,6 - 486,46 = 1781,74 \text{ kN}$$

Untuk HBK yang terkekang pada keempat sisinya berlaku kuat geser nominal

$$\phi V_c = 0,75 \times 1,7 \times A_j \times \sqrt{f_c} =$$

$$= 0,75 \times 1,7 \times (600 \times 750) \times \sqrt{30} = 3142,6 \text{ kN} > (V_{x-x}) \rightarrow \text{OK}$$

8.8.2. Hubungan Balok Kolom Tepi

Kuat Geser HBK tepi yang diperiksa adalah arah U-S di kolom luar, baris ke-5 lantai 2. HBK ini hanya dikekang oleh 3 balok sehingga sesuai Pasal 23.5.2.2, tulangan transversal di ujung kolom perlu dipasang dalam HBK.

Gambar 8-15 menunjukkan analisis momen kolom M_u dari gaya geser diujung kolom V_h , kuat tarik tulangan atas balok T_1 dan kuat tekan C_1 yang $= T_1$. Dengan cara yang sama seperti di HBK tengah diperoleh

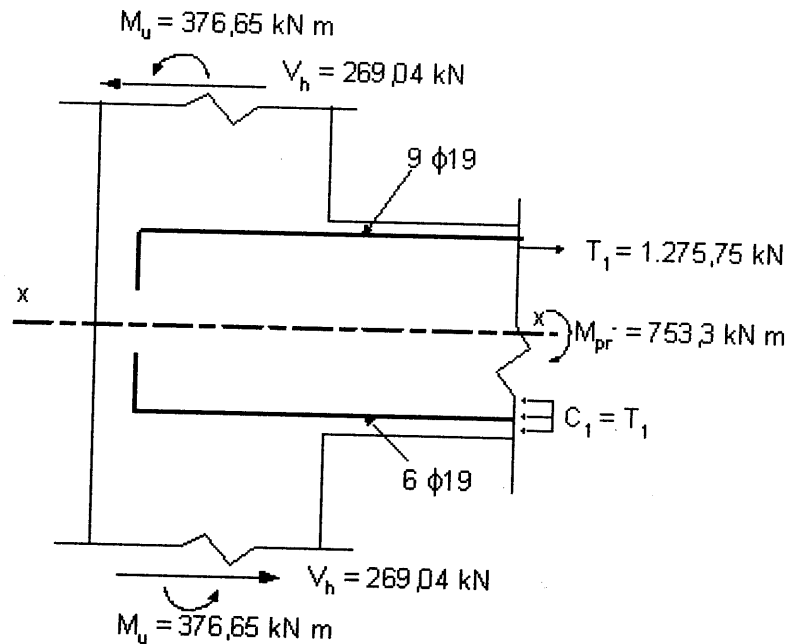
$$M_u = \frac{M_{pr}}{2} = \frac{753,29}{2} = 376,65 \text{ kN m}$$

$$V_h = \frac{M_u}{h_m/2} = \frac{2 \times 376,65}{2,8} = 269,04 \text{ kN}$$

$$\text{Geser di potongan x-x} \quad V_{x-x} = T_1 - V_h = 1.275,75 - 269,04 = 1.006,71 \text{ kN}$$

Kuat geser nominal sesuai Pasal 23.5(3(1))

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,75 \times 1,25 A_j \sqrt{f_c} \\ &= 0,75 \times 1,25 \times (500 \times 750) \times \sqrt{30} = 1.925,6 \text{ kN} > V_{x-x} \rightarrow \text{OK} \end{aligned}$$



Gambar 8-15
Analisa Geser dari HBK Kolom tepi di baris 5

Bab IX

Sistem Rangka Gedung

9.1. Pendahuluan

Dalam Bab ini disajikan desain tipikal Sistem Rangka Gedung (SRG) 8 lantai yang terkena beban gempa sesuai SNI-1726 dan proses penulangannya dilakukan sesuai SNI-2847. Contoh perhitungan penulangan dan pendetailan akibat beban gravitasi dan gempa hanya dibuat untuk salah satu balok dan kolom lantai II yang dipandang cukup informatif untuk memahami kedua peraturan tersebut.

Untuk kesederhanaan perhitungan, dianggap semua dimensi potongan melintang balok, kolom dan lantai dari lantai pertama sampai atap adalah sama. Dengan kondisi ini, sesuai SNI-1726 Ps 4.2. (untuk selanjutnya penyebutan suatu pasal dari SNI-1726 disingkat dengan Ps tanpa menyebut SNI-1726) struktur gedung ini tergolong beraturan dan perencanaannya boleh pakai beban gempa nominal statik ekuivalen (Ps 6.1). Dinding struktural dan kolom-kolom paling bawah SRG ini dianggap terjepit penuh.

Sebagaimana ditentukan oleh SNI-1726, Tabel 3 pada SRG ini, D/S didesain untuk memikul seluruh beban lateral sedangkan rangka ruang memikul beban gravitasi secara lengkap. Kata lengkap diakhir kalimat di depan ini mempunyai makna bahwa rangka ruang yang terdiri

dari balok dan kolom tersebut tidak boleh runtuh akibat perubahan bentuk lateral inelastis oleh beban gempa rencana. Untuk itu perlu dijamin bahwa syarat-syarat kompatibilitas tersebut di SNI-2847 Pasal 23.9 (untuk selanjutnya penyebutan suatu pasal dari SNI-2847 disingkat dengan kata Pasal tanpa menyebut SNI-2847) harus dipenuhi oleh rangka ruang tersebut.

Selanjutnya diasumsikan, contoh SRG ini berada di lokasi WG 5 dan berada diatas lapisan tanah yang tergolong lunak. DS yang berada di WG 5 menurut Pasal 23.2(1(4)) harus didesain sebagai Dinding Struktural Beton Khusus (DSBK).

9.2 Data untuk desain

- Mutu bahan

$$f'_c = 30 \text{ MPa}$$

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

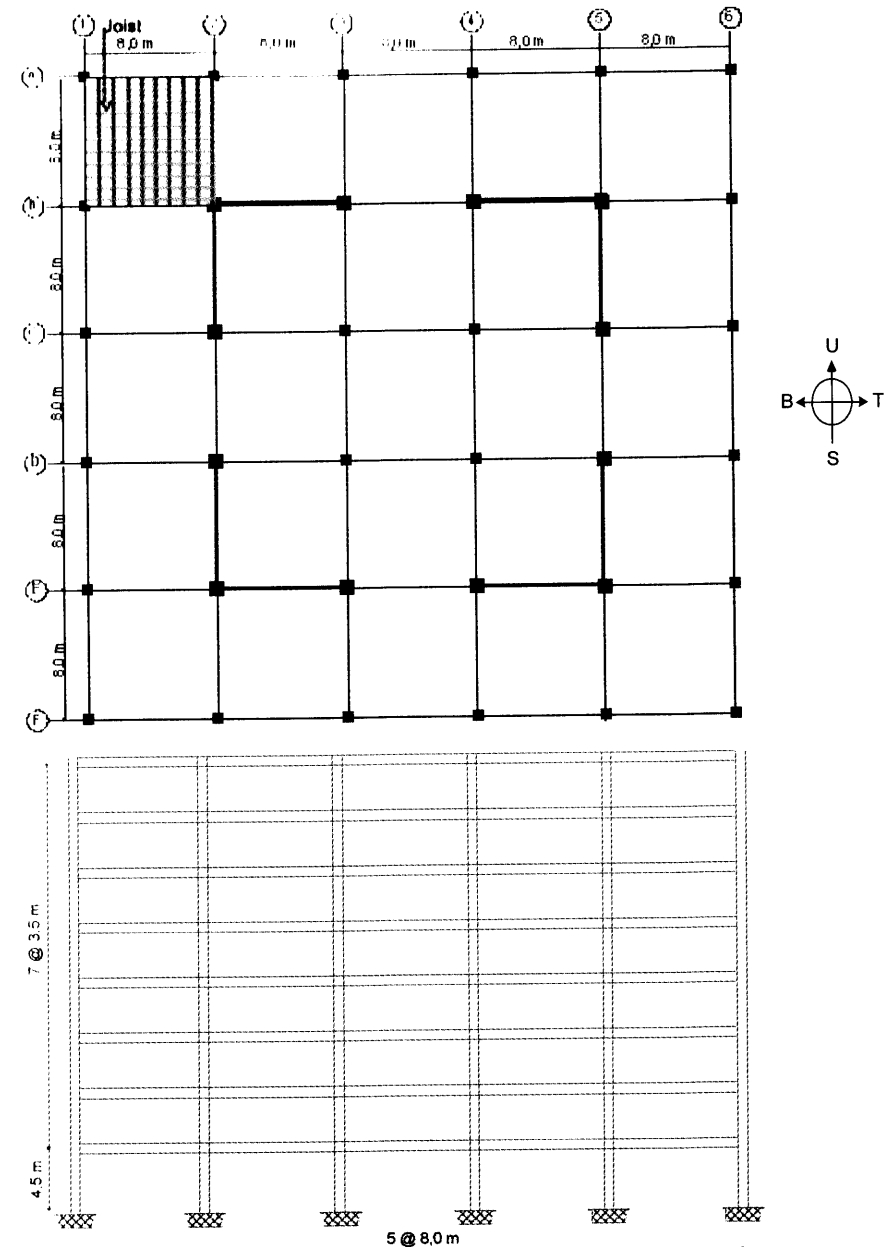
- Kategori gedung : Perkantoran

- Beban hidup

$$\begin{aligned} \text{- lantai} &= 2,5 \text{ kN/m}^2 \\ \text{- atap} &= 1,0 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

- Beban mati

$$\begin{aligned} \text{- beton} &= 24 \text{ kN/m}^3 \\ \text{- Joist} &= 5,2 \text{ kN/m}^2 \sim 0,22 \text{ m (rata rata tebal)} \\ \text{- Partisi} &= 1,0 \text{ kN/m}^2 \text{ luas lantai (UBC Section 1606.2)} \\ \text{- Tegel} &= 0,45 \text{ kN/m}^2 \\ \text{- Plafon \& M/E} &= 0,18 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$



Gambar 9-1
Denah dan elevasi contoh Struktur Rangka Gedung (SRG)

Dimensi komponen SRG ini adalah:

- Balok : 600 x 650 mm
- Kolom : 600 x 600 mm
- Dinding Struktural : tebal DS : 300 mm
- komponen batas : 950 x 950 mm

9.3. Analisa Beban Gempa

9.3.1. Beban Gempa

Beban geser dasar nominal statik ekuivalen V yang terjadi di lantai dasar dihitung sesuai SNI-1726 rumus (26). Selanjutnya V ini harus dibagikan sepanjang tinggi struktur gedung ke masing-masing lantai sesuai Ps. 6.1.3.

Perhitungan Beban Mati (W_t)

Beban gravitasi berupa beban mati dan beban hidup yang bekerja di tiap lantai/ atap disimpulkan di Tabel 9-1. Beban hidup untuk perhitungan W_t ini sesuai SNI-03-1727-1987, pakai koefisien reduksi 0,3. Total beban gravitasi (W_t) ini didapat sebesar 196.152,98 kN

Tabel 9-1
Ringkasan beban mati di berbagai tingkat

| | Elemen horizontal (kN) | Elemen vertikal (kN) | Beban hidup (kN) | Jumlah berat (kN) |
|-------------------------|------------------------|----------------------|------------------|-------------------|
| Lantai 8 | 18.158,80 | 2.424,14 | 480,00 | 21.062,94 |
| Lantai 7 | 18.832,00 | 4.848,28 | 1.200,00 | 24.880,28 |
| Lantai 6 | 18.832,00 | 4.848,28 | 1.200,00 | 24.880,28 |
| Lantai 5 | 18.832,00 | 4.848,28 | 1.200,00 | 24.880,28 |
| Lantai 4 | 18.832,00 | 4.848,28 | 1.200,00 | 24.880,28 |
| Lantai 3 | 18.832,00 | 4.848,28 | 1.200,00 | 24.880,28 |
| Lantai 2 | 18.832,00 | 4.848,28 | 1.200,00 | 24.880,28 |
| Lantai 1 | 18.832,00 | 5.776,36 | 1.200,00 | 25.808,36 |
| Jumlah berat bangunan = | | | | 196.152,98 |

Taksiran waktu getas alami T secara empiris.

Rumus empiris pakai method A dari UBC Section 1630.2.2

Tinggi gedung $h_n = 29$ m.

$$T = C_t (h_n)^{3/4}$$

Dimana untuk SRG : $C_t = 0,0488 \rightarrow T_{us} = 0,61$ $T_{tb} = T_{us}$

Kontrol pembatasan T sesuai Ps 5.6

$$\left. \begin{array}{l} T_u = 0,16 \\ n = 8 \end{array} \right\} T = \xi n = 0,16 \times 8 = 1,28 \text{ det} > T_{\text{empiris}} \rightarrow \text{ok}$$

Perhitungan V

V dihitung dengan rumus (26) SNI 1726

SRG sesuai SNI 1726 Tabel 3 : $R = 5,5$

I sesuai SNI 1726 Tabel 1 $\rightarrow I = 1$

WG 5

tanah lunak

$T_1 = 0,61$

Diperoleh dari Gambar 2 SNI 1726
 $C_1 = 0,9$

$$\text{Diperoleh: } V = \frac{C_1 I}{R} \cdot W_t = \frac{0,9 \times 1}{5,5} \times 196.152,98 = 32.097,76 \text{ kN}$$

Distribusi F_i

Distribusi ini dilakukan sesuai rumus (27) yang berada di Ps. 6.1.3. Tabel 9-2 merangkum hasil perhitungan F_i dan gaya geser tingkat V_i .

Tabel 9-2
Gaya F_i dan V_x pada tiap lantai

| Lantai ke- | h_i (m) | W_i (kN) | $W_i \times h_i$ (kN.m) | $F_i \times Y$ (kN) | V_x (kN) |
|--|-----------|------------|-------------------------|---------------------|------------|
| 8 | 29,0 | 21.062,94 | 610.825,26 | 6.074,84 | 6.074,84 |
| 7 | 25,5 | 24.880,28 | 634.447,14 | 6.309,77 | 12.384,60 |
| 6 | 22,0 | 24.880,28 | 547.366,16 | 5.443,72 | 17.828,32 |
| 5 | 18,5 | 24.880,28 | 460.285,18 | 4.577,67 | 22.406,00 |
| 4 | 15,0 | 24.880,28 | 373.204,20 | 3.711,63 | 26.117,62 |
| 3 | 11,5 | 24.880,28 | 286.123,22 | 2.845,58 | 28.963,20 |
| 2 | 8,0 | 24.880,28 | 199.042,24 | 1.979,53 | 30.942,74 |
| 1 | 4,5 | 25.808,36 | 116.137,62 | 1.155,02 | 32.097,76 |
| $\Sigma = 196.152,98 \quad 3.227.431,02$ | | | | | |

Perlu dicatat bahwa dipuncak gedung tidak ada beban horizontal gempa terpusat, karena ratio $\frac{\text{Tinggi gedung}}{\text{Panjang gedung}} = \frac{29}{40} = 0,725 < 3$ (Ps 6.1.4)

9.3.2. Hasil Analisa Struktur

Dengan menggunakan program komputer SAP 2000 analisa struktur 3 dimensi telah dilakukan pada contoh SRG di Gambar 9-1. Ketentuan-ketentuan dibawah ini dipakai:

- Analisa beban lateral dikenakan hanya pada struktur yang merupakan SPBL, yaitu terdiri dari DS (Dinding Struktural) dan BP (Balok Perangkai).
- Sesuai Pasal 10.5.1, efektifitas momen inersia untuk analisa ini:
 - BP = $0,7 I_g$ (merupakan balok T = $2 \times 0,35 I_g$ balok)
 - DS = $0,35 I_g$
- Hasil gaya di ujung balok dibuat untuk nilai di muka kolom.
- E_c pakai ketentuan Pasal 10.5 (1).
- Berat masa tiap lantai dikenai eksentrisitas e_d sesuai Ps 5.4.3.

Rangkuman hasil analisa struktur untuk DS B5-C5 dan balok perangkai (BP) C5-D5 akibat beban gempa dicantumkan di Tabel 9-3.

Tabel 9-3
Hasil Analisa Sistem Pemikul Beban Lateral oleh Gempa

| Dinding Struktural B5 - C5 | | | | | |
|----------------------------|-----------|-----------------|--------------|--------------|-----------------|
| Lantai ke- | h_i (m) | Gaya axial (kN) | Momen lentur | | Gaya geser (kN) |
| | | | atas (kN.m) | bawah (kN.m) | |
| 8 | 29,0 | 185,47 | - | 11.030,04 | 389,73 |
| 7 | 25,5 | 458,61 | 11.030,04 | 22.931,79 | 1.208,20 |
| 6 | 22,0 | 840,16 | 22.931,79 | 33.092,89 | 1.812,22 |
| 5 | 18,5 | 1.310,80 | 33.092,89 | 41.656,44 | 2.357,16 |
| 4 | 15,0 | 1.850,88 | 41.656,44 | 48.665,11 | 2.776,76 |
| 3 | 11,5 | 2.428,94 | 48.665,11 | 53.836,86 | 3.177,92 |
| 2 | 8,0 | 2.996,26 | 53.836,86 | 58.255,47 | 3.204,16 |
| 1 | 4,5 | 4.584,28 | 58.255,47 | 73.654,49 | 4.488,08 |

| Balok Perangkai C5 - D5 | | | |
|-------------------------|-----------|---------------------|-----------------|
| Lantai ke- | h_i (m) | Momen lentur (kN.m) | Gaya geser (kN) |
| 8 | 29,0 | -379,49 | 107,66 |
| 7 | 25,5 | -401,12 | 113,79 |
| 6 | 22,0 | -391,31 | 111,01 |
| 5 | 18,5 | -386,49 | 109,64 |
| 4 | 15,0 | -358,72 | 101,76 |
| 3 | 11,5 | -319,36 | 90,60 |
| 2 | 8,0 | -255,24 | 72,41 |
| 1 | 4,5 | -177,27 | 50,29 |

Sedangkan Tabel 9-4 mencatumkan hasil perhitungan kinerja batas layan (sebut Δ_s) dengan ketentuan-ketentuan tersebut diatas. Tabel tersebut mencatumkan pula nilai maksimum penyimpangan inelastis yang dihitung sesuai Ps 8.2. yaitu $\Delta_M \propto 0,7 \times R \times \Delta_s$.

Tabel 9-4
Penyimpangan Lateral dan drift antar tingkat akibat gaya gempa.

| Lantai ke- | Δ_s (mm) | Drift Δ_s antar tingkat (mm) | Δ_M (mm) | Drift Δ_M antar tingkat (mm) |
|------------|--------------------|---|--------------------|---|
| 8 | 29,21 | 3,86 | 112,46 | 14,86 |
| 7 | 25,35 | 4,07 | 97,61 | 15,68 |
| 6 | 21,28 | 4,19 | 81,92 | 16,14 |
| 5 | 17,09 | 4,17 | 65,78 | 16,07 |
| 4 | 12,91 | 3,98 | 49,71 | 15,33 |
| 3 | 8,93 | 3,58 | 34,37 | 13,79 |
| 2 | 5,35 | 2,97 | 20,58 | 11,43 |
| 1 | 2,38 | 2,38 | 9,15 | 9,15 |

Seperti diatur di Ps. 5.2.2, komponen struktur yang bukan merupakan SPBL harus direncanakan terhadap simpangan sistem struktur gedung akibat pengaruh gempa rencana yaitu simpangan sebesar $R/1.6$ x simpangan akibat beban gempa nominal pada struktur gedung tersebut, atau $R \times \Delta_s/1,6$. Tabel 9-5 dan 9-6 merupakan kesimpulan hasil analisa untuk kolom (A-4) dan balok (A4-B4), sesuai ketentuan persyaratan kompatibilitas deformasi Ps. 5.2.2.

Tabel 9-5
Hasil analisa struktur non-SPBL kolom A4

| Lantai ke- | Axial load (kN) | Momen yg bekerja (kN-m) | | Gaya geser (kN) |
|------------|--------------------|----------------------------|--------|--------------------|
| | | Top | Bottom | |
| 8 | -79,29 | -307,11 | 181,22 | 139,53 |
| 7 | -200,12 | -295,90 | 256,89 | 157,94 |
| 6 | -336,36 | -280,06 | 275,62 | 158,77 |
| 5 | -474,63 | -269,69 | 281,86 | 157,58 |
| 4 | -609,46 | -249,75 | 278,62 | 150,96 |
| 3 | -734,96 | -216,13 | 259,76 | 135,97 |
| 2 | -845,55 | -176,60 | 237,14 | 118,21 |
| 1 | -937,15 | -122,34 | 318,69 | 98,01 |

Tabel 9-6
Hasil analisa struktur non-SPBL Balok A4-B4

| Lantai ke- | Momen yg bekerja (kN-m) | | Gaya geser (kN) |
|------------|----------------------------|----------|--------------------|
| | Eksterior | Interior | |
| 8 | -283,32 | 289,57 | 79,29 |
| 7 | -440,87 | 432,13 | 120,83 |
| 6 | -496,08 | 488,21 | 136,23 |
| 5 | -503,83 | 495,19 | 138,27 |
| 4 | -491,16 | 482,96 | 134,83 |
| 3 | -457,10 | 449,68 | 125,51 |
| 2 | -403,19 | 395,77 | 110,58 |
| 1 | -332,00 | 329,81 | 91,60 |

9. 3.3. Kinerja Batas Layan (Δ_s) dan Kinerja Batas Ultimit / Δ_M

Tabel 9-4 memberikan nilai Δ_s tiap lantai yang diperoleh dengan asumsi ketentuan-ketentuan tersebut di Butir 9.3.2. diatas. Sedangkan Δ_M tiap lantai dihitung sesuai Ps 6.2. Selain itu drift antar tingkat dari Δ_s dan Δ_M juga disajikan di Tabel 9-4.

Menurut Ps. 8.1.2. untuk memenuhi syarat kinerja batas layan, Δ_s antar tingkat tidak boleh lebih besar dari $\frac{0,03}{R} \cdot x_{hi} = 24,55$ mm untuk lantai 1 dan 19,09 mm untuk lantai yang lain, atau 30 mm. SNI-1726 membatasi ini untuk mencegah terjadinya pelelehan baja dan keretakan beton yang berlebihan, disamping untuk mencegah kerusakan non struktural dan ketidaknyamanan penghuni. Perlu diketahui bahwa UBC-1997 tidak ada pembatasan ini, namun mensyaratkan dilakukan efek P- Δ (untuk Zone 3 & 4 yang setara WG 5 & 6) bila drift antar tingkat melebihi $0,02 h_i / R$.

Selanjutnya Ps 8.2.2 membatasi kemungkinan terjadinya keruntuhan struktur yang akan membawa korban jiwa manusia dengan membatasi nilai Δ_M antar tingkat tidak boleh melampaui $0,02 \times$ tinggi tingkat yang bersangkutan

$$0,02 \times 4.500 = 90 \text{ mm untuk lantai 1, dan}$$

$$0,02 \times 3.500 = 70 \text{ mm untuk lantai lainnya}$$

Ternyata pembatasan Δ_s antar tingkat dan Δ_M antar tingkat untuk SRG ini dipenuhi.

9.4. Analisa Beban Gravitasi

9.4.1. Beban di lantai dan balok

Momen-momen di lantai dan balok akibat beban gravitasi ditaksir dengan menggunakan nilai momen pendekatan. Untuk balok-balok rangka ini, yaitu rangka arah U-S di baris 1,3, 4,6 dan rangka arah T-B baris A,C,D dan F akan memakai momen pendekatan Pasal 10.3 sebagaimana ditunjukkan di Tabel 9-7 berikut ini.

Tabel 9-7
Momen desain balok rangka di muka kolom

| Bentang | Lokasi | Besarnya momen | M_D (kN m) | M_L (kN m) |
|---------------|------------------|----------------------|--------------|--------------|
| | | | tipikal | tipikal |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
| Bentang ujung | Negatif terluar | $\frac{w l_n^2}{16}$ | -138,66 | -43,47 |
| | Positif | $\frac{w l_n^2}{14}$ | 158,48 | 49,68 |
| | Negatif interior | $\frac{w l_n^2}{10}$ | -221,86 | -69,56 |
| Bentang dalam | Negatif interior | $\frac{w l_n^2}{11}$ | -201,69 | -63,23 |
| | Positif | $\frac{w l_n^2}{16}$ | 138,66 | -43,47 |

Semua momen negatif balok di Tabel 9-7 adalah momen di ujung balok di muka kolom. M_D dan M_L yang tercantum di kolom 4 & 5 tabel ini adalah nilai momen akibat beban mati dan beban hidup tanpa faktor beban dan koefisien reduksi.

Balok perangkai (seperti C2-D2; B3-B4, dll) yang merupakan komponen SPBL, terjepit ujung-ujungnya pada dinding struktural. Karena itu akibat beban gravitasi ujung-ujung dianggap terjadi momen negatif sebesar $\frac{1}{12} w l_n^2$, seperti diperlihatkan di Tabel 9-8.

Tabel 9-8
Momen akibat D dan L pada balok perangkai

| | Momen | M_D (kN m) | M_L (kN m) |
|---------|------------------------|--------------|--------------|
| Negatif | $\frac{w_u l_n^2}{12}$ | -185,14 | -55,19 |
| Positif | $\frac{w_u l_n^2}{24}$ | 92,57 | 27,60 |

9.4.2. Beban kerja aksial di kolom dan dinding struktural

Perhitungan beban kerja aksial di kolom meliputi akibat beban mati yang berupa berat sendiri struktur dan beban tetap lainnya, berupa berat M & E, plafon, tembok, tegel dll; dan beban hidup yang harus memperhitungkan reduksi beban (R) dan tributary area yang diatur oleh SNI 03-1727-1989, untuk kantor R=60%.

Di Tabel 9-9 dan 9-10 berturut-turut disajikan beban aksial akibat D & L di kolom luar A-4 dan dinding struktural (DS) B5 -C5.

Tabel 9-9
Beban aksial di kolom luar A4

| Lantai ke- | Beban mati (kN/ m ²) | Beban Hidup (kN/ m ²) | Luas daerah (m ²) | Reduksi b hidup (kN/ m ²) | Beban Hidup (kN) | Σ b mati *) (kN) | Σ b hidup (kN) |
|------------|-------------------------------------|--------------------------------------|----------------------------------|--|---------------------|----------------------------|--------------------------|
| Lantai 8 | 5,38 | 1,00 | 32,00 | 0,60 | 19,20 | 267,80 | 19,20 |
| Lantai 7 | 5,83 | 2,50 | 64,00 | 1,50 | 48,00 | 582,00 | 67,20 |
| Lantai 6 | 5,83 | 2,50 | 96,00 | 1,50 | 48,00 | 896,20 | 115,20 |
| Lantai 5 | 5,83 | 2,50 | 128,00 | 1,50 | 48,00 | 1.210,40 | 163,20 |
| Lantai 4 | 5,83 | 2,50 | 160,00 | 1,50 | 48,00 | 1.534,60 | 211,20 |
| Lantai 3 | 5,83 | 2,50 | 192,00 | 1,50 | 48,00 | 1.838,80 | 259,20 |
| Lantai 2 | 5,83 | 2,50 | 224,00 | 1,50 | 48,00 | 2.153,00 | 307,20 |
| Lantai 1 | 5,83 | 2,50 | 256,00 | 1,50 | 48,00 | 2.475,84 | 355,20 |

*) = termasuk berat balok, kolom dan dinding

Tabel 9-10
Beban aksial di DS B5-C5

| Lantai ke- | Beban mati (kN/ m ²) | Beban Hidup (kN/ m ²) | Luas daerah (m ²) | Reduksi b hidup (kN/ m ²) | Beban Hidup (kN) | Σ b mati *) (kN) | Σ b hidup (kN) |
|------------|----------------------------------|-----------------------------------|-------------------------------|---------------------------------------|------------------|------------------|----------------|
| Lantai 8 | 5,38 | 1,00 | 112,00 | 0,60 | 76,80 | 931,84 | 67,20 |
| Lantai 7 | 5,83 | 2,50 | 224,00 | 1,50 | 192,00 | 2.026,00 | 235,20 |
| Lantai 6 | 5,83 | 2,50 | 336,00 | 1,50 | 192,00 | 3.120,32 | 403,20 |
| Lantai 5 | 5,83 | 2,50 | 448,00 | 1,50 | 192,00 | 4.214,56 | 571,20 |
| Lantai 4 | 5,83 | 2,50 | 560,00 | 1,50 | 192,00 | 5.308,80 | 739,20 |
| Lantai 3 | 5,83 | 2,50 | 72,00 | 1,50 | 192,00 | 6.403,04 | 907,20 |
| Lantai 2 | 5,83 | 2,50 | 784,00 | 1,50 | 192,00 | 7.497,28 | 1.075,20 |
| Lantai 1 | 5,83 | 2,50 | 896,00 | 1,50 | 192,00 | 8.685,60 | 1.243,20 |

*) = termasuk berat dinding struktural + partisi = 441,28 kN

9.5. Desain Akibat Beban Kombinasi

9.5.1. Kombinasi Beban

Kombinasi beban desain telah ditetapkan oleh Pasal 11.2 sebagai berikut: (hanya ditulis yang dipakai untuk contoh ini).

- (1). 1,4 D
- (2). 1,2 D + 1,6 L
- (3). 0,9 D ± 1,0 E
- (4). 1,2 D + 1,0 L ± 1,0 E

Pada komposisi struktur yang bukan merupakan SPBL seperti rangka ruang dari SRG dalam contoh ini, yang beban-bebannya diperoleh dari deformasi yang mungkin terjadi sebagaimana diterangkan di Butir 9.3.2 atau (Ps 5.2.2) boleh dianggap sebagai beban berfaktor. Sesuai Pasal 23.9 bila beban akibat deformasi tadi dikombinasi dengan momen dan lintang terfaktor akibat beban gravitasi tidak melebihi kuat momen dan lintang rencana komponen struktur tersebut, maka Pasal 23.9(2(1)) s/d 23.9(2(3)) harus di penuhi. Dalam hal ini kombinasi beban harus pakai (pilih yang lebih kritis).

- (1). 1,2 D + 0,5 L ± E
- (2). 0,9 D + E

Tapi apabila melebihi kuat momen dan lintang rencana, maka ketentuan Pasal 23.9.(3) yang berisi ketentuan-ketentuan Pasal 23.9 (3(1)) s/d 23.9 (3(3)) harus dipenuhi.

Tabel 9-11
Kesimpulan momen lentur untuk desain balok A4 – B4

| Beban | Lokasi | Lantai 1 (kN m) | Lantai 3 (kN m) |
|-----------------------|------------------|-----------------|-----------------|
| Mati (D) | Negatif terluar | -138,7 | -138,7 |
| | Positif | 158,5 | 158,5 |
| | Negatif interior | -221,9 | -221,9 |
| Hidup (L) | Negatif terluar | -43,5 | -43,5 |
| | Positif | 49,7 | 49,7 |
| | Negatif interior | -69,6 | -69,6 |
| Gempa (E) | Negatif terluar | ±332,0 | ±457,1 |
| | Positif | 0,0 | 0,0 |
| | Negatif interior | ±329,8 | ±449,7 |
| kombinasi | | | |
| 1. 1,2D + 0,5L ± 1,0E | Negatif terluar | -520,1 | -645,8 |
| | | 143,9 | 269,0 |
| | Positif | 215,0 | 215,0 |
| | Negatif interior | -530,2 | -650,9 |
| | | 127,8 | 244,8 |
| 2. 0,9D ± 1,0E | Negatif terluar | -456,8 | -581,9 |
| | | 207,2 | 332,3 |
| | Positif | 124,8 | 124,8 |
| | Negatif interior | -454,6 | -574,5 |
| | | 205,0 | 324,9 |

9.5.2 Tipikal desain balok A4 – B4

Desain untuk momen lentur

Kesimpulan momen lentur pada tipikal balok A4 – B4 akibat beban D, L dan E dapat dilihat di Tabel 9-11. Momen akibat beban gravitasi diambil dari Tabel 9-7 sedangkan akibat deformasi kompatibilitas dari Tabel 9-6. Untuk perencanaan balok A4 – B4 lebih lanjut perlu dihitung dahulu penulangan balok ini akibat gravity load saja, diambil yang terbesar dari kombinasi beban berikut:

- (1) 1,2 D + 1,6 L
- (2) 1,4 D

dan kuat rencana tulangan terpasangnya (ϕM_n). Hasil disimpulkan di Tabel 9-12.

Penilaian lebih lanjut dilakukan untuk memenuhi Pasal 23.9(1), sebagaimana dijelaskan di Butir 9.5.1 di atas, yaitu diadakan perbandingan apakah hasil kombinasi beban di Tabel 9-11 lebih besar atau lebih kecil dari kuat rencana balok A4 – B4, yang didapat di Tabel 9-12. Apabila momen di Tabel 9-11 lebih kecil dari momen di Table 9-12, maka berlaku Pasal 23.9(2) tetapi bila lebih besar maka desain dilakukan sesuai Pasal 23.9(3).

Ternyata semua momen negatif di Tabel 9-11 lebih besar dari nilai ϕM_n di Tabel 9-12. Lebih-lebih bila dilihat di Tabel 9-6, momen di balok A4 – B4 akibat beban gempa (E) tercatat lebih besar mulai di atas lantai ke-1. Karena itu perhitungan lebih lanjut dilakukan mengikuti Pasal 23.9(3)

Tabel 9-12
Kesimpulan kebutuhan Penulangan balok A4 – B4
oleh beban gravitasi

| Kombinasi beban | Lokasi | Mu (kN m) | As perlu (mm ²) | Tul terpasang (mm ²) | ϕM_n (kN m) |
|-----------------|----------|-----------|-----------------------------|----------------------------------|-------------------|
| 1,2D + 1,6L | Ext. Neg | -235,94 | 1.117,5 | 5 $\phi 19 = 1.417,5$ | -260,63 |
| | Positive | 269,66 | 1.263,26 | 5 $\phi 19 = 1.417,5$ | 264,14 |
| | Int. Neg | -377,53 | 1.816,92 | 8 $\phi 19 = 2.268,2$ | -396,23 |

Catatan:

$$As \phi 19 = 283,53 \text{ mm}^2$$

$$As \text{ min} = 1.240,05 \text{ mm}^2$$

$$As \text{ max} = 8.857,5 \text{ mm}^2$$

Desain akibat geser

Kuat geser rencana harus ditetapkan sesuai Pasal 23.3[4(11)], yaitu V_e harus ditentukan dari peninjauan gaya statik pada muka tumpuan balok A4 – B4, yaitu dari hasil kuat lentur maksimum, M_{pr} , dengan tanda berlawanan ditambah beban gravitasi terfaktor di sepanjang bentangnya. Perlu dicatat di sini, V_e akibat goyangan ke kiri maupun ke kanan, harus masuk dalam perhitungan. Kuat lentur maksimum, M_{pr} , tersebut di atas harus dihitung dengan $f_s = 1,25 f_y$ dan $\phi = 1$. Rumus di bawah ini boleh dipakai untuk menghitung M_{pr} .

$$M_{pr} = A_s (1,25 f_y)(d - a/2)$$

dimana

$$a = \frac{1,25 f_y A_s}{0,85 f_c b}$$

Untuk kasus balok di bentang ujung oleh arah gempa ke kanan, akan dihasilkan momen negatif M_{pr} berikut:

$$\text{Tulangan terpasang } A_s = 8 \phi 19 = 2268,2 \text{ mm}^2$$

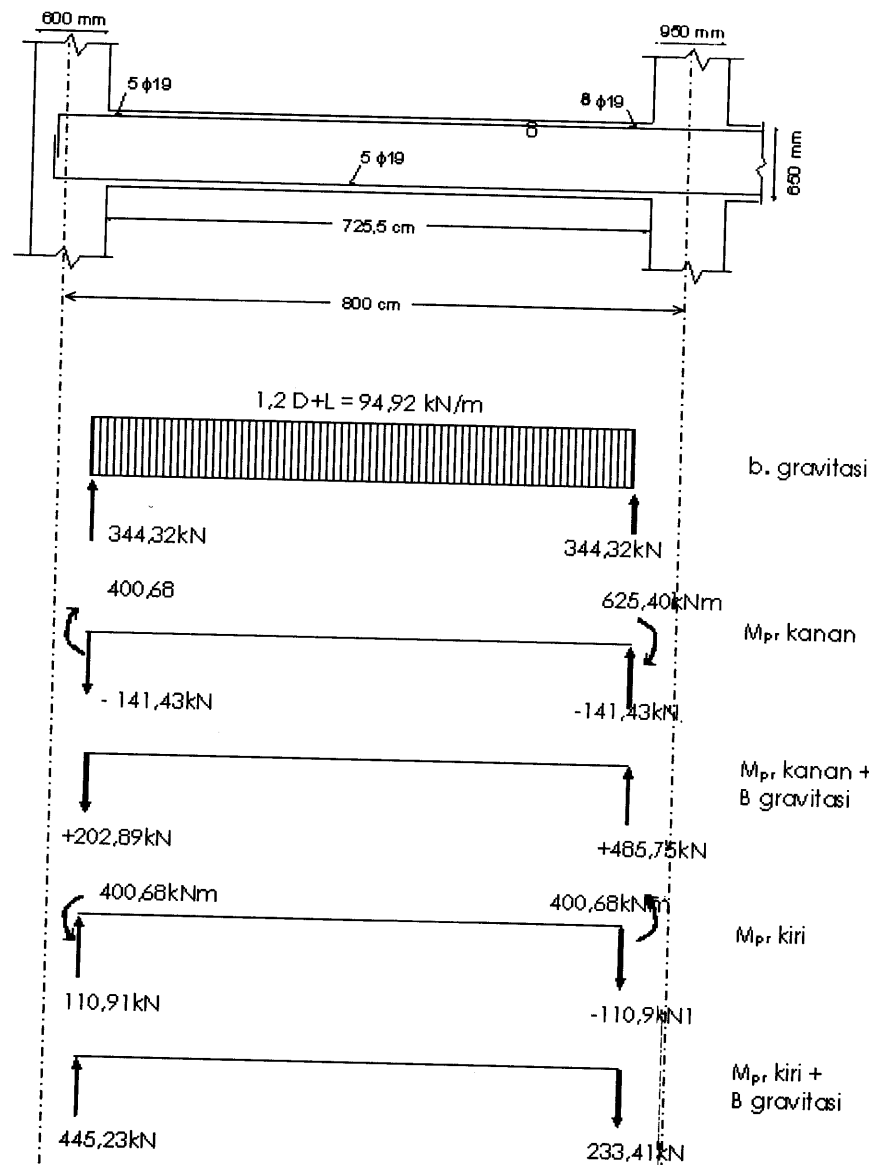
$$a = \frac{1,25 f_y A_s}{0,85 f_c b} = \frac{1,25 \times 400 \times 2268,2}{0,85 \times 30 \times 600} = 74,12 \text{ mm}$$

$$M_{pr} = A_s (1,25 f_y)(d - a/2) = 2268,24 \times 1,25 \times 400 \times (588,5 - 74,12/2) = 625,40 \text{ kNm}$$

Dengan cara yang sama, untuk ujung lain bentang ini, dihasilkan momen positif M_{pr} berdasarkan tulangan terpasang 5 $\phi 19 = 1.417,5 \text{ mm}^2$, sebesar 400,68 kNm.

Beban gravitasi terfaktor di atas balok adalah : $w = 94,92 \text{ kN/m}$

Gambar 9-2 memberikan ilustrasi perhitungan V_e untuk balok di bentang ujung rangka baris no 4 pada tingkat 1. Selain ditunjukkan pengaruh beban gravitasi, ditunjukkan pula besar M_{pr} negatif dan positif dari kanan dan kiri. Dapat diamati bahwa, V_e selalu lebih besar dari V_u hasil analisa struktur akibat kompatibilitas deformasi [max 138,27 kN (Tabel 9-6)].



Gambar 9-2
Desain gaya geser untuk balok A4 - B4

Biasanya kuat geser ditahan oleh beton (V_c) dan tulangan dalam bentuk tulangan transversal. Namun pada komponen struktur penahan 'PBL berlaku ketentuan Pasal 23.3.(4(2)) yang menyatakan $V_c = 0$ apabila

- gaya geser akibat gempa saja (yaitu akibat M_{pr}) $> 0,5$ total geser (akibat M_{pr} + beban gravitasi) dan
- Gaya aksial tekan $< \frac{A_g \cdot f_c}{20}$

Dalam hal ini gaya geser akibat gempa = 141,43 kN $< 0,5 \times 485,75 = 242,88$ kN, namun karena gaya aksial yang kecil sekali maka

$$V_c = 0 \text{ sehingga } V_s = \frac{V_u}{\phi} = \frac{485,75}{0,75} = 647,67 \text{ kN}$$

Koefisien reduksi diambil 0,75 karena V_n diperoleh dari M_{pr} balok (Pasal 11.3(2(3)))

Dengan memakai tulangan geser 4 kaki $\phi 10$ mm ($A_v = 314 \text{ mm}^2$) diperoleh s sebesar

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s} = \frac{314 \times 400 \times 590,5}{647,67 \times 10^3} = 114,12 \text{ mm, pakai } s = 110 \text{ mm}$$

kontrol kuat geser nominal tak boleh lebih besar dari V_s max (Pasal 13.5(6(9)))

$$V_s \text{ max} = \frac{2}{3} b_w d \sqrt{f_c} = \frac{2}{3} \times 600 \times 588,5 \times \sqrt{30} = 1.289,34 \text{ kN OK}$$

s max menurut Pasal 13.5.[4(1)] dan 13.5.[4(3)] harus diambil yang lebih kecil dari:

$$s \text{ max} = d/2 = 588,5/2 = 294,3 \text{ mm}$$

$$\text{atau} = 600 \text{ mm}$$

Namun apabila $V_s > \frac{1}{3} b_w d \sqrt{f_c}$ maka s yang ditentukan Pasal 13.5.[4.(1)] harus dibuat/ dikurangi menjadi separohnya (Pasal 13.5.[4.(3)])

$$\frac{1}{3} b_w d \sqrt{f_c} = \frac{1}{3} \times 600 \times 588,5 \times \sqrt{30} = 644,67 < V_s = 647,67 \text{ kN}$$

Dengan kaki hasil ini maka dipakai jarak $s = 110$ mm, dengan hoop pertama 4 kaki $\phi 10$ mm dipasang 50 mm dari muka kolom di kedua ujung balok dan seterusnya untuk sepanjang $2h = 1.300$ mm

dari muka kolom dipasang begel 4 kaki ϕ 10 dengan $s = 110$ mm.

Apabila hoop tidak diperlukan lagi maka boleh dipakai begel yang perhitungannya menyertakan kuat geser nominal beton V_c , dimana $V_c = \sqrt{f'_c} / 6 \cdot b_w \cdot d$ (Pasal 13.3(1(2)))

Pada jarak $\pm 2h = 1.300$ mm dari muka kolom nilai $V_u = 362,41$ kN, maka

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{362,41 \times 10^3}{0,75} - \frac{\sqrt{30}}{6} \times 600 \times 588,5 = 169,01 \text{ kN}$$

s yang dibutuhkan dengan 2 kaki ϕ 10 mm ($A_s = 157 \text{ mm}^2$)

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s} = \frac{157 \times 400 \times 588,5}{169,01 \times 10^3} = 218 \text{ mm}$$

Pakai $s = 140$ mm yang lebih kecil dari s_{\max} di Pasal 23.3.[3.(2)]

$$\begin{aligned} s_{\max} &= \frac{d}{4} = 588,5 / 4 = 147,125 \text{ mm} \\ &= 8 d_b \text{ tul. Longtd.} = 8 \times 19 = 152 \text{ mm} \\ &= 24 d_b \text{ hoop} = 24 \times 10 = 240 \text{ mm} \\ &= 300 \text{ mm} \end{aligned}$$

Kuat geser perlu diperletakkan eksterior adalah 445,23 kN, setelah diperiksa persyaratan Pasal 23.3.[4(2)] untuk penampang di muka perletakan eksterior yang gaya geser maximum hampir sama dengan perletakan interior, ternyata gaya geser akibat M_{pr} saja $< 0,5$ total geser, namun karena gaya aksial kecil sekali, karena itu $V_c = 0$.

Penulangan geser dibuat dengan cara yang sama seperti di atas, dan diperoleh tulangan geser perletakan eksterior yaitu 4 ϕ 10 dengan $s = 110$ mm. Hoop pertama dipasang 50 mm dari muka kolom, sisanya setelah berjarak $2d$ dari muka kolom pakai $s = 140$ mm.

Pemutusan tulangan balok

Di bawah ini diberikan contoh perhitungan lokasi penghentian tulangan negatif diatas perletakan interior balok bentang ujung. Tulangan diatas perletakan ini ada 8 ϕ 19 dan akan diteruskan hanya 4 ϕ 19 agar memenuhi pasal 23.3.(2(1)) Jadi disini akan ditentukan jarak

penghentian 4 ϕ 19 dari muka kolom (x).

Agar diperoleh panjang penghentian terbesar, harus dipakai kombinasi beban 0,9D + kemungkinan kuat momen M_{pr} diujung komponen. Kuat momen nominal dari 4 ϕ 19 adalah 260,25 kNm, karena itu 4 ϕ 19 boleh dihentikan bila kuat momen perlu sudah menurun menjadi 260,25 kNm (lihat Gambar 9-3).

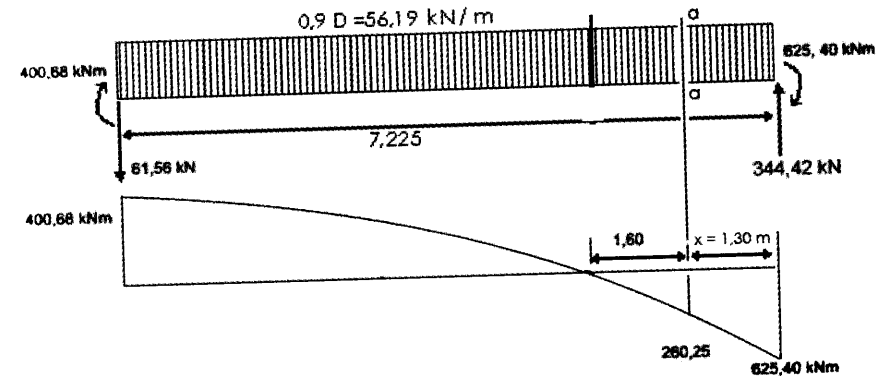
Jarak penampang dengan $M_n = 260,25$ kNm dihitung sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \text{Diketahui } M_{pr} &= 625,40 \text{ kN m} \\ q &= 56,19 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Jumlah momen terhadap pot. a - a diperoleh dengan persamaan berikut:

$$\begin{aligned} \frac{1}{2} \times 56,19 x^2 - 344,42 x + 625,40 &= 260,25 \\ x^2 - 12,26 x + 12,99 &= 0 \end{aligned}$$

diperoleh $x = 1,00$ m



Gambar 9-3
Diagram momen untuk penghentian tulangan negatif
pada perletakan tepi

karena $x = 1,00 \text{ m} < 2xd = 2 \times d = 2 \times 0,5885 = 1,18 \text{ m}$,
ambil $x = 1,3 \text{ m}$

Sesuai pasal 14.10(3) Tulangan 4 ϕ 19 akan dihentikan sejauh $\ell =$ (pilih yang lebih besar)

$$\ell = x + d = 1,3 + 0,5885 = 1,86 \approx 2,00 \text{ m (menentukan)}$$

atau

$$\ell = x + 12 \cdot d_b = 1,3 + 12 \times 0,019 = 1,53 \text{ m dari muka kolom}$$

Panjang $\ell = 2,00$ m ini harus lebih panjang dari ℓ_d yaitu panjang penyaluran (Pasal 14.10.(4)) yang dihitung dengan rumus tersebut di Pasal 14.2(3)

$$\frac{\ell_d}{d_b} = \frac{9 f_y}{10 \sqrt{f_c}} \frac{\alpha \beta \gamma \lambda}{(c + K_{tr})}$$

$$\begin{aligned} \text{dimana } \alpha &= 1,3 & c &= 40 + 12 + 19/2 = 61,5 \text{ mm} \\ \beta &= 1,0 & c &= \frac{600 - 2(40 + 12) - 19}{6 \times 2} = 40,08 \\ \gamma &= 0,8 & \frac{c + K_{tr}}{d_b} &= \frac{40,08 + 0}{19} = 2,11 \\ \lambda &= 1,0 \\ K_{tr} &= 0 \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} \alpha &= 1,3 \\ \beta &= 1,0 \\ \gamma &= 0,8 \\ \lambda &= 1,0 \\ K_{tr} &= 0 \end{aligned}} \right\} c = 40,08$$

Jadi

$$\frac{\ell_d}{d_b} = \frac{9 f_y}{10 \sqrt{f_c}} \frac{\alpha \beta \gamma \lambda}{(c + K_{tr})} = \frac{9 \times 400}{10 \sqrt{30}} \frac{1,3 \times 1 \times 0,8 \times 1}{2,11} = 32,40$$

$$\ell_d = 32,40 \times 19 = 615,53 \text{ mm} \approx 0,62 \text{ m}$$

ternyata $\ell = 2,00 \text{ m} > \ell_d = 0,62 \text{ m}$ jadi panjang 4 $\phi 19$ dihentikan pada jarak 2,00 m dari muka kolom.

Perlu diamankan pula bahwa penghentian tulangan ini tidak boleh dilakukan didaerah tarik kecuali kondisi Pasal 14.10(5) dipenuhi. Dalam kasus ini, titik balik momen kira-kira berada 2.600 mm dari muka kolom $> 2.000 \text{ mm}$ jadi berarti tempat penghentian berada di daerah tarik. Menghadapi 2 pilihan pengamanan tersebut di Pasal 14.10 (5(1)) atau 14.10 (5(2)), dicoba dulu solusi pilihan pertama, yaitu kemungkinan

V_n dari tulangan geser terpasang apakah $\frac{2}{3} \phi V_n$ lebih besar dari gaya geser berfaktor V_u . di potongan sejauh 2,00 m dari muka kolom

$$V_u = 0,75 (344,42 - 56,14 \times 2,00) = 174,07 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= \frac{2}{3} \times 0,75 (V_s + V_c) = \frac{2}{3} \times 0,75 \left(\frac{A_v f_y d}{s} + \frac{\sqrt{f_c}}{6} b_w d \right) \\ &= \frac{2}{3} \times 0,75 \left(\frac{157 \times 400 \times 588,5}{140} + \frac{\sqrt{30}}{6} \times 600 \times 588,5 \right) \frac{1}{10^3} \\ &= 293,16 \text{ kN} > V_u = 174,07 \text{ kN (pada jarak 2,0 m)} \end{aligned}$$

kena $\frac{2}{3} \phi V_n > V_u$ maka penghentian 4 $\phi 19$ boleh dilakukan pada 2,00 m dari muka kolom.

Apabila sambungan lewatan untuk tulangan atas balok diperlukan, maka ini ditentukan menurut Pasal 14.15.(1)., yaitu dengan rumus di pasal 14.2.2):

$$\begin{aligned} \frac{\ell_d}{d_b} &= \frac{12 f_y \alpha \beta \lambda}{25 \sqrt{f_c}} = \frac{12 \times 400 \times 1,3 \times 1 \times 1}{25 \sqrt{30}} = 45,57 \\ \ell_d &= 45,57 \times 19 = 865,84 \text{ mm} = 866 \text{ mm} \end{aligned}$$

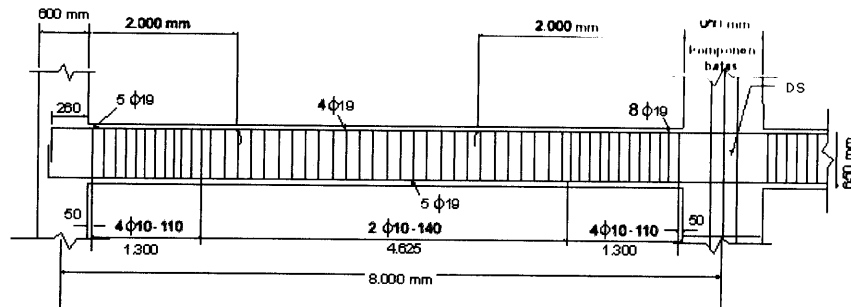
Panjang ℓ_d menurut Pasal 14.2.(2) = 866 mm, sehingga untuk sambungan lewatan kelas A diperlukan sambungan lewatan $1,0 \times \ell_d = 866 \text{ mm}$, pakai 0,9 m.

Jarak pemutusan tulangan 1 $\phi 19$ dari arah tumpuan kiri dilakukan dengan cara yang sama di atas, diambil sama 2,0 m

Tulangan longitudinal yang masuk dan berhenti dalam kolom tepi yang terkekang (Pasal 23.5 (1.(3))) harus berupa panjang penyaluran dengan kait 90° sesuai Pasal 23.5.(4(1)) ℓ_{dh} diambil yang lebih besar dari

$$\begin{aligned} 8 d_b &= 8 \times 19 = 152 \text{ mm} \\ 150 \text{ mm, atau} \\ \frac{f_y d_b}{5,4 \sqrt{f_c}} &= 257 \text{ mm, ambil } 260 \text{ mm} \end{aligned}$$

Jadi $\ell_{dh} = 260 \text{ mm}$ masuk dalam kolom dengan panjang kait 12 $d_b = 228 \text{ mm}$ (Pasal 9.1.(2) seperti dapat dilihat pada Gambar 9-4



Gambar 9-4
Detail penulangan balok A4 – B4.

9.5.3. Desain balok perangkai B5 – C5

Desain balok perangkai (BP) yang merupakan SPBL ini, diatur di Pasal 23.6.(7). Melihat syarat $l_n/d = 11,94 > 4$ dipenuhi, maka pasal 23.3(1(3)) dan 23.3(1(4)) berikut ini harus dipenuhi:

- Gaya aksial berfaktor di BP dapat diabaikan. (OK)
- Bentang bersih BP = 7.050 mm $> 4d = 2.354$ mm (OK)
- Lebar/ tinggi = $\frac{600}{650} = 0,92 > 0,3$ OK
- Lebar $b_w = 600 > 250$ mm
- $b_w = 600 < \text{lebar kolom} + (1,5 \times h) < 1.500$ mm

Desain akibat momen lentur

Kesimpulan momen lentur di lantai tingkat 3 berdasarkan kombinasi beban di rangkum di Table 9-13. Besarnya momen akibat beban gravitasi diambil dari Tabel 9-8 dan momen akibat beban gempa diambil dari Tabel 9-3.

Tabel 9-13

Kesimpulan momen lentur untuk desain BP B5–C5 lantai 3

| Beban | Lokasi | Momen lentur (kN m) |
|--------------------|---------|---------------------|
| Mati (D) | Negatif | -185,14 |
| | Positif | 92,57 |
| Hidup (L) | Negatif | -55,19 |
| | Positif | 27,60 |
| Gempa (E) | Negatif | -319,36 |
| | Positif | 319,36 |
| Kombinasi | | |
| 1,2D + 1,6L | Negatif | -310,47 |
| | Positif | 155,24 |
| 1,2D + 1,0L + 1,0E | Negatif | -596,72 |
| | Positif | 138,68 |
| 0,9D + 1,0E | Negatif | -485,99 |
| | Positif | 83,37 |
| | | 152,73 |

Dalam Tabel 9-14 tercantum kebutuhan penulangan BP C5 – D5 tersebut dan kolom 5 mencantumkan pula kuat momen lentur (ϕM_n) untuk masing-masing potongan.

Tabel 9-14

Kesimpulan kebutuhan penulangan BP C5 – D5 di lantai 3

| Lokasi | MU (kN m) | As perlu (mm ²) | Tul. Terpasang (mm ²) | ϕM_n (kN m) |
|----------|-----------|-----------------------------|-----------------------------------|-------------------|
| Negatif | - 596,72 | 3.113,0 | 12 D19 = 3402 | - 595,03 |
| Positive | + 155,24 | 697,21 | 6 D19 = 1701 | 308,17 |

Catatan:

As D19 = 283,5 mm²
As max = 8857,5 mm²

As min = 1240,1 mm²

Selanjutnya perlu dikontrol pula pemenuhan ketentuan ketentuan berikut ini:

- Pasal 23.3 (2(2)) : Kuat momen positif terpasang di muka kolom $> 50 \%$ kuat momen negatif, ini di penuhi karena $M^+ = 308,17 > 0,5 \times M^- = 297,51$ Nm. Diujung bentang tengah syarat ini juga di penuhi \rightarrow OK.
- Pasal 23.3 (2(2)) : Di tiap potongan sepanjang balok tidak boleh ada kuat momen positif maupun negatif yang kurang dari $\frac{1}{4}$ kuat momen max $= \frac{1}{4} \times 595,03 = 148,76$. Tiap potongan terpasang $6 \phi 19 = 1.701 \text{ mm}^2$ ini ekivalen dengan kuat momen sebesar $308,17 \text{ KNm} > 148,71 \text{ KNm} \rightarrow$ OK.
- Pasal 23.3 (2(1)) : Tiap potongan baik di sisi bawah maupun atas harus ada 2 batang tulangan. Ini di penuhi pula oleh tulangan min $6 \phi 19$ tersebut di atas.
- Pasal 23.5 (1(4)) : Bila tulangan longitudinal menembus HBK, maka h atau $d = 588,5 \text{ mm} > 20 d_b = 380 \text{ mm} \rightarrow$ OK.

Disain Tulangan Geser Balok Perangkai

Sebagaimana di atur oleh Pasal 23.3 (4), gaya geser rencana V_u harus di tentukan dari peninjauan gaya statik pada bagian komponen struktur antara dua muka tumpuan. Momen M_{pr} dengan tanda berlawanan dianggap bekerja pada muka-muka tadi dan komponen struktur tersebut di bebani penuh beban gravitasi terfaktor. Penting untuk di perhatikan, V_e harus dicari dari nilai terbesar akibat beban gempa arah ke kanan dan ke kiri.

M_{pr} harus di hitung dari tulangan terpasang dengan tulangan tarik $1,25 f_y$ dan faktor reduksi $\phi = 1,0$. Rumus berikut boleh dipakai untuk menghitung M_{pr} .

$$M_{pr} = A_s (1,25 f_y) \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$a = \frac{A_s (1,25 f_y)}{0,85 \cdot f_c \cdot b}$$

Untuk kasus balok di bentang ujung oleh arah gempa kekanan akan dihasilkan momen Neg (M_{pr}^-) sebagai berikut:

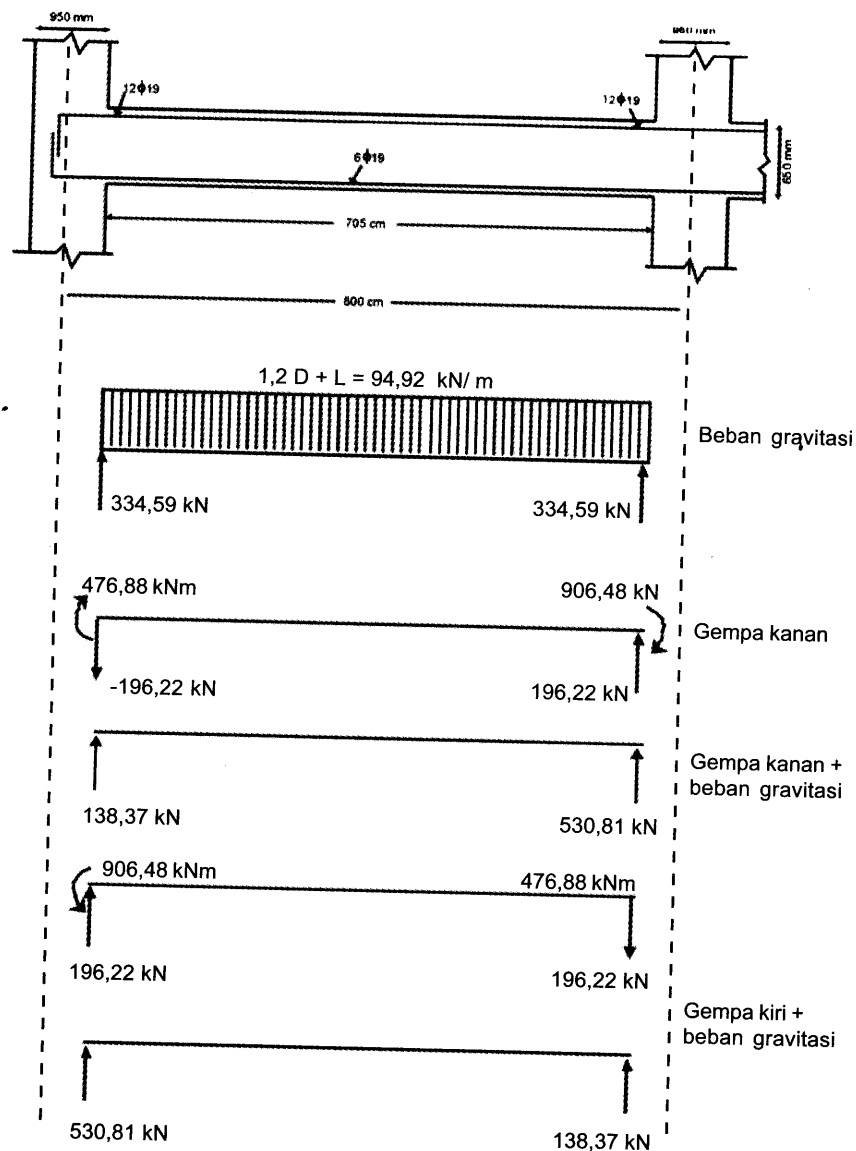
$$\text{Tulangan terpasang} = A_s = 12 \phi 19 = 3.402 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s (1,25 f_y)}{0,85 f_c b} = \frac{3402 \times 1,25 \times 400}{0,85 \times 30 \times 600} = 111,18 \text{ mm}$$

$$M_{pr} = A_s (1,25 f_y) \left(d - \frac{a}{2}\right) = 3.402 \times 1,25 \times 400 (588,5 - 111,18/2) / 10^3 = 906,48 \text{ kNm}$$

Dengan cara yang sama, untuk bentang ujung ini, dihasilkan momen positif (M_{pr}^+) berdasarkan tulangan terpasang $6 \phi 19 = 1.707 \text{ mm}^2$ sebesar $476,88 \text{ kNm}$.

Gambar 9-5 memberi ilustrasi perhitungan V_e untuk balok perangkai C5-D5 di bentang ujung pada tingkat 3. selain ditunjukkan pengaruh beban gravitasi, ditunjukkan pula besar M_{pr} negatif dan positif dari gempa arah kanan dan kiri. Dapat diamati bahwa V_e selalu lebih besar dari V_u hasil analisa struktur.



Gambar 9-5
Desain tulangan geser BP C5 – B5

Biasanya kuat geser ditahan oleh beton (V_c) dan tulangan dalam bentuk tulangan transversal. Namun pada komponen struktur penahan SPBL berlaku ketentuan Pasal 23.3.(4(2)) yang menyatakan $V_c = 0$ apabila

- Gaya geser akibat gempa saja (yaitu akibat M_{pr}) $> 0,5$ total geser (akibat M_{pr} + beban gravitasi) dan
- Gaya aksial tekan $< \frac{A_g \cdot f_c}{20}$

Dalam hal ini karena gaya geser akibat gempa = 196,22 kN lebih kecil dari $0,5 \times 530,81 = 265,40$ kN, namun dalam contoh ini BP ini memikul gaya aksial yang kecil sekali maka diambil $V_c = 0$ sehingga

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} = \frac{530,81}{0,75} = 707,75 \text{ kN}$$

Koefisien reduksi diambil 0,75 karena V_n diperoleh dari M_{pr} balok (Pasal 11.3(2(3)))

Dengan memakai tulangan geser 4 kaki ϕ 10 mm ($A_v = 314,29 \text{ mm}^2$) diperoleh s sebesar

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s} = \frac{314,29 \times 400 \times 588,5}{707,75 \times 10^3} = 104,53 \text{ dipakai } s = 100 \text{ mm}$$

kontrol kuat geser nominal tak boleh lebih besar dari $V_s \text{ max}$ (Pasal 13.5(6(8)))

$$V_s \text{ max} = \frac{2}{3} b_w d \sqrt{f_c} = 1.289,34 \text{ kN} > 707,75 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

Kontrol kebutuhan tulangan transversal untuk penahan tekuk tulangan longitudinal (Pasal 23.3(3.3))

s_{max} sepanjang sendi plastis diujung balok $2h = 2 \times 650 = 1.300 \text{ mm}$ tidak boleh lebih besar dari (Pasal 23.3 (3(2)))

$$\begin{aligned} s_{\text{max}} &= \frac{d}{4} &= 147,125 \text{ mm} \\ &= 8 d_b \text{ tul. Longtd.} &= 152 \text{ mm} \\ &= 24 d_b \text{ hoop} &= 288 \text{ mm} \\ &= 300 \text{ mm} \end{aligned}$$

dengan hasil ini sesuai ketentuan pasal 23.3 (3(1)) dipakai jarak $s = 100$ mm, hoop pertama 4 kaki $\phi 10$ dipasang 50 mm dari muka kolom di kedua ujung balok dan selanjutnya $\frac{2h-50}{s_{max}} + 1$ buah hoop dipasang sepanjang $2h$. Bagian tengah balok boleh mengikuti Pasal 23.3(3(4)) dan Pasal 13.3 (1(1)).

Pada jarak 1.300 mm dari muka kolom $V_u/\phi = 407,41$ kN, dengan $V_c = \frac{\sqrt{f_c}}{6} b_w d = \frac{\sqrt{30}}{6} 600.588,5 = 322,33$ kN, pasang begel praktis $2 \phi 10$ dengan $s = 140$ mm.

Pemutusan tulangan balok perangkai

Di bawah ini diberikan contoh perhitungan lokasi penghentian tulangan negatif diatas perletakan interior balok. Tulangan diatas perletakan ini ada 11 $\phi 19$ dan akan diteruskan hanya 6 $\phi 19$ agar memenuhi pasal 23.3.(2(1)) Jadi disain akan ditentukan jarak penghentian 6 $\phi 19$ dari muka kolom (x).

Agar diperoleh panjang penghentian terbesar, harus dipakai kombinasi beban 0,9D + kemungkinan kuat momen M_{pr} diujung komponen. Kuat momen nominal (M_n) dari 6 $\phi 19$ adalah 385,21 kNm, karena itu 6 $\phi 19$ boleh dihentikan bila kuat momen perlu sudah menurun menjadi 385,21 kNm (lihat Gambar 9-6)

Jarak penampang dengan $M_n = 385,21$ kNm dihitung sebagai berikut:

Diketahui $M_{pr} = 906,48$ kN m

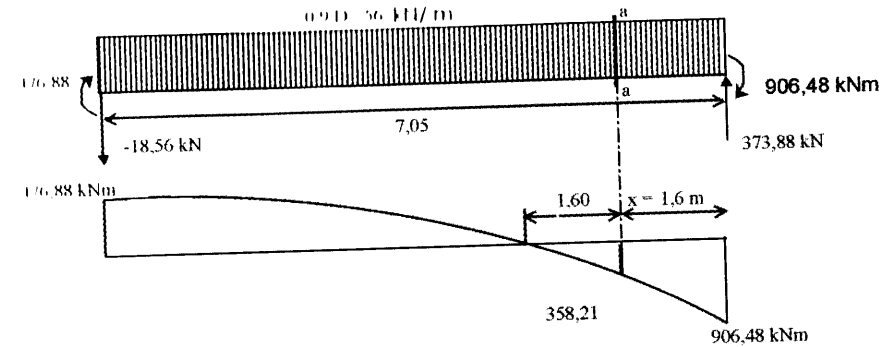
$q = 56$ kN/ m

Jumlah momen terhadap pot. a - a menghasilkan persamaan:

$$\frac{1}{2} \times 56 \times x^2 - 373,88 x + 906,48 = 385,21$$

$$x^2 - 13,35 x + 18,62 = 0$$

diperoleh $x = 1,60$ m



Gambar 9-6

Diagram momen penentuan lokasi pemutusan tulangan BP C5-D5

Sesuai Pasal 14.10(3) Tulangan 6 $\phi 19$ akan dihentikan sejauh $\ell =$ (pilih yang lebih besar):

$$\ell = x + d = 1,60 + 0,5885 = 2,19 \approx 2,20 \text{ m (menentukan)}$$

atau

$$\ell = x + 12 \cdot db = 1,60 + 12 \times 0,019 = 1,83 \text{ m}$$

dari muka kolom.

Panjang $\ell = 2,2$ m ini harus lebih panjang dari ℓ_d yaitu panjang penyaluran (pasal 14.10.(4)) yang dihitung dengan rumus tersebut di pasal 14.2(3)

$$\frac{\ell_d}{d_b} = \frac{9 f_y}{10 \sqrt{f_c}} \frac{\alpha \beta \lambda}{(c + K_{tr})}$$

$$\text{dimana } \alpha = 1,3 \quad c = 40 + 10 + 19/2 = 59,5$$

$$\beta = 1,0$$

$$\gamma = 0,8$$

$$\lambda = 1,0$$

$$K_{tr} = 0$$

$$c = \frac{600 - 2(40 + 12) - 19}{10 \times 2} = 23,85 \quad \left. \begin{array}{l} \text{maka,} \\ c = 23,85 \text{ mm} \end{array} \right\}$$

$$\frac{c + K_{tr}}{d_b} = \frac{23,85 + 0}{19} = 1,26$$

Jadi

$$\frac{\ell_d}{d_b} = \frac{9 f_y}{10 \sqrt{f_c}} \frac{\alpha \beta \gamma \lambda}{(c + K_{tr})} = \frac{9 \times 400}{10 \times \sqrt{30}} \frac{1,3 \times 1,0 \times 0,8 \times 1}{1,26} = 54,46$$

$$\ell_d = 54,46 \times 19 = 1.034,7 \text{ mm} = 1,03 \text{ m}$$

ternyata $\ell = 2,20 \text{ m} > \ell_d = 1,03 \text{ m}$ jadi panjang 6 $\phi 19$ dipasang sepanjang 2,2 m dari muka kolom.

Perlu diamankan pula bahwa penghentian tulangan ini tidak boleh dilakukan di daerah tarik kecuali kondisi pasal 14.10(5) dipenuhi. Dalam kasus ini, titik balik momen kira-kira berada 3.200 mm dari muka kolom $> \ell = 2.200 \text{ mm}$ jadi berarti tempat penghentian berada di daerah tarik. Menghadapi 2 pilihan pengamanan tersebut di Pasal 14.10 (5(1)) atau 14.10 (5(2)), dicoba dulu solusi pilihan pertama, yaitu kemungkinan

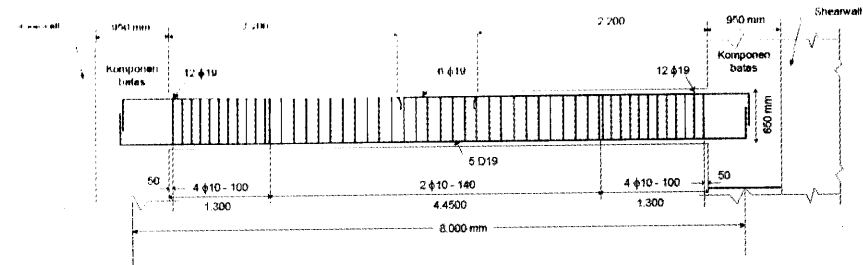
V_n dari tul. geser terpasang $\frac{2}{3} \phi V_n$ lebih besar dari gaya geser berfaktor

V_u . Dimana $\phi V_n = 0,75(373,88 - 2,2 \times 56) = 188,01 \text{ kN}$

$$\begin{aligned} \frac{2}{3} \phi V_n &= \frac{2}{3} 0,75 (V_s + V_c) = \frac{2}{3} \times 0,75 \times \left(\frac{A_v f_y d}{s} + \frac{\sqrt{f_c}}{6} b_w d \right) \\ &= \frac{2}{3} \times 0,75 \left(\frac{157,14 \times 400 \times 588,5}{130} + \frac{\sqrt{30}}{6} \times 600 \times 588,5 \right) = 293277 \text{ N} \\ &= 293,25 \text{ kN} > V_u = 188,01 \text{ kN (pada jarak 2,2m)} \end{aligned}$$

karena $\frac{2}{3} \phi V_n > V_u$ maka penghentian 6 $\phi 19$ boleh dilakukan pada $\ell = 2,2 \text{ m}$ dari muka kolom. (lihat Gambar 9-7)

Jarak pemutusan tulangan dari arah tumpuan kiri dibuat sama yaitu, 2,20 m.



Gambar 9-7
Detail penulangan Balok Perangkai

9.5.4. Desain kolom

Bab ini memberikan prosedur desain kolom A4 diantara lantai 2 dan 3. Mengingat kolom ini bukan merupakan SPBL, maka desain harus memenuhi syarat-syarat tersebut di Pasal 23.9. Kesimpulan beban-beban yang bekerja pada kolom A4 ini dapat dilihat di Tabel 9-15. Perlu diketahui bahwa kolom-kolom di SRG ini tidak terkena $P_s 5.8.2$, yaitu kolom yang terkena pengaruh beban orthogonal.

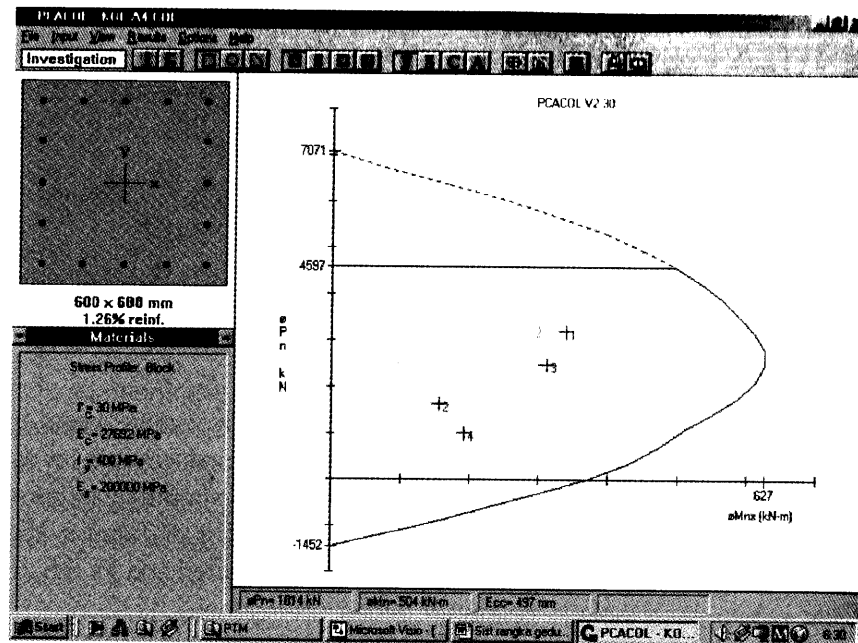
Tabel 9-15
Kesimpulan beban aksial dan momen lentur pada kolom A4 antara lantai tingkat ke-2 dan ke-3

| Jenis Beban | Axial (kg) | Momen (kg m) |
|-------------|--------------------|--------------|
| Mati (D) | 1.838,80 | 69,33 *) |
| Hidup (L) | 259,20 | 21,74 *) |
| Gempa (E) | 734,96 | 259,76 *) |
| No | Kombinasi beban | |
| 1 | 1,2D + 0,5L ± 1,0E | 3.071,12 |
| 2 | | -1.601,20 |
| 3 | 0,9D ± 1,0E | 2.389,86 |
| 4 | | -917,96 |

*) Lihat Tabel 9-7

*) Lihat Tabel 9-5

Berdasarkan kombinasi beban di Tabel 9-15, maka kolom A4 ini cukup diberi tulangan memanjang sebanyak 16 $\phi 19$ ($\rho = 1,26\%$). Gambar 9-8 hasil dari PCACOL, menunjukkan diagram interaksi kolom ini.



Gambar 9-8

Diagram interaksi desain kolom A4 diantara lantai tingkat 2 dan 3

Desain kolom ini harus memenuhi syarat-syarat tersebut di Pasal 29.9(2) berikut ini:

- Apakah kombinasi beban tersebut di Tabel 9-15 lebih kecil dari $1,2D + 1,6L$. Bila betul berlaku Pasal 23.9(2(1)) s/d 23.9(2(3)).
- Bila kombinasi beban tersebut di Tabel 9-15 lebih besar dari $1,2D + 1,6L$, maka berlaku Pasal 23.9(3(1)) s/d 23.9(3(3)).

Pada contoh ini:

Kuat momen rencana akibat beban gravitasi

$$M_u = 1,2 \times 69,33 + 1,6 \times 21,74 = 117,98 \text{ kNm}$$

Beban aksial berfaktor:

$$P_u = 1,2 \times 1.838,8 + 1,6 \times 259,20 = 2.621,28 \text{ kN}$$

Mengingat $M_u = 117,98 < 353,83 \text{ kNm}$ (Tabel 9-15) dan

$$P_u = 2.621,28 < 3.071,12 \text{ kN}$$

maka desain kolom harus memenuhi Pasal 23.9(3) yaitu seperti dilakukan berikut ini.

Tulangan Pengekangan

Berdasarkan Pasal 23.4(3), tulangan pengekangan harus dihitung oleh rumus no (124)

$$A_{sh} = 0,09 (s h_c f'_c / f_{yh}) = 0,09 (100 \times 468 \times 30 / 400) = 315,9 \text{ mm}^2$$

dimana s diambil yang terkecil dari:

$$\frac{1}{4} \times 600 \text{ mm} = 150 \text{ mm}$$

$$6 \times \phi = 6 \times 19 = 114 \text{ mm}$$

$$100 \text{ mm}$$

sementara pakai $3 \phi 12$ ($A_s = 339 \text{ mm}^2$) dengan $s = 100 \text{ mm}$

Pengekangan ini dipasang sepanjang ℓ_o dari muka HBK, yaitu

$$\ell_o \geq h = 600 \text{ mm}$$

$$\geq \frac{1}{6} \ell_n = 475 \text{ mm}$$

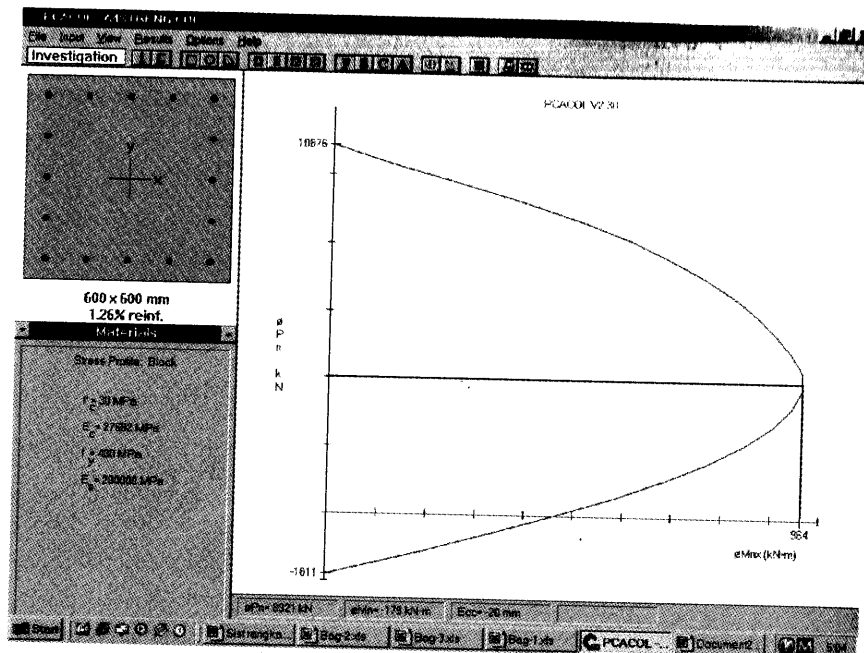
$$\geq 450 \text{ mm}$$

ambil $\ell_o = 600 \text{ mm}$

Tulangan transversal untuk geser

Sesuai Pasal 23.4(5), gaya geser rencana V_u untuk kolom ini harus ditentukan menggunakan gaya-gaya pada muka HBK yaitu momen maksimum M_{pr} . Hasil ini tak boleh kurang dari V_u hasil dari analisa struktur.

Secara konservatif M_{pr} ditentukan sebesar momen balans dari diagram interaksi di Gambar 9-9 yaitu 964 kNm.



Gambar 9-9

Diagram interaksi untuk desain kolom A4 dengan $\phi = 1$

Dengan demikian gaya kuat geser di ujung kolom akibat momen lentur dari masing-masing ujung kolom ini adalah:

$$V_e = \frac{2 \times M_{pr}}{l_n} = \frac{2 \times 964}{2,85} = 676,5 \text{ kN}$$

Gaya geser akibat beban gravitasi dihitung sbb.:

$$V_D = \frac{M_D}{l_n} = \frac{2 \times 138,66}{2,85} = 97,31 \text{ kN}$$

$$V_L = \frac{M_L}{l_n} = \frac{2 \times 43,48}{2,85} = 30,51 \text{ kN}$$

M_D dan M_L diambil dari Tabel 9-7

Dari Tabel 9-5, gaya geser akibat deformasi kompatibilitas (V_e) = 135,97 kN. Dengan kombinasi beban tersebut di Pasal 23.9(2), gaya geser terfaktor adalah:

$$\begin{aligned} V_u &= 1,2D + 0,5L + E \\ &= 1,2 \times 97,31 + 0,5 \times 30,51 + 135,97 \\ &= 268 \text{ kN} < V \text{ akibat } M_{pr} = 676,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

Untuk komponen yang kena beban aksial berlaku V_c (Pasal 13.3(1(2)):

$$\begin{aligned} V_c &= \left(1 + \frac{N_u}{14A_g}\right) \left(\frac{\sqrt{f_c}}{6}\right) b_w d = \left(1 + \frac{1.013,95}{14 \times 600^2}\right) \left(\frac{\sqrt{30}}{6}\right) 600 \times 538,5 \\ &= 295,0 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kuat geser tulangan dengan 2 kaki begel $\phi 12$, $s = 150 \text{ mm}$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} = \frac{226 \times 400 \times 538,5}{150} = 324,54 \text{ kN}$$

Kontrol apakah

$$\begin{aligned} V_s &< \frac{2}{3} \sqrt{f_c}' b_w d = 1.179,8 \text{ kN} \text{ Pasal 13.5(6(9))} \rightarrow \text{OK} \\ V_s &< \frac{1}{3} \sqrt{f_c}' b_w d = 589,9 \text{ kN} \text{ Pasal 13.5(4 (3))} \end{aligned}$$

Bila $V_s = \frac{1}{3} \sqrt{f_c}' b_w d$ dilampaui maka sesuai Pasal 13.5.(4.(3)) s harus dibuat separuhnya yaitu $< \frac{d}{4} = 134,6 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} \text{Kontrol } \phi V_n &= \phi (V_s + V_c) = 0,75 \times (324,54 + 295,0) \\ &= 464,65 \text{ kN} < V_e = 676,5 \text{ NG} \end{aligned}$$

Dicoba tulangan begel 3 kaki $\phi 12$ dengan jarak $s = 120 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{A_v f_y d}{s} = \frac{339 \times 400 \times 538,5}{120} = 608,51 \text{ kN} \\ \phi V_n &= \phi (V_s + V_c) = 0,75 \times (608,51 + 295,0) \\ &= 677,63 \text{ kN} > V_e = 676,5 \text{ OK (beda sedikit)} \end{aligned}$$

Namun $V_s = 608,51 > 589,9 \text{ kN}$, ini boleh karena $s = 120 < 134,6 \text{ mm}$
Jadi tulangan geser diambil 3 kaki $\phi 12$ dengan jarak $s = 120 \text{ mm}$

Bandingkan ini dengan kebutuhan tulangan confinement (A_{sh}), kemudian pakai tulangan transversal yang lebih banyak, jadi digunakan 3 $\phi 12$ dengan $s = 100 \text{ mm}$, yang sekaligus memenuhi pula syarat Pasal 9.10.(5.(3))

Sambungan tulangan vertikal kolom

Sesuai Pasal 14.2(3) panjang sambungan lewatan tulangan 3 ϕ 12 dari kolom A4 ini harus dihitung dengan rumus:

$$\frac{l_d}{d_b} = \frac{9 f_y}{10 \sqrt{f_c}} \frac{\alpha \beta \gamma \lambda}{(c + K_{tr})}$$

$$\text{dimana } \alpha = 1,0 \quad c = 40 + 12 + 19/2 = 61,5$$

$$\beta = 1,0 \quad c = \frac{750 - 2(40 + 12) - 19}{4 \times 2} = 59,63 \quad \left. \vphantom{\frac{750 - 2(40 + 12) - 19}{4 \times 2}} \right\} c = 59,63 \text{ mm}$$

$$\gamma = 0,8 \quad K_{tr} = 0$$

$$\lambda = 1,0 \quad \frac{c + K_{tr}}{d_b} = \frac{59,63 + 0}{19} = 3,14 \text{ diambil } 2,5 \text{ (max)}$$

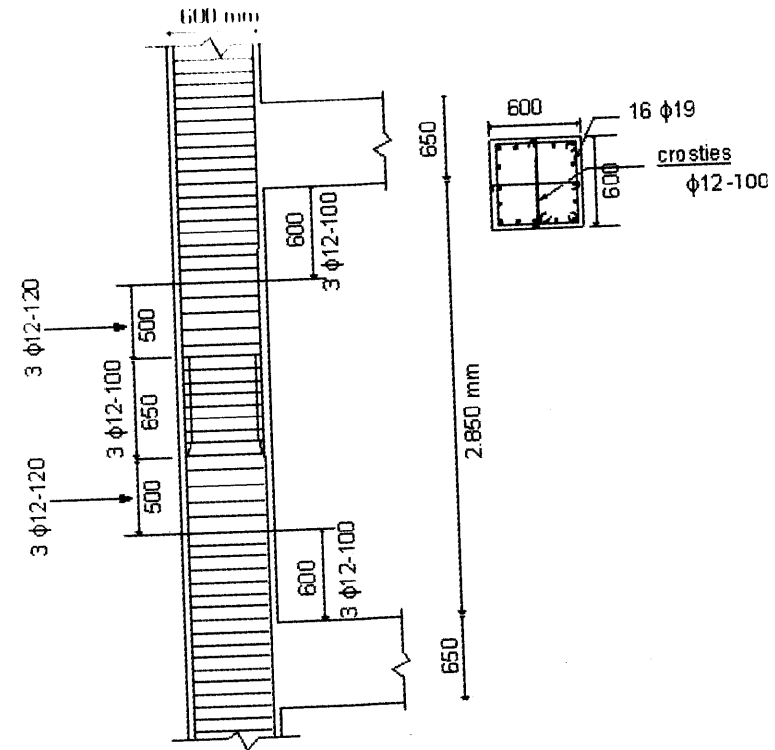
Jadi

$$\frac{l_d}{d_b} = \frac{9 f_y}{10 \sqrt{f_c}} \frac{\alpha \beta \gamma \lambda}{(c + K_{tr})} = \frac{9 \times 400}{10 \times \sqrt{30}} \frac{1 \times 1,0 \times 0,8 \times 1}{2,5} = 21,03$$

$$l_d = 21,0 \times 19 = 399,6 \text{ mm}$$

Sesuai Pasal 23.4(3(2)) sambungan lewatan harus diletakan di tengah panjang kolom dan harus dihitung sebagai sambungan tarik. Dari Gambar 9-6 dapat diperkirakan bahwa akibat kombinasi beban berfaktor dengan beban gempa akan terjadi $f_s > 0,5 f_y$, jadi sambungan lewatan ini termasuk kelas B (Pasal 14.17(2(3))) yang panjangnya harus $1,3 l_d = 519,5 \text{ mm} \approx 520 \text{ mm}$.

Detail penulangan kolom tengah dapat dilihat di Gambar 9-10.



Gambar 9-10
Detail Penulangan Kolom A4

9.6. Desain Dinding Struktural

Sebagai prasyarat untuk desain Dinding Struktural Beton Khusus (DSBK), perlu dipastikan bahwa kelelahan tulangan lentur yang terjadi di dasar DS (sebagai sendi plastis), benar-benar merupakan penentu kekuatan dan selanjutnya dibuat berdeformasi secara inelastis sehingga DS ini mampu memencarkan energi gempa ke seluruh sistem struktur. Untuk mewujudkan prinsip desain kapasitas yang fundamental ini, desain DS dilakukan dengan 4 ketentuan di bawah ini:

- Dengan beban lentur + axial terfaktor, anggap potongan dasar DS sebagai kolom pendek dengan syarat penulangan longitudinal di ujung dan di badan DS memenuhi syarat-syarat di Pasal 23.6(2)
- Pastikan tidak terjadi kegagalan oleh tegangan tarik dan tekan

diagonal oleh beban geser dengan pengamanan berturut-turut sesuai Pasal 23.6(4(1)) dan 23.6(4(4)).

- c). Amankan regangan dinding yang melampaui nilai kritis dengan pengadaan komponen batas, dengan analisis sesuai Pasal 23.6(6(2)) atau 23.6(6(3)).
- d). Jamin kemampuan daktilitas DS dengan detailing komponen batas sebagaimana tersebut di Pasal 23.6(6(4)) butir a s/d f.
- e). Bila tidak dituntut pengadaan komponen batas, maka penempatan TT harus mengikuti Pasal 23.6.(6(5)).

9.6.1 Pengaruh kombinasi beban

Kesimpulan gaya desain di dasar DS B5 – C5 dapat dibaca di Tabel 9-16 (lihat Tabel 9-3 dan 9-10)

Tabel 9-16
Kesimpulan beban axial, momen dan gaya geser berfaktor
pada dasar Dinding Struktural B5 – C5

| Beban | Beban aksial (kN) | Momen (kN m) | Gaya geser (kN) |
|-----------------------|----------------------|-----------------|--------------------|
| Mati (D) | 8.685,6 | 0,0 | 0,0 |
| Hidup (L) | 1.243,2 | 0,0 | 0,0 |
| Gempa (E) | 4.584,28 | 73.654,5 | 4.488,1 |
| kombinasi | | | |
| 1. 1,2D + 1,6L | 12.411,8 | 0,0 | 0,0 |
| 2. 1,2D + 0,5L + 1,0E | 3.232,76 | 73.654,5 | 4.488,1 |
| 3. | 12.401,32 | -73.654,5 | -4.488,1 |
| 4. 0,9D + 1,0E | 6.460,04 | 73.654,5 | 4.488,1 |
| 5. | 15.628,6 | -73.654,5 | -4.488,1 |

9.6.2 Gaya geser rencana

Sedikitnya harus dipakai 2 lapis tulangan bila gaya geser di dalam bidang dinding diantara 2 komponen batas melebihi $\frac{1}{6} A_{cv} \sqrt{f'_c}$, dimana A_{cv} adalah luas netto yang dibatasi oleh tebal dan panjang penampang dinding (Pasal 23.6(2(2)):

$$V_u = 4.488,1 \text{ kN} > \frac{1}{6} A_{cv} \sqrt{f'_c} = \frac{1}{6} \times (300 \times 8.950) \times \sqrt{30} = 2.450 \text{ kN (OK)}$$

Jadi diperlukan 2 lapis tulangan di dinding ini.

Dan harus diatur bahwa rasio tulangan di arah vertikal dan horizontal harus tak boleh kurang dari 0,0025 dan $s \sim 450 \text{ mm}$ (Pasal 23.6(2(1)))

Batas kuat geser DS sesuai Pasal 23.6(4(4)) adalah sebesar:

$$\phi \frac{2}{3} A_{cv} \sqrt{f'_c} = 0,55 \times \frac{2}{3} \times (300 \times 8.950) \times \sqrt{30} = 5.383 \text{ kN}$$

Nilai ϕ diambil sebesar 0,55; karena kuat geser nominal yang diperoleh dari kuat lentur nominal komponen lebih kecil dari batas kuat geser (Pasal 11.3(2(3a))). Dapat dilihat di bawah ini, bahwa (lihat Tabel 9-16) kuat geser perlu = 4.488,1 < batas kuat geser = 5.383 kN.

Berpedoman pada Pasal 23.6(4(1)), karena $\frac{h_w}{l_w} = \frac{29}{8,95} = 3,24 > 2$, maka kuat geser nominal V_n untuk DS ini tidak boleh lebih dari

$$V_n = A_{cv} \left[\frac{1}{6} \sqrt{f'_c} + \rho_n f_y \right]$$

dimana ρ_n adalah rasio luas tulangan geser terhadap luas bidang yang tegak lurus A_{cv} .

Dengan memakai tulangan geser terpasang 2 $\phi 12$ ($A_s = 113 \text{ mm}^2$) dan $s = 120 \text{ mm}$ maka akan diperoleh nilai $\rho_n = 2 \times 113 / 300 \times 120 = 0,0063$

$$\phi V_n = 0,55 (300 \times 8.000) \left[\left(\frac{1}{6} \right) \sqrt{30} + 0,0063 \times 400 \right] = 4.531 \text{ kN} > V_u = 4.488,1 \text{ (OK)}$$

Bila $\frac{h_w}{l_w} < 2,0$ maka rasio tulangan vertikal (ρ_v) harus tidak boleh lebih kecil dari r_n (lihat Pasal 23.6(4(3))). Mengingat $\frac{h_w}{l_w} = 3,24$ (Pasal 23.6.(2.(1))), rasio tulangan minimum harus dipakai. Jadi tulangan vertikal di dinding perlu $0,0025 \times 300 \times 1.000 = 750 \text{ mm}^2 / \text{m}^2$.

Bila dipakai 2 lapis tulangan $\phi 12$ ($A_s = 226$) dan $s = 300 \text{ mm} < s$ yang diijinkan $= 450 \text{ mm}$. Maka $\rho_v = \frac{226}{300 \times 300} = 0,00251$. Jadi dipakai 2 lapis $\phi 12 \text{ mm}$ tulangan vertikal dengan $s = 300 \text{ mm}$.

9.6.3 Desain komponen batas.

Pasal 23.6(6(2a)) menentukan DS perlu komponen batas bila:

$$c \geq \frac{l_w}{600 \left(\delta_u / h_w \right)} \dots\dots\dots 128)$$

Untuk menghitung c , perlu didesain lebih dahulu kebutuhan tulangan vertikal DS yang kedua ujung memiliki komponen berukuran $950 \times 950 \text{ mm}$ terlebih dahulu. Diagram interaksi di Gambar 9-11 ternyata menunjukkan DS dapat menampung kombinasi beban tersebut di Tabel 9-16 dengan pemasangan $36 \phi 30$ pada komponen $950 \times 950 \text{ mm}^2$ dan 2 lapis $\phi 12$ $s = 300$ pada dinding struktural, jadi $\rho = 1,44\%$.

Nilai c ditentukan konsisten dengan terjadinya δ_u (idem Δ_m) dan harus diperoleh dari dua kombinasi beban axial tersebut di Tabel 9-16 yang bekerja bersamaan dengan momen nominal maksimum (M_n'). Dua beban aksial itu adalah:

$$P_u' = 1,2D + 0,5L + 1,0E$$

$$P_u' = 0,9D + 1,0E$$

M_n' dari masing-masing beban aksial berfaktor ini diperoleh dengan bantuan diagram interaksi Gambar 9-12 yang dibuat dengan bantuan program computer PCACOL untuk DS dengan tulangan tersebut di atas, namun dengan $\phi = 1$ dan $f_s = f_y$, telah menghasilkan untuk beban aksial: (lihat Tabel 9-16)

$$P_u' = 15628,6 \text{ kN} \approx 1560 \text{ kN}$$

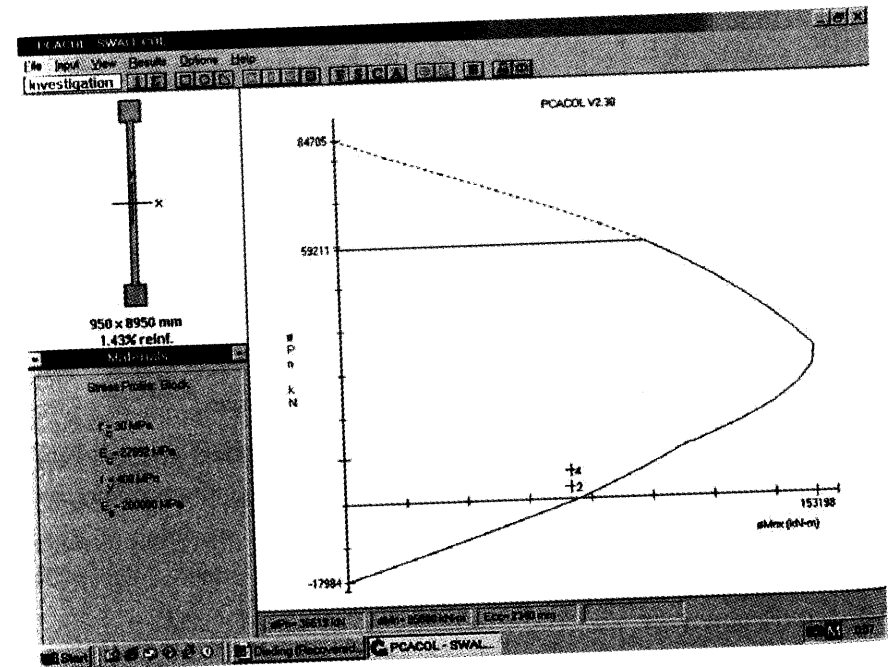
diperoleh:

$$M_n' = 154000 \text{ kN m}$$

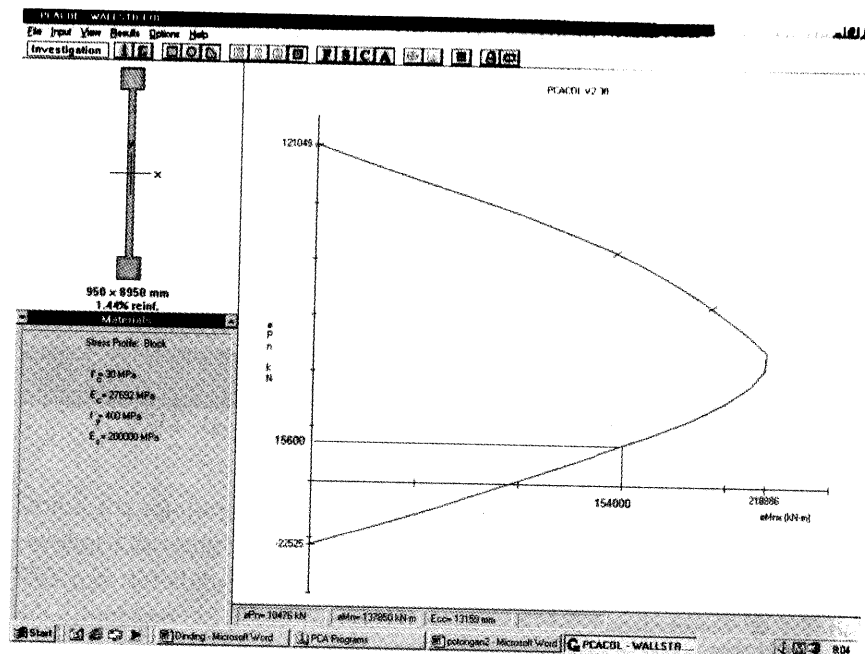
memberikan c terbesar yaitu 861 mm , yang ternyata lebih kecil dari

$$\frac{l_w}{600 \left(\delta_u / h_w \right)} = \frac{8.950}{600 * (0,007)} = 2.130 \text{ mm (dipakai 0,007 karena } \delta_u / h_w = 112,46/29000 = 0,0039 < 0,007).$$

Contoh ini menunjukkan nilai c yang rendah sehingga tidak diperlukan KB. Suatu indikasi bahwa beban aksial DS ini mungkin relatif kecil.



Gambar 9-11
Diagram interaksi desain kekuatan DS B5-C5



Gambar 9-12
Diagram Pn - Mn untuk DS B5-C5

Perhitungan di bawah ini hanya dimaksudkan memberi ilustrasi bila diperlukan detailing pada komponen batas yang panjangnya dianggap 950 mm.

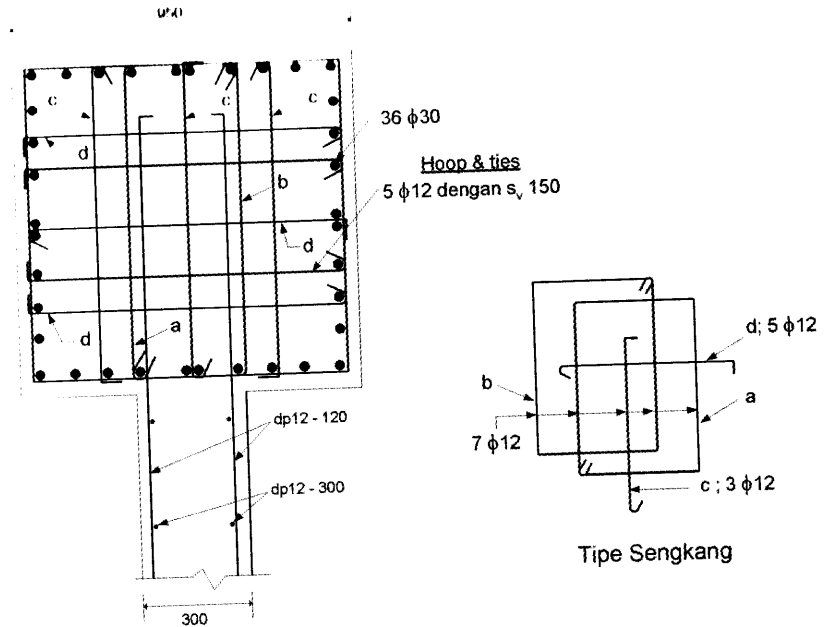
Sesuai Pasal 23.4 (4 (1b)):

$$A_{sh} \geq 0,09 (s h_c f'_c / f_{yh}) =$$

- Di komponen batas dengan jarak $s = 6 d_b = 6 \times 30 = 180$ mm, namun digunakan $s = 130$ mm (maximum 150 mm)
 $= 0,09 \times 130 \times (950 - 2 \times 40 - 12) \times 30 / 400$
 $= 752 \text{ mm}^2$ (dipakai 7 $\phi 12$, $A_s = 791 \text{ mm}^2$)

Untuk memenuhi ini dan juga Pasal 9.10.(5) perlu dipasang TT 7 $\phi 12$ ($A_s = 791 \text{ mm}^2$) dalam bentuk 2 pasang sengkang tertutup + 3 tulangan pengikat di arah x dan 5 tulangan pengikat di arah y dari Komponen Batas ini.

Detail tulangan ujung DS diperlihatkan di Gambar 9-13



Gambar 9-13
Detail tulangan Dinding Struktural B5-C5

Namun demikian pada DS yang tidak perlu KB harus memenuhi Pasal 23.6(6(5)), bila:

$$\rho_g > \frac{2,8}{f_y} \text{ dan } V_u \geq A_{cv} \sqrt{f'_c}$$

Dalam kasus desain di atas

$$\rho_g = \frac{36 \times 707,14}{950 \times 950} = 0,0282 > \frac{2,8}{f_y} = \frac{2,8}{400} = 0,007 \text{ dan}$$

$$V_u = 4.488,1 \text{ kN} < (300 \times 8.950) \sqrt{30} = 14.706 \text{ kN}$$

Maka hanya ketentuan Pasal 23.6(6(5a)) harus dipenuhi, yaitu:

- (1) Syarat type sengkang sesuai Pasal 23.4.(4(1c)) dan $s \leq 200$ mm.
- (2) Syarat jarak spasi tulangan pengikat silang sesuai Pasal 23.4(4(3)), yaitu ≤ 350 mm.
- (3) Ketentuan (1) dan (2) di atas berlaku di lokasi sesuai Pasal 23.6(6(4a)) yaitu $(c - 0,1 \ell_w) < 0$ atau $c/2 = 409,5$, berlaku yang lebih besar. (di sini diambil 950 mm).

Dengan ketentuan-ketentuan di atas, maka untuk memenuhi pula Pasal 9.10(5(3)), Gambar 9-13 masih berlaku, tapi dengan perubahan sebagai berikut:

- i) Semua TT pakai $\phi 10$
- ii) Jarak semua TT di arah vertical = 200 mm.

Jadi diperlukan pada arah pengekanan 2 sengkang tertutup (a dan b) + 3 tulangan pengikat dan di arah pengekanan y dipasang 5 tulangan pengikat (d), semuanya berdiameter 10 mm, dengan jarak vertikal $s = 200$ mm. []

Bab X Sistem Ganda

10.1. PENDAHULUAN

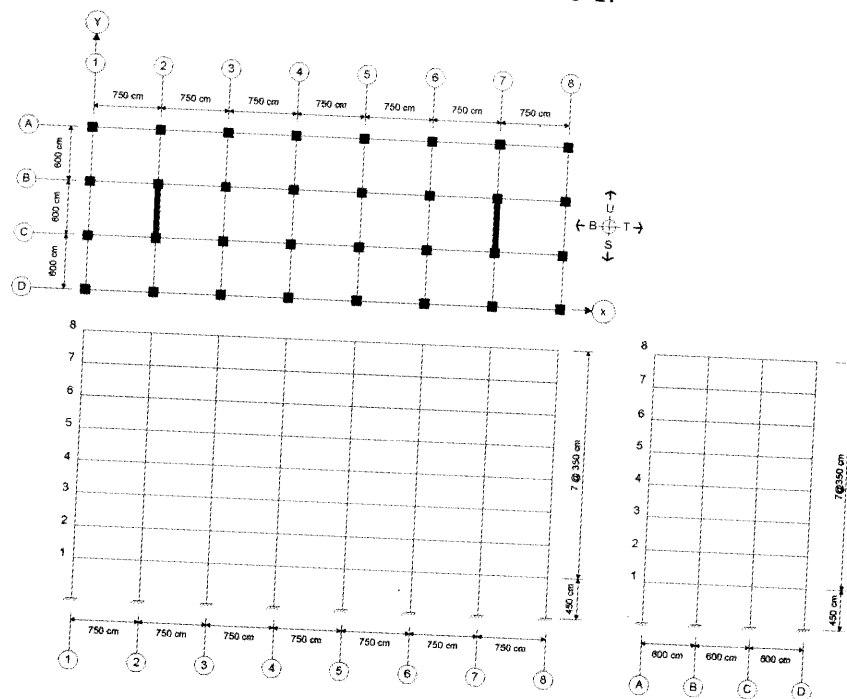
Dalam bab ini disajikan desain struktur bangunan kantor beton bertulang dengan Sistem Ganda (SG) terkena beban gempa sesuai SNI 1726 dan proses penulangannya dilakukan sesuai SNI 2847. Contoh perhitungan penulangan dan pendetailan akibat beban gravitasi dan gempa hanya dibuat untuk tipikal balok, kolom dan dinding struktural (DS) yang dipandang cukup informatif untuk memahami pemakaian kedua peraturan diatas.

Pada SG, beban lateral gempa bumi (V) dipikul bersama oleh DS dan SRPM secara proporsional berdasarkan kekakuan relatif masing-masing tapi juga memperhitungkan interaksi kedua sistem disemua tingkat. Kecuali itu, untuk pengamanan terhadap keruntuhan, kerangka penahan momen harus didesain secara tersendiri mampu menahan sedikitnya 25% dari V.

Untuk kesederhanaan perhitungan, dianggap semua dimensi potongan melintang balok, kolom dan DS dari lantai pertama sampai atap adalah sama. Dengan kondisi ini, sesuai SNI 1726 Ps 4.2 (untuk

selanjutnya penyebutan suatu pasal dari SNI 1726 akan disingkat Ps. saja tanpa menyebut SNI 1726) struktur gedung ini tergolong beraturan dan perencanaan balok pakai beban gempa nominal statik ekuivalen (Ps. 6.1). Komponen kolom maupun DS paling bawah dari SG ini dianggap terjepit penuh. Keseragaman komponen struktur SG ini hanya bersifat hipotesis yang dipilih terutama untuk tujuan ilustratif.

Selanjutnya diasumsi pula, contoh SG ini berada dilokasi wilayah gempa (WG) 6 dan berada diatas lapisan tanah yang tergolong lunak. SG yang berada di WG 6 menurut SNI 2874 Pasal 23.2.(4) (untuk selanjutnya penyebutan suatu pasal dari SNI 2847 akan disingkat Pasal saja tanpa menyebut SNI 2847) kerangka pemikul momen harus didisain sebagai Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) sedangkan DS harus didisain sebagai Dinding Struktur Beton Khusus (DSBK). Denah dan elevasi SG ini dapat dilihat di Gambar 10-1.



Balok = 50 x 70 cm
 Kolom eksterior = 50 x 50 cm
 Kolom interior = 60 x 60 cm
 Komponen batas = 70 x 70 cm
 Tebal DS = 35 cm
 Tebal lantai = 12

Gambar 10-1
Tipikal Denah Lantai dan Elevasi Sistem Ganda

10.2. DATA UNTUK DISAIN

- Mutu bahan
 $f'_c = 30 \text{ MPa}$
 $f_y = 420 \text{ MPa}$
- Kategori gedung
 Sebagai perkantoran
- Beban
 Beban hidup: lantai = 2,50 kN/m²
 atap = 1,00 kN/m²
 Beban mati: beton = 24,00 kN/m²
 Partisi = 1,00 kN/m² (UBC Section 1606.2)
 tegel = 0,45 kN/m²
 plapon+M&E = 0,18 kN/m²
- Data gempa
 WG 6, pakai SNI 1726 Gambar 2, Tanah lunak
 Faktor keutamaan (I) = 1
 Nilai R: untuk arah U-S, SG = 8,5
 untuk arah B-T, SRPMK = 8,5

10.3. ANALISA BEBAN GEMPA

10.3.1. Beban Gempa

Beban geser dasar nominal statik ekuivalen V yang terjadi dari tingkat dasar dihitung sesuai Ps.6.1. V ini harus dibagiakan sepanjang tinggi struktur gedung ke masing-masing lantai sesuai Ps.6.1.2

Perhitungan Beban Mati (W)

Beban gravitasi berupa beban mati dan beban hidup yang bekerja diatas lantai/atap disimpulkan di Tabel 10-1. Beban hidup untuk perhitungan W ini, sesuai SNI 03-1727-1987, pakai koefisien reduksi 0,3. Total beban gravitasi (W) ini didapat sebesar 7192782 N

Tabel 10-1
Beban Pada Berbagai Tingkat Lantai

| Lantai Tingkat | Balok (N) | Lantai *) (N) | Reduksi 30% B. Hidup | Komponen Vertikal **) (N) | Total (N) |
|----------------|-----------|---------------|----------------------|---------------------------|-----------|
| Atap | 2973600 | 2891700 | 283500 | 2021880 | 8170680 |
| Lantai Tipikal | 2973600 | 3316950 | 708750 | 2077320 | 9076620 |
| Lantai tk. 1 | 2973600 | 3316950 | 708750 | 2298120 | 9297420 |

*) : termasuk berat plafon, spesi dan tegel

**) : termasuk berat kolom dan dinding

Taksiran Waktu Getar Alami T, Secara Empiris

Rumus empiris pakai Method A dari UBC 1997 Section 1630.2.2
Tinggi gedung $h_n = 29$ meter

Pada arah U-S untuk SG $T = C_c (h_n)^{3/4} = 0,0488 \times 29^{3/4}$
 $= 0,610$ detik

Pada arah B-T untuk SRPMK $T = C_c (h_n)^{3/4} = 0,0731 \times 29^{3/4}$
 $= 0,914$ detik

Kontrol pembatasan T sesuai Ps. 5.6

$$\zeta = 0,15$$

$$n = 8$$

$$T = \zeta \times n = 0,15 \times 8$$

$$= 1,2 \text{ detik} > T \text{ empiris} \Rightarrow \text{OK}$$

Perhitungan V

V dihitung dengan rumus (26) SNI 1726

SG sesuai SNI 1726 Tabel 3: $R = 8,5$

WG 6

Tanah lunak } Gambar 2 SNI 1726

$$T_1 = 0,610 \quad C_1 = 0,95$$

I sesuai SNI 1726 Tabel 1 : $I = 1$

Dengan cara yang sama untuk SRPMK oleh gempa arah B-T dan $T = 0,914$ maka diperoleh $C_1 = 0,95$

Geser dasar V, dengan demikian adalah:

$$\begin{aligned} \text{- Arah U-S} \quad V &= \frac{C_1 \times I \times W}{R} = \frac{0,95 \times 1 \times 7192782}{8,5} \\ &= 8038991,6 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{- Arah B-T} \quad V &= \frac{C_1 \times I \times W}{R} = \frac{0,95 \times 1 \times 7192782}{8,5} \\ &= 8038991,6 \text{ N} \end{aligned}$$

Distribusi F_i

Distribusi ini dilakukan sesuai rumus (27) yang berada di Ps. 6.1.3. Tabel 10-2 dan Tabel 10-3 merangkum hasil perhitungan F_i dan gaya geser tingkat V_i berturut untuk arah gempa U-S dan B-T.

Tabel 10-2
Gaya F_i dan V_i untuk Arah U-S

| tingkat | Tinggi (m) | Berat lk. (N) | $W_i \cdot h_i$ (N.m) | Gaya F_i (N) | Gaya Geser V_i (N) |
|---------|------------|---------------|-----------------------|----------------|----------------------|
| 8 | 29 | 8170680 | 236949720 | 159937,475 | 159937,475 |
| 7 | 25,5 | 9076620 | 231453810 | 156227,819 | 316165,294 |
| 6 | 22 | 9076620 | 199685640 | 134784,785 | 450950,079 |
| 5 | 18,5 | 9076620 | 167917470 | 113341,751 | 564291,831 |
| 4 | 15 | 9076620 | 136149300 | 91898,717 | 656190,548 |
| 3 | 11,5 | 9076620 | 104381130 | 70455,683 | 726646,231 |
| 2 | 8 | 9076620 | 72612960 | 49012,649 | 775658,880 |
| 1 | 4,5 | 9297420 | 41838390 | 28240,280 | 803899,160 |
| | Σ | 71927820 | 1190988420 | | |

Perlu dicatat bahwa dipuncak gedung tidak ada beban horisontal gempa terpusat karena

$$\text{ratio} \frac{\text{tinggi total gedung}}{\text{panjang denah gedung}} = \frac{29}{18} < 3 \text{ (Ps. 6.1.4)}$$

Tabel 10-3
Gaya F_i dan V_i untuk Arah Gempa B-T

| Tingkat | Tinggi (m) | Berat tk. (N) | $W_x \cdot h_x$ (N.m) | Gaya Lateral (N) | Geser V_x (N) |
|---------|------------|---------------|-----------------------|------------------|-----------------|
| 8 | 29 | 8170680 | 236949720 | 159937,48 | 159937,48 |
| 7 | 25,5 | 9076620 | 231453810 | 156227,82 | 316165,29 |
| 6 | 22 | 9076620 | 199685640 | 134784,79 | 450950,08 |
| 5 | 18,5 | 9076620 | 167917470 | 113341,75 | 564291,83 |
| 4 | 15 | 9076620 | 136149300 | 91898,72 | 656190,55 |
| 3 | 11,5 | 9076620 | 104381130 | 70455,68 | 726646,23 |
| 2 | 8 | 9076620 | 72612960 | 49012,65 | 775658,88 |
| 1 | 4,5 | 9297420 | 41838390 | 28240,28 | 803899,16 |
| | Σ | 71927820 | 1190988420 | | |

10.3.2. Hasil Analisa Struktur

Dengan menggunakan program komputer SAP 2000, analisa struktur 3 dimensi telah dilakukan pada contoh SG di Gambar 10-1, ketentuan-ketentuan dibawah ini dipakai:

- Syarat permodelan untuk % efektifitas momen inerti (penampang retak), yaitu:
 - Balok T = $2 \times 0,35 I_g$ balok biasa
 - Kolom = $0,7 I_g$ kolom
 - Dinding struktural = $0,35 I_g$
- Hasil gaya diujung balok dibuat untuk nilai di muka kolom.
- E_c pakai ketentuan Pasal 10.2 (1).
- Berat massa tiap lantai dikenai eksentrisitas e_d sesuai Ps. 5.4.3

Di SG, sebagaimana diatur oleh butir 4 Tabel 3 SNI 1726, untuk memberikan tambahan keamanan terhadap keruntuhan total, disyaratkan sistem rangka yang merupakan bagian dari SG harus memiliki kemampuan menahan 25% V tanpa bantuan DS. Karena itu sistem rangka dianalisa dengan beban 25% V arah U-S tanpa kehadiran DS tapi tetap dikenai eksentrisitas e_d .

Kesimpulan hasil analisa untuk rangka interior pada kolom baris 6 akibat beban gempa arah U-S dicantumkan di Gambar 10-2. Dalam gambar ini angka-angka dalam teks italics merupakan hasil analisa struktur rangka yang dikenai 25% beban gempa. Sedangkan Tabel 10-4, memberikan hasil reaksi di DS pada baris 7 akibat V arah U-S.

Tabel 10-4
Momen Lentur dan Gaya Geser Pada DS
di Baris 7 Akibat V arah U-S

| Tingkat | Momen Lentur (kNm) | | Gaya Geser (kN) |
|---------|--------------------|-----------|-----------------|
| | Atas | Bawah | |
| 8 | 0 | -2642,630 | 148,737 |
| 7 | -2642,630 | 6019,868 | 228,757 |
| 6 | 6019,868 | 11896,661 | 312,587 |
| 5 | 11896,661 | 17186,050 | 394,746 |
| 4 | 17186,050 | 21897,430 | 1006,653 |
| 3 | 21897,430 | 26144,646 | 1801,219 |
| 2 | 26144,646 | 30360,612 | 2779,805 |
| 1 | 30360,612 | 34341,271 | 4148,955 |

| | | | | | | | |
|---|-----------------|------------------|-----------------|-----------|------------------|-----------|------------------|
| 8 | 85539,6 | 89678,9 | 92614,9 | 102885,7 | -20412,3 | 193379,7 | -57021,5 |
| | 19051,8 | -14024,6 | 35348 | 85913,3 | 13071,5 | 163060,9 | 39569 |
| 7 | 155466,1 | 154604,8 | 158660,3 | -89702,7 | -42212 | -174579,9 | -98064,1 |
| | 51955,3 | -48036,1 | 70901,1 | 87946,1 | 33854,8 | 169843,2 | 81681,2 |
| 6 | 164960,6 | -164760,4 | 169816,1 | -98783,2 | -58979,2 | -191044,4 | -134297,9 |
| | 87442,5 | -82153,9 | 104390,8 | 96719,6 | 52007,5 | 186818,5 | 120136,1 |
| 5 | 175972,6 | -175535,1 | 180736,2 | -102192,3 | -73202,9 | -198069,1 | -163975,7 |
| | 118012,2 | -111942,3 | 133392,3 | 102043,4 | 67610,5 | 197769,9 | 152539,6 |
| 4 | 179823,5 | -179308,6 | 184505,3 | -101024 | -84720,1 | -195820,5 | -177716,7 |
| | 143626,3 | -136967,9 | 156805,7 | 103283,1 | 80552,9 | 200676,3 | 179059 |
| 3 | 174293 | -173747,7 | 178615,4 | -93313 | -93660,8 | -181057,3 | -205253,7 |
| | 164348,3 | -157325,9 | 174451,1 | 98276,5 | 90880,4 | 192083,8 | 198801,6 |
| 2 | 157828,2 | -157020,6 | 160943,9 | -79205,5 | -101068,8 | -153477 | -219978,2 |
| | 180861,1 | -174063,7 | 187416,2 | 89024,1 | 97148,2 | 173675,6 | 212854,3 |
| 1 | 122080 | -122045,7 | 125274,5 | -48359,5 | -116077,8 | -94632,1 | -246199,9 |
| | 202630,4 | -194667,8 | 201471,3 | 71811,2 | 155233,9 | 145483,7 | 323043,6 |

Momen Balok (Nm)

Momen Kolom (Nm)

| | | | |
|----------|-----------------|----------|-----------------|
| 36742 | 4156 | 27555,9 | 5281,5 |
| 98376,4 | 20444,1 | 54480,9 | 9032 |
| 163306,8 | 49510,4 | 82662,6 | 9641,7 |
| 231880 | 89682,1 | 111338,1 | 7571 |
| 301343,4 | 139254,9 | 139450 | 2921,1 |
| 368123,1 | 196577,8 | 165358,8 | -4336,3 |
| 428034,7 | 260328,1 | 186775,4 | -13941,6 |
| 474046,9 | 332341,3 | 201364,7 | -28859,3 |

Gambar 10-2

Hasil Analisa di Kolom Baris 6 Akibat Gaya Gempa Arah U-S

(bold italic teks hasil analisa struktur rangka yang dikenai beban 25% beban gempa)

10.3.3. Kinerja Batas Layan (Δ_s) dan Kinerja Batas Ultimate (Δ_M) Akibat Gempa Arah U-S dan B-T

Tabel 10-5 memberikan nilai Δ_s tiap lantai yang diperoleh dengan asumsi ketentuan-ketentuan tersebut di butir 10.3.2 diatas. Sedangkan Δ_M tiap lantai dihitung sesuai Ps. 6.2 yaitu:

$$\Delta_M = \zeta \times R \times \Delta_s$$

Selain itu juga disajikan drift antar tingkat dari Δ_s dan Δ_M

Note: Pada tahap ini, mestinya perlu dikontrol apakah T yang telah ditetapkan secara empiris tersebut diatas sudah memenuhi Ps. 6.2.1. tapi tidak mempengaruhi nilai C_1 yang dipakai.

Tabel 10-5

Simpangan Lateral dan Drift Antar Tingkat Akibat Gaya Gempa

| Tingkat | Arah U-S | | | | Arah B-T | | | |
|---------|------------|------------------|------------|------------------|------------|------------------|------------|------------------|
| | Δ_s | Drift Δ_s | Δ_M | Drift Δ_M | Δ_s | Drift Δ_s | Δ_M | Drift Δ_M |
| 8 | 42,59 | 4,97 | 253,41 | 29,57 | 95,68 | 3,63 | 569,30 | 21,60 |
| 7 | 37,62 | 5,50 | 223,84 | 32,73 | 92,05 | 6,61 | 547,70 | 39,33 |
| 6 | 32,12 | 5,88 | 191,11 | 34,99 | 85,44 | 9,30 | 508,37 | 55,34 |
| 5 | 26,24 | 6,06 | 156,13 | 36,06 | 76,14 | 11,58 | 453,03 | 68,90 |
| 4 | 20,18 | 5,99 | 120,07 | 35,64 | 64,56 | 13,41 | 384,13 | 79,79 |
| 3 | 14,19 | 5,56 | 84,43 | 33,08 | 51,15 | 14,81 | 304,34 | 88,12 |
| 2 | 8,63 | 4,72 | 51,35 | 28,08 | 36,34 | 15,96 | 216,22 | 94,96 |
| 1 | 3,91 | 3,91 | 23,26 | 23,26 | 20,38 | 20,38 | 121,26 | 121,26 |

Menurut Ps. 8.1.2, untuk memenuhi syarat kinerja batas layan, Δ_s antar tingkat akibat beban gempa arah U-S tidak boleh lebih dari $\frac{0,03}{R} \times h_i = \frac{0,03}{8,5} \times 3500 = 12,35$ mm atau 30 mm. SNI 1726 membatasi ini untuk membatasi kemungkinan terjadinya pelelehan baja dan regangan beton yang berlebihan, disamping untuk mencegah kerusakan non struktural dan ketidaknyamanan penghuni. Perlu diketahui bahwa UBC 1997 tidak ada pembatasan ini. Tapi mensyaratkan dilakukan efek P- Δ bila (untuk zone 3&4 yang setara WG 5&6) drift antar tingkat melebihi $\frac{0,02}{R} h_i$

Selanjutnya Ps. 8.2.1 membatasi kemungkinan terjadinya keruntuhan struktur yang akan membawa korban jiwa manusia dengan membatasi nilai Δ_M antar tingkat tidak boleh melampaui $0,02 \times$ tinggi tingkat yang bersangkutan = $0,02 \times 4500 = 90$ mm dan $0,02 \times 3500 = 70$ mm. Ternyata pembatasan Δ_s dan Δ_M antar tingkat untuk SG akibat beban gempa arah U-S yang dihitung telah terpenuhi.

Sedangkan untuk arah B-T tercatat setelah lantai 4 dan dibawah syarat Δ_s antar tingkat dan Δ_M antar tingkat ternyata tidak terpenuhi. Suatu contoh yang memberikan gambaran bahwa sistem struktur arah B-T yang mengandalkan pada pemakaian SRPM saja tidak memenuhi syarat-syarat simpangan lateral (Δ_M). Solusinya dapat berupa meningkatkan kekakuan rangka atau pakai DS. Tapi perhitungan contoh ini akan dilanjutkan pada contoh perhitungan SG yaitu contoh perhitungan penulangan SRPMK dan DSBK yang merupakan bagian-bagian dari SG yang terkena beban gempa bumi arah U-S.

10.4. ANALISA BEBAN GRAVITASI

10.4.1. Beban di Lantai dan Balok

Momen-momen di lantai dan balok akibat beban gravitasi ditaksir dengan menggunakan nilai momen pendekatan. Untuk balok-balok rangka ini, yang ternyata memenuhi semua syarat geometris dan batasan beban tersebut di Pasal 10.3.(3) akan dipakai momen pendekatan di Pasal 10.3 sebagaimana dicantumkan di Tabel 10-6 berikut ini.

Tabel 10-6

Momen Lentur untuk Balok Rangka di Muka Kolom

| Bentang | Momen | Beban Momen | M_D (kNm) | M_L (kNm) |
|---------|---------------------|------------------------|-------------|-------------|
| Bentang | Momen Neg. Terluar | $W_u \cdot l_n^2 / 16$ | -41,650 | -23,200 |
| Ujung | Momen Positif | $W_u \cdot l_n^2 / 14$ | 47,600 | 26,520 |
| | Momen Neg. Interior | $W_u \cdot l_n^2 / 10$ | -66,650 | -37,120 |
| Bentang | Momen Negatif | $W_u \cdot l_n^2 / 11$ | -60,540 | 33,750 |
| Dalam | Momen Positif | $W_u \cdot l_n^2 / 16$ | -41,650 | -23,200 |

Semua momen negatif balok di Tabel 10-6 adalah momen diujung balok di muka kolom, M_D dan M_L yang tercantum di kolom 4&5 Tabel ini adalah nilai momen akibat beban mati dan beban hidup tanpa Faktor Beban dan Koefisien Reduksi.

10.4.2. Beban Kerja Aksial di Kolom dan Dinding Struktural

Perhitungan beban kerja aksial di kolom dan DS meliputi akibat beban mati yang berupa berat sendiri struktur dan beban tetap, lainnya berupa berat M&E, plafon, tembok, tegel dll. Dan beban hidup yang harus memperhitungkan reduksi beban dan *tributary area* yang diatur oleh SNI 03-1727-1989. Tabel 10-7, 10-8 dan 10-9 berturut-turut menyajikan beban kerja aksial di kolom luar, kolom dalam di baris 6 dan Dinding Struktural di baris 7.

Tabel 10-7
Gaya Aksial Pada Kolom Interior di Baris 6
Akibat Beban Mati dan Hidup

| Tingkat | Beban Mati (N/m ²) | Beban Hidup (N/m ²) | Area yg di dukung kolom (m ²) | 60% Reduksi B. Hidup (N/m ²) | B. Hidup (N) | Kumulatif B. Mati (N) | Kumulatif B. Hidup (N) |
|---------|-----------------------------------|------------------------------------|--|---|-----------------|--------------------------|---------------------------|
| 8 | 3060 | 1000 | 45 | 600 | 27000 | 255850 | 27000 |
| 7 | 3510 | 2500 | 90 | 1500 | 67500 | 576952 | 94500 |
| 6 | 3510 | 2500 | 135 | 1500 | 67500 | 898054 | 162000 |
| 5 | 3510 | 2500 | 180 | 1500 | 67500 | 1219156 | 229500 |
| 4 | 3510 | 2500 | 225 | 1500 | 67500 | 1540258 | 297000 |
| 3 | 3510 | 2500 | 270 | 1500 | 67500 | 1861360 | 364500 |
| 2 | 3510 | 2500 | 315 | 1500 | 67500 | 2182462 | 432000 |
| 1 | 3510 | 2500 | 360 | 1500 | 67500 | 2510476 | 499500 |

* Termasuk berat balok

Tabel 10-8
Gaya Aksial Pada Kolom Tepi di Baris 6
Akibat Beban Mati dan Hidup

| Tingkat | Beban Mati (N/m ²) | Beban Hidup (N/m ²) | Area yg di dukung kolom (m ²) | 60% Reduksi B. Hidup (N/m ²) | B. Hidup (N) | Kumulatif B. Mati (N) | Kumulatif B. Hidup (N) |
|---------|-----------------------------------|------------------------------------|--|---|-----------------|--------------------------|---------------------------|
| 8 | 3060 | 1000 | 22,5 | 600 | 13500 | 158730 | 13500 |
| 7 | 3510 | 2500 | 45 | 1500 | 33750 | 350085 | 47250 |
| 6 | 3510 | 2500 | 67,5 | 1500 | 33750 | 541440 | 81000 |
| 5 | 3510 | 2500 | 90 | 1500 | 33750 | 732795 | 114750 |
| 4 | 3510 | 2500 | 112,5 | 1500 | 33750 | 924150 | 148500 |
| 3 | 3510 | 2500 | 135 | 1500 | 33750 | 1115505 | 182250 |
| 2 | 3510 | 2500 | 157,5 | 1500 | 33750 | 1306860 | 216000 |
| 1 | 3510 | 2500 | 180 | 1500 | 33750 | 1503015 | 249750 |

* Termasuk berat balok

Tabel 10-9
Gaya Aksial Pada Dinding Struktural di Baris 7
Akibat Beban Mati dan Hidup

| Tingkat | Beban Mati (N/m ²) | Beban Hidup (N/m ²) | Area yg di dukung kolom (m ²) | 60% Reduksi B. Hidup (N/m ²) | B. Hidup (N) | Kumulatif B. Mati (N) | Kumulatif B. Hidup (N) |
|---------|-----------------------------------|------------------------------------|--|---|-----------------|--------------------------|---------------------------|
| 8 | 3060 | 1000 | 90 | 600 | 54000 | 513324 | 54000 |
| 7 | 3510 | 2500 | 180 | 1500 | 135000 | 1157140 | 189000 |
| 6 | 3510 | 2500 | 270 | 1500 | 135000 | 1800972 | 324000 |
| 5 | 3510 | 2500 | 360 | 1500 | 135000 | 2444796 | 459000 |
| 4 | 3510 | 2500 | 450 | 1500 | 135000 | 3088620 | 594000 |
| 3 | 3510 | 2500 | 540 | 1500 | 135000 | 3732444 | 729000 |
| 2 | 3510 | 2500 | 630 | 1500 | 135000 | 4376260 | 864000 |
| 1 | 3510 | 2500 | 720 | 1500 | 135000 | 5073844 | 999000 |

10.5. DISAIN AKIBAT BEBAN KOMBINASI

10.5.1. Kombinasi Beban

Kombinasi beban disain telah ditetapkan SNI 2847 di Pasal 11.2 sebagai berikut (hanya ditulis yang dipakai untuk contoh ini):

- 1) 1,4 D
- 2) 1,2 D + 1,6 L
- 3) 0,9 D ± 1,0 E
- 4) 1,2 D + 1,0 L ± 1,0 E

10.5.2. Disain Penulangan Lantai

Taksiran momen akibat beban gravitasi ditaksir dengan momen koefisien di Tabel 13.3.2 PBI 1971. Untuk perbandingan $l_y/l_x \approx 1,2$ dan pelat yang keempat sisinya menjadi satu dengan balok (menerus atau terjepit elastis) berlaku:

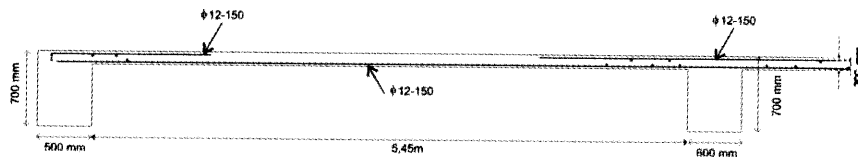
$$M_{tx} = M_{lx} = 0,046 \times w_u \times l_x^2 = 0,046 \times 8212 \times 5,45^2 = 11220,18 \text{ Nm}$$

$$M_{ty} = M_{ly} = 0,038 \times w_u \times l_y^2 = 0,038 \times 8212 \times 6,9^2 = 14856,99 \text{ Nm}$$

Dengan besaran beban momen diatas penulangan lantai direncanakan seperti di Tabel 10-11, dan gambar penulangan di Gambar 10-3

Tabel 10-10
Penulangan Tipikal Lantai

| Bentang | | Mu (Nm) | b (mm) | d (mm) | As (mm ²) | As min (mm ²) | Penulangan |
|---------|------------------|------------|-----------|-----------|--------------------------|------------------------------|------------|
| Ix | Jepit Negatif | 11220,180 | 1000 | 154 | 513 | 360 | φ12-150 |
| | Positif lapangan | 11220,180 | 1000 | 154 | 513 | 360 | φ12-150 |
| Iy | Jepit Negatif | 14856,980 | 1000 | 142 | 473 | 360 | φ12-200 |
| | Positif lapangan | 14866,980 | 1000 | 142 | 473 | 360 | φ12-200 |



Gambar 10-3
Tipikal Penulangan Lantai

10.5.3. Disain Balok

Tabel 10-10 memberikan resume beban momen di balok akibat beban kerja gravitasi yang kemudian disusul oleh beban-beban momen sesuai dengan 4 macam kombinasi beban untuk balok rangka pada baris no. 6

Tabel 10-11
Kesimpulan Momen untuk Disain Balok di Baris 6

| Beban | Lokasi | Momen di Bentang (kNm) | |
|-----------|----------------|------------------------|---------|
| | | Ujung | Dalam |
| Mati (D) | Neg. Eksterior | -41,65 | 0 |
| | Positif | 47,6 | 47,6 |
| | Neg. Interior | -66,65 | -66,65 |
| Hidup (L) | Neg. Eksterior | -23,2 | 0 |
| | Positif | 26,52 | 33,75 |
| | Neg. Interior | -37,12 | -23,2 |
| Gempa (E) | Neg. Eksterior | ±202,63 | 0 |
| | Positif | 0 | 0 |
| | Neg. Interior | ±194,67 | ±201,47 |

| No | Kombinasi Beban | Lokasi | Momen di Bentang (kNm) | |
|----|-----------------------|----------------|------------------------|---------|
| | | | Ujung | Dalam |
| 1 | 1,4 D | Neg. Eksterior | -58,31 | 0 |
| | | Positif | 66,67 | 66,67 |
| | | Neg. Interior | -93,31 | -93,31 |
| 2 | 1,2 D + 1,6 L | Neg. Eksterior | -87,1 | 0 |
| | | Positif | 99,55 | 111,12 |
| | | Neg. Interior | -139,37 | -117,1 |
| 3 | 0,9 D + 1,0 E | Neg. Eksterior | -240,11 | 0 |
| | | Positif | 165,14 | 0 |
| | | Neg. Interior | -254,65 | -261,45 |
| 4 | 1,2 D + 1,0 L + 1,0 E | Neg. Eksterior | -229,41 | 0 |
| | | Positif | 129,45 | 0 |
| | | Neg. Interior | -311,77 | -318,54 |
| | | | 77,57 | 98,24 |

Dengan resume beban momen disain tersebut di Tabel 10-6 maka di Tabel 10-12 dicantumkan hasil perhitungan penulangan untuk balok rangka ditingkat 1 baris no. 6

Tabel 10-12
Tipikal Penulangan Balok Rangka di Baris 6

| Bentang | Lokasi | Mu(kNm) | As (mm ²) | Penulangan ^{*)} | φ Mn |
|---------|---------------|---------|-----------------------|--------------------------|---------|
| Ujung | Neg. Terluar | -240,11 | 1418,210 | 5φ19 | -316,64 |
| | | 165,14 | 1134,570 | 4φ19 | 221,49 |
| | Positif | 99,55 | 1134,570 | 4φ19 | 221,49 |
| | | -311,77 | 141870 | 5φ19 | -316,64 |
| Tengah | Neg. Interior | 134,68 | 1134,570 | 4φ19 | 221,49 |
| | | -318,54 | 141870 | 5φ19 | -316,64 |
| | Positif | 141,48 | 1134,570 | 4φ19 | 221,49 |
| | | 111,12 | 1134,570 | 4φ19 | 221,49 |

$$\begin{aligned}
 *) \text{ As mak} &= 0,025 \cdot b \cdot d \\
 &= 0,025 \cdot 500 \cdot 640,5 = 8006,25 \text{ mm}^2 > 6\phi 19=1701,85 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{As min} &= \frac{1}{4} \frac{\sqrt{f_c}}{f_y} b \cdot d \\
 &= \frac{1}{4} \frac{\sqrt{30}}{420} 500 \cdot 640,5 = 1044,096 \text{ mm}^2 < 4\phi 19=1134,57 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Balok berukuran $b = 50 \text{ cm}$, $h = 70 \text{ cm}$

Tiap potongan balok harus ada tulangan minimum :

$$= \frac{1,4 \times b_w \times d}{f_y} = \frac{1,4 \times 500 \times 640,5}{420} = 1067,5 \text{ mm}^2$$

ini dipenuhi oleh $4\phi 19$

Dalam Tabel 10-12 kolom 6 dicantumkan pula kuat momen lentur (ϕM_n) untuk masing-masing potongan. Selanjutnya perlu dikontrol pula pemenuhan ketentuan-ketentuan berikut ini:

a. Pasal 23.3 (2(2)) :

Kuat momen positif terpasang dimuka kolom $> 50\%$ kuat momen negatif, ini dipenuhi karena $M^+ = 210,94 > 0,5 \times M^- = 0,5 \times 341,73 = 170,96 \text{ kN}$.

Diujung bentang tengah syarat ini juga dipenuhi

b. Pasal 23.3 (2(2)) :

Ditip potongan sepanjang balok tidak boleh ada kuat momen positif maupun negatif yang kurang dari $\frac{1}{4}$ kuat momen maksimum, ditengah bentang akan dipasang $3\phi 19$

$$= \frac{1}{4} \times 341,73 = 85,43 \text{ kNm} < 210,94 \text{ kNm} \Rightarrow \text{OK}$$

c. Pasal 23.3 (2(1)) :

Tiap potongan baik disisi bawah maupun atas harus ada 2 batang tulangan. Ini dipenuhi pula oleh tulangan minimum tersebut diatas. Dalam contoh ini akan dipasang $4\phi 19$

d. Pasal 23.5 (1(4)) :

Bila tulangan longitudinal menembus Hubungan Balok Kolom, maka h atau $d = 640,5 \text{ mm} > 20d_b = 380 \text{ mm}$ OK

Disain Tulangan Geser Balok

Sebagaimana diatur oleh Pasal 23.3(4), gaya geser rencana V_e harus ditentukan dari peninjauan gaya statik pada bagian komponen struktur antara dua muka tumpuan. Momen M_{pr} dengan tanda berlawanan dianggap bekerja pada muka tadi dan komponen struktur tersebut dibebani penuh beban gravitasi terfaktor. Penting untuk diperhatikan, V_e harus dicari dari nilai terbesar akibat beban gempa arah kekanan dan kekiri.

M_{pr} harus dihitung dari tulangan terpasang dengan tegangan tarik $1,25 f_y$ dan faktor reduksi $\phi = 1,0$. Rumus berikut boleh dipakai untuk menghitung M_{pr} :

$$M_{pr} = A_s (1,25 f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{A_s (1,25 f_y)}{0,85 \cdot f_c \cdot b}$$

Untuk kasus balok di bentang ujung oleh arah gempa kekanan akan didasarkan momen negatif M_{pr} sebagai berikut.

Tulangan terpasang $A_s = 6\phi 19 = 1700,31 \text{ mm}^2$

$$a = \frac{A_s (1,25 f_y)}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = \frac{1701,85 \times (1,25 \times 420)}{0,85 \times 30 \times 500} = 70,08 \text{ mm}$$

$$M_{pr} = A_s (1,25 f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1701,85 \times (1,25 \times 420) \times \left(640,5 - \frac{70,08}{2} \right) = 540,56 \text{ kNm}$$

Dengan cara yang sama, untuk bentang ujung kiri ini dihasilkan momen positif M_{pr} berdasarkan tulangan terpasang $4\phi 19 = 1134,57 \text{ mm}^2$, sebesar $367,28 \text{ kNm}$.

Gambar 10-4 memberi ilustrasi perhitungan V_e untuk balok dibentang ujung rangka no 6 tingkat 1. Selain ditunjukkan pengaruh beban gravitasi ditunjukkan pula besar M_{pr} negatif dan positif dari gempa arah kanan dan kiri. Dapat diamati bahwa V_e selalu lebih besar dari V_u hasil analisa struktur.

Biasanya kuat geser ditahan oleh beton (V_c) dan tulangan dalam bentuk tulangan transversal. Namun pada komponen struktur penahan SPBL berlaku ketentuan Pasal 29.3(4(2)) yang menyatakan $V_c = 0$ apabila:

a. Gaya geser akibat gempa saja (yaitu akibat M_{pr}) $> 0,5$ total geser (akibat M_{pr} + beban gravitasi) dan

b. Gaya aksial tekan $< \frac{A_g \cdot f_c}{20}$

Dalam hal ini karena gaya geser akibat gempa $= 166,56 < 0,5 \times 381,41 = 190,70 \text{ kN}$ namun gaya aksial yang kecil sekali maka $V_c = 0$ sehingga

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} = \frac{381,41}{0,75} = 508,55 \text{ kN} \quad \text{Koefisien reduksi diambil } 0,75 \text{ karena}$$

V_u diperoleh dari M_{pr} balok (Pasal 11.3(2(3)))

s_{max} sepanjang sendi plastis diujung balok $2h = 2 \times 70 = 140 \text{ cm}$, tidak boleh lebih besar dari (Pasal 23.3(3(2))):

$$\begin{aligned} s_{max} &= \frac{d}{4} = 160,125 \text{ mm} \\ &= 8.d_b \text{ tulangan longitudinal} = 152 \text{ mm} \\ &= 24.d_b \text{ hoop} = 288 \text{ mm} \\ &= 300 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dipakai $s_{max} = 120 \text{ mm}$

Dengan memakai tulangan geser $3\phi 10 \text{ mm}$ ($A_v = 235,71 \text{ mm}^2$), diperoleh V_s sebesar

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} = \frac{235,71 \times 420 \times 640,5}{120} = 528,40 \text{ kN} > 508,55 \text{ kN}$$

Kontrol kuat geser nominal tidak boleh lebih besar dari V_s maksimum (Pasal 13.5(6(8)))

$$\begin{aligned} V_{smax} &= \frac{2}{3} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{f_c} = \frac{2}{3} \times 500 \times 640,5 \times \sqrt{30} \\ &= 1169,388 \text{ kN} > 528,40 \text{ kN} \end{aligned}$$

juga (Pasal 13.5(4(3)))

$$\begin{aligned} V_s &< \frac{1}{3} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{f_c} = \frac{1}{3} \times 500 \times 640,5 \times \sqrt{30} \\ &= 584,694 \text{ kN} > 528,40 \text{ kN}, s=120 \text{ mm OK} \end{aligned}$$

Kontrol kebutuhan tulangan trasversal untuk penahan tekuk tulangan longitudinal (Pasal 23.3(3(3))) telah dipenuhi pula ($s = 120 \text{ mm}$).

Dengan hasil ini sesuai ketentuan Pasal 23.3(3(2)), hoop pertama $\phi 10 \text{ mm}$ dipasang 50 mm dari muka kolom di kedua ujung balok selanjutnya

$$\frac{2 \cdot h - 50}{s_{max}} + 1 = \frac{2 \cdot 700 - 50}{150} + 1 = 10 \text{ buah hoop dipasang sepanjang } 2 \text{ h.}$$

Bagian tengah balok boleh mengikuti Pasal 23.3(3(4)) dan pasal 13.3(1(1)).

V_u di luar sendi plastis (di luar $2h = 2 \times 700 = 1400 \text{ mm}$)

$V_u = 326,22 \text{ kN}$ (pada jarak 1400 mm dari muka kolom)

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} \quad \text{dimana } V_u = 381,41 - 39,42 \times 1,4 = 326,22 \text{ kN}$$

$$V_n = \frac{326,22}{0,75} = 434,96 \text{ kN}$$

Sesuai Pasal 13.3(1(1)) di luar $2h$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{\sqrt{f_c}}{6} \cdot b_w \cdot d \\ &= \frac{\sqrt{30}}{6} \cdot 500 \cdot 640,5 \\ &= 292,34 \text{ kN} \end{aligned}$$

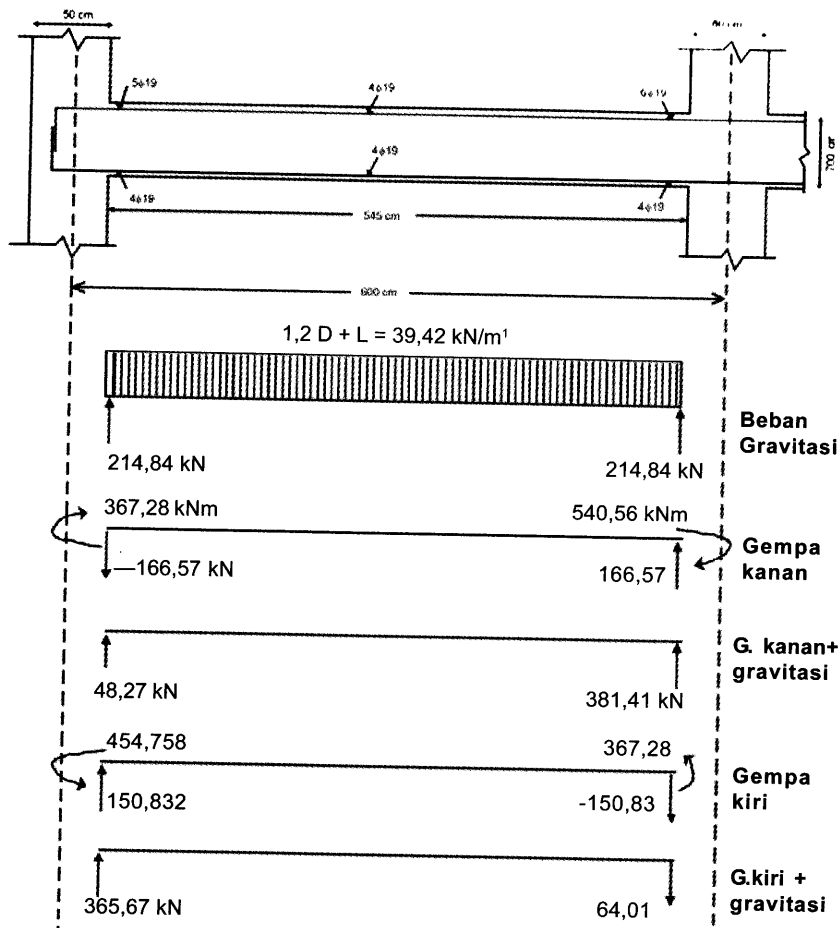
Syarat pemasangan begel di luar sendi plastis (Pasal 23.3(3(4))) adalah

$$\begin{aligned} S_{max} &= \frac{1}{2} d \\ &= \frac{1}{2} \times 640,5 \\ &= 320 \text{ mm} \gg 300 \text{ mm} \end{aligned}$$

$V_s = 434,96 - 292,34 = 142,62 \text{ kN}$ maka bila dipakai begel $2\phi 10 =$

$$157,14 \text{ mm}^2 \text{ perlu } s = \frac{A_v f_y d}{V_s} = s \frac{157,14 \times 420 \times 640,5}{142,62 \times 10^3} = 296,4 \text{ mm} \sim 300 \text{ mm.}$$

V_u ujung kiri balok ini $= 365,67 < 381,41 \text{ kN}$ (lihat Gambar 10-4) maka aman bila dipasang begel seperti ujung kanan balok yaitu sepanjang $2h$ dari muka kolom dipasang $A_v = 3\phi 10$ dengan $s = 120 \text{ mm}$ lalu selanjutnya $2 \phi 10$ dengan $s = 300 \text{ mm}$



Gambar 10-4

Disain Gaya Geser untuk Kolom Eksterior di Baris 6

Pemutusan Tulangan Balok

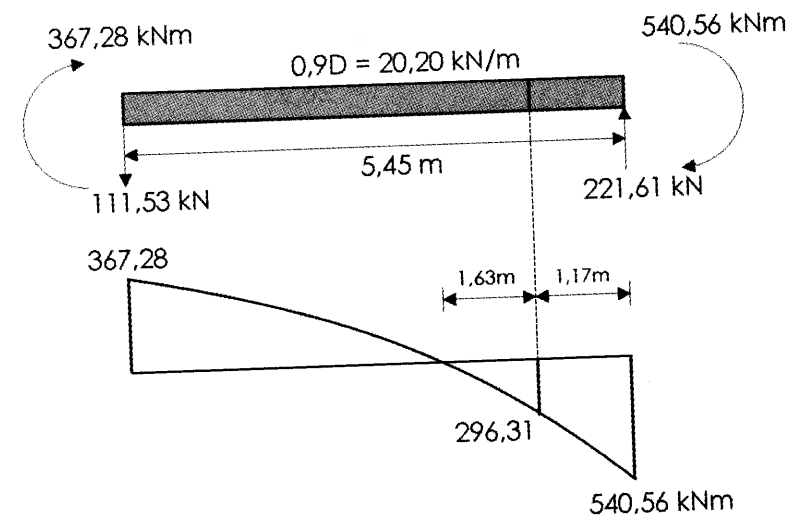
Dibawah ini diberikan contoh perhitungan lokasi penghentian tulangan negatif diatas perletakan interior balok bentang ujung. Tulangan diatas perletakan ini ada 6φ19 dan akan diteruskan hanya 3φ19 yang memenuhi Pasal 23.3 (2(1)). Jadi disini akan ditentukan jarak penghentian 3φ19 dari muka kolom kanan.

Agar diperoleh panjang penghentian terbesar harus dipakai kombinasi beban $0,9D +$ kemungkinan kuat momen M_u diujung

komponen. Kuat momen nominal (ϕM_u) dari 6φ19 adalah 540,502 kNm, karena itu 4φ19 boleh dihentikan bila kuat momem perlu sudah menurun menjadi 296,31 lihat Gambar 10-5)

Jarak penampang dengan $M_u = 243,705$ dihitung sebagai berikut:
Diketahui:

$$\begin{aligned} M_{pr} &= 540,56 \\ q &= 20,20 \text{ kN/m} \\ 20,20 \times \frac{1}{2} x^2 - 221,61x + 540,56 &= 296,31 \\ x^2 - 21,94x + 24,18 &= 0 \\ \text{maka diperoleh } x &= 1,17 \text{ m} \end{aligned}$$



Gambar 10-5

Diagram Momen Untuk Penghentian Tulangan Negatif pada Perletakan Interior

Sesuai Pasal 14.10(1) Tulangan 4φ19 akan dihentikan sejauh l (pilih yang lebih besar):

$$\begin{aligned} l &= x + d &= 1,17 + 0,6405 \\ & &= 1,81 \text{ m} \approx 1,85 \text{ m (menentukan)} \\ l &= x + 12 d_b &= 1,17 + 12 \times 0,019 \\ & &= 1,40 \text{ m} \end{aligned}$$

dari muka kolom, panjang $l = 1,85$ m ini harus lebih panjang dari l_d , yaitu panjang penyaluran (pasal 14.10.(4)) yang dihitung dengan rumus, tersebut di Pasal 14.2(3)

$$\frac{l_d}{d_b} = \frac{9f_y}{10\sqrt{f_c}} \cdot \frac{\alpha\beta\gamma\lambda}{\left(\frac{c+K_{tr}}{d_b}\right)}$$

dimana:

$$\alpha = 1,3 \quad \beta = 1,0$$

$$\gamma = 0,8$$

$$\lambda = 1,0$$

$$K_{tr} = 0$$

$$c = 40 + 12 + 19/2 = 61,5 \text{ mm}$$

$$c = \frac{500 - 2(40+12) - 19}{7 \times 2} = 26,93$$

dipakai $c = 26,93$

$$\frac{c+K_{tr}}{d_b} = \frac{26,93+0}{19} = 1,42$$

Jadi:

$$\frac{l_d}{d_b} = \frac{9f_y}{10\sqrt{f_c}} \cdot \frac{\alpha\beta\gamma\lambda}{\left(\frac{c+K_{tr}}{d_b}\right)} = \frac{9 \times 420}{10\sqrt{30}} \cdot \frac{1,3 \times 1 \times 0,8 \times 1}{26,93} = 50,64$$

$$l_d = 50,64 \times 19 = 962,18 \text{ mm} = 0,96 \text{ m}$$

ternyata $l = 1,85 \text{ m} > l_d = 0,96 \text{ m}$, jadi panjang $4\phi 19$ dipasang sepanjang 1,85 m dari muka kolom.

Perlu diamankan pula bahwa penghentian tulangan ini tidak boleh dilakukan didaerah tarik kecuali kondisi Pasal 14.10(5) dipenuhi. Dalam kasus ini, titik balik momen kira-kira berada 2800 mm dari muka kolom $> l = 1850 \text{ mm}$ jadi berarti tempat penghentian berada didaerah tarik. Menghadapi 2 pilihan pengamanan tersebut di Pasal 14.10(5(1)) atau

14.10(5(2)), dicoba dulu solusi kemungkinan V_u dari tulangan geser terpasang $\frac{2}{3}\phi V_n$ apakah lebih besar dari gaya geser berfaktor V_u yang ditempat $l = 1850 \text{ mm}$ bernilai sebesar 184,20 kN

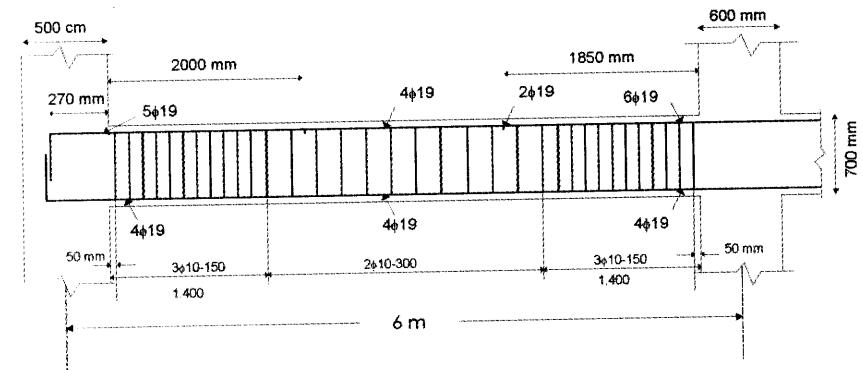
$$\begin{aligned} \frac{2}{3}\phi V_n &= \frac{2}{3} \times 0,75 \times (V_s + V_c) \\ &= \frac{2}{3} \times 0,75 \times \left(\frac{2 \times 78,57 \times 420 \times 640,5}{300} + 292,34 \right) \\ &= 348,90 > V_u = 184,20 \end{aligned}$$

Karena $\frac{2}{3}\phi V_n > V_u$ maka penghentian 2D19 boleh dilakukan pada $l = 1,85 \text{ m}$ dari muka kolom.

Dengan cara yang sama dilakukan perhitungan penghentian tulangan $5\phi 19$ diperletakkan eksterior menjadi $4\phi 19$. Dalam hal ini tulangan longitudinal yang masuk dan berhenti dalam kolom tepi yang terkekang (Pasal 23.5(1(3))) harus berupa panjang penyaluran l_{dh} dengan kait 90° sesuai Pasal 23.5(4(1)). l_{dh} diambil yang lebih besar dari:

$$\begin{aligned} l_{dh} &= 8 d_b = 152 \text{ mm} \text{ atau} \\ &= 150 \text{ mm} \text{ atau} \\ &= \frac{f_y d_b}{5,4\sqrt{f_c}} = \frac{420 \times 19}{5,4\sqrt{30}} = 267,329 \text{ mm} \sim 270 \text{ mm} \end{aligned}$$

Jadi $l_{dh} = 270 \text{ mm}$ masuk kedalam kolom dengan panjang kait $12d_b = 228 \text{ mm}$ (Pasal 9.1(2) seperti dapat dilihat di Gambar 10-6



Gambar 10-6
Detail Penulangan Balok Lantai 1 Bentang Ujung baris 6

10.5.4. DESAIN KOLOM

Pengaruh gempa orthogonal

Dibawah ini diberikan garis besar desain kolom tepi dan tengah di baris 6. Tabel 10-7 dan 10-8, dan 10-9 memberikan berturut-turut beban-beban desain gaya aksial untuk kolom tengah (B6) dan kolom tepi (A6) di baris 6 dan DS di baris 7

Menurut Ps. 5.8.2, untuk memperhitungkan arah pengaruh Gempa Rencana yang sembarangan, pengaruh gempa dalam arah utama harus dianggap terjadi bersamaan dengan 30% pengaruh pembebanan dalam arah tegak lurus pada arah utama pembebanan tadi. Tapi untuk menggunakan ketentuan ini, akan dimanfaatkan pengecualian efek orthogonal ini sesuai UBC1997 Sect 1633.1 yang berbunyi: efek orthogonal harus diperhitungkan kecuali bila beban aksial oleh salah satu arah beban gempa < 20% beban aksial maksimum kolom yang bersangkutan.

Bila diasumsi kolom-kolom interior berukuran 600mm x 600mm memakai 1,3% tulangan, maka kapasitas beban aksial adalah (sesuai Pasal 12.3(5(2)):

$$\begin{aligned}\phi P_{n(max)} &= 0,80 \phi [0,85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}] \\ &= 0,80 \times 0,65 \times (0,85 \times 30 \times 600^2 (1 - 1,3\%) + 420 \times (1,3\% \cdot A_g)) \\ &= 5733,65 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$20\% \text{ dari } \phi P_{n(max)} = 1146,73 \text{ kN} > 201,36 \text{ kN}$$

Dengan cara yang sama dikontrol untuk kolom tepi 500mm x 500mm, ternyata 20% dari $\phi P_{n(max)} = 796,34 \text{ kN} > 474,04 \text{ kN}$ (lihat Gambar 10-2). Jadi efek orthogonal Ps. 5.8.2 tidak diterapkan dalam desain ini.

Desain Penulangan Memanjang Kolom

Sebelum diperiksa syarat dimensi kolom menurut Pasal 23.4(1) harus dipenuhi bila:

- Kolom sebagai bagian SPBL
- Menerima beban aksial berfaktor lebih besar dari $A_g \cdot f'_c / 10$
 $= 600^2 \times 30 / 10 = 1080000 \text{ N}$

Karena 1080 kN ini lebih kecil dari umumnya beban aksial yang tercantum di Tabel 10-13 s/d 10-16 maka pasal tersebut diatas berlaku:

Ukuran penampang terkecil 500 mm > 300 mm

OK

$$\text{Ratio } \frac{b}{h} = \frac{500}{500} = 1 > 0,4 \quad \text{OK}$$

Tabel 10-13
Kesimpulan beban P_u dan M_u Kolom Tengah B6
Antara Lantai 1 dan 2

| Jenis Beban | | Aksial (kN) | Momen (kNm) |
|-------------|-----------------|-------------|-------------|
| | Mati | 2182,46 | 16,164* |
| | Hidup | 432,00 | 19,49* |
| | Gempa | 186,78 | ±246,19 |
| No | Kombinasi Beban | | |
| 1 | 1,4D | 3055,44 | 22,63 |
| 2 | 1,2D+1,6L | 3310,15 | 50,58 |
| 3 | 1,2D+1,0L+1,0E | 3237,65 | 285,08 |
| 4 | 1,2D+1,0L-1,0E | 2864,25 | 207,30 |
| 5 | 0,9D+1,0E | 2150,91 | 260,74 |
| 6 | 0,9D-1,0E | 1777,51 | 231,64 |

* Pakai rumus (92) Pasal 13.6(9(2))

Tabel 10-14
Kesimpulan beban P_u dan M_u Kolom Tengah B6
Antara Lantai dasar dan 1

| Jenis Beban | | Aksial (kN) | Momen (kNm) |
|-------------|-----------------|-------------|-------------|
| | Mati | 2510,48 | 23,32* |
| | Hidup | 499,50 | 19,49* |
| | Gempa | 201,36 | 323,04 |
| No | Kombinasi Beban | | |
| 1 | 1,4D | 3514,67 | 32,64 |
| 2 | 1,2D+1,6L | 3811,78 | 59,16 |
| 3 | 1,2D+1,0L+1,0E | 3712,86 | 370,51 |
| 4 | 1,2D+1,0L-1,0E | 3310,71 | -275,57 |
| 5 | 0,9D+1,0E | 2460,79 | 344,02 |
| 6 | 0,9D-1,0E | 2058,07 | -302,06 |

* Pakai rumus (92) Pasal 13.6(9(2))

Tabel 10-15
Kesimpulan beban P_u dan M_u Kolom A6 Antara Lantai 1 dan 2

| Jenis Beban | | Aksial (kN) | Momen (kNm) |
|-------------|-----------------|-------------|-------------|
| | Mati | 1306,86 | 27,46 * |
| | Hidup | 216,00 | 9,28 * |
| | Gempa | 428,03 | 116,08 |
| No | Kombinasi Beban | | |
| 1 | 1,4D | 1829,60 | 38,44 |
| 2 | 1,2D+1,6L | 1913,83 | 47,80 |
| 3 | 1,2D+1,0L+1,0E | 2212,26 | 158,31 |
| 4 | 1,2D+1,0L-1,0E | 1356,20 | -73,85 |
| 5 | 0,9D+1,0E | 1604,20 | 140,79 |
| 6 | 0,9D-1,0E | 748,14 | -91,37 |

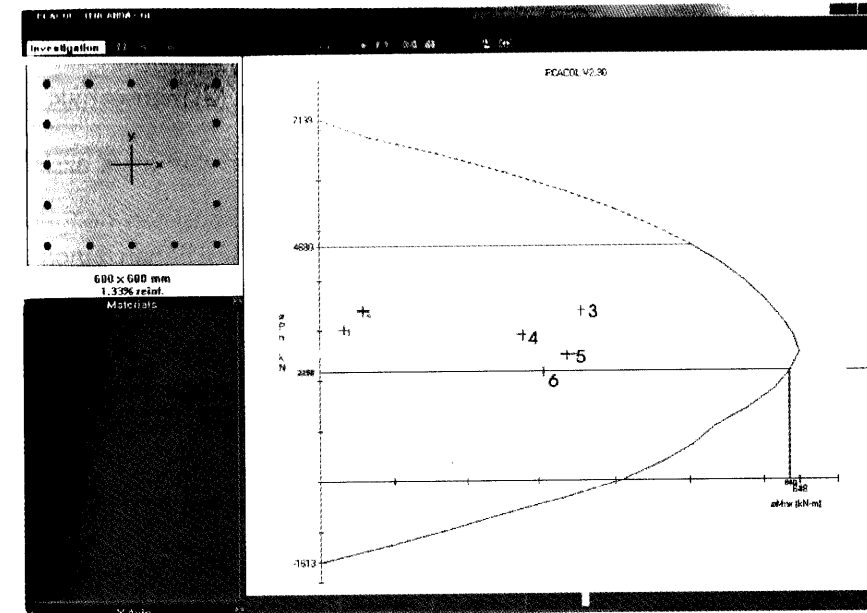
* Momen ujung balok/2 (lihat Tabel 10-6)

Tabel 10-16
Kesimpulan beban P_u dan M_u Kolom A6
Antara Lantai Dasar dan lantai 1

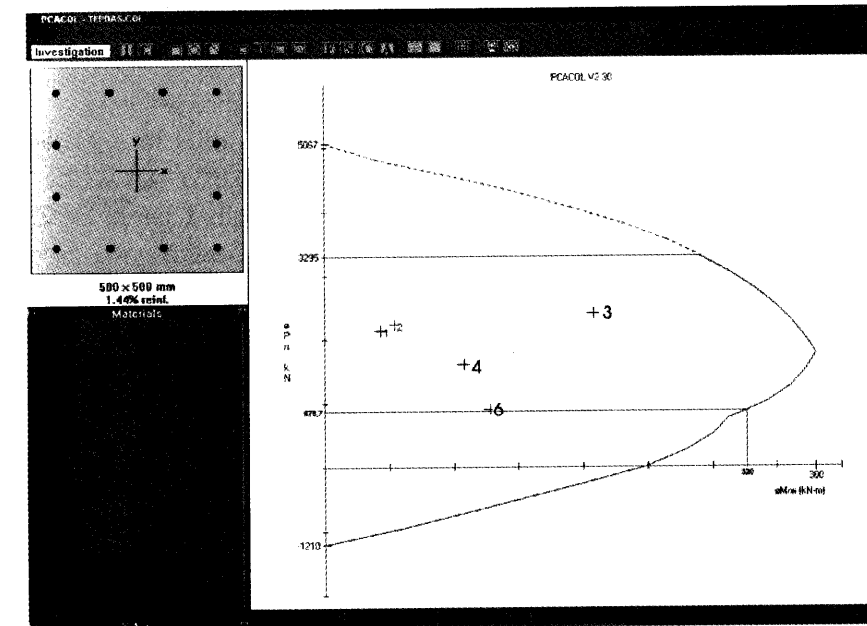
| Jenis Beban | | Aksial (kN) | Momen (kNm) |
|-------------|-----------------|-------------|-------------|
| | Mati | 1503,01 | 30,89 * |
| | Hidup | 249,75 | 10,44 * |
| | Gempa | 474,05 | 155,23 |
| No | Kombinasi Beban | | |
| 1 | 1,4D | 2104,21 | 43,25 |
| 2 | 1,2D+1,6L | 2203,21 | 53,77 |
| 3 | 1,2D+1,0L+1,0E | 2527,41 | 202,74 |
| 4 | 1,2D+1,0L-1,0E | 1579,31 | -107,72 |
| 5 | 0,9D+1,0E | 1826,76 | 183,03 |
| 6 | 0,9D-1,0E | 878,66 | -127,43 |

* Momen ujung balok $\times \frac{4,5}{4,5+3,5}$ (lihat Tabel 10-6)

Berdasarkan kombinasi beban di Tabel 10-14, kolom tengah (B6) dibawah lantai 1 cukup diberi tulangan sebanyak 1.33% atau 16 ϕ 20 Gambar 10-7 menunjukkan sebuah diagram interaksi hasil dari PCACOL untuk kolom tersebut. Dengan cara yang sama berdasarkan beban di Tabel 10-16 diperoleh tulangan 12 ϕ 20 atau 1,44%. untuk kolom tepi dibawah lantai 1 (A6). Interaksi diagram kolom ini disajikan di Gambar 10-8. % tulangan kedua kolom ini memenuhi syarat Pasal 23.4 (3(1)) yaitu harus diantara 1% dan 6%



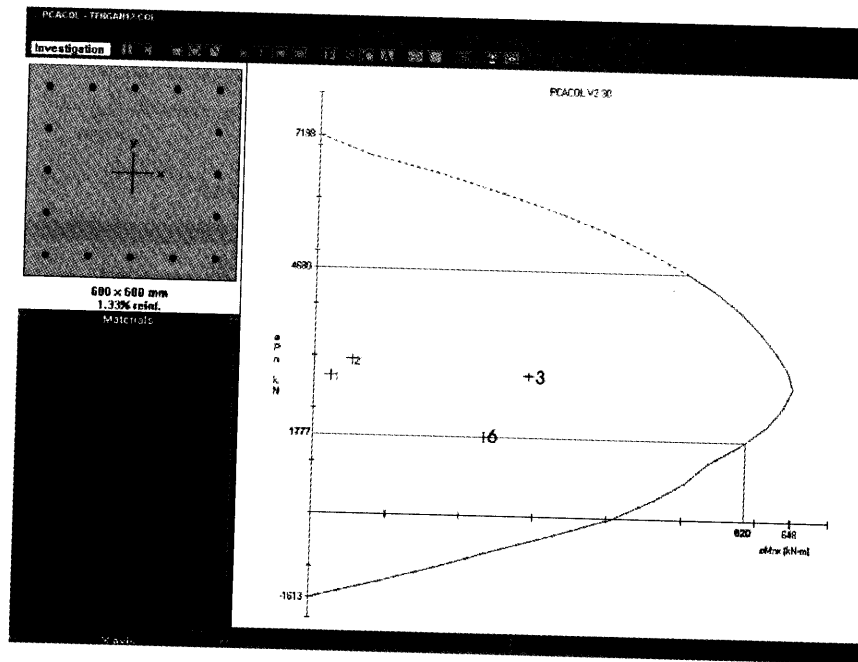
Gambar 10-7
Diagram Interaksi Kuantitas Rencana Kolom Tengah B6
Dibawah Lantai 1



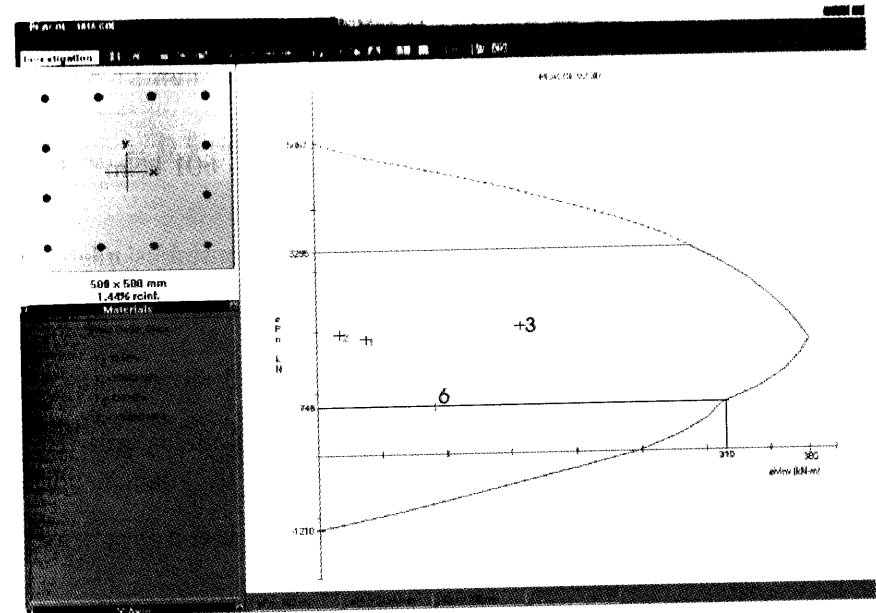
Gambar 10-8
Diagram Interaksi Kuantitas Rencana Kolom Tepi A6 Dibawah Lantai 1

Persyaratan "Strong Column Weak Beams"

Sesuai filosofi "Capacity Design", maka Pasal 23.4 (2) mensyaratkan $\Sigma M_e > \frac{6}{5} \Sigma M_g$, perlu difahami bahwa M_e harus dicari dari gaya aksial terfaktor yang menghasilkan kuat lentur terendah, konsisten dengan arah gempa yang ditinjau. Dalam hal ini hanya kombinasi beban dengan beban gempa yang dipakai untuk memeriksa syarat *strong column weak beam* ini.



Gambar 10-9
Diagram Interaksi Kuat Rencana Kolom Tengah B6
Diantara Lantai 1 dan 2



Gambar 10-10
Diagram Interaksi Kuat Rencana Kolom Pinggir A6
Diantara Lantai 1 dan 2

Untuk kolom tengah (B6), kuat momen nominal balok-balok yang bertemu di Hubungan Balok Kolom adalah $\phi \Sigma M_g = 6/5 \times (456,57 + 221,49) \sim 678,06$ kNm. (lihat Tabel 10-12). ϕM_e untuk kolom tengah diatas lantai 1 diperoleh, dengan bantuan Gambar 10-9 sebesar 620 kNm yang dihasilkan dari P_u terkecil = 1777 kN (lihat Tabel 10-13). Dengan cara yang sama ϕM_e untuk kolom tengah B6 dibawah lantai 1 didapat dengan bantuan Gambar 10-7 sebesar 640 kNm hasil kombinasi dengan $P_u = 2058$ kN (lihat Tabel 10-14). Hasilnya adalah sebagai berikut:

$$\left. \begin{aligned} \Sigma M_e &= (620 + 640) / 0,65 \\ &\sim 1938 \text{ kNm} \\ \Sigma M_g &= (678,06) / 0,8 \\ &\sim 847,6 \text{ kNm} \end{aligned} \right\} 1938 \text{ kNm} > 847,6 \text{ kNm} \quad \text{OK}$$

Pemeriksaan untuk kolom pinggir dengan bantuan Gambar 10-8 dan 10-10; dan Tabel 10-15, 10-16, 10-12

$$\left. \begin{aligned} \Sigma M_e &= (320 + 310)/0,65 \\ &= 969 \text{ kNm} \\ \Sigma M_g &= 401,02/0,8 \\ &\sim 501 \text{ kNm} \end{aligned} \right\} 969 \text{ kNm} > \frac{6}{5} \times 501 \sim 601 \text{ kNm} \quad \text{OK}$$

Catatan momen 456,57 dan 401,02 kNm termasuk kontribusi tulangan lantai

Pengekangan Kolom Tengah

Memenuhi Pasal 23.4(4(4)), ujung-ujung kolom tengah (B6) sepanjang l_o harus dikekang oleh tulangan trasversal (A_{sh}) dengan spasi sesuai Pasal 23.4(4(2))

$$l_o \geq h = 600 \text{ mm}$$

$$\geq \frac{1}{6} \text{ tinggi bersih kolom} = 467 \text{ mm}$$

$$\geq 450 \text{ mm}$$

dimana s tidak boleh lebih besar dari:

$$\begin{aligned} - \frac{1}{4} \text{ dimensi terkecil kolom} &= \frac{1}{4} \times 600 = 150 \text{ mm atau} \\ - 6 d_b &= 6 \times 20 = 120 \text{ mm} \\ - s_x &= 100 + \frac{350 - h_x}{3} = 100 + \frac{350 - 0,5[600 - 2(40 + 12/2)]}{3} \\ &= 132 \text{ mm} \end{aligned}$$

- nilai s_x tidak perlu lebih besar dari 150 mm dan tidak perlu lebih kecil dari 100 mm

dipakai jarak begel (s) = 100 mm (minimum)

$A_{sh \text{ min}}$ sesuai Pasal 23.4(4(1)) diperoleh dari nilai lebih besar dari hasil 2 rumus berikut ini:

$$A_{sh} = 0,3 \left(s h_c \frac{f_c}{f_{yh}} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \right)$$

$$A_{sh} = 0,09 \left(s h_c \frac{f_c}{f_{yh}} \right)$$

Dengan asumsi $s = 100 \text{ mm}$, $f_{yh} = 420 \text{ MPa}$, selimut beton 40mm dan begel $\phi 12 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} A_{sh} &= 0,3 \left(100 \cdot (600 - (2 \times 40) - 12) \times \frac{30}{420} \left(\frac{600 \times 600}{(600 - (2 \times 40))^2} - 1 \right) \right) \\ &= 360,31 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

atau

$$\begin{aligned} A_{sh} &= 0,09 \left(100 \times (600 - (2 \times 40) - 10) \times \frac{30}{420} \right) \\ &= 326,57 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Untuk memenuhi Pasal 23.4(4(3)) dan 9.10(5(3)) dipasang $A_{sh} 4\phi 12 = 452 > 360,31 \text{ mm}^2$

Penulangan Transversal untuk Beban Geser

Gaya geser rencana, V_e , untuk menentukan kebutuhan tulangan geser kolom menurut Pasal 23.4(5(1)) harus ditentukan dari kuat momen maksimum, M_{pr} , dari setiap ujung komponen struktur yang bertemu di Hubungan Balok Kolom yang bersangkutan. M_{pr} ini ditentukan berdasarkan rentang beban aksial terfaktor yang mungkin terjadi dengan $\phi = 1,0$. M_{pr} ini diambil sama dengan momen balance diagram interaksi dari kolom yang bersangkutan. Momen pakai $f_s = 1,25 f_y$. Namun Pasal tersebut diatas juga membatasi bahwa V_e tidak perlu lebih besar dari gaya geser rencana yang ditentukan dari kuat Hubungan Balok Kolom berdasarkan pada M_{pr} balok-balok melintang dan tidak boleh diambil kurang dari gaya geser terfaktor hasil analisa struktur.

Dengan bantuan Gambar 10-11, $M_{pr} = M_b = 1042 \text{ kNm}$
Bila dianggap M_{pr} yaitu momen balance kolom tengah diatas dan dibawah lantai 2 sama besar maka:

$$\begin{aligned} V_e &= (2 \times M_{pr})/l_n \\ &= (2 \times 1042)/(4,5 - 0,7) = 548,421 \text{ kNm} \end{aligned}$$

M_{pr} positif dan negatif dari balok-balok yang bertemu di HKB didapat dari Gambar 10-5. dengan menganggap momen lentur diatas dan bawah kolom yang mendukung lantai 1 berbanding kebalikan dengan tinggi masing-masing (l_1 dan l_2) kolom maka akan diperoleh gaya geser rencana berdasarkan M_{pr} balok sebagai berikut:

$$V_{u \text{ bawah}} = 2 \times \frac{M_{pr}^+ + M_{pr}^-}{l_1} \times \frac{l_2}{l_1 + l_2}$$

$$= 2 \times \frac{540,56 + 367,28}{4,5} \times \frac{3,5}{4,5 + 3,5}$$

$$= 176,513 \text{ kN}$$

$$V_{u \text{ atas}} = 291,787 \text{ kN}$$

Disini l_1 dan l_2 adalah tinggi kolom tingkat 1 dan 2. Ternyata $V_e = 548,421 \text{ kN} > 291,787 \text{ kN}$, maka V_u untuk disain tulangan geser kolom ini pakai $V_u = 291,787 \text{ kN}$.

Mengingat beban aksial terfaktor kolom tengah ini lebih besar (lihat Tabel 10-14) dari $\frac{A_g \cdot f_c}{10} = \frac{600^2 \cdot 30}{10} = 1080 \text{ kN}$, maka V_c diambil sesuai Pasal 13.3(1(2))

$$V_c = \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \frac{\sqrt{f_c}}{6} b_w \cdot d$$

$$= \left(1 + \frac{1738,06 \times 10^3}{14 \times 600^2} \right) \frac{\sqrt{30}}{6} \times 600 \times \left(600 - 40 - 12 - \frac{20}{2} \right)$$

$$= 394,86 \text{ kN} > 291,787 \text{ kN}$$

Berarti secara teoritis tidak diperlukan tulangan geser. Dalam hal ini tulangan pengekanan sebanyak $4\phi 12$ dengan $s = 100 \text{ mm}$ menentukan dan harus terpasang sepanjang $l_o = 600 \text{ mm}$ dari muka hubungan balok kolom di ujung-ujung kolom.

Di luar l_o , kolom tetap harus pakai tulangan transversal dengan:

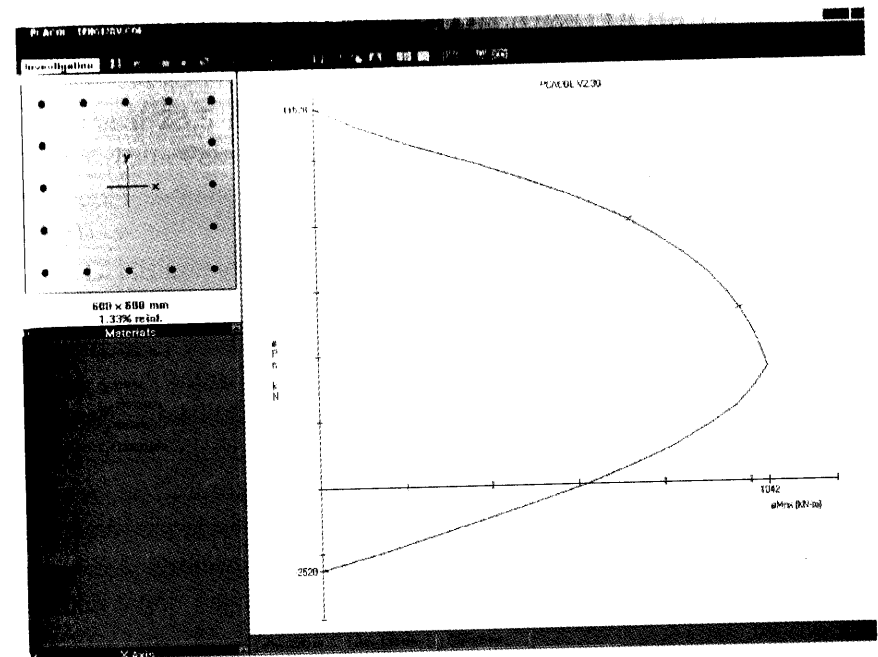
$$s \leq 6 \cdot d_b \text{ tulangan memanjang}$$

$$\leq 6 \cdot 20 = 120 \text{ mm atau}$$

$$\leq 150 \text{ mm}$$

pakai $s = 120 \text{ mm}$

Kebutuhan penulangan geser kolom tepi dapat dikerjakan dengan cara yang sama.



Gambar 10-11
Diagram Interaksi Kuat Disain Kolom Tengah B6
Dengan $f_s = 1,25 f_y$ dan $\phi = 1$

Sambungan Lewatan Tulangan Vertikal Kolom

Sesuai Pasal 14.2(3) panjang sambungan lewatan tulangan $\phi 20$ dari kolom tengah harus dihitung dengan rumus:

$$\frac{l_d}{d_b} = \frac{9f_y}{10\sqrt{f_c}} \cdot \frac{\alpha\beta\gamma\lambda}{\left(\frac{c + K_{tr}}{d_b} \right)}$$

dimana:

$$\begin{aligned} \alpha &= 1 \\ \beta &= 1 \\ \gamma &= 1 \\ \lambda &= 1 \\ c &= 40 + 12 + 20/2 = 62 \\ c &= \frac{600 - 2(40 + 12) - 20}{6} = 39,67 \end{aligned}$$

$$K_{tr} = 0$$

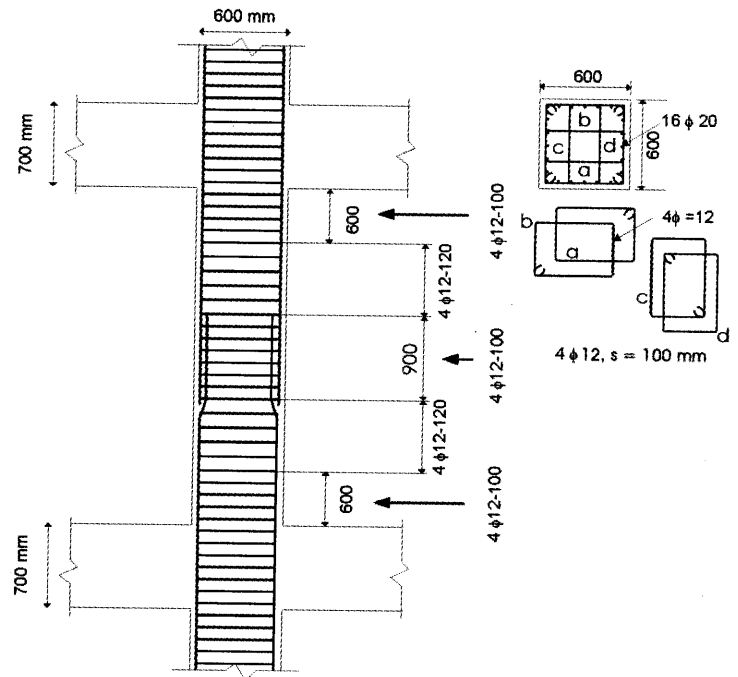
$$\frac{c + K_{tr}}{d_b} = \frac{39,67 + 0}{20} = 1,994$$

$$\frac{l_d}{d_b} = \frac{9 f_y}{10 \sqrt{f_c}} \frac{\alpha \beta \gamma \lambda}{(c + K_{tr}) \frac{d_b}{d_b}}$$

$$= \frac{9.420 \cdot 1.1.1.1}{10 \sqrt{30} \cdot 1,994} = 34,610$$

$$l_d = 34,610 \times 20 = 692,2 \text{ mm}$$

sesuai Pasal 23.4(3(2)) sambungan lewatan harus diletakkan ditengah panjang kolom dan harus dihitung sebagai sambungan tarik. Dari Gambar 10-7 dapat diperkirakan bahwa akibat kombinasi beban berfaktor dengan beban gempa $f_s > 0,5 f_y$, jadi sambungan lewatan ini termasuk kelas B (Pasal 14.17(2(3))) yang panjangnya harus $1,3 l_d = 899,9 \text{ mm} \approx 900 \text{ mm}$. Detail penulangan kolom tengah dapat dilihat di Gambar 10-12



Gambar 10 -12
Detail Penulangan Kolom Tengah B6

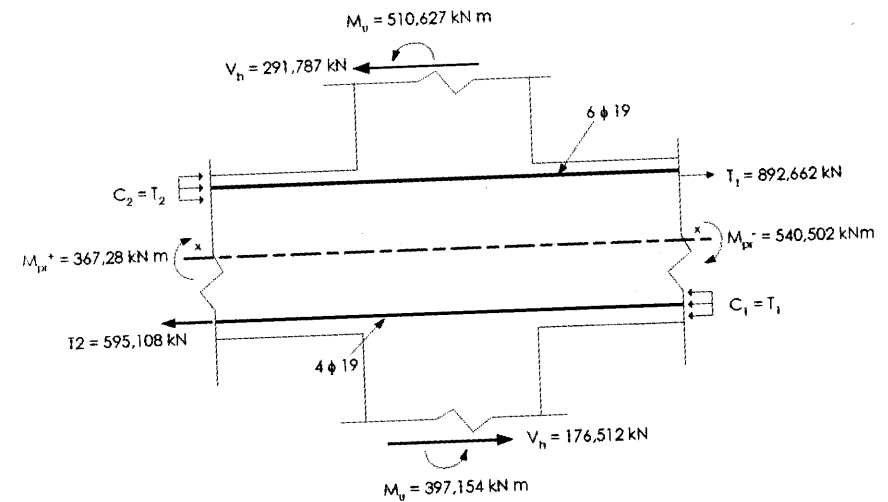
10.6. HUBUNGAN BALOK KOLOM (HBK) DI BARIS 6

10.6.1. Disain Hubungan Balok Kolom Dalam B6

Pasal 23.5 menentukan tulangan transversal berbentuk hoop seperti diatur Pasal 23.4.4 harus dipasang dalam HBK, kecuali bila HBK tersebut terkekang oleh komponen-komponen struktur sesuai Pasal 23.5 (2(2))

Di HBK yang keempat mukanya terdapat balok-balok dengan lebar tidak-tidaknya selebar $\frac{3}{4}$ lebar kolom, harus dipasang tulangan transversal sedikitnya separuh yang disyaratkan oleh Pasal 23.4 (4(1)) dan $s \leq 0,25 h$ atau 150 mm. Untuk kesederhanaan pendetailing, pakai saja A_{sh} ujung kolom untuk HBK.

Gambar 12-13 adalah HBK kolom tengah B6 di lantai 1. Sesuai Pasal 23.5(3) ditiap HBK perlu diperiksa kuat geser nominal yang harus lebih besar dari gaya geser yang kemungkinan terjadi.



Gambar 10-13
Analisa Geser dari HBK Kolom Tengah B6 Dibaris 6

Kuat geser nominal yang diperiksa disini adalah diarah U-S pada baris ke-6. Gaya geser yang mungkin terjadi di potongan x-x adalah $T_1 + T_2 - V_h$. T_1 dan T_2 diperoleh dari tulangan tarik balok-balok yang menyatu di HBK di arah U-S.

$$T_1 = A_{s1} \times 1,25 \times f_y = 1701,85 \times 1,25 \times 420 = 893,47 \text{ kN}$$

$$T_2 = A_{s2} \times 1,25 \times f_y = 1134,57 \times 1,25 \times 420 = 595,65 \text{ kN}$$

dimana A_{s1} dan A_{s2} diambil dari Tabel 10-12

V_h dihitung dari M_{pr} kedua ujung balok yang menyatu di HBK, dalam hal ini jumlah M_{pr} itu dipikul oleh kolom atas dan kolom bawah HBK berbanding terbalik dengan panjangnya masing-masing.

$$M_{k \text{ atas}} = (540,502 + 367,28) \left(\frac{4,5}{4,5 + 3,5} \right)$$

$$= 510,627 \text{ kNm}$$

$$M_{k \text{ bawah}} = 397,154 \text{ kNm}$$

Sehingga gaya geser horisontal kolom atas:

$$V_{h \text{ atas}} = \frac{M_k}{h_{in}/2}$$

$$= \frac{2 \times 510,627}{3,5}$$

$$= 291,787 \text{ kNm}$$

dan gaya geser horisontal kolom bawah:

$$V_{h \text{ bawah}} = \frac{2 \times 397,154}{4,5}$$

$$= 176,512 \text{ kNm}$$

dimana h_{in} adalah panjang bersih kolom tingkat i

Dengan hasil perhitungan diatas diperoleh:

$$\text{Gaya geser kolom atas di x-x} = T_1 + T_2 - V_h$$

$$V_{x-x} = 893,47 + 595,65 - 291,79$$

$$= 1197,33 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya geser kolom bawah di x-x}$$

$$V_{x-x} = 893,47 + 595,65 - 176,51$$

$$= 1312,61 \text{ kN}$$

Untuk HBK yang terkekang pada keempat sisinya berlaku kuat geser nominal :

$$\begin{aligned} \phi V_c &= \phi \cdot 1,7 \cdot A_j \cdot \sqrt{f_c'} \\ &= 0,75 \times 1,7 \times (600 \times 600) \times \sqrt{30} \\ &= 2514 \text{ kN} > V_{x-x} = 1312,61 \text{ kN} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

10.6.2. Hubungan Balok Kolom tepi A6

Kuat geser HBK tepi A6 yang diperiksa adalah arah U-S di kolom luar baris ke-6. HBK ini hanya dikekang oleh 3 balok sehingga sesuai Pasal 23.5.2.2, tulangan transversal di ujung kolom dipasang dalam HBK. Gambar 12-14 menunjukkan penampang HBK eksterior di Baris 6 pada lantai 1. Gaya geser ujung kolom di x-x diperoleh dari selisih gaya tarik tulangan atas T dan gaya geser horisontal kolom. M_{pr} ujung balok ini = 454,758 kNm. Dengan cara yang sama seperti di HBK tengah diperoleh momen dikolom atas dan bawah bernilai berbanding terbalik dengan panjang kolom masing-masing:

$$M_{k \text{ atas}} = 454,758 \times \left(\frac{4,5}{4,5 + 3,5} \right)$$

$$= 255,801 \text{ kNm}$$

$$M_{k \text{ bawah}} = 454,758 \times \left(\frac{3,5}{4,5 + 3,5} \right)$$

$$= 198,957 \text{ kNm}$$

Dengan momen diujung kolom ini gaya geser diatas dan bawah HBK adalah sebagai berikut:

$$V_{h \text{ atas}} = \frac{2 \times 255,801}{3,5} = 146,17 \text{ kN}$$

$$V_{h \text{ bawah}} = \frac{2 \times 198,957}{4,5} = 88,42 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} T_1 &= A_{s1} \times 1,25 f_y \\ &= 1418,21 \times 1,25 \times 420 \\ &= 744,56 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Geser di x-x} = T - V_h$$

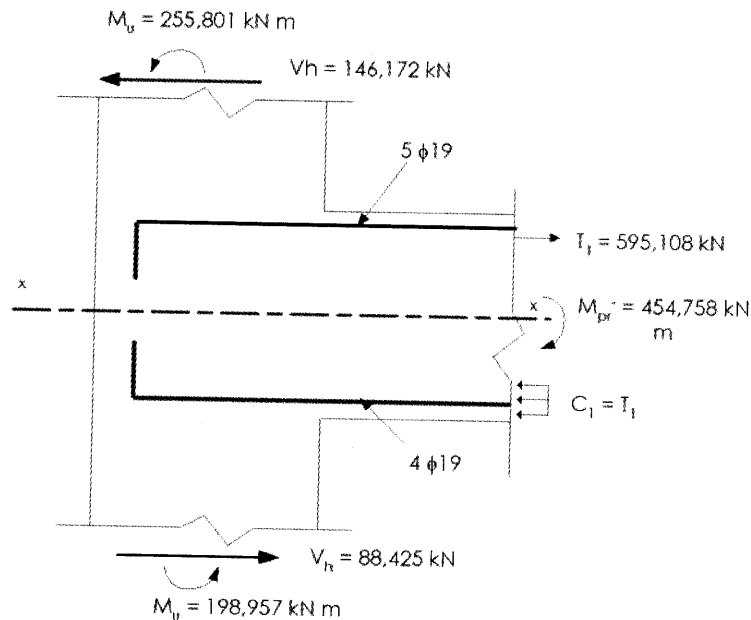
$$\text{Geser atas di x-x} = 744,56 - 146,172$$

$$= 598,39 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}\text{Geser bawah di x-x} &= 744,56 - 88,42 \\ &= 656,14 \text{ kN}\end{aligned}$$

Kuat geser nominal sesuai Pasal 23.5(3(1))

$$\begin{aligned}\phi V_c &= \phi \times 1,7 \times A_j \times \sqrt{f_c'} \\ &= 0,75 \times 1,7 \times (50 \times 50) \times \sqrt{30} \\ &= 1283,7 \text{ kN} > V_{x-x} = 656,14 \text{ kN} \quad \text{OK}\end{aligned}$$



Gambar 10-14
Analisa Geser HBK Luar di Baris 6

10.7. DISAIN DINDING STRUKTURAL BETON KHUSUS (DSBK)

10.7.1. Persyaratan Disain DSK

Sebagai persyaratan untuk disain Dinding Struktural Batas Khusus (DSBK), perlu harus dipastikan bahwa kelelahan tulangan lentur yang terjadi di dasar DS (sebagai sendi plastis), benar-benar merupakan penentu kekuatan, dan selanjutnya dibuat berkemampuan deformasi

secara inelastis sehingga DS ini mampu memencarkan energi gempa keseluruhan sistem struktur.

Untuk mewujudkan prinsip disain kapasitas yang fundamental ini disain DS dapat dilakukan dengan 4 prosedur dibawah ini:

- Dengan beban lentur + aksial terfaktor, anggap potongan dasar DS sebagai kolom pendek dengan syarat penulangan longitudinal diujung dan badan DS sesuai Pasal 23.6(2).
- Pastikan tidak terjadi kegagalan oleh tegangan tarik dan tekan diagonal oleh beban geser dengan pengamanan berturut-turut sesuai Pasal 23.6.(4(1)) dan 23.6.(4(4)).
- Hindari instabilitas oleh regangan beton $> 0,003$ dengan pengadaan komponen batas sesuai Pasal 23.6(6(2)) atau 23.6(6(3)) dan 23.6(6(4)).
- Jamin kemampuan daktilitas DS dengan detailing tersebut di Pasal 23.6 (6(4)) c s/d f
- Bila komponen batas tidak dibutuhkan maka penempatan tulangan transversal harus mengikuti Pasal 23.6(6(5))

10.7.2. Pengaruh Kombinasi Beban

Kesimpulan gaya disain di dasar DS B7-C7 dapat dibaca di Tabel 10-17 (lihat Tabel 10-4 dan 10-9)

Tabel 10-17
Kesimpulan Beban Aksial, Momen dan Gaya Geser Berfaktor
Pada Dasar DS B7-C7

| Beban | | Beban Aksial (kN) | Momen (kNm) | Gaya Geser (kN) |
|-------|--------------------|----------------------|----------------|--------------------|
| Mati | | 5073,84 | 0 | 0 |
| Hidup | | 999,00 | 0 | 0 |
| Gempa | | 0 | 34341 | 4148,955 |
| No | Kombinasi Beban | | | |
| 1 | 1,4D | 7103,38 | 0 | 0 |
| 2 | 1,2D + 1,6L | 7687,01 | 0 | 0 |
| 3 | 1,2D + 0,5L + 1,0E | 6588,11 | 34341 | 4148,955 |
| 4 | 1,2D + 0,5L - 1,0E | 6588,11 | -34341 | -4148,955 |
| 5 | 0,9D + 1,0E | 4566,41 | 34341 | 4148,955 |
| 6 | 0,9D - 1,0E | 4566,41 | -34341 | -4148,955 |

10.7.3. Geser Rencana

Sedikitnya harus pakai 2 tirai tulangan bila gaya geser dalam bidang dinding diantara 2 komponen batas melebihi $\frac{1}{6}A_{cv}\sqrt{f_c}$, dimana A_{cv} adalah luas netto yang dibatasi tebal dan panjang penampang dinding (Pasal 23.6(2(21))):

$$\begin{aligned} V_u &= 4148,955 > \frac{1}{6}A_{cv}\sqrt{f_c} \\ &= \frac{1}{6} \times (350 \times 6700) \times \sqrt{30} \\ &= 2140,68 \text{ kN} \end{aligned}$$

Jadi diperlukan 2 lapis tulangan didinding ini. Dan harus diatur bahwa ratio tulangan diarah vertikal dan horisontal harus tidak boleh kurang dari 0,0025 dan $s \leq 450 \text{ mm}$ (Pasal 23.6(2(11))).

Batas kuat geser DS sesuai Pasal 23.6(4(4)) adalah sebesar:

$$\begin{aligned} \phi \frac{2}{3}A_{cv}\sqrt{f_c} &= 0,55 \times \frac{2}{3} \times (350 \times 6700) \times \sqrt{30} \\ &= 4709 \text{ kN} > 4148,95 \text{ kN} \end{aligned}$$

Nilai ϕ diambil = 0,55. karena kuat geser nominal lebih kecil dari kuat geser yang timbul dari kuat lentur nominal komponen (Pasal 11.3(2(4a))). Dapat dilihat dibawah ini bahwa kuat geser nominal < Batas kuat geser. Berpedoman pada pasal 23.6(4(1)), karena

$\frac{h_w}{l_w} = \frac{29}{6,70} = 4,33 > 2$, maka kuat geser nominal V_n untuk DS ini tidak boleh lebih dari:

$$V_n = A_{cv} \left[\frac{1}{6} \sqrt{f_c} + \rho_n \cdot f_y \right]$$

Dimana ρ_n adalah ratio luas tulangan geser terhadap luas bidang yang tegak lurus A_{cv}

Dengan memakai tulangan 2 ϕ 12 ($A_n = 226,28 \text{ mm}^2$) dan $s = 100 \text{ mm}$ diperoleh:

$$\begin{aligned} \rho_n &= \frac{226,28}{350 \times 100} \\ &= 0,00646 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0,55 \times (350 \times 6700) \left[\left(\frac{1}{6} \right) \sqrt{30} + 0,00646 \times 420 \right] \\ &= 4676 > 4148,955 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

Sesuai Pasal 23.6, tulangan vertikal di badan DS harus $\rho_v > 0,0025$. Bila dipakai 2 lapis tulangan ϕ 12 mm dan $s = 250 \text{ mm}$, maka ρ_v

$$= \frac{226,28}{350 \times 250} = 0,00258 > 0,0025 \quad \text{OK}$$

10.7.4. Disain Daerah Batas

Pasal 23.6(6(2a)) menentukan DS perlu komponen batas khusus bila:

$$c \geq \frac{l_w}{600 \times \left(\frac{\delta_u}{h_w} \right)}$$

Untuk menghitung c , perlu didisain lebih dahulu kebutuhan tulangan vertikal DS yang akan dipasang di komponen $700 \times 700 \text{ mm}$ akibat kombinasi beban tersebut di Tabel 10-17. Diagram interaksi di Gambar 10-15 ternyata menunjukkan DS dapat menampung kombinasi beban tersebut di Tabel 10-17 dengan pemasangan tulangan vertikal 36ϕ 30 = 25457 mm^2 pada komponen $700 \times 700 \text{ mm}$ dan 2 tirai tulangan vertikal 2 ϕ 12, $s = 250$ pada badan DS.

Nilai c ditentukan konsisten dengan terjadinya δ_u (idem Δ_M) pada 2 kombinasi beban aksial tersebut di Tabel 10-17 yang bekerja bersamaan dengan kombinasi momen nominal maksimum M_n' yaitu:

$$\begin{aligned} P'u &= 1,2D + 0,5L \quad \text{dan} \\ P'u' &= 0,9D \end{aligned}$$

M_n' dari masing-masing beban aksial berfaktor ini diperoleh dengan bantuan diagram interaksi. Gambar 10-16 yang dibuat dengan bantuan program komputer PCACOL untuk DS dengan tulangan tersebut diatas,

dengan $\phi = 1$ dan $f_s = f_y$ telah menghasilkan untuk beban aksial

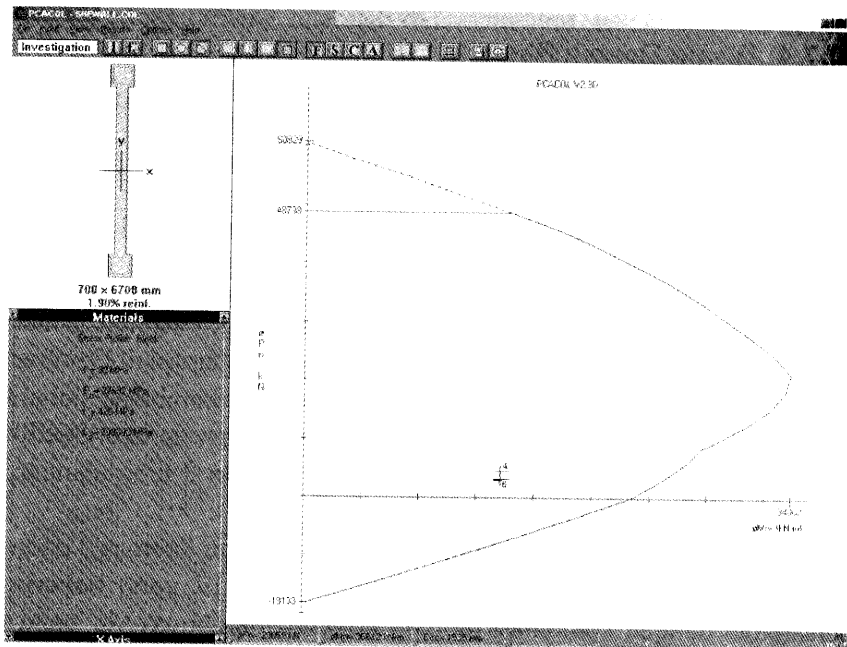
$$\begin{aligned} P_u' &= 1,2D + 0,5 L \\ &= 1,2 \times 5073,84 + 0,5 \times 999 \\ &= 6588,11 \text{ kN} \end{aligned}$$

momen nominal maksimum dari ini bernilai:

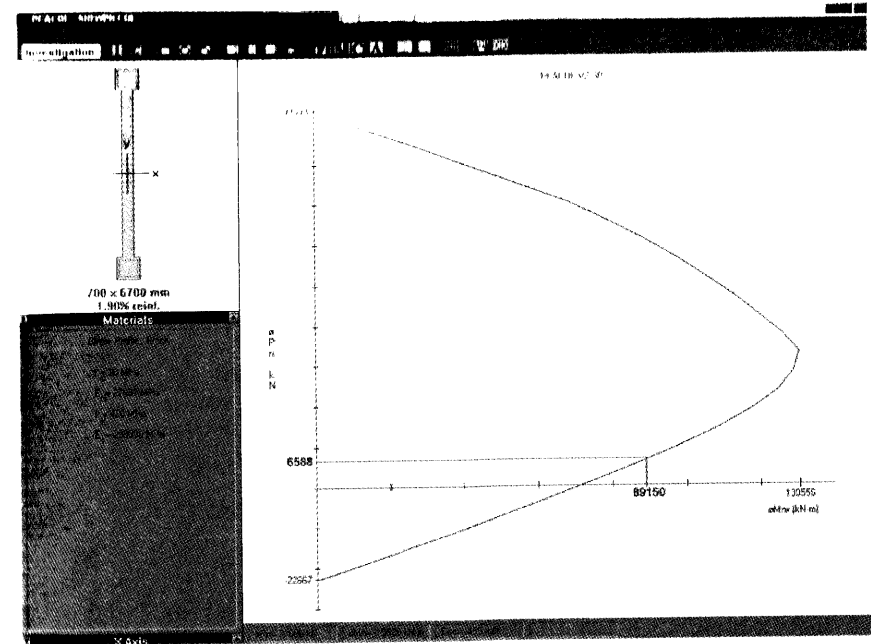
$$M_n' = 89150 \text{ kNm}$$

Untuk P_u' dan M_n' ini program komputer tersebut memberikan c terbesar

yaitu = 783 mm, yang ternyata lebih kecil dari $\frac{l_w}{600(5u/hw)} = \frac{6700}{600(253,41/29000)} = 1277,9 \text{ mm}$, jadi DS ini tidak perlu komponen batas. (angka 253,41 lihat Tabel 10-5)



Gambar 10-15
Diagram Interaksi Disain Kekuatan DS



Gambar 10-16
Diagram Pn-Mn Untuk DS

Sesuai pasal 23.6(6(5)), ujung penampang DS ini karena:

$$P_g = \frac{36 \times 707,14}{700 \times 700} = 0,052 > \frac{2,8}{f_y} = \frac{2,8}{400} = 0,007 \text{ dan}$$

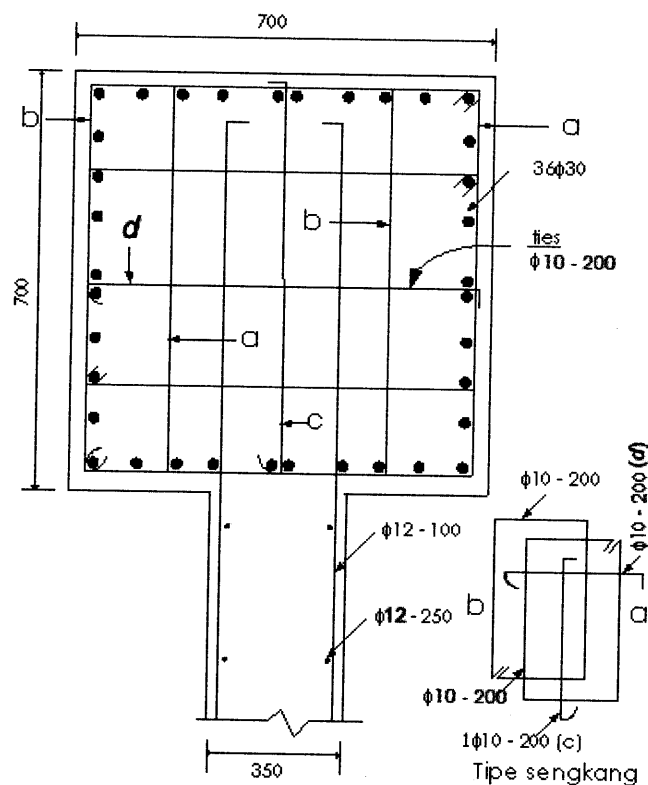
$$V_u = 4148,955 \text{ kn} < A_{cv} \sqrt{f_c} = (350 \times 6700) \sqrt{30} = 12844 \text{ kN}$$

Maka hanya ketentuan Pasal 23.6(6(5a)) berikut ini harus dipenuhi:

- (1) Tulangan transversal harus berupa sengkang tunggal atau tumpuk sesuai Pasal 23.4(4(1c)) dan $s \leq 200 \text{ mm}$
- (2) Jarak spasi tulangan pengikat harus $\leq 350 \text{ mm}$ sesuai Pasal 23.4(4(3))
- (3) Ketentuan (1) dan (2) diatas berlaku di lokasi $(c-0,1l_w)$ atau $c/2$ sesuai Pasal 23.6(6(4a)). Ini dipenuhi karena $(c-0,1l_o) = 113 \text{ mm}$ dan $c/2 = 391,5 \text{ mm}$, keduanya

Dengan ketentuan diatas, juga Pasal 9.10(5)(3)) maka diperoleh Gambar 10.17 berupa detail tulangan di ujung penampang dasar DS.

Terlihat terpasang tulangan transversal terpasang untuk masing masing arah x dan y 2 sengkang tertutup (a dan b) ditambah 1 sengkang pengikat (c) semuanya $\phi 10$ mm dengan s arah vertikal = 200 mm



Gambar 10-17
Detail Tulangan Komponen Tipe Dinding Struktural

Daftar Pustaka

- 1 Tata Cara Perencanaan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung, SNI 03 - 2847 - 2002
- 2 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung, SNI 03 - 1726 - 2002
- 3 Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-2002) and Commentary (318 R-2002), American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1999
- 4 Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318 M) and Commentary (318 RM-99), American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1999
- 5 SAP - 2000 - A Series of Computer Programs for the Finite Element Analysis of Structures, Computers and Structures, Inc, Berkeley, CA, 2000
- 6 Notes on ACI 318-99, Building Code Requirements for Structural Concrete with Design Applications, Portland Cemen Association, Stokie, IL, 1999
- 7 David A. Fanella, Javeed A. Munshi, Design of Concrete Buildings For Earthquake and Wind Forces According To the 1997 Uniform Building Code, Portland Cement Association, 1998
- 8 Uniform Building Code, International Conference of Building Officials (ICBO), Whittier, CA, 1997

- 9 Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318 M 95) and Commentary (318 RM-95), American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1995
- 10 PCACOL – Strength Design of Reinforced Concrete Column Sections, Portland Cement Association, Skokie, IL, 1994
- 11 Paulay, T., and Priestley M.J.N, “ Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings” John Wiley & Sons, INC. 1991.
- 12 Tata Cara Perhitungan Pembebanan Untuk Bangunan Rumah dan Gedung, SNI 03 – 1727 - 1987

Daftar Notasi

SNI 03 – 2847 – 2002

- A_{ch} Adalah luas penampang komponen struktur dari sisi luar tulangan transversal, mm^2
- A_{cp} Adalah luas penampang beton yang menahan geser dari segmen dinding horisontal, mm^2
- A_{cv} Adalah luas bruto penampang beton yang dibatasi oleh tebal badan dan panjang penampang dalam arah gaya geser yang ditinjau, mm^2
- A_g Adalah luas bruto penampang, mm^2
- A_j Adalah luas penampang efektif di dalam suatu hubungan balok-balok, lihat 23.5(3(1)), pada suatu bidang yang sejajar dengan bidang tulangan yang menimbulkan geser di dalam hubungan balok-kolom tersebut; mm^2 . Tinggi hubungan balok-kolom adalah tinggi total penampang kolom. Bilamana terdapat suatu balok yang merangka pada suatu tumpuan yang mempunyai lebar yang lebih besar maka, lebar efektif dari hubungan balok-kolom tidak boleh melebihi nilai yang terkecil dari :
- (a) Lebar balok ditambah tinggi hubungan balok-kolom

| | |
|-------------|---|
| | (b) Dua kali jarak tegak lurus yang terkecil dari sumbu longitudinal balok ke sisi kolom. Lihat 23.5(3(1)). |
| A_{sh} | Adalah luas penampang total tulangan transversal (termasuk sengkang pengikat) dalam rentang spasi s dan tegak lurus terhadap dimensi h_c , mm ² |
| A_{vd} | Adalah luas total tulangan dalam masing-masing kelompok tulangan diagonal pada balok perangkai yang ditulangi secara diagonal, mm ² |
| b | Adalah lebar efektif flens tekan dari komponen struktur, mm |
| b_w | Adalah lebar badan atau diameter penampang lingkaran, mm |
| c | Adalah jarak dari serat tekan terluar ke sumbu netral, lihat 12.2(7), yang dihitung untuk beban aksial terfaktor dan kuat momen nominal, konsisten dengan perpindahan rencana δ_u , yang menghasilkan kedalaman sumbu netral yang terbesar, mm |
| d | Adalah tinggi efektif penampang, mm |
| d_b | Adalah diameter batang tulangan, mm |
| E | Adalah pengaruh beban gempa, atau gaya dan momen dalam yang berhubungan dengan beban tersebut Adalah kuat tekan beton yang disyaratkan, MPa |
| f_y | Adalah kuat tekan tulangan yang disyaratkan, MPa |
| f_{yh} | Adalah kuat leleh tulangan transversal yang disyahkan, MPa |
| H | Adalah tebal total komponen struktur, mm |
| h_c | Adalah dimensi inti kolom diukur dari sumbu-ke-sumbu tulangan pengekang, mm |
| h_w | Adalah tinggi dinding keseluruhan atau segmen dinding yang ditinjau |
| h_x | Adalah spasi horisontal maksimum untuk kaki-kaki sengkang tertutup atau sengkang ikat pada semua muka kolom, mm |
| ℓ_d | Adalah panjang penyaluran batang tulangan lurus, mm |
| ℓ_{dh} | Adalah panjang penyaluran batang tulangan dengan kait standar seperti yang ditentukan persamaan 126, mm |

| | |
|----------|--|
| ℓ_n | Adalah bentang bersih yang diukur dari muka ke muka tumpuan, mm |
| ℓ_o | Adalah panjang minimum, diukur dari muka join sepanjang sumbu komponen struktur, dimana harus disediakan tulangan transversal, mm |
| ℓ_w | Adalah panjang keseluruhan dinding atau segmen dinding yang ditinjau dalam arah gaya geser, mm |
| M_c | Adalah momen pada muka join, yang berhubungan dengan kuat lentur nominal kolom yang merangka pada join tersebut, yang dihitung untuk beban aksial terfaktor, konsisten dengan arah gaya lateral yang ditinjau, yang menghasilkan kuat lentur terendah, N-mm, Lihat 23.4(2(2)) |
| M_g | Adalah momen pada muka join, yang berhubungan dengan kuat lentur nominal balok (termasuk pelat yang berada dalam kondisi tarik) yang merangka pada join tersebut, N-mm. Lihat 23.4(2(2)) |
| M_{pr} | Adalah kuat momen lentur mungkin dari suatu komponen struktur, dengan atau tanpa beban aksial, yang ditentukan menggunakan sifat-sifat komponen struktur pada muka join dengan menganggap kuat tarik pada tulangan longitudinal sebesar minimum $1,25 f_y$ dan faktor reduksi kekuatan $\phi = 1$, N-mm |
| M_s | Adalah bagian momen pelat yang diimbangi oleh momen tumpuan, N-mm |
| s | Adalah spasi tulangan transversal diukur sepanjang sumbu longitudinal komponen struktur, mm |
| s_o | Adalah spasi maksimum tulangan transversal, mm |
| s_x | Adalah spasi longitudinal tulangan transversal dalam rentang panjang ℓ_o , mm |
| V_c | Adalah kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton, N |
| V_e | Adalah gaya geser rencana yang ditentukan dalam 23.3(4(1)) dan 23.4(591)), N |
| V_n | Adalah kuat geser nominal, N |

| | |
|------------|---|
| V_u | Adalah gaya geser terfaktor pada penampang, N |
| α | Adalah sudut antara tulangan diagonal dan sumbu longitudinal balok perangkai yang ditulangi secara diagonal |
| α_c | Adalah koefisien yang mendefinisikan kontribusi relatif dari tahanan beton terhadap tahanan dinding, Lihat persamaan 127 |
| δ_u | Adalah perpindahan rencana, mm |
| ρ | Adalah rasio tulangan tarik non-prategang = A_g/bd |
| ρ_g | Adalah rasio luas tulangan total terhadap luas penampang kolom |
| ρ_n | Adalah rasio luas tulangan yang tersebar pada bidang yang paralel bidang A_{cv} terhadap luas beton bruto yang tegak lurus terhadap tulangan tersebut |
| ρ_s | Adalah rasio volume tulangan spiral terhadap volume inti beton yang terkekang oleh tulangan spiral (diukur dari sisi luar tulangan spiral) |
| ρ_v | Adalah rasio luas tulangan yang tersebar pada bidang yang tegak lurus bidang A_{cv} terhadap luas beton bruto A_{cv} |
| ϕ | Adalah faktor reduksi kekuatan |

SNI 03 – 1726 – 2002

| | |
|-------|---|
| A | Percepatan puncak Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal sebagai gempa masukan untuk analisis respons dinamik linier riwayat waktu struktur gedung |
| A_m | Percepatan respons maksimum atau Faktor Respons Gempa maksimum pada spektrum Respons Gempa Rencana |
| A_o | Percepatan puncak maka tanah akibat pengaruh Gempa Rencana yang bergantung pada Wilayah Gempa dan jenis tanah tempat struktur gedung berada |

| | |
|-------|--|
| A_1 | Pembilang dalam persamaan hiperbola Faktor Respons Gempa C pada Spektrum Respons Gempa Rencana. |
| b | Ukuran horisontal terbesar denah struktur gedung pada lantai tingkat yang ditinjau, diukur tegak lurus pada arah pembebanan gempa; dalam subskrip menunjukkan struktur bawah. |
| c | Dalam subskrip menunjukkan besaran beton. |
| C | Faktor Respons Gempa dinyatakan dalam percepatan gravitasi yang nilainya bergantung pada waktu getar alami struktur gedung dan kurvanya ditampilkan dalam spektrum Respons Gempa Rencana. |
| C_1 | Nilai Faktor Gempa yang didapat dari Spektrum Respons Gempa Rencana untuk waktu getar alami fundamental dari struktur gedung. |
| d | Dalam subskrip menunjukkan besaran desain atau dinding geser. |
| d_1 | Simpangan horisontal lantai tingkat I dari hasil analisis 3 dimensi struktur gedung akibat beban gempa nominal statik ekuivalen yang menangkap pada pusat massa pada taraf lantai-lantai tingkat. |
| D_n | Beban mati nominal yang dapat dianggap sama dengan beban mati rencana yang ditetapkan dalam standar-standart pembebanan struktur gedung. |
| e | Eksentrisitas teoretis antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat struktur gedung; dalam subskrip menunjukkan kondisi elastis penuh. |
| e_d | Eksentrisitas rencana antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat struktur gedung. |
| E_c | Modulus elastisitas beton, MPa |
| E_n | Beban gempa nominal yang nilainya ditetapkan oleh besarnya probabilitas beban itu dilampaui dalam kurun waktu tertentu, oleh faktor daktilitas struktur gedung μ yang mengalaminya dan oleh faktor kuat lebih beban dan bahan f_1 yang terkandung di dalam struktur gedung tersebut. |

| | |
|-------|---|
| E_s | Modulus elastisitas baja (≈ 200 GPa). |
| F_i | Beban gempa nominal statik ekuivalen yang menangkap pada pusat massa pada taraf lantai tingkat ke- i struktur atas gedung. |
| g | Percepatan gravitasi; dalam subskrip menunjukkan momen yang bersifat momen guling. |
| i | Dalam Subskrip menunjukkan nomor lantai tingkat atau nomor lapisan tanah. |
| I | Faktor Keutamaan gedung, faktor pengali dari pengaruh Gempa Rencana pada berbagai kategori, untuk menyesuaikan perioda ulang gempa yang berkaitan dengan penyesuaian probabilitas dilampauinya pengaruh tersebut selama umur gedung itu dan penyesuaian umur gedung itu. |
| L_n | Beban hidup nominal yang dapat dianggap sama dengan beban hidup rencana yang ditetapkan dalam standar-standar pembebanan struktur gedung. |
| m | Jumlah lapisan tanah yang ada di atas batuan dasar. |
| M | Momen lentur secara umum. |
| M_n | Momen nominal suatu penampang unsur struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal, atau akibat pengaruh momen leleh sendi plastis yang sudah direduksi dengan faktor kuat lebih beban dan bahan f_t . |
| R | Faktor reduksi gempa, ratio antara beban gempa maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana pada struktur gempa elastik penuh dan beban gempa nominal akibat pengaruh Gempa Rencana pada struktur gedung daktail, bergantung pada faktor daktilitas struktur gedung tersebut; faktor reduksi gempa representatif struktur gedung tidak beraturan. |
| T | Waktu getar alami struktur gedung dinyatakan dalam detik yang menentukan besarnya Faktor Respons Gempa struktur gedung dan kurvanya ditampilkan dalam Spektrum Respons Gempa Rencana. |
| T_1 | Waktu getar alami fundamental struktur gedung beraturan maupun tidak beraturan dinyatakan dalam detik. |

| | |
|-------------------|---|
| V | Beban (gaya) geser dasar nominal statik ekuivalen akibat pengaruh Gempa Rencana yang bekerja di tingkat dasar struktur gempa beraturan dengan tingkat daktilitas umum, dihitung berdasarkan waktu getar alami fundamental struktur gedung beraturan tersebut. |
| W_i | Berat lantai tingkat ke- i struktur atas suatu gedung, termasuk beban hidup yang sesuai. |
| W_t | Berat total gedung, termasuk beban hidup yang sesuai. |
| $\zeta_{(Zeta)}$ | Koefisien pengali dari jumlah tingkat struktur gedung yang membatasi waktu getar alami fundamental struktur gedung, bergantung pada Wilayah Gempa. |
| $\eta_{(eta)}$ | Faktor pengali dari simpangan struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominan untuk mendapatkan simpangan struktur gedung pada saat terjadinya pelelehan pertama. |
| $\mu_{(mu)}$ | Faktor daktilitas struktur gedung, rasio antara simpangan maksimum struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan dan simpangan struktur gedung pada saat terjadinya pelelehan pertama. |
| μ_n (mu-m) | Nilai faktor daktilitas maksimum yang dapat dikerahkan oleh suatu sistem atau subsistem struktur gedung. |
| ζ (ksi) | Faktor oengali dari simpangan struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal untuk mendapatkan simpangan maksimum struktur gedung pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan. |

LAMPIRAN 1

SNI 03-2847-2002

Pasal 23

Ketentuan Khusus Untuk Perencanaan Gempa

23 Ketentuan khusus untuk perencanaan gempa

23.1 Definisi

Beban dan gaya terfaktor – Beban dan gaya yang ditetapkan, yang dimodifikasi oleh faktor-faktor dalam 11.2.

Beton agregat ringan – Beton ringan-total atau beton ringan-pasir yang dibuat dengan agregat ringan yang memenuhi 5.3.

Dasar struktur – Tingkat dimana gerakan gempa diasumsikan dilimpahkan pada suatu bangunan. Tingkat ini tidak harus sama dengan level muka tanah.

Diafragma struktural – Komponen struktur, seperti pelat lantai dan atap, yang menyalurkan gaya inersia kepada komponen-komponen struktur pemikul gaya lateral.

Dinding struktural – Dinding yang diproporsikan untuk menahan kombinasi dari geser, momen dan gaya aksial yang ditimbulkan gempa. Suatu "dinding geser" merupakan dinding struktural. Dinding struktural dapat dikelompokkan sebagai berikut:

Dinding struktural beton biasa – Suatu dinding struktural yang memenuhi ketentuan-ketentuan pasal 3 hingga pasal 20.

Dinding struktural beton khusus – Suatu dinding struktural yang selain memenuhi ketentuan-ketentuan untuk dinding struktural beton biasa juga memenuhi ketentuan-ketentuan 23.2 dan 23.6.

Elemen kolektor – Elemen yang berfungsi untuk menyalurkan gaya inersia dalam diafragma struktural kepada komponen-komponen sistem pemikul gaya lateral.

Elemen pengikat – Elemen yang berfungsi untuk menyalurkan gaya inersia dan mencegah pemisahan dari komponen-komponen bangunan seperti fondasi-fondasi telapak dan dinding-dinding.

Gaya lateral yang ditetapkan – Gaya lateral yang berkenaan dengan distribusi gaya geser dasar rencana sebagaimana yang ditentukan oleh SNI 03-1726-1989, *Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk rumah dan gedung* atau penggantinya.

Kait gempa – Kait pada sengkang, sengkang tertutup, atau pengikat silang yang mempunyai bengkokan tidak kurang dari 135° kecuali bahwa sengkang cincin harus mempunyai bengkokan tidak kurang dari 90° . Kait harus diberi perpanjangan enam-diameter (namun tidak kurang dari 75 mm) yang mengait tulangan longitudinal dan mengarah pada bagian dalam sengkang atau sengkang tertutup.

Kombinasi beban rencana – Kombinasi beban dan gaya terfaktor yang ditentukan dalam 11.2.

Komponen batas – Bagian sepanjang tepi dinding dan diafragma yang diperkuat oleh tulangan longitudinal dan transversal. Komponen batas tidak perlu diberi ketebalan melebihi tebal dinding atau diafragma. Tepi bukaan dalam dinding dan diafragma harus diberi komponen batas sebagaimana disyaratkan dalam 23.6(6) atau 23.7(5(3)).

Komponen batas khusus – Komponen-komponen batas yang ditentukan oleh 23.6(6(2)) atau 23.6(6(3)).

Panjang penyaluran batang tulangan dengan kait standar – jarak terpendek antara penampang kritis (dimana kekuatan batang harus dikembangkan) dan garis singgung pada tepi terluar dari kait 90° .

Pengikat silang – Batang menerus yang pada satu ujungnya mempunyai kait gempa dan pada ujung lainnya mempunyai suatu kait yang tidak kurang dari 90° dengan perpanjangan sekurang-kurangnya enam-diameter. Kait tersebut harus mengait batang tulangan longitudinal tepi. Kait 90° dari dua pengikat silang yang berurutan yang mengait pada batang longitudinal yang sama harus dipasang sedemikian hingga kedudukan ujungnya berselang.

Perpindahan rencana – Perpindahan lateral total yang diharapkan berdasarkan besaran gempa rencana, sebagaimana yang ditentukan SNI 03-1726-1989 atau penggantinya.

Rangka batang struktural – Susunan dari komponen-komponen struktur beton bertulang yang fungsi utamanya menahan gaya aksial.

Sengkang tertutup – Suatu sengkang yang tertutup atau sengkang yang melingkup secara menerus. Suatu sengkang yang tertutup dapat dibentuk dari beberapa elemen tulangan yang mempunyai kait gempa pada kedua ujungnya. Kedua ujung dari suatu sengkang yang melingkup secara menerus harus mempunyai kait gempa.

Sistem pemikul gaya lateral – Bagian struktur yang terdiri dari komponen struktur yang diproporsikan untuk menahan gaya yang berhubungan dengan pengaruh gempa.

Sistem rangka pemikul momen – Sistem rangka ruang dalam mana komponen-komponen struktur dan join-joinnya menahan gaya-gaya yang bekerja melalui aksi lentur, geser dan aksial. Sistem rangka pemikul momen dapat dikelompokkan sebagai berikut:

Rangka pemikul momen biasa – Suatu sistem rangka yang memenuhi ketentuan-ketentuan pasal 3 hingga pasal 20.

Rangka pemikul momen menengah – Suatu sistem rangka yang selain memenuhi ketentuan-ketentuan untuk rangka pemikul momen biasa juga memenuhi ketentuan ketentuan untuk 23.2(2(3)) dan 23.10.

Rangka pemikul momen khusus – Suatu sistem rangka yang selain memenuhi ketentuan-ketentuan untuk rangka pemikul momen biasa juga memenuhi ketentuan ketentuan 23.2 sampai dengan 23.5.

Strat – Elemen dari diafragma struktural yang berfungsi untuk memberikan kontinuitas di sekeliling bukaan pada diafragma.

23.2 Ketentuan umum

1) Ruang Lingkup

- (1) Pasal ini memuat ketentuan khusus untuk perencanaan dan pelaksanaan komponen struktur beton bertulang dari suatu struktur, untuk mana gaya rencana, akibat gempa, telah ditentukan berdasarkan disipasi energi pada rentang nonlinier dari respon struktur tersebut.
- (2) Untuk daerah dengan resiko gempa yang rendah, ketentuan dari pasal 3 hingga pasal 20 tetap berlaku kecuali bila dimodifikasi oleh ketentuan dalam pasal ini. Bila gaya geser dasar ditetapkan berdasarkan anggapan bahwa sistem struktur beton bersifat khusus atau menengah maka ketentuan pada pasal 23 mengenai sistem-sistem tersebut harus dipenuhi.
- (3) Untuk daerah dengan resiko gempa menengah, harus digunakan sistem rangka pemikul momen khusus atau menengah, atau sistem dinding struktural beton biasa atau khusus untuk memikul gaya-gaya yang diakibatkan oleh gempa. Bila gaya geser dasar ditetapkan berdasarkan anggapan bahwa sistem struktur beton bersifat khusus maka ketentuan pada pasal 23 mengenai sistem tersebut harus dipenuhi.
- (4) Untuk daerah dengan resiko gempa yang tinggi, harus digunakan sistem rangka pemikul momen khusus, atau sistem dinding struktural beton khusus, dan diafragma serta rangka batang sesuai dengan 23.2 sampai dengan 23.8. Komponen struktur yang tidak direncanakan memikul gaya-gaya yang diakibatkan oleh gempa harus direncanakan sesuai dengan 23.9
- (5) Sistem struktur beton bertulang yang tidak memenuhi ketentuan pasal 23 boleh digunakan bila dapat ditunjukkan dengan pengujian dan analisis bahwa sistem yang diusulkan akan mempunyai kekuatan dan ketegaran yang minimal sama dengan yang dimiliki oleh struktur beton bertulang monolit setara yang memenuhi ketentuan pasal 23.

2) Analisis dan perhitungan proporsi komponen struktur

(1) Interaksi dan semua komponen struktur dan non-struktural yang secara nyata mempengaruhi respons linier dan non-linier struktur terhadap gerakan gempa harus ditinjau dalam analisis.

(2) Komponen kaku yang bukan merupakan bagian dari sistem pemikul gaya lateral dapat digunakan asalkan pengaruhnya atas respons dari sistem struktur ditinjau dan diperhitungkan dalam perencanaan struktur. Konsekuensi atas keruntuhan dari komponen struktur dan non-struktural yang bukan merupakan bagian dari sistem pemikul gaya lateral juga harus diperhitungkan.

(3) Komponen struktur yang berada di bawah dasar struktur yang diperlukan untuk menyalurkan gaya akibat gempa ke fondasi juga harus memenuhi ketentuan pasal 23.

(4) Semua komponen struktur yang bukan merupakan bagian dari sistem pemikul gaya lateral harus memenuhi 23.9.

3) Faktor reduksi kekuatan

Faktor reduksi kekuatan harus diambil sesuai dengan ketentuan pada 11.3(4).

4) Beton pada komponen struktur yang merupakan bagian dari sistem pemikul beban gempa

(1) Kuat tekan f'_c beton tidak boleh kurang dari 20 MPa.

(2) Kuat tekan beton agregat ringan yang digunakan dalam perencanaan tidak boleh melampaui 30 MPa. Beton agregat ringan dengan kuat tekan rencana yang lebih tinggi boleh digunakan bila dapat dibuktikan dengan pengujian bahwa komponen struktur yang dibuat dari beton agregat ringan tersebut mempunyai kekuatan dan ketegaran yang sama atau lebih dari komponen struktur setara yang dibuat dari beton agregat normal dengan kekuatan yang sama.

5) Tulangan pada komponen struktur yang merupakan bagian dari sistem pemikul beban gempa

Tulangan lentur dan aksial yang digunakan dalam komponen struktur dari sistem rangka dan komponen batas dari sistem dinding geser harus memenuhi ketentuan ASTM A 706. Tulangan yang memenuhi ASTM A 615M Mutu 300 MPa dan 400 MPa boleh digunakan dalam komponen struktur di atas bila (a) kuat leleh aktual berdasarkan pengujian di pabrik tidak melampaui kuat leleh yang ditentukan sebesar lebih dari 120 MPa (uji ulang tidak boleh memberikan hasil yang melampaui harga ini sebesar lebih dari 20 MPa), dan (b) rasio kuat tarik aktual terhadap kuat leleh aktual tidak kurang dari 1,25.

6) Tulangan yang disambung dengan sambungan mekanis

(1) Sambungan mekanis terdiri dari tipe 1 dan tipe 2 sebagai berikut:

- (a) Tipe 1 adalah sambungan mekanis yang sesuai dengan 14.14(3(2)); dan,
 - (b) Tipe 2 adalah sambungan mekanis yang sesuai dengan 14.14(3(2)) dan harus lebih kuat daripada tulangan yang disambungkan.
- (2) Sambungan mekanis tipe 1 tidak boleh diletakkan pada daerah dua kali tinggi komponen struktur dari muka kolom atau balok atau dari penampang dimana pelelehan tulangan dapat terjadi akibat perpindahan lateral inelastis. Sambungan mekanis tipe 2 diizinkan untuk diletakkan dimana saja.

7) Tulangan yang disambung dengan las

- (1) Tulangan yang disambung dengan las dan memikul gaya-gaya akibat gempa harus sesuai 14.14(3(3)) dan tidak boleh diletakkan pada daerah dua kali tinggi komponen struktur dari muka kolom atau balok atau dari penampang dimana pelelehan tulangan dapat terjadi akibat perpindahan lateral inelastis.
- (2) Pengelasan tulangan sengkang, sengkang ikat, tulangan sisipan, atau elemen lain yang serupa pada tulangan longitudinal yang diperlukan dalam perencanaan tidak diperkenankan.

23.3 Komponen struktur lentur pada Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

1) Ruang lingkup

Persyaratan 23.3 berlaku untuk komponen-komponen struktur pada Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) yang (a) memikul gaya akibat beban gempa, dan (b) direncanakan untuk memikul lentur. Komponen struktur tersebut juga harus memenuhi syarat-syarat di bawah ini:

- (1) Gaya aksial tekan terfaktor pada komponen struktur tidak boleh melebihi $0,1A_g f'_c$.
- (2) Bentang bersih komponen struktur tidak boleh kurang dari empat kali tinggi efektifnya.
- (3) Perbandingan lebar terhadap tinggi tidak boleh kurang dari 0,3.
- (4) Lebarnya tidak boleh (a) kurang dari 250 mm, dan (b) lebih dari lebar komponen struktur pendukung (diukur pada bidang tegak lurus terhadap sumbu longitudinal komponen struktur lentur) ditambah jarak pada tiap sisi komponen struktur pendukung yang tidak melebihi tiga perempat tinggi komponen struktur lentur.

2) Tulangan longitudinal

(1) Pada setiap mesin penampang komponen struktur lentur, kecuali sebagaimana yang ditentukan 12.5(3), jumlah tulangan atas dan bawah tidak boleh kurang dari yang ditentukan oleh persamaan 20, dan tidak boleh kurang dari $1,4b_w d/f_y$, dan rasio tulangan ρ tidak boleh melebihi 0,025. Sekurang-kurangnya harus ada dua batang tulangan atas dan dua batang tulangan bawah yang dipasang secara menerus.

(2) Kuat lentur positif komponen struktur lentur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil dari setengah kuat lentur negatifnya pada muka tersebut. Baik kuat lentur negatif maupun kuat lentur positif pada setiap penampang di sepanjang bentang tidak boleh kurang dari seperempat kuat lentur terbesar yang disediakan pada kedua muka kolom tersebut.

(3) Sambungan lewatan pada tulangan lentur hanya diizinkan jika ada tulangan spiral atau sengkang tertutup yang mengikat bagian sambungan lewatan tersebut. Spasi sengkang yang mengikat daerah sambungan lewatan tersebut tidak melebihi $d/4$ atau 100 mm. Sambungan lewatan tidak boleh digunakan (a) pada daerah hubungan balok-kolom (b) pada daerah hingga jarak dua kali tinggi balok dari muka kolom, dan (c) pada tempat-tempat yang berdasarkan analisis, memperlihatkan kemungkinan terjadinya leleh lentur akibat perpindahan lateral inelastis struktur rangka.

(4) Sambungan mekanis harus sesuai 23.2(6) dan sambungan las harus sesuai 23.2(7(1)).

3) Tulangan transversal

(1) Sengkang tertutup harus dipasang pada komponen struktur pada daerah-daerah di bawah ini:

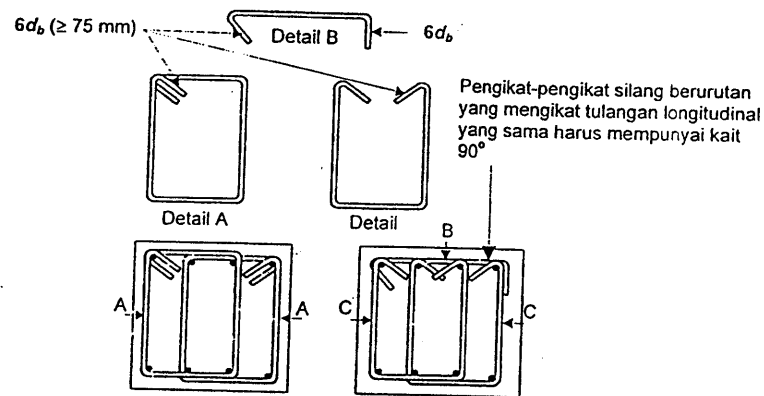
- a) Pada daerah hingga dua kali tinggi balok diukur dari muka tumpuan ke arah tengah bentang, di kedua ujung komponen struktur lentur.
- b) Di sepanjang daerah dua kali tinggi balok pada kedua sisi dari suatu penampang dimana leleh lentur diharapkan dapat terjadi sehubungan dengan terjadinya deformasi inelastik struktur rangka.
- (2) Sengkang tertutup pertama harus dipasang tidak lebih dari 50 mm dari muka tumpuan. Jarak maksimum antara sengkang tertutup tidak boleh melebihi (a) $d/4$, (b) delapan kali diameter terkecil tulangan memanjang, (c) 24 kali diameter batang tulangan sengkang tertutup, dan (d) 300 mm.

(3) Pada daerah yang memerlukan sengkang tertutup, tulangan memanjang pada perimeter harus mempunyai pendukung lateral sesuai 9.10(5(3)).

(4) Pada daerah yang tidak memerlukan sengkang tertutup, sengkang dengan kait gempa pada kedua ujungnya harus dipasang dengan spasi tidak lebih dari $d/2$ di sepanjang bentang komponen struktur ini. Lihat Gambar 40.

(5) Sengkang atau sengkang ikat yang diperlukan untuk memikul geser harus dipasang di sepanjang komponen struktur seperti ditentukan pada 23.3(3), 23.4(4), dan 23.5(2).

(6) Senggang tertutup dalam komponen struktur lentur diperbolehkan terdiri dari dua unit tulangan, yaitu: sebuah senggang dengan kait gempapada kedua ujung dan ditutup oleh pengikat silang. Pada pengikat silang yang berurutan yang mengikat tulangan memanjang yang sama, kait 90 derajatnya harus dipasang secara berselang-seling. Jika tulangan memanjang yang diberi pengikat silang dikekang oleh pelat lantai hanya pada satu sisi saja maka kait 90 derajatnya harus dipasang pada sisi yang dikekang.



Gambar 40 Contoh senggang tertutup yang dipasang bertumpuk

4) Persyaratan kuat geser

(1) Gaya rencana

Gaya geser rencana V_e harus ditentukan dari peninjauan gaya statik pada bagian komponen struktur antara dua muka tumpuan. Momen-momen dengan tanda berlawanan sehubungan dengan kuat lentur maksimum, M_{pr} , harus dianggap bekerja pada muka-muka tumpuan, dan komponen struktur tersebut dibebani dengan beban gravitasi terfaktor di sepanjang bentangnya. Lihat Gambar 41.

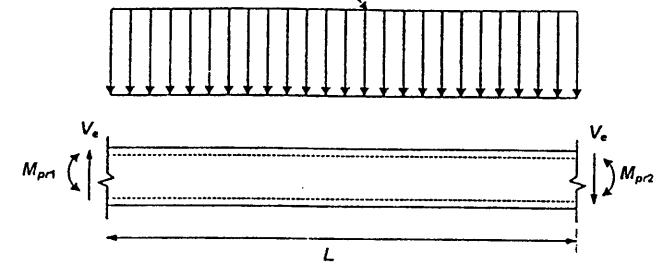
(2) Tulangan transversal

Tulangan transversal sepanjang daerah yang ditentukan pada 23.3(3(1)) harus dirancang untuk memikul geser dengan menganggap $V_e = 0$ bila:

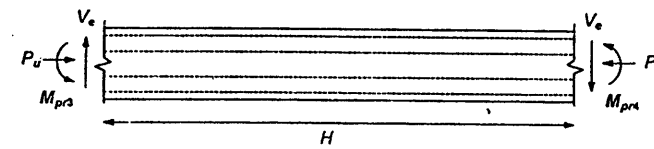
- Gaya geser akibat gempa yang dihitung sesuai dengan 23.3(4(1)) mewakili setengah atau lebih daripada kuat geser perlu maksimum di sepanjang daerah tersebut, dan
- Gaya aksial tekan terfaktor, termasuk akibat gempa, lebih kecil dari $A_g f'_c / 20$.

$$\text{Untuk balok: } V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L} \pm \frac{W_u L}{2}$$

$$\text{Beban gravitasi } W_u = 1,2D + 1,0L$$



$$\text{Untuk kolom: } V_e = \frac{M_{pr3} + M_{pr4}}{H}$$



Gambar 41 Perencanaan geser untuk balok-kolom

CATATAN

- Arah gaya geser V_e tergantung pada besar relatif beban gravitasi dan geser yang dihasilkan oleh momen-momen ujung.
- Momen-momen ujung M_{pr} didasarkan pada tegangan tarik $1,25f_y$ dimana f_y adalah kuat leleh yang disyaratkan. (Kedua momen ujung harus diperhitungkan untuk kedua arah, yaitu searah jarum jam dan berlawanan arah jarum jam).
- Momen-momen ujung M_{pr} untuk kolom tidak perlu lebih besar daripada momen yang dihasilkan oleh M_{pr} balok yang merangka pada hubungan balok-kolom. V_e tidak boleh lebih kecil daripada nilai yang dibutuhkan berdasarkan hasil analisis struktur.

23.4 Komponen struktur yang menerima kombinasi lentur dan beban aksial pada SRPMK

1) Ruang lingkup

Persyaratan dalam pasal ini berlaku untuk komponen struktur pada SRPMK (a) yang memikul gaya akibat gempa, dan (b) yang menerima beban aksial terfaktor yang lebih besar daripada $A_g f'_c / 10$. Komponen struktur tersebut juga harus memenuhi syarat-syarat berikut ini:

- (1) Ukuran penampang terkecil, diukur pada garis lurus yang melalui titik pusat geometris penampang, tidak kurang dari 300 mm.
- (2) Perbandingan antara ukuran terkecil penampang terhadap ukuran dalam arah tegak lurusnya tidak kurang dari 0,4.

2) Kuat lentur minimum kolom

- 1) Kuat lentur setiap kolom yang dirancang untuk menerima beban aksial tekan terfaktor melebihi $A_g f'_c / 10$ harus memenuhi 23.4(2(2)) atau 23.4(2(3)).

Kekuatan dan kekakuan lateral kolom yang tidak memenuhi 23.4(2(2)) harus diabaikan dalam memperhitungkan kekuatan dan kekakuan struktur, tapi kolom tersebut harus memenuhi 23.9.

- (2) Kuat lentur kolom harus memenuhi persamaan 121

$$\Sigma M_e \geq (6/5) \Sigma M_g \quad (121)$$

ΣM_e adalah jumlah momen pada pusat hubungan balok-kolom, sehubungan dengan kuat lentur nominal kolom yang merangka pada hubungan balok-kolom tersebut. Kuat lentur kolom harus dihitung untuk gaya aksial terfaktor, yang sesuai dengan arah gaya-gaya lateral yang ditinjau, yang menghasilkan nilai kuat lentur yang terkecil.

ΣM_g adalah jumlah momen pada pusat hubungan balok-kolom, sehubungan dengan kuat lentur nominal balok-balok yang merangka pada hubungan balok-kolom tersebut. Pada konstruksi balok-T, dimana pelat dalam keadaan tertarik pada muka kolom, tulangan pelat yang berada dalam daerah lebar efektif pelat sesuai dengan 10.10 harus diperhitungkan dalam menentukan kuat lentur nominal balok bila tulangan tersebut terangkur dengan baik pada penampang kritis lentur.

Kuat lentur harus dijumlahkan sedemikian hingga momen kolom berlawanan dengan momen balok. Persamaan 121 harus dipenuhi untuk kedua arah momen balok yang bekerja pada bidang rangka yang ditinjau.

- (3) Jika 23.4(2(2)) tidak dipenuhi maka kolom pada hubungan balok-kolom tersebut harus direncanakan dengan memberikan tulangan transversal seperti ditentukan dalam 23.4(4(1)) sampai dengan 23.4(4(3)) yang dipasang di sepanjang tinggi kolom.

3) Tulangan memanjang

- (1) Rasio penulangan ρ_g tidak boleh kurang dari 0,01 dan tidak boleh lebih dari 0,06.
- (2) Sambungan mekanis harus sesuai 23.2(6) dan sambungan las harus sesuai 23.2(7). Sambungan lewatan hanya diizinkan di lokasi setengah panjang elemen struktur yang berada ditengah, direncanakan sebagai sambungan lewatan tarik, dan harus diikat dengan tulangan spiral atau sengkang tertutup yang direncanakan sesuai dengan 23.4(4(2)) dan 23.4(4(3)).

4) Tulangan transversal

- (1) Ketentuan mengenai jumlah tulangan transversal di bawah ini harus dipenuhi kecuali bila ditentukan jumlah tulangan yang lebih besar berdasarkan 23.4(3(1)) atau 23.4(5).

- a) Rasio volumetrik tulangan spiral atau sengkang cincin, ρ_s , tidak boleh kurang daripada yang ditentukan persamaan 122 berikut ini:

$$\rho_s = 0,12 f'_c / f_{yh} \quad (122)$$

dan tidak boleh kurang daripada yang ditentukan pada persamaan 27

- b) Luas total penampang sengkang tertutup persegi tidak boleh kurang daripada yang ditentukan pada persamaan 123 dan 124 berikut ini:

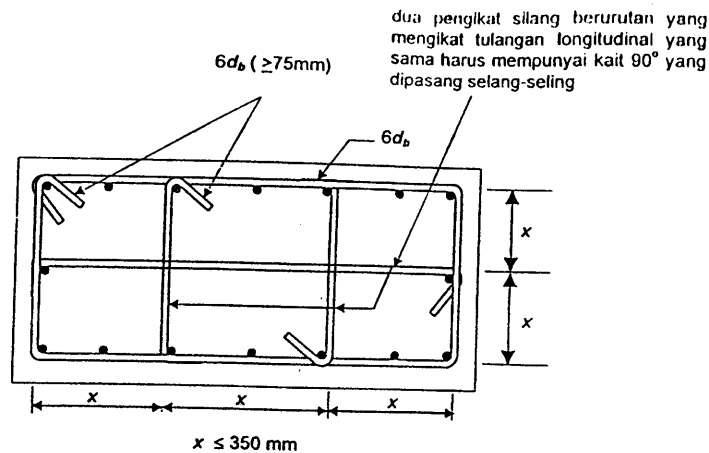
$$A_{sh} = 0,3 (sh_c f'_c / f_{yh}) [(A_g / A_{ch}) - 1] \quad (123)$$

$$A_{sh} = 0,09 (sh_c f'_c / f_{yh}) \quad (124)$$

- c) Tulangan transversal harus berupa sengkang tunggal atau tumpuk. Tulangan pengikat silang dengan diameter dan spasi yang sama dengan diameter dan spasi sengkang tertutup boleh dipergunakan. Tiap ujung tulangan pengikat silang harus terkait pada tulangan longitudinal terluar. Pengikat silang yang berurutan harus ditempatkan secara berselang-seling berdasarkan bentuk kait ujungnya. Lihat Gambar 42.

- d) Bila kuat rencana pada bagian inti komponen struktur telah memenuhi ketentuan kombinasi pembebanan termasuk pengaruh gempa maka persamaan 123 dan 27 tidak perlu diperhatikan.

- e) Bila tebal selimut beton di luar tulangan transversal pengekan melebihi 100 mm, tulangan transversal tambahan perlu dipasang dengan spasi tidak melebihi 300 mm. Tebal selimut di luar tulangan transversal tambahan tidak boleh melebihi 100 mm.



Gambar 42 Contoh tulangan transversal pada kolom

- (2) Tulangan transversal harus diletakkan dengan spasi tidak lebih daripada (a) satu per empat dari dimensi terkecil komponen struktur, (b) enam kali diameter tulangan longitudinal, dan (c) s_x sesuai dengan persamaan 125 berikut ini,

$$s_x = 100 + \frac{350 - h_x}{3} \quad (125)$$

Nilai s_x tidak perlu lebih besar daripada 150 mm dan tidak perlu lebih kecil daripada 100 mm

- (3) Tulangan pengikat silang tidak boleh dipasang dengan spasi lebih daripada 350 mm dari sumbu-ke-sumbu dalam arah tegak lurus sumbu komponen struktur.
- (4) Tulangan transversal sesuai dengan 23.4(4(1)) sampai dengan 23.4(4(3)) harus dipasang sepanjang λ_o dari setiap muka hubungan balok-kolom dan juga sepanjang λ_o pada kedua sisi dari setiap penampang yang berpotensi membentuk leleh lentur akibat deformasi lateral inelastis struktur rangka. Panjang λ_o ditentukan tidak kurang daripada (a) tinggi penampang komponen struktur pada muka hubungan balok-kolom atau pada segmen yang berpotensi membentuk leleh lentur, (b) seperenam bentang bersih komponen struktur, dan (c) 500 mm.
- (5) Bila gaya-gaya aksial terfaktor pada kolom akibat beban gempa melampaui $A_g f'_c / 10$, dan gaya aksial tersebut berasal dari komponen struktur lainnya yang sangat kaku yang didukungnya, misalnya dinding, maka kolom tersebut harus diberi tulangan transversal

(23.4 Komponen struktur lentur yang menerima ...)

sejumlah yang ditentukan pada 23.4(4(1)) hingga 23.4(4(3)) pada seluruh tinggi kolom. Daerah pemasangan tulangan transversal tersebut harus diperpanjang untuk suatu jarak sebesar panjang penyaluran tulangan longitudinal terbesar, seperti yang ditentukan pada 23.5(4), ke dalam komponen struktur yang sangat kaku tersebut di atas. Bila ujung bawah kolom berhenti pada suatu dinding maka pemasangan tulangan transversal yang ditentukan pada 23.4(4(1)) hingga 23.4(4(3)) harus terus diperpanjang hingga ke dalam dinding untuk jarak sebesar panjang penyaluran tulangan longitudinal terbesar diukur dari titik berhentinya kolom. Bila ujung bawah kolom berhenti pada fondasi setempat atau fondasi telapak maka pemasangan tulangan transversal yang ditentukan pada 23.4(4(1)) hingga 23.4(4(3)) harus terus diperpanjang hingga ke dalam fondasi untuk jarak minimum sebesar 300 mm.

(6) Bila tulangan transversal yang ditentukan pada 23.4(4(1)) hingga 23.4(4(3)) tidak dipasang di seluruh panjang kolom maka pada daerah sisanya harus dipasang tulangan spiral atau sengkang tertutup dengan spasi sumbu-ke-sumbu tidak lebih daripada nilai terkecil dari enam kali diameter tulangan longitudinal kolom atau 150 mm.

5) Persyaratan kuat geser

(1) Gaya-gaya rencana

Gaya geser rencana, V_e , harus ditentukan dengan memperhitungkan gaya-gaya maksimum yang dapat terjadi pada muka hubungan balok-kolom pada setiap ujung komponen struktur. Gaya-gaya pada muka hubungan balok-kolom tersebut harus ditentukan menggunakan kuat momen maksimum, M_{pr} , dari komponen struktur tersebut yang terkait dengan rentang beban-beban aksial terfaktor yang bekerja. Gaya geser rencana tersebut tidak perlu lebih besar daripada gaya geser rencana yang ditentukan dari kuat hubungan balok-kolom berdasarkan kuat momen maksimum, M_{pr} , dari komponen struktur transversal yang merangka pada hubungan balok-kolom tersebut. Gaya geser rencana, V_e , tidak boleh lebih kecil daripada geser terfaktor hasil perhitungan analisis struktur.

(2) Tulangan transversal pada komponen struktur sepanjang λ_o yang ditentukan pada 23.4(4(4)), harus direncanakan untuk memikul geser dengan menganggap $V_e = 0$, bila:

- Gaya geser akibat gempa yang dihitung sesuai dengan 23.4(5(1)) mewakili 50 % atau lebih dari kuat geser perlu maksimum pada bagian sepanjang λ_o tersebut, dan
- Gaya tekan aksial terfaktor termasuk akibat pengaruh gempa tidak melampaui $A_g f'_c / 20$.

23.5 Hubungan balok-kolom pada SRPMK

1) Ketentuan umum

- (1) Gaya-gaya pada tulangan longitudinal balok di muka hubungan balok-kolom harus ditentukan dengan menganggap bahwa tegangan pada tulangan tarik lentur adalah $1,25f_y$.
- (2) Kuat hubungan balok-kolom harus direncanakan menggunakan faktor reduksi kekuatan sesuai dengan 11.3.
- (3) Tulangan longitudinal balok yang berhenti pada suatu kolom harus diteruskan hingga mencapai sisi jauh dari inti kolom terkekang dan diangkur sesuai dengan 23.5(4) untuk tulangan tarik dan pasal 14 untuk tulangan tekan.
- (4) Bila tulangan longitudinal balok diteruskan hingga melewati hubungan balok-kolom, dimensi kolom dalam arah paralel terhadap tulangan longitudinal balok tidak boleh kurang daripada 20 kali diameter tulangan longitudinal terbesar balok untuk beton berat normal. Bila digunakan beton ringan maka dimensi tersebut tidak boleh kurang daripada 26 kali diameter tulangan longitudinal terbesar balok.

2) Tulangan transversal

- (1) Tulangan transversal berbentuk sengkang tertutup sesuai 23.4(4) harus dipasang di dalam daerah hubungan balok-kolom, kecuali bila hubungan balok-kolom tersebut dikekang oleh komponen-komponen struktur sesuai 23.5(2(2)).
- (2) Pada hubungan balok-kolom dimana balok-balok, dengan lebar setidaknya-tidaknya sebesar tiga per empat lebar kolom, merangka pada keempat sisinya, harus dipasang tulangan transversal setidaknya-tidaknya sejumlah setengah dari yang ditentukan pada 23.4(4(1)). Tulangan transversal ini dipasang di daerah hubungan balok-kolom disetinggi balok terendah yang merangka ke hubungan tersebut. Pada daerah tersebut, spasi tulangan transversal yang ditentukan 23.4(4(2b)) dapat diperbesar menjadi 150 mm.
- (3) Pada hubungan balok-kolom, dengan lebar balok lebih besar daripada lebar kolom, tulangan transversal yang ditentukan pada 23.4(4) harus dipasang pada hubungan tersebut untuk memberikan kekangan terhadap tulangan longitudinal balok yang berada diluar daerah inti kolom; terutama bila kekangan tersebut tidak disediakan oleh balok yang merangka pada hubungan tersebut.

3) Kuat geser

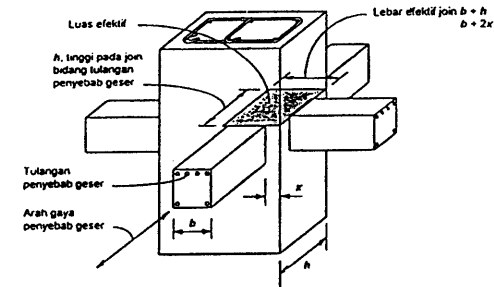
- (1) Kuat geser nominal hubungan balok-kolom tidak boleh diambil lebih besar daripada ketentuan berikut ini untuk beton berat normal.

Untuk hubungan balok-kolom yang terkekang pada keempat sisinya $1,7\sqrt{f'_c} A_f$

Untuk hubungan yang terkekang pada ketiga sisinya atau dua sisi yang berlawanan $1,25\sqrt{f'_c} A_f$

Untuk hubungan lainnya $1,0\sqrt{f'_c} A_f$

Luas efektif hubungan balok-kolom A_f ditunjukkan pada Gambar 43



Gambar 43 Luas efektif hubungan balok-kolom

Suatu balok yang merangka pada suatu hubungan balok-kolom dianggap memberikan kekangan bila setidaknya-tidaknya tiga per empat bidang muka hubungan balok-kolom tersebut tertutupi oleh balok yang merangka tersebut. Hubungan balok-kolom dapat dianggap terkekang bila ada empat balok yang merangka pada keempat sisi hubungan balok-kolom tersebut.

- (2) Untuk beton ringan, kuat geser nominal hubungan balok-kolom tidak boleh diambil lebih besar daripada tiga per empat nilai-nilai yang diberikan pada 23.5(3(1)).

4) Panjang penyaluran tulangan tarik

- (1) Panjang penyaluran λ_{dn} untuk tulangan tarik dengan kait standar 90° dalam beton berat normal tidak boleh diambil lebih kecil daripada $8d_b$, 150 mm, dan nilai yang ditentukan oleh persamaan 126 berikut ini,

$$\lambda_{dn} = f_y d_b / (5,4\sqrt{f'_c}) \quad (126)$$

untuk diameter tulangan sebesar 10 mm hingga 36 mm.

Untuk beton ringan, panjang penyaluran tulangan tarik dengan kait standar 90° tidak boleh diambil lebih kecil daripada $10d_b$, 190 mm, dan 1,25 kali nilai yang ditentukan persamaan 126. Kait standar 90° harus ditempatkan di dalam inti terkekang kolom atau komponen batas.

(2) Untuk diameter 10 mm hingga 36 mm, panjang penyaluran tulangan tarik λ_d tanpa kait tidak boleh diambil lebih kecil daripada (a) dua setengah kali panjang penyaluran yang ditentukan pada 23.5(4(1)) bila ketebalan pengecoran beton di bawah tulangan tersebut kurang daripada 300 mm, dan (b) tiga setengah kali panjang penyaluran yang ditentukan pada 23.5(4(1)) bila ketebalan pengecoran beton di bawah tulangan tersebut melebihi 300 mm.

(3) Tulangan tanpa kait yang berhenti pada hubungan balok-kolom harus diteruskan melewati inti terkekang dari kolom atau elemen batas. Setiap bagian dari tulangan tanpa kait yang tertanam bukan di dalam daerah inti kolom terkekang harus diperpanjang sebesar 1,6 kali.

(4) Bila digunakan tulangan yang dilapisi epoksi, panjang penyaluran pada 23.5(4(1)) hingga 23.5(4(3)) harus dikalikan dengan faktor-faktor yang berlaku yang ditentukan pada 14.2(4) atau 14.5(3(6)).

23.6 Dinding struktural beton khusus dan balok perangkai khusus

1) Ruang lingkup

Persyaratan-persyaratan pada pasal ini berlaku untuk dinding struktural beton khusus dan balok perangkai khusus yang berperan sebagai bagian dari sistem pemikul beban gempa.

2) Penulangan

(1) Rasio penulangan ρ_v dan ρ_n untuk dinding struktural tidak boleh kurang dari 0,0025 pada arah sumbu-sumbu longitudinal dan transversal. Apabila gaya geser rencana tidak melebihi $(1/12)A_{cv}\sqrt{f'_c}$, tulangan minimum untuk dinding struktural dapat mengikuti 16.3. Spasi tulangan untuk masing-masing arah pada dinding struktural tidak boleh melebihi 450 mm. Penulangan yang disediakan untuk kuat geser harus menerus dan harus tersebar dalam bidang geser.

(2) Paling sedikit dua lapis tulangan harus dipasang pada dinding apabila gaya geser bidang terfaktor yang dibebankan ke dinding melebihi $(1/6)A_{cv}\sqrt{f'_c}$.

(3) Semua tulangan menerus pada dinding struktural harus diangkur atau disambungkan sesuai dengan ketentuan untuk tulangan tarik pada 23.5(4).

3) Gaya-gaya rencana

Gaya geser rencana V_n harus diperoleh dari analisis beban lateral sesuai dengan kombinasi beban terfaktor

4) Kuat Geser

(1) Kuat geser nominal, V_n , dinding struktural tidak diperkenankan lebih daripada,

$$V_n = A_{cv} \left[\alpha_c \sqrt{f'_c} + \rho_n f_y \right] \quad (127)$$

dimana koefisien $\alpha_c = 1/4$ untuk $(h_w/\lambda_w) \leq 1,5$, $\alpha_c = 1/6$ untuk $(h_w/\lambda_w) \geq 2,0$, dan dapat digunakan interpolasi linier untuk nilai-nilai di antaranya.

(2) Pada 23.6(4(1)), nilai rasio (h_w/λ_w) yang dipakai untuk menentukan V_n untuk segmen-segmen dinding harus merupakan nilai terbesar dari rasio-rasio untuk dinding keseluruhan dan segmen dinding tersebut.

(3) Dinding harus mempunyai tulangan geser tersebar yang memberikan tahanan dalam dua arah orthogonal pada bidang dinding. Apabila rasio (h_w/λ_w) tidak melebihi 2,0, rasio penulangan ρ_v tidak boleh kurang daripada rasio penulangan ρ_n .

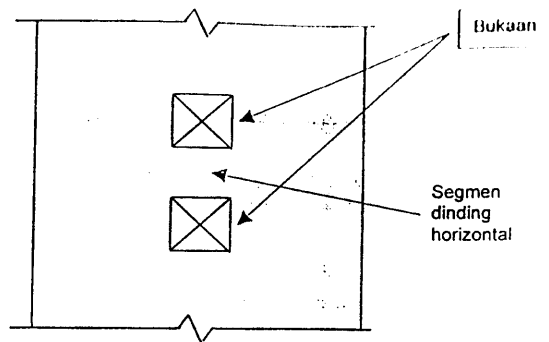
(4) Kuat geser nominal sistem dinding struktural yang secara bersama-sama memikul beban lateral tidak boleh diambil melebihi $(2/3)A_{cv}\sqrt{f'_c}$, dengan A_{cv} adalah luas penampang total sistem dinding struktural, dan kuat geser nominal tiap dinding individual tidak boleh diambil melebihi $(5/6)A_{cp}\sqrt{f'_c}$, dengan A_{cp} adalah luas penampang dinding yang ditinjau.

(5) Tahanan geser nominal segmen-segmen dinding horizontal tidak boleh diambil melebihi $(5/6)A_{cp}\sqrt{f'_c}$, dimana A_{cp} adalah luas penampang segmen dinding horizontal atau balok perangkai. Lihat Gambar 44.

5) Perencanaan terhadap beban lentur dan aksial

(1) Dinding struktural dan bagian-bagiannya yang memikul beban lentur dan aksial harus direncanakan sesuai 12.2 dan 12.3 dengan mengabaikan 12.3(6) dan persyaratan regangan taklinier pada 12.2(2). Beton dan tulangan longitudinal dalam lebar efektif flens, komponen batas, dan badan dinding harus dianggap efektif. Pengaruh bukaan dinding harus diperhitungkan.

(2) Bila tidak dilakukan analisis yang lebih rinci maka lebar efektif flens adalah web ditambah nilai terkecil dari setengah jarak bersih antara dinding-dinding yang bersebelahan atau seperempat tinggi total dinding.



Gambar 44 Dinding dengan bukaan

6) Komponen batas untuk dinding struktural beton khusus

(1) Kebutuhan komponen batas khusus ditepi-tepi dinding struktural harus dievaluasi berdasarkan 23.6(6(2)) atau 23.6(6(3)). Persyaratan 23.6(6(4)) dan 23.6(6(5)) juga harus dipenuhi.

(2) Pasal ini berlaku untuk dinding-dinding atau sistem dinding yang menerus secara efektif dari dasar hingga puncak bangunan dan direncanakan memiliki satu penampang kritis untuk lentur dan gaya axial. Dinding-dinding yang tidak memenuhi syarat tersebut harus direncanakan sesuai 23.6(6(3)).

a) Daerah tekan harus diberi komponen batas khusus dimana

$$c > \frac{\lambda_w}{600(\delta_u / h_w)} \quad (128)$$

Besaran δ_u/h_w pada persamaan 128 tidak boleh diambil kurang daripada 0,007.

b) Bila komponen batas khusus diperlukan sesuai 23.6(6(2(a))) maka tulangannya harus diteruskan secara vertikal dari penampang kritis sejarak tidak kurang daripada nilai terbesar dari λ_w atau $M_u/4V_u$.

(3) Dinding struktural yang tidak direncanakan sesuai 23.6(6(2)) harus memiliki komponen batas khusus di sekeliling sisi luarnya dan di tepi-tepi bukaan dinding tersebut dimana tegangan tekan tepi pada serat terluar, akibat beban-beban terfaktor termasuk pengaruh beban gempa, melampaui $0,2f'_c$. Komponen batas khusus tersebut boleh dihentikan pada tempat dimana tegangan tekan tersebut kurang daripada $0,15f'_c$. Tegangan-tegangannya tersebut harus dihitung untuk beban-beban terfaktor dengan menggunakan hubungan tegangan-

tegangan elastis linier dan luas penampang bruto. Untuk dinding-dinding yang memiliki flens maka ketentuan mengenai lebar efektif pada 23.6(5(2)) harus dipenuhi.

(4) Bila komponen batas khusus diperlukan sesuai 23.6(6(2)) atau 23.6(6(3)), ketentuan berikut ini harus dipenuhi,

a) Komponen batas harus menerus secara horizontal dari sisi serat tekan terluar sejarak tidak kurang daripada $(c - 0,1\lambda_w)$ dan $c/2$.

b) Pada daerah penampang berflens, komponen batas harus mencakup lebar efektif flens pada sisi tekan dan harus menerus setidaknya-tidaknya 300 mm kedalam web.

c) Tulangan transversal komponen batas khusus harus memenuhi persyaratan 23.4(4(l)) hingga 23.4(4(3)), kecuali persamaan 123 tidak perlu dipenuhi.

d) Tulangan transversal komponen batas khusus pada dasar dinding struktural harus dipasang menerus ke dalam fondasi setidaknya-tidaknya sejarak panjang penyaluran tulangan utama terbesar pada komponen batas khusus tersebut kecuali bila komponen batas tersebut berhenti pada fondasi telapak atau pelat, yang mana tulangan transversal komponen batas khusus tersebut harus dipasang hingga setidaknya-tidaknya sejauh 300 mm ke dalam fondasi telapak atau pelat.

e) Tulangan horizontal pada badan dinding harus diangkur di dalam inti terkekang dari komponen batas tersebut agar dapat mengembangkan kuat lelehnya, f_y .

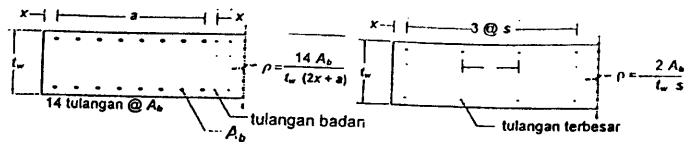
f) Sambungan mekanis tulangan utama komponen batas harus sesuai 23.2(6). Sambungan las tulangan utama komponen batas harus sesuai 23.2(7).

5) Bila komponen batas khusus tidak diperlukan berdasarkan 23.6(6(2)) atau 23.6(6(3)), ketentuan berikut ini harus dipenuhi,

a) Bila rasio tulangan utama pada tepi dinding melebihi $400/f_y$, tulangan transversal pada daerah tepi dinding tersebut harus memenuhi 23.4(4(1c)), 23.4(4(3)), dan 23.6(6(4a)). Spasi maksimum tulangan transversal tersebut tidak boleh lebih daripada 200 mm. Lihat Gambar 15.

b) Kecuali bila V_u pada bidang dinding lebih kecil daripada $A_{cv}\sqrt{f'_c}$, maka tulangan horizontal yang berhenti pada tepi dinding struktural tanpa komponen batas harus memiliki rait standar yang mengait pada tulangan tepi atau tulangan tepi tersebut harus diingkupi oleh sengkang jenis U yang memiliki ukuran dan spasi yang sama dengan tulangan horizontal, dan disambunglewatkan dengan tulangan horizontal.

6) Sambungan mekanis dan sambungan las tulangan longitudinal komponen batas harus sesuai 23.2(6) dan 23.2(7).

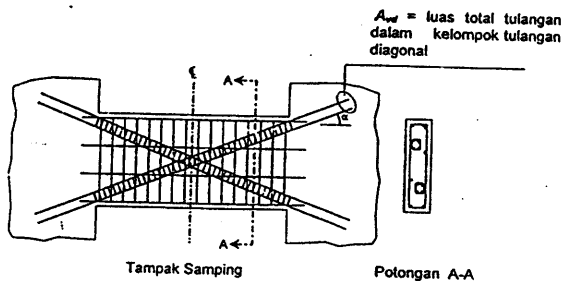


Gambar 45 Perhitungan rasio tulangan utama pada tepi dinding tipikal

7) Balok perangkai

(1) Balok perangkai dengan perbandingan $\lambda_n/d \geq 4$ harus memenuhi persyaratan 23.3 Ketentuan-ketentuan pada 23.3(1(3)) dan 23.3(1(4a)) tidak harus dipenuhi bila dapat diperlihatkan dengan analisis bahwa balok perangkai tersebut memiliki stabilitas lateral yang mencukupi.

(2) Balok perangkai dengan perbandingan $\lambda_n/d < 4$ diperkenankan untuk ditulangi dengan kelompok tulangan yang disusun secara diagonal dalam dua arah berlawanan secara simetris. Lihat Gambar 46.



Gambar 46 Balok perangkai dengan kelompok tulangan yang disusun secara diagonal

(3) Balok perangkai dengan perbandingan $\lambda_n/d < 2$, dan dengan gaya geser terfaktor V_u melebihi $\frac{1}{3} \sqrt{f'_c} A_{cp}$ harus ditulangi dengan kelompok tulangan yang disusun secara diagonal dalam dua arah berlawanan secara simetris, kecuali bila dapat ditunjukkan bahwa reduksi kekakuan dan kekuatan balok tersebut tidak akan terlalu mempengaruhi tahanan gravitasi struktur secara keseluruhan, atau lepasnya balok tersebut dari struktur atau integritas komponen non-struktural dan sambungannya kepada struktur utama.

(4) Balok perangkai dengan kelompok tulangan yang disusun secara diagonal dalam dua arah berlawanan secara simetris; harus memenuhi ketentuan berikut ini.

a) Setiap kelompok tulangan diagonal harus memiliki sekurang-kurangnya empat tulangan yang disusun dalam suatu inti. Sisi inti tersebut berukuran minimum sebesar $b_w/2$ dalam arah tegak lurus bidang balok, dan $b_w/5$ dalam arah bidang balok perangkai dan tegak lurus arah diagonal tersebut. Sisi inti tersebut diukur dari tepi-tepi terluar tulangan transversal.

b) Setiap kelompok tulangan diagonal harus memiliki tulangan transversal yang mana tahanan geser nominalnya, V_n , dihitung sebagai berikut

$$V_n = 2A_{vd} f_y \sin \alpha \leq \frac{5}{6} \sqrt{f'_c} A_{cp} \quad (129)$$

dimana

A_{vd} adalah luas total tulangan dalam satu kelompok tulangan diagonal.

α adalah sudut yang dibentuk kelompok tulangan diagonal terhadap bidang horizontal,

c) Ketentuan geser pada 23.6(7(4(b))) harus memenuhi 23.4(4(1)) sampai dengan 21.4(4(3)). Untuk keperluan perhitungan A_g dalam persamaan 27 dan 123, ketentuan ketebalan selimut minimum yang dipersyaratkan 9.7 harus dipenuhi pada keempat sisi setiap kelompok tulangan diagonal.

d) Setiap kelompok tulangan diagonal harus disalurkan sebagai tulangan tarik ke dalam dinding struktural.

e) Setiap kelompok tulangan diagonal harus diperhitungkan dalam menentukan kuat lentur nominal balok perangkai.

f) Tulangan dalam arah longitudinal dan transversal balok perangkai harus dipasang dengan memenuhi ketentuan minimum sesuai 13.8(9) dan 13.8(10).

8) Siar pelaksanaan

Semua siar pelaksanaan pada dinding struktural harus sesuai 8.4, dan semua bidang kontak harus diberi kekasaran sesuai 13.7(9).

9) Dinding yang tidak menerus

Kolom yang mendukung dinding struktural yang tidak menerus harus ditulangi sesuai 23.4(4(5)).

23.7 Diafragma dan rangka batang struktural

1) Ruang lingkup

Lantai dan pelat atap yang berfungsi sebagai diafragma struktural yang menyalurkan gaya-gaya akibat beban gempa harus direncanakan sesuai dengan pasal ini. Pasal ini juga

berlaku untuk perencanaan penyokong, pengikat, batang tepi, dan komponen kolektor, serta rangka batang yang berfungsi sebagai bagian dari struktur pemikul beban gempa.

2) Pelat diafragma dengan penutup komposit cor setempat

Pelat penutup komposit cor setempat di atas lantai atau atap pracetak dapat digunakan sebagai diafragma struktural selama penutup cor setempat ditulangi dan sambungan sambungannya didetailkan untuk dapat menyalurkan gaya-gaya kepada batang-batang tepi, komponen-komponen kolektor, dan sistem pemikul beban lateral. Permukaan beton yang telah mengeras sebelumnya harus bersih dan bebas dari serpihan, dan secara sengaja dikasarkan sebelum pengecoran setempat penutup komposit dilakukan.

3) Diafragma dari penutup cor setempat

Penutup tak komposit yang dicor setempat di atas lantai atau atap pracetak dapat digunakan sebagai diafragma struktural selama penutup tersebut yang bekerja secara individual direncanakan terhadap gaya-gaya yang bekerja.

4) Tebal minimum diafragma

Diafragma beton dan pelat penutup komposit yang berfungsi sebagai diafragma yang menyalurkan gaya-gaya gempa tidak boleh memiliki tebal kurang daripada 50 mm. Pelat penutup yang dicor di atas lantai atau atap pracetak dan bersifat tak komposit yang berfungsi sebagai diafragma yang menyalurkan gaya-gaya gempa tidak boleh memiliki tebal kurang daripada 65 mm.

5) Tulangan

(1) Rasio tulangan minimum untuk diafragma struktural harus sesuai 9.12. Spasi tulangan dalam masing-masing arah pada lantai atau atap beton bertulang tidak boleh melebihi 500 mm. Bila jaring kawat las digunakan sebagai tulangan pembagi untuk memikul geser pada pelat penutup yang dicor di atas lantai atau atap pracetak maka, spasi pusat-ke-pusat tulangan yang searah dengan bentang komponen pracetak tidak boleh kurang daripada 250 mm. Tulangan geser harus menerus dan terbagi merata pada bidang geser.

(2) Kabel prategang dengan lekatan yang digunakan sebagai tulangan utama pada batang tepi diafragma atau komponen kolektor harus direncanakan demikian sehingga tegangan akibat gaya-gaya gempa tidak melebihi 400 MPa. Prategang akibat kabel prategang tanpa lekatan untuk memikul gaya-gaya pada diafragma dapat diizinkan selama ada penyaluran gaya yang sempurna.

(3) Rangka batang struktural, penyokong, pengikat batang tepi, dan komponen kolektor dengan tegangan tekan melebihi $0,2f_c$ harus diberi tulangan transversal sesuai 23.4(4(1)) sampai dengan 21.4(4(3)) di sepanjang bentangnya. Tulangan tersebut dapat dihentikan

pada tempat dimana tegangan-tekanannya kurang daripada $0,15f_c$. Tegangan-tegangan tersebut harus dihitung untuk beban-beban terfaktor dengan menggunakan hubungan tegangan-regangan elastis linier dan sifat-sifat penampang bruto.

(4) Semua tulangan menerus pada diafragma, rangka batang, penyokong, pengikat, batang tepi, dan komponen kolektor harus diangkur atau disambung lewat sesuai ketentuan tulangan tarik pada 23.5(4).

(5) Sambungan tipe 2 harus digunakan pada sambungan mekanis yang menyalurkan gaya-gaya antara diafragma dan komponen vertikal sistem pemikul beban lateral.

6) Gaya-gaya rencana

Beban-beban gempa rencana pada diafragma struktural harus ditentukan berdasarkan analisis beban lateral sesuai dengan kombinasi pembebanan yang berlaku.

7) Kuat geser

(1) Kuat geser nominal, V_n , diafragma struktural tidak boleh melampaui,

$$V_n = A_{cv} \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6} + \rho_n f_y \right) \quad (130)$$

(2) Kuat geser nominal, V_n , pelat penutup komposit atau pelat penutup pelat tak komposit yang dicor di atas lantai atau atap pracetak yang berfungsi sebagai diafragma struktural tidak boleh melampaui,

$$V_n = A_{cv} \rho_n f_y$$

dimana A_{cv} dihitung berdasarkan tebal penutup di atas pelat pracetak. Tulangan geser yang diperlukan harus tersebar merata pada kedua arah.

(3) Kuat geser nominal, V_n , tidak boleh melampaui $(2/3)A_{cv}\sqrt{f'_c}$ dimana A_{cv} adalah luas penampang bruto diafragma.

8) Komponen batas diafragma struktural

(1) Komponen batas diafragma struktural harus direncanakan untuk memikul gaya aksial terfaktor yang bekerja dalam bidang diafragma ditambah dengan gaya yang diperoleh dari momen terfaktor pada penampang yang ditinjau dibagi dengan jarak antara kedua komponen batas pada penampang tersebut.

(2) Sambungan tulangan tarik pada batang tepi dan komponen kolektor pada diafragma harus dapat mengembangkan kuat leleh tulangan yang disambung. Sambungan mekanis dan las harus sesuai 23.2(6) dan 23.2(7).

(3) Tulangan untuk batang tepi dan komponen kolektor pada sambungan dan daerah pengangkuran harus memenuhi salah satu ketentuan berikut ini,

- a) Spasi minimum sejarak tiga kali diameter tulangan, tapi tidak lebih kecil daripada 40 mm, dan tebal selimut minimum sebesar 2,5 kali diameter tulangan longitudinal tapi tidak lebih kecil daripada 50 mm; atau
- b) Tulangan transversal sesuai 13.5(5(3)), kecuali yang dipersyaratkan 23.7(5(3)).

9) Siar pelaksanaan

Semua siar pelaksanaan pada diafragma harus sesuai 8.4 dan semua bidang kontak harus diperkasas sesuai 13.7(9).

23.8 Fondasi

1) Ruang lingkup

(1) Fondasi yang memikul beban-beban gempa atau yang menyalurkan beban-beban gempa antara struktur dan lapisan tanah di bawahnya harus sesuai 23.8 dan ketentuan ketentuan lainnya dalam tata cara ini.

(2) Ketentuan-ketentuan pada pasal ini untuk pancang, tiang bor, *caisson*, dan pelat di atas tanah harus dipenuhi di samping ketentuan-ketentuan perencanaan dan pelaksanaan lainnya.

2) Fondasi telapak, pelat dan *poer*

(1) Tulangan longitudinal kolom dan dinding struktural yang menyalurkan beban-beban gempa harus ditanamkan secara penuh ke dalam fondasi telapak, pelat, atau *poer*.

(2) Kolom yang direncanakan dengan anggapan jepit pada perletakkannya harus sesuai 23.8(2(1)) dan, bila diperlukan kait, tulangan lentur harus diberikan kait 90° di dasar fondasi dengan ujung kaitnya mengarah ke pusat kolom.

(3) Kolom atau komponen batas dari dinding struktural khusus yang berada di daerah setengah tebal fondasi dari tepi fondasi harus diberi tulangan transversal sesuai 23.4(4) yang dipasang di bawah tepi atas fondasi. Tulangan ini harus masuk ke dalam fondasi sejauh suatu nilai yang tidak kurang daripada nilai terkecil dari ketebalan fondasi telapak, pelat, atau *poer*, atau panjang penanaman tarik tulangan longitudinal terbesar.

(4) Bila beban-beban gempa menyebabkan gaya angkat (*uplift*) pada komponen batas dinding struktural khusus atau kolom-kolom maka tulangan lentur harus diadakan pada sisi atas fondasi telapak, pelat, atau *poer* untuk memikul beban-beban yang berasal dari kombinasi beban rencana, dan tidak boleh lebih kecil daripada ketentuan 12.5.

3) Balok dan pelat di atas tanah

(1) Balok-balok di atas tanah yang direncanakan sebagai pengikat horizontal antar *poer* atau fondasi telapak harus memiliki tulangan longitudinal yang menerus yang ditanamkan melewati kolom-kolom yang ditumpu atau diangkur ke dalam *poer* atau fondasi telapak pada setiap titik pemberhentian.

(2) Balok-balok di atas tanah yang direncanakan sebagai pengikat horizontal antar *poer* atau fondasi telapak harus direncanakan demikian sehingga ukuran penampang minimumnya sama dengan atau lebih besar dari 1/20 bentang bersihnya, tapi tidak perlu lebih besar daripada 450 mm. Sengkang tertutup harus dipasang dengan spasi tidak lebih besar daripada setengah dimensi terkecil penampang, tapi tidak boleh lebih besar daripada 300 mm.

(3) Balok di atas tanah dan balok-balok yang merupakan bagian fondasi pelat yang memikul lentur dari kolom yang memikul beban-beban gempa harus sesuai 23.3.

(4) Pelat di atas tanah yang mendukung dinding atau kolom yang memikul beban gempa harus direncanakan sebagai diafragma struktural sesuai dengan 23.7. Gambar perencanaan harus secara jelas menyatakan bahwa pelat di atas tanah tersebut adalah diafragma struktural dan merupakan bagian dari sistem pemikul beban gempa.

4) Pancang, tiang bor, dan *caisson*

(1) Ketentuan 23.8(4) berlaku untuk pancang, tiang bor, dan *caisson* beton bertulang yang mendukung struktur tahan gempa.

(2) Pancang, tiang bor, dan *caisson* yang menahan beban tarik harus memiliki tulangan tarik yang menerus di sepanjang bagian yang memikul gaya tarik tersebut. Tulangan longitudinal tersebut harus didetailkan untuk menyalurkan gaya tarik di dalam *poer* kepada komponen struktur yang didukungnya.

(3) Bila gaya tarik yang diakibatkan beban gempa disalurkan antara *poer* atau fondasi telapak dan tiang pancang pracetak dengan menggunakan tulangan yang diinjeksi atau dipasang belakangan pada kepala pancang, maka harus dapat dibuktikan secara eksperimen bahwa bahan sistem injeksi tersebut dapat menyalurkan 125 % kuat leleh tulangan yang digunakan.

(4) Pancang, tiang bor, atau *caisson* harus memiliki tulangan transversal sesuai 23.4(4) pada lokasi-lokasi berikut ini.

- a) Pada bagian ujung atas elemen struktur sejarak minimal lima kali dimensi penampang, tapi tidak kurang daripada 2 m di bawah sisi bawah *poer*.
- b) Disepanjang tinggi bebas ditambah ketentuan pada 23.8(4(4a)) untuk bagian elemen struktur di dalam tanah atau di udara dan di dalam air yang tidak mampu memberikan kekangan lateral.

- (5) Untuk pancang pracetak beton bertulang, tulangan transversal yang disediakan harus memperhitungkan variasi pada elevasi ujung tiang.
- (6) Pancang, tiang bor, atau *caisson* beton bertulang pada fondasi yang mendukung satu atau dua lantai bangunan dengan konstruksi dinding pemikul tidak harus memenuhi ketentuan tulangan transversal pada 23.8(4(4)) dan 23.8(4(5)).
- (7) *Poer* dengan pancang miring harus direncanakan untuk memikul seluruh kuat tekan penuh pancang miring yang bekerja sebagai kolom pendek. Kelangsingan pancang miring harus diperhitungkan untuk bagian tiang yang berada di dalam tanah, atau di dalam air atau di udara bebas yang tidak dapat memberikan kekangan lateral.

23.9 Komponen struktur yang tidak direncanakan untuk memikul beban gempa

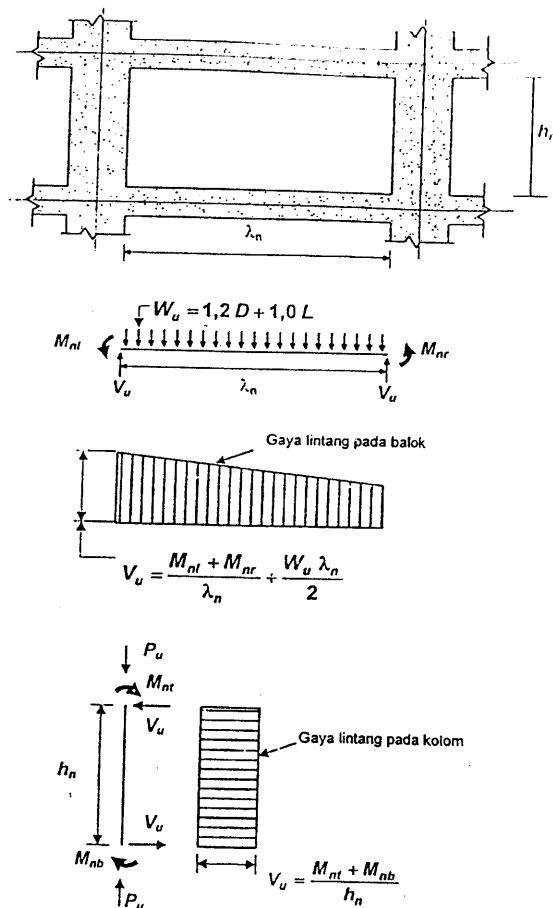
- 1) Komponen struktur yang bukan merupakan bagian dari sistem pemikul beban lateral harus didetailkan sesuai 23.9(2) atau 23.9(3) bergantung pada besarnya momen yang timbul pada komponen struktur tersebut bila dikenakan perpindahan rencana. Bila pengaruh perpindahan rencana tidak secara khusus diperiksa maka berlaku ketentuan 23.9(3)
- 2) Bila momen dan lintang yang timbul akibat perpindahan rencana pada 23.9(1) dikombinasikan dengan momen dan lintang terfaktor akibat beban gravitasi dan nilainya tidak melebihi momen dan lintang rencana komponen struktur tersebut maka berlaku ketentuan 23.9(2(1)), 23.9(2(2)), dan 23.9(2(3)). Dalam hal ini harus digunakan kombinasi beban gravitasi $1,2D + 1,0L$ atau $0,9D$, tergantung mana yang paling menentukan. Faktor beban pada L boleh direduksi menjadi 0,5 kecuali untuk garasi, ruang pertemuan, dan ruang-ruang lainnya yang beban hidupnya lebih besar daripada 500 kg/m^2 .
- (1) Komponen struktur dengan beban aksial terfaktor tidak melampaui $(A_g f'_c / 10)$ harus memenuhi 23.3(2(1)). Sengkang harus dipasang dengan spasi tidak melebihi $d/2$ pada seluruh bentangnya.
- (2) Komponen struktur dengan gaya aksial terfaktor akibat beban gravitasi yang melebihi $(A_g f'_c / 10)$ harus memenuhi ketentuan-ketentuan 23.4(3), 23.4(4(1c)), 23.4(4(3)), dan 23.4(5). Spasi maksimum antar sengkang di sepanjang tinggi kolom adalah s_o , dimana s_o tidak boleh melebihi 6 kali diameter tulangan longitudinal terkecil, dan 150 mm.
- (3) Komponen struktur dengan gaya aksial terfaktor akibat beban gravitasi melebihi $0,35P_o$ harus memenuhi ketentuan 23.9(2(2)) dan jumlah tulangan transversal yang disediakan tidak kurang daripada setengah yang disyaratkan oleh ketentuan 23.4(4(1)) dan spasinya tidak lebih daripada s_o pada seluruh bentangnya.

- 3) Apabila momen atau lintang akibat perpindahan rencana pada 23.9(1) melampaui kuat lentur atau geser rencana komponen struktur tersebut, atau apabila momen atau lintang akibat perpindahan rencana tidak dihitung maka ketentuan-ketentuan 23.9(3(1)), 23.9(3(2)) dan 23.9(3(3)) harus dipenuhi.

- (1) Material harus memenuhi ketentuan 23.2(4) dan 23.2(5). Sambungan mekanis harus memenuhi 23.2(6) dan sambungan las harus memenuhi 23.2(7(1)).
- (2) Komponen struktur yang memikul gaya aksial terfaktor akibat beban gravitasi terfaktor yang tidak melebihi $(A_g f'_c / 10)$, harus memenuhi ketentuan 23.3(2(1)) dan 23.3(4). Spasi sengkang di seluruh panjang komponen struktur tidak boleh melebihi $d/2$.
- (3) Komponen struktur yang memikul gaya aksial terfaktor akibat beban gravitasi yang melebihi $(A_g f'_c / 10)$, harus memenuhi ketentuan pada 23.4(4), 23.4(5), dan 23.5(2(1)).

23.10 Ketentuan-ketentuan untuk Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM)

- 1) Ketentuan pada pasal ini berlaku untuk sistem rangka pemikul momen menengah.
- 2) Detail penulangan komponen SRPMM harus memenuhi ketentuan-ketentuan 23.10(4), bila beban aksial tekan terfaktor pada komponen struktur tidak melebihi $(A_g f'_c / 10)$. Bila beban aksial tekan terfaktor pada komponen struktur melebihi $(A_g f'_c / 10)$, maka 23.10(5) harus dipenuhi kecuali bila dipasang tulangan spiral sesuai persamaan 27. Bila konstruksi pelat dua arah tanpa balok digunakan sebagai bagian dari sistem rangka pemikul beban lateral, maka detail penulangannya harus memenuhi 23.10(6).
- 3) Kuat geser rencana balok, kolom, dan konstruksi pelat dua arah yang memikul beban gempa tidak boleh kurang daripada:
 - (1) Jumlah gaya lintang yang timbul akibat termobilisasinya kuat lentur nominal komponen struktur pada setiap ujung bentang bersihnya dan gaya lintang akibat beban gravitasi terfaktor (lihat Gambar 47), atau
 - (2) Gaya lintang maksimum yang diperoleh dari kombinasi beban rencana termasuk pengaruh beban gempa, E , dimana nilai E diambil sebesar dua kali nilai yang ditentukan dalam peraturan perencanaan tahap gempa.



Gambar 47 Gaya lintang rencana untuk SRPMM

4) Balok

(1) Kuat lentur positif komponen struktur lentur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil dari sepertiga kuat lentur negatifnya pada muka tersebut. Baik kuat lentur negatif maupun kuat lentur positif pada setiap irisan penampang di sepanjang bentang tidak boleh kurang dari seperlima kuat lentur yang terbesar yang disediakan pada kedua muka-muka kolom di kedua ujung komponen struktur tersebut.

(2) Pada kedua ujung komponen struktur lentur tersebut harus dipasang sengkang sepanjang jarak dua kali tinggi komponen struktur diukur dari muka perletakan ke arah tengah bentang. Sengkang pertama harus dipasang pada jarak tidak lebih daripada 50 mm dari muka perletakan. Spasi maksimum sengkang tidak boleh melebihi:

- $d/4$,
- Delapan kali diameter tulangan longitudinal terkecil,
- 24 kali diameter sengkang, dan
- 300 mm.

(3) Sengkang harus dipasang di sepanjang bentang balok dengan spasi tidak melebihi $d/2$.

5) Kolom

(1) Spasi maksimum sengkang ikat yang dipasang pada rentang λ_0 dari muka hubungan balok-kolom adalah s_0 . Spasi s_0 tersebut tidak boleh melebihi:

- Delapan kali diameter tulangan longitudinal terkecil,
- 24 kali diameter sengkang ikat,
- Setengah dimensi penampang terkecil komponen struktur, dan
- 300 mm.

Panjang λ_0 tidak boleh kurang daripada nilai terbesar berikut ini:

- Seperenam tinggi bersih kolom,
- Dimensi terbesar penampang kolom, dan
- 500 mm.

(2) Sengkang ikat pertama harus dipasang pada jarak tidak lebih daripada $0,5 s_0$ dari muka hubungan balok-kolom.

(3) Tulangan hubungan balok-kolom harus memenuhi 13.11(2).

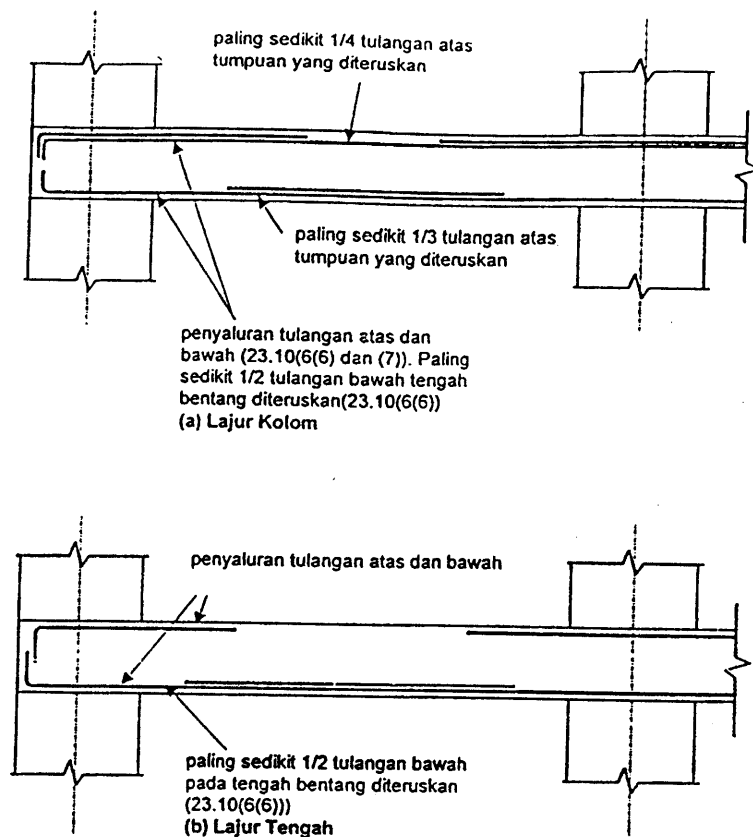
(4) Spasi sengkang ikat pada sebarang penampang kolom tidak boleh melebihi $2 s_0$.

6) Pelat dua arah tanpa balok

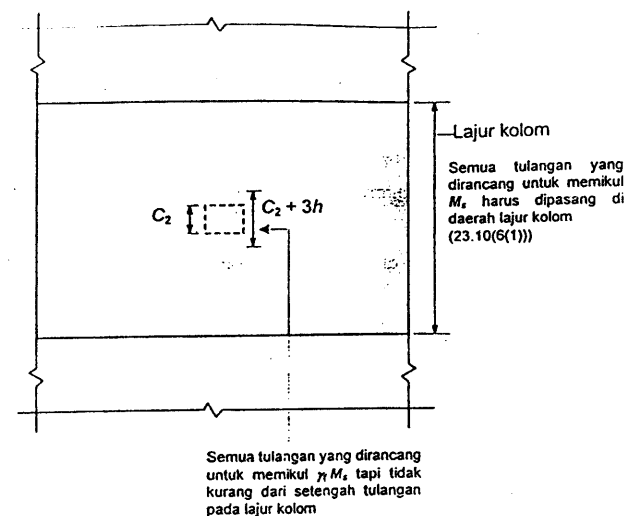
(1) Momen pelat terfaktor pada tumpuan akibat beban gempa harus ditentukan untuk kombinasi beban yang didefinisikan pada persamaan 6 dan 7. Semua tulangan yang disediakan untuk memikul M_s , yaitu bagian dari momen pelat yang diimbangi oleh momen tumpuan, harus dipasang di dalam lajur kolom yang didefinisikan dalam 15.2(1). Lihat Gambar 47.

(2) Bagian dari momen M_s yang ditentukan oleh persamaan 89 harus dipikul oleh tulangan yang dipasang pada daerah lebar efektif yang ditentukan dalam 15.5(3(2)).

(3) Setidak-tidaknya setengah jumlah tulangan lajur kolom di tumpuan diletakkan di dalam daerah lebar efektif pelat sesuai 15.5(3(2)).



Gambar 49 Pengaturan tulangan pada pelat



Catatan: Ketentuan ini berlaku untuk tulangan atas dan bawah.

(Lihat pasal 15 untuk notasi)

Gambar 48 Lokasi tulangan pada konstruksi pelat dua arah

- (4) Paling sedikit seperempat dari seluruh jumlah tulangan atas lajur kolom di daerah tumpuan harus dipasang menerus di keseluruhan panjang bentang.
- (5) Jumlah tulangan bawah yang menerus pada lajur kolom tidak boleh kurang daripada sepertiga jumlah tulangan atas lajur kolom di daerah tumpuan.
- (6) Setidak-tidaknya setengah dari seluruh tulangan bawah di tengah bentang harus diteruskan dan diangkur hingga mampu mengembangkan kuat lelehnya pada muka tumpuan sesuai 15.6(2(5)).
- (7) Pada tepi pelat yang tidak menerus, semua tulangan atas dan bawah pada daerah tumpuan harus dipasang sedemikian hingga mampu mengembangkan kuat lelehnya pada muka tumpuan sesuai 15.6(2(5)). Lihat Gambar 49.

LAMPIRAN 2

SNI 03-1726-2002

**Tata cara perencanaan ketahanan gempa
untuk bangunan gedung**

Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk bangunan gedung

1 Ruang lingkup

Standar ini dimaksudkan sebagai pengganti Standar Nasional Indonesia SNI 03-1726-1989 dan untuk selanjutnya menjadi persyaratan minimum perencanaan ketahanan gempa untuk struktur gedung, kecuali untuk struktur bangunan yang ditentukan sebagai berikut :

Syarat-syarat perencanaan struktur gedung tahan gempa yang ditetapkan dalam Standar ini tidak berlaku untuk bangunan sebagai berikut :

- Gedung dengan sistem struktur yang tidak umum atau yang masih memerlukan pembuktian tentang kelayakannya.
- Gedung dengan sistem isolasi landasan (*base isolation*) untuk meredam pengaruh gempa terhadap struktur atas.
- Bangunan Teknik Sipil seperti jembatan, bangunan air, dinding dan dermaga pelabuhan, anjungan lepas pantai dan bangunan non-gedung lainnya.
- Rumah tinggal satu tingkat dan gedung-gedung non-teknis lainnya.

Standar ini bertujuan agar struktur gedung yang ketahanan gempanya direncanakan menurut Standar ini dapat berfungsi :

- menghindari terjadinya korban jiwa manusia oleh runtuhnya gedung akibat gempa yang kuat;
- membatasi kerusakan gedung akibat gempa ringan sampai sedang, sehingga masih dapat diperbaiki;
- membatasi ketidaknyamanan penghunian bagi penghuni gedung ketika terjadi gempa ringan sampai sedang;
- mempertahankan setiap saat layanan vital dari fungsi gedung.

2 Acuan

SNI 03-1726-1989, "Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Rumah Dan Gedung", Kantor Menteri Negara Pekerjaan Umum, Dit. Bintek, Ditjen Cipta Karya, 3 No. 1997

National Earthquake Hazards Reduction Program (NEHERP) Recommended Provisions for Seismic Regulation for New Buildings and Other Structures, 1997 Edition, Part 1 – Provisions, Part 2 – Commentary; FEMA 302, Feb. 1998

Uniform Building Code (UBC), 1997 Edition, Volume 2, Structural Engineering Design Provisions, International Conference of Building Officials, April 1997

3 Istilah dan notasi

3.1

gempa ringan

gempa yang kemungkinan terjadinya adalah sekali saja atau dengan probabilitas sekitar 60% dalam kurun waktu umur gedung. Hal ini berarti bahwa untuk umur gedung biasa 50 tahun, periode ulang gempa ringan adalah 50 tahun juga.

3.2

analisis beban dorong statik (static push over analysis) pada struktur gedung

suatu cara analisis statik 2 dimensi atau 3 dimensi linier dan non-linier, di mana pengaruh Gempa Rencana terhadap struktur gedung dianggap sebagai beban-beban statik yang menangkap pada pusat massa masing-masing lantai, yang nilainya ditingkatkan secara berangsur-angsur sampai melampaui pembebanan yang menyebabkan terjadinya pelelehan (sendi plastis) pertama di dalam struktur gedung, kemudian dengan peningkatan beban lebih lanjut mengalami perubahan bentuk elasto-plastis yang besar sampai mencapai kondisi di ambang keruntuhan.

3.3

analisis beban gempa statik ekuivalen pada struktur gedung beraturan

suatu cara analisis statik 3 dimensi linier dengan meninjau beban-beban gempa statik ekuivalen, sehubungan dengan sifat struktur gedung beraturan yang praktis berperilaku sebagai struktur 2 dimensi, sehingga respons dinamikanya praktis hanya ditentukan oleh respons ragamnya yang pertama dan dapat ditampilkan sebagai akibat dari beban gempa statik ekuivalen.

3.4

analisis beban gempa statik ekuivalen pada struktur gedung tidak beraturan

suatu cara analisis statik 3 dimensi linier dengan meninjau beban-beban gempa statik ekuivalen yang telah dijabarkan dari pembagian gaya geser tingkat maksimum dinamik sepanjang tinggi struktur gedung yang telah diperoleh dari hasil analisis respons dinamik elastik linier 3 dimensi.

3.5

analisis perambatan gelombang

suatu analisis untuk menentukan pembesaran gelombang gempa yang merambat dari kedalaman batuan dasar ke muka tanah, dengan data tanah di atas batuan dasar dan gerakan gempa masukan pada kedalaman batuan dasar sebagai data masukannya.

3.6

analisis ragam spektrum respons

suatu cara analisis untuk menentukan respons dinamik struktur gedung 3 dimensi yang berperilaku elastik penuh terhadap pengaruh suatu gempa melalui suatu metoda analisis yang dikenal dengan analisis ragam spektrum respons, di mana respons dinamik total struktur gedung tersebut didapat sebagai superposisi dari respons dinamik maksimum masing-masing ragamnya yang didapat melalui spektrum respons Gempa Rencana.

3.7

analisis respons dinamik riwayat waktu linier

suatu cara analisis untuk menentukan riwayat waktu respons dinamik struktur gedung 3 dimensi yang berperilaku elastik penuh terhadap gerakan tanah akibat Gempa Rencana pada taraf pembebanan gempa nominal sebagai data masukan, di mana respons dinamik dalam setiap interval waktu dihitung dengan metoda integrasi langsung atau dapat juga melalui metoda analisis ragam.

3.8

analisis respons dinamik riwayat waktu non-linier

suatu cara analisis untuk menentukan riwayat waktu respons dinamik struktur gedung 3 dimensi yang berperilaku elastik penuh (linier) maupun elasto-plastis (non-linier)

terhadap gerakan tanah akibat Gempa Rencana sebagai data masukan, di mana respons dinamik dalam setiap interval waktu dihitung dengan metoda integrasi langsung.

3.9

beban gempa nominal secara umum

beban gempa yang nilainya ditentukan oleh 3 hal, yaitu oleh besarnya probabilitas beban itu dilampaui dalam kurun waktu tertentu, oleh tingkat daktilitas struktur yang mengalaminya dan oleh kekuatan lebih yang terkandung di dalam struktur tersebut. Menurut Standar ini, peluang dilampauinya beban tersebut dalam kurun waktu umur gedung 50 tahun adalah 10% dan gempa yang menyebabkannya disebut Gempa Rencana (dengan perioda ulang 500 tahun), tingkat daktilitas struktur gedung dapat ditetapkan sesuai dengan kebutuhan, sedangkan faktor kuat lebih f_1 untuk struktur gedung secara umum nilainya adalah 1,6. Dengan demikian, beban gempa nominal adalah beban akibat pengaruh Gempa Rencana yang menyebabkan terjadinya pelelehan pertama di dalam struktur gedung, kemudian direduksi dengan faktor kuat lebih f_1 .

3.1.0

beban hidup nominal yang bekerja pada struktur gedung

beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan gedung tersebut, baik akibat beban yang berasal dari orang maupun dari barang yang dapat berpindah atau mesin dan peralatan serta komponen yang tidak merupakan bagian yang tetap dari gedung, yang nilai seluruhnya adalah sedemikian rupa sehingga probabilitas untuk dilampauinya dalam kurun waktu tertentu terbatas pada suatu persentase tertentu. Pada umumnya, probabilitas beban tersebut untuk dilampaui adalah dalam kurun waktu umur gedung 50 tahun dan ditetapkan sebesar 10%. Namun demikian, beban hidup rencana yang biasa ditetapkan dalam standar-standar pembebanan struktur gedung, dapat dianggap sebagai beban hidup nominal.

3.1.1

beban mati nominal

beban yang berasal dari berat sendiri semua bagian dari gedung yang bersifat tetap, termasuk dinding dan sekat pemisah, kolom, balok, lantai, atap, penyelesaian, mesin

dan peralatan yang merupakan bagian yang tidak terpisahkan dari gedung, yang nilai seluruhnya adalah sedemikian rupa sehingga probabilitas untuk dilampauinya dalam kurun waktu tertentu terbatas pada suatu persentase tertentu. Pada umumnya, probabilitas beban tersebut untuk dilampaui adalah dalam kurun waktu umur gedung 50 tahun dan ditetapkan sebesar 10%. Namun demikian, beban mati rencana yang biasa ditetapkan dalam standar-standar pembebanan struktur gedung, dapat dianggap sebagai beban mati nominal.

3.1.2

daktilitas

kemampuan suatu struktur gedung untuk mengalami simpangan pasca-elastik yang besar secara berulang kali dan bolak-balik akibat beban gempa di atas beban gempa yang menyebabkan terjadinya pelelehan pertama, sambil mempertahankan kekuatan dan kekakuan yang cukup, sehingga struktur gedung tersebut tetap berdiri, walaupun sudah berada dalam kondisi di ambang keruntuhan.

3.1.3

faktor Daktilitas

rasio antara simpangan maksimum struktur gedung pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan dan simpangan struktur gedung pada saat terjadinya pelelehan pertama di dalam struktur gedung.

3.1.4

daktail penuh

suatu tingkat daktilitas struktur gedung, di mana strukturnya mampu mengalami simpangan pasca-elastik pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan yang paling besar, yaitu dengan mencapai nilai faktor daktilitas sebesar 5,3.

3.15

daktail parsial

seluruh tingkat daktilitas struktur gedung dengan nilai faktor daktilitas di antara untuk struktur gedung yang elastik penuh sebesar 1,0 dan untuk struktur gedung yang daktail penuh sebesar 5,3.

3.16

dinding geser beton bertulang kantilever

suatu subsistem struktur gedung yang fungsi utamanya adalah untuk memikul beban geser akibat pengaruh Gempa Rencana, yang runtuhnya disebabkan oleh momen lentur (bukan oleh gaya geser) dengan terjadinya sendi plastis pada kakinya, di mana nilai momen lelehnya dapat mengalami peningkatan terbatas akibat pengerasan regangan. Rasio antara tinggi dan lebar dinding geser tidak boleh kurang dari 2 dan lebar tersebut tidak boleh kurang dari 1,5 m.

3.17

dinding geser beton bertulang berangkai

suatu subsistem struktur gedung yang fungsi utamanya adalah untuk memikul beban geser akibat pengaruh Gempa Rencana, yang terdiri dari dua buah atau lebih dinding geser yang dirangkaikan oleh balok-balok perangkai dan yang runtuhnya terjadi dengan sesuatu daktilitas tertentu oleh terjadinya sendi-sendi plastis pada ke dua ujung balok-balok perangkai dan pada kaki semua dinding geser, di mana masing-masing momen lelehnya dapat mengalami peningkatan hampir sepenuhnya akibat pengerasan regangan. Rasio antara bentang dan tinggi balok perangkai tidak boleh lebih dari 4.

4 Ketentuan umum

4.1 Gempa rencana dan kategori gedung

4.1.1 Standar ini menentukan pengaruh Gempa Rencana yang harus ditinjau dalam perencanaan struktur gedung serta berbagai bagian dan peralatannya secara umum. Akibat pengaruh Gempa Rencana, struktur gedung secara keseluruhan harus masih berdiri, walaupun sudah berada dalam kondisi di ambang keruntuhan. Gempa Rencana ditetapkan mempunyai perioda ulang 500 tahun, agar probabilitas terjadinya terbatas pada 10% selama umur gedung 50 tahun.

4.1.2 Untuk berbagai kategori gedung, bergantung pada probabilitas terjadinya keruntuhan struktur gedung selama umur gedung dan umur gedung tersebut yang diharapkan, pengaruh Gempa Rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu Faktor Keutamaan I menurut persamaan :

$$I = I_1 I_2$$

(1)

di mana :

- I_1 Faktor Keutamaan untuk menyesuaikan perioda ulang gempa berkaitan dengan penyesuaian probabilitas terjadinya gempa itu selama umur gedung, sedangkan
- I_2 Faktor Keutamaan untuk menyesuaikan perioda ulang gempa berkaitan dengan penyesuaian umur gedung tersebut. Faktor-faktor Keutamaan I_1 , I_2 dan I ditetapkan menurut Tabel 1.

Tabel 1 Faktor Keutamaan I untuk berbagai kategori gedung dan bangunan

| Kategori gedung | Faktor Keutamaan | | |
|--|------------------|-------|-----|
| | I_1 | I_2 | I |
| Gedung umum seperti untuk penghunian, perniagaan dan perkantoran | 1,0 | 1,0 | 1,0 |
| Monumen dan bangunan monumental | 1,0 | 1,6 | 1,6 |
| Gedung penting pasca gempa seperti rumah sakit, instalasi air bersih, pembangkit tenaga listrik, pusat penyelamatan dalam keadaan darurat, fasilitas radio dan televisi. | 1,4 | 1,0 | 1,4 |
| Gedung untuk menyimpan bahan berbahaya seperti gas, produk minyak bumi, asam, bahan beracun. | 1,6 | 1,0 | 1,6 |
| Cerobong, tangki di atas menara | 1,5 | 1,0 | 1,5 |
| Catatan : Untuk semua struktur bangunan gedung yang izin penggunaannya diterbitkan sebelum berlakunya Standar ini maka Faktor Keutamaan, I , dapat dikalikan 80%. | | | |

4.2 Struktur gedung beraturan dan tidak beraturan

4.2.1 Struktur gedung ditetapkan sebagai struktur gedung beraturan, apabila memenuhi ketentuan sebagai berikut :

- Tinggi struktur gedung diukur dari taraf penjepitan lateral tidak lebih dari 10 tingkat atau 40 m.
- Denah struktur gedung adalah persegi panjang tanpa tonjolan dan walaupun mempunyai tonjolan, panjang tonjolan tersebut tidak lebih dari 25% dari ukuran terbesar denah struktur gedung dalam arah tonjolan tersebut.
- Denah struktur gedung tidak menunjukkan coakan sudut dan walaupun mempunyai coakan sudut, panjang sisi coakan tersebut tidak lebih dari 15% dari ukuran terbesar denah struktur gedung dalam arah sisi coakan tersebut.
- Sistem struktur gedung terbentuk oleh subsistem-subsistem penahan beban lateral yang arahnya saling tegak lurus dan sejajar dengan sumbu-sumbu utama ortogonal denah struktur gedung secara keseluruhan.
- Sistem struktur gedung tidak menunjukkan loncatan bidang muka dan walaupun mempunyai loncatan bidang muka, ukuran dari denah struktur bagian gedung yang menjulang dalam masing-masing arah, tidak kurang dari 75% dari ukuran terbesar denah struktur bagian gedung sebelah bawahnya. Dalam hal ini, struktur rumah atap yang tingginya tidak lebih dari 2 tingkat tidak perlu dianggap menyebabkan adanya loncatan bidang muka.
- Sistem struktur gedung memiliki kekakuan lateral yang beraturan, tanpa adanya tingkat lunak. Yang dimaksud dengan tingkat lunak adalah suatu tingkat, di mana kekakuan lateralnya adalah kurang dari 70% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80% kekakuan lateral rata-rata 3 tingkat di atasnya. Dalam hal ini, yang dimaksud dengan kekakuan lateral suatu tingkat adalah gaya geser yang bila bekerja di tingkat itu menyebabkan satu satuan simpangan antar-tingkat.
- Sistem struktur gedung memiliki berat lantai tingkat yang beraturan, artinya setiap lantai tingkat memiliki berat yang tidak lebih dari 150% dari berat lantai tingkat di atasnya atau di bawahnya. Berat atap atau rumah atap tidak perlu memenuhi ketentuan ini.
- Sistem struktur gedung memiliki unsur-unsur vertikal dari sistem penahan beban lateral yang menerus, tanpa perpindahan titik beratnya, kecuali bila perpindahan tersebut tidak lebih dari setengah ukuran unsur dalam arah perpindahan tersebut.
- Sistem struktur gedung memiliki lantai tingkat yang menerus, tanpa lubang atau bukaan yang luasnya lebih dari 50% luas seluruh lantai tingkat. Walaupun ada lantai

tingkat dengan lubang atau bukaan seperti itu, jumlahnya tidak boleh melebihi 20% dari jumlah lantai tingkat seluruhnya.

Untuk struktur gedung beraturan, pengaruh Gempa Rencana dapat ditinjau sebagai pengaruh beban gempa statik ekuivalen, sehingga menurut Standar ini analisisnya dapat dilakukan berdasarkan analisis statik ekuivalen.

4.2.2 Struktur gedung yang tidak memenuhi ketentuan menurut Pasal 4.2.1, ditetapkan sebagai struktur gedung tidak beraturan. Untuk struktur gedung tidak beraturan, pengaruh Gempa Rencana harus ditinjau sebagai pengaruh pembebanan gempa dinamik, sehingga analisisnya harus dilakukan berdasarkan analisis respons dinamik.

4.3 Daktilitas struktur bangunan dan pembebanan gempa nominal

4.3.1 Faktor daktilitas struktur gedung μ adalah rasio antara simpangan maksimum struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan δ_m dan simpangan struktur gedung pada saat terjadinya pelelehan pertama δ_y , yaitu :

$$1,0 \leq \mu = \frac{\delta_m}{\delta_y} \leq \mu_m \quad (2)$$

Dalam pers. (2) $\mu = 1,0$ adalah nilai faktor daktilitas untuk struktur gedung yang berperilaku elastik penuh, sedangkan μ_m adalah nilai faktor daktilitas maksimum yang dapat dikerahkan oleh sistem struktur gedung yang bersangkutan menurut Pasal 4.3.4.

4.3.2 Apabila V_u adalah pembebanan maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana yang dapat diserap oleh struktur gedung elastik penuh dalam kondisi di ambang keruntuhan dan V_y adalah pembebanan yang menyebabkan pelelehan pertama di dalam struktur gedung, maka dengan asumsi bahwa struktur gedung daktail dan struktur gedung elastik penuh akibat pengaruh Gempa Rencana menunjukkan simpangan maksimum δ_m yang sama dalam kondisi di ambang keruntuhan, maka berlaku hubungan sebagai berikut :

$$V_y = \frac{V_u}{\mu} \quad (3)$$

di mana :

μ faktor daktilitas struktur gedung.

4.3.3 Apabila V_n adalah pembebanan gempa nominal akibat pengaruh Gempa Rencana yang harus ditinjau dalam perencanaan struktur gedung, maka berlaku hubungan sebagai berikut :

$$V_n = \frac{V_y}{f_1} = \frac{V_u}{R} \quad (4)$$

di mana :

f_1 faktor kuat lebih beban dan bahan yang terkandung di dalam struktur gedung dan nilainya ditetapkan sebesar :

$$f_1 = 1,6 \quad (5)$$

dan R disebut faktor reduksi gempa menurut persamaan :

$$1,6 \leq R = \mu f_1 \leq R_m \quad (6)$$

Dalam pers.(6) $R = 1,6$ adalah faktor reduksi gempa untuk struktur gedung yang berperilaku elastik penuh, sedangkan R_m adalah faktor reduksi gempa maksimum yang dapat dikerahkan oleh sistem struktur yang bersangkutan menurut Pasal 4.3.4.

Dalam Tabel 2 dicantumkan nilai R untuk berbagai nilai μ yang bersangkutan, dengan ketentuan bahwa nilai μ dan R tidak dapat melampaui nilai maksimumnya menurut Pasal 4.3.4.

Tabel 2 Parameter daktilitas struktur gedung

| Taraf kinerja struktur gedung | μ | R pers.(6) |
|-------------------------------|-------|-------------|
| Elastik penuh | 1,0 | 1,6 |
| Daktail parsial | 1,5 | 2,4 |
| | 2,0 | 3,2 |
| | 2,5 | 4,0 |
| | 3,0 | 4,8 |
| | 3,5 | 5,6 |
| | 4,0 | 6,4 |
| | 4,5 | 7,2 |
| | 5,0 | 8,0 |
| Daktail penuh | 5,3 | 8,5 |

4.3.4 Nilai faktor daktilitas struktur gedung μ di dalam perencanaan struktur gedung dapat dipilih menurut kebutuhan, tetapi tidak boleh diambil lebih besar dari nilai faktor daktilitas maksimum μ_m yang dapat dikerahkan oleh masing-masing sistem atau subsistem struktur gedung. Dalam Tabel 3 ditetapkan nilai μ_m yang dapat dikerahkan oleh beberapa jenis sistem dan subsistem struktur gedung, berikut faktor reduksi maksimum R_m yang bersangkutan.

4.3.5 Apabila dalam arah pembebanan gempa akibat pengaruh Gempa Rencana sistem struktur gedung terdiri dari beberapa jenis subsistem struktur gedung yang berbeda, faktor reduksi gempa representatif dari struktur gedung itu untuk arah pembebanan gempa tersebut, dapat dihitung sebagai nilai rata-rata berbobot dengan gaya geser dasar yang dipikul oleh masing-masing jenis subsistem sebagai besaran pembobotnya menurut persamaan :

$$R = \frac{\sum V_s}{\sum V_s / R_s} \quad (7)$$

di mana :

R_s nilai faktor reduksi gempa masing-masing jenis subsistem struktur gedung dan

V_s gaya geser dasar yang dipikul oleh masing-masing jenis subsistem struktur gedung tersebut, dengan penjumlahan meliputi seluruh jenis subsistem struktur gedung yang ada. Metode ini hanya boleh dipakai, apabila rasio antara nilai-nilai faktor reduksi gempa dari jenis-jenis subsistem struktur gedung yang ada tidak lebih dari 1,5.

4.3.6 Untuk jenis subsistem struktur gedung yang tidak tercantum dalam Tabel 3, nilai faktor daktilitasnya dan faktor reduksi gempanya harus ditentukan dengan cara-cara rasional, misalnya dengan menentukannya dari hasil analisis beban dorong statik (*static push-over analysis*).

Tabel 3 Faktor daktilitas maksimum, faktor reduksi gempa maksimum, faktor tahanan lebih struktur dan faktor tahanan lebih total beberapa jenis sistem dan subsistem struktur gedung

| Sistem dan subsistem struktur gedung | Uraian sistem pemikul beban gempa | μ_m | R_m Pers. (6) | f Pers. (39) |
|---|---|---------|--------------------|-------------------|
| 1. Sistem dinding penumpu (Sistem struktur yang tidak memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Dinding penumpu atau sistem bresing memikul hampir semua beban gravitasi. Beban lateral dipikul dinding geser atau rangka bresing). | 1. Dinding geser beton bertulang | 2,7 | 4,5 | 2,8 |
| | 2. Dinding penumpu dengan rangka baja ringan dan bresing tarik | 1,8 | 2,8 | 2,2 |
| | 3. Rangka bresing di mana bresingnya memikul beban gravitasi | | | |
| | a. Baja | 2,8 | 4,4 | 2,2 |
| 2. Sistem rangka gedung (Sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul dinding geser atau rangka bresing). | b. Beton bertulang (tidak untuk Wilayah 5 & 6) | 1,8 | 2,8 | 2,2 |
| | 1. Rangka bresing eksentris baja (RBE) | 4,3 | 7,0 | 2,8 |
| | 2. Dinding geser beton bertulang | 3,3 | 5,5 | 2,8 |
| | 3. Rangka bresing biasa | | | |
| | a. Baja | 3,8 | 5,6 | 2,2 |
| | b. Beton bertulang (tidak untuk Wilayah 5 & 6) | 3,8 | 5,6 | 2,2 |
| | 4. Rangka bresing konsentrik khusus | | | |
| | a. Baja | 4,1 | 6,4 | 2,2 |
| | 5. Dinding geser beton bertulang berangkai daktil | 4,0 | 8,5 | 2,8 |
| | 6. Dinding geser beton bertulang kantilever daktil penuh | 3,6 | 6,0 | 2,8 |
| | 7. Dinding geser beton bertulang kantilever daktil parsial | 3,3 | 5,5 | 2,8 |
| 3. Sistem rangka pemikul momen (Sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul rangka pemikul momen terutama melalui mekanisme lentur) | 1. Rangka pemikul momen khusus (SRPMK) | | | |
| | a. Baja | 5,2 | 8,5 | 2,8 |
| | b. Beton bertulang | 5,2 | 8,5 | 2,8 |
| | 2. Rangka pemikul momen menengah beton (SRPMM) | 3,3 | 5,5 | 2,8 |
| | 3. Rangka pemikul momen biasa (SRPMB) | | | |
| | a. Baja | 2,7 | 4,5 | 2,8 |
| | b. Beton bertulang | 2,1 | 3,5 | 2,8 |
| | 4. Rangka batang baja pemikul momen khusus (SRBPMK) | 4,0 | 6,5 | 2,8 |
| 5. Sistem ganda (Terdiri dari: 1) rangka ruang yang memikul seluruh beban gravitasi; 2) pemikul beban lateral berupa dinding geser atau rangka bresing dengan rangka pemikul momen. Rangka pemikul momen harus direncanakan secara terpisah mampu memikul sekurang-kurangnya 25% dari seluruh beban lateral; 3) kedua sistem harus direncanakan untuk memikul secara bersama-sama seluruh beban lateral dengan memperhatikan interaksi /sistem ganda) | 1. Dinding geser | | | |
| | a. Beton bertulang dengan SRPMK beton bertulang | 5,2 | 8,5 | 2,8 |
| | b. Beton bertulang dengan SRPMB baja | 2,6 | 4,2 | 2,8 |
| | c. Beton bertulang dengan SRPMM beton bertulang | 4,0 | 6,5 | 2,8 |
| | 2. RBE baja | | | |
| | a. Dengan SRPMK baja | 5,2 | 8,5 | 2,8 |
| | b. Dengan SRPMB baja | 2,6 | 4,2 | 2,8 |
| | 3. Rangka bresing biasa | | | |
| | a. Baja dengan SRPMK baja | 4,0 | 6,5 | 2,8 |
| | b. Baja dengan SRPMB baja | 2,6 | 4,2 | 2,8 |
| | c. Beton bertulang dengan SRPMK beton bertulang (tidak untuk Wilayah 5 & 6) | 4,0 | 6,5 | 2,8 |
| | d. Beton bertulang dengan SRPMM beton bertulang (tidak untuk Wilayah 5 & 6) | 2,6 | 4,2 | 2,8 |
| | 4. Rangka bresing konsentrik khusus | | | |
| | a. Baja dengan SRPMK baja | 4,6 | 7,5 | 2,8 |
| | b. Baja dengan SRPMB baja | 2,6 | 4,2 | 2,8 |
| 5. Sistem struktur gedung kolom kantilever: (Sistem struktur yang memanfaatkan kolom kantilever untuk memikul beban lateral) | Sistem struktur kolom kantilever | 1,4 | 2,2 | 2 |

Tabel 3 (lanjutan)

| Sistem dan subelastem struktur gedung | Urutan sistem pemikul beban gempa | μ_m | R_m Pers. (8) | f Pers. (30) |
|--|---|---------|--------------------|-------------------|
| 6. Sistem interaksi dinding geser dengan rangka | Beton bertulang biasa (tidak untuk Wilayah 3, 4, 5 & 6) | 3,4 | 5,5 | 2,8 |
| 7. Substistem tunggal (Substistem struktur bidang yang membentuk struktur gedung secara keseluruhan) | 1. Rangka terbuka baja | 5,2 | 6,5 | 2,8 |
| | 2. Rangka terbuka beton bertulang | 5,2 | 6,5 | 2,8 |
| | 3. Rangka terbuka beton bertulang dengan balok beton pratekan (bergantung pada indeks baja total) | 3,3 | 5,5 | 2,8 |
| | 4. Dinding geser beton bertulang berangkal daktail penuh | 4,0 | 6,5 | 2,8 |
| | 5. Dinding geser beton bertulang kantilever daktail parsial | 3,3 | 5,5 | 2,8 |

4.4 Perencanaan beban dan kuat terfaktor

4.4.1 Dengan menyatakan kekuatan ultimit suatu struktur gedung dan pembebanan ultimit pada struktur gedung itu berturut-turut sebagai :

$$R_u = \phi R_n \quad (8)$$

$$Q_u = \gamma Q_n \quad (9)$$

di mana :

ϕ faktor reduksi kekuatan,

R_n kekuatan nominal struktur gedung,

γ faktor beban dan

Q_n pembebanan nominal pada struktur gedung tersebut, maka menurut Perencanaan beban dan kuat terfaktor harus dipenuhi persyaratan keadaan batas ultimit sebagai berikut :

$$R_u \geq Q_u \quad (10)$$

4.4.2 Dengan menyatakan beban mati nominal sebagai D_n , beban hidup nominal sebagai L_n dan beban gempa nominal sebagai E_n , maka Perencanaan Beban dan Kuat Terfaktor harus dilakukan dengan meninjau pembebanan ultimit pada struktur gedung sebagai berikut:

- untuk kombinasi pembebanan oleh beban mati dan beban hidup :

$$Q_u = \gamma_D D_n + \gamma_L L_n \quad (11)$$

- untuk kombinasi pembebanan oleh beban mati, beban hidup dan beban gempa :

$$Q_u = \gamma_D D_n + \gamma_L L_n + \gamma_E E_n \quad (12)$$

di mana γ_D , γ_L dan γ_E adalah faktor-faktor beban untuk beban mati nominal, beban hidup nominal dan beban gempa nominal, yang nilai-nilainya ditetapkan dalam standar pembebanan struktur gedung dan/atau dalam standar beton atau standar baja yang berlaku.

4.4.3 Beban mati nominal dan beban hidup nominal yang disebut dalam Pasal 4.4.2, adalah beban-beban yang nilainya adalah sedemikian rupa, sehingga probabilitas adanya beban-beban yang lebih besar dari itu dalam kurun waktu umur gedung terbatas sampai suatu persentase tertentu. Namun demikian, beban mati rencana dan beban hidup rencana yang ditetapkan dalam standar pembebanan struktur gedung, dapat dianggap sebagai beban-beban nominal.

4.5 Perencanaan kapasitas

Struktur gedung harus memenuhi persyaratan "kolom kuat balok lemah", artinya ketika struktur gedung memikul pengaruh Gempa Rencana, sendi-sendi plastis di dalam struktur gedung tersebut hanya boleh terjadi pada ujung-ujung balok dan pada kaki kolom dan kaki dinding geser saja. Implementasi persyaratan ini di dalam perencanaan struktur beton dan struktur baja ditetapkan dalam standar beton dan standar baja yang berlaku.

4.6 Jenis tanah dan perambatan gelombang gempa

4.6.1 Kecuali bila lapisan tanah di atas batuan dasar memenuhi syarat-syarat yang ditetapkan dalam Pasal 4.6.3, pengaruh Gempa Rencana di muka tanah harus ditentukan dari hasil analisis perambatan gelombang gempa dari kedalaman batuan dasar ke muka tanah dengan menggunakan gerakan gempa masukan dengan percepatan puncak untuk batuan dasar menurut Tabel 5. Akselerogram gempa masukan yang ditinjau dalam analisis ini, harus diambil dari rekaman gerakan tanah akibat gempa yang didapat di suatu lokasi yang mirip kondisi geologi, topografi dan seismotektoniknya dengan lokasi tempat struktur gedung yang ditinjau berada. Untuk mengurangi ketidakpastian mengenai kondisi lokasi ini, paling sedikit harus ditinjau 4 buah akselerogram dari 4 gempa yang berbeda, salah satunya harus diambil Gempa El Centro N-S yang telah direkam pada tanggal 15 Mei 1940 di California.

4.6.2 Batuan dasar adalah lapisan batuan di bawah muka tanah yang memiliki nilai hasil Test Penetrasi Standar N paling rendah 60 dan tidak ada lapisan batuan lain di bawahnya yang memiliki nilai hasil Test Penetrasi Standar yang kurang dari itu, atau yang memiliki kecepatan rambat gelombang geser v_s yang mencapai 750 m/detik dan tidak ada lapisan batuan lain di bawahnya yang memiliki nilai kecepatan rambat gelombang geser yang kurang dari itu.

4.6.3 Jenis tanah ditetapkan sebagai Tanah Keras, Tanah Sedang dan Tanah Lunak, apabila untuk lapisan setebal maksimum 30 m paling atas dipenuhi syarat-syarat yang tercantum dalam Tabel 4.

Tabel 4 Jenis-jenis tanah

| Jenis tanah | Kecepatan rambat gelombang geser rata-rata, \bar{v}_s (m/det) | Nilai hasil Test Penetrasi Standar rata-rata \bar{N} | Kuat geser niralir rata-rata \bar{S}_u (kPa) |
|--------------|--|--|--|
| Tanah Keras | $\bar{v}_s \geq 350$ | $\bar{N} \geq 50$ | $\bar{S}_u \geq 100$ |
| Tanah Sedang | $175 \leq \bar{v}_s < 350$ | $15 \leq \bar{N} < 50$ | $50 \leq \bar{S}_u < 100$ |
| Tanah Lunak | $\bar{v}_s < 175$ | $\bar{N} < 15$ | $\bar{S}_u < 50$ |
| | atau, setiap profil dengan tanah lunak yang tebal total lebih dari 3 m dengan $PI > 20$, $w_n \geq 40\%$ dan $S_u < 25$ kPa | | |
| Tanah Khusus | Diperlukan evaluasi khusus di setiap lokasi | | |

Dalam Tabel 4 \bar{v}_s , \bar{N} dan \bar{S}_u adalah nilai rata-rata berbobot besaran itu dengan tebal lapisan tanah sebagai besaran pembobotnya yang harus dihitung menurut persamaan-persamaan sebagai berikut :

$$\bar{v}_s = \frac{\sum_{i=1}^m t_i}{\sum_{i=1}^m t_i / v_{si}} \quad (13)$$

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^m t_i}{\sum_{i=1}^m t_i / N_i} \quad (14)$$

$$\bar{S}_u = \frac{\sum_{i=1}^m t_i}{\sum_{i=1}^m t_i / S_{ui}} \quad (15)$$

di mana :

t_i tebal lapisan tanah ke- i ,

v_{si} kecepatan rambat gelombang geser melalui lapisan tanah ke- i , N_i nilai hasil Test Penetrasi Standar lapisan tanah ke- i ,

S_{ui} kuat geser niralir lapisan tanah ke- i dan m adalah jumlah lapisan tanah yang ada di atas batuan dasar.

Selanjutnya, dalam Tabel 4

PI Indeks Plastisitas tanah lempung,

w_n kadar air alami tanah dan

S_u kuat geser niralir lapisan tanah yang ditinjau.

4.4.4 Yang dimaksud dengan jenis Tanah Khusus dalam Tabel 4 adalah jenis tanah yang tidak memenuhi syarat-syarat yang tercantum dalam tabel tersebut. Di samping itu, yang termasuk dalam jenis Tanah Khusus adalah juga tanah yang memiliki potensi likuifaksi yang tinggi, lempung sangat peka, pasir yang tersementasi rendah yang rapuh, tanah gambut, tanah dengan kandungan bahan organik yang tinggi dengan ketebalan lebih dari 3 m, lempung sangat lunak dengan PI lebih dari 75 dan ketebalan lebih dari 10 m, lapisan lempung dengan $25 \text{ kPa} < S_u < 50 \text{ kPa}$ dan ketebalan lebih dari 30 m. Untuk jenis Tanah Khusus percepatan puncak muka tanah harus ditentukan dari hasil analisis perambatan gelombang gempa menurut Pasal 4.6.1.

4.7 Wilayah gempa dan spektrum respons

4.7.1 Indonesia ditetapkan terbagi dalam 6 Wilayah Gempa seperti ditunjukkan dalam Gambar 1, di mana Wilayah Gempa 1 adalah wilayah dengan kegempaan paling rendah

dan Wilayah Gempa 6 dengan kegempaan paling tinggi. Pembagian Wilayah Gempa ini, didasarkan atas percepatan puncak batuan dasar akibat pengaruh Gempa Rencana dengan perioda ulang 500 tahun, yang nilai rata-ratanya untuk setiap Wilayah Gempa ditetapkan dalam Gambar 1 dan Tabel 5.

4.7.2 Apabila percepatan puncak muka tanah A_0 tidak didapat dari hasil analisis perambatan gelombang seperti disebut dalam Pasal 4.6.1, percepatan puncak muka tanah tersebut untuk masing-masing Wilayah Gempa dan untuk masing-masing jenis tanah ditetapkan dalam Tabel 5.

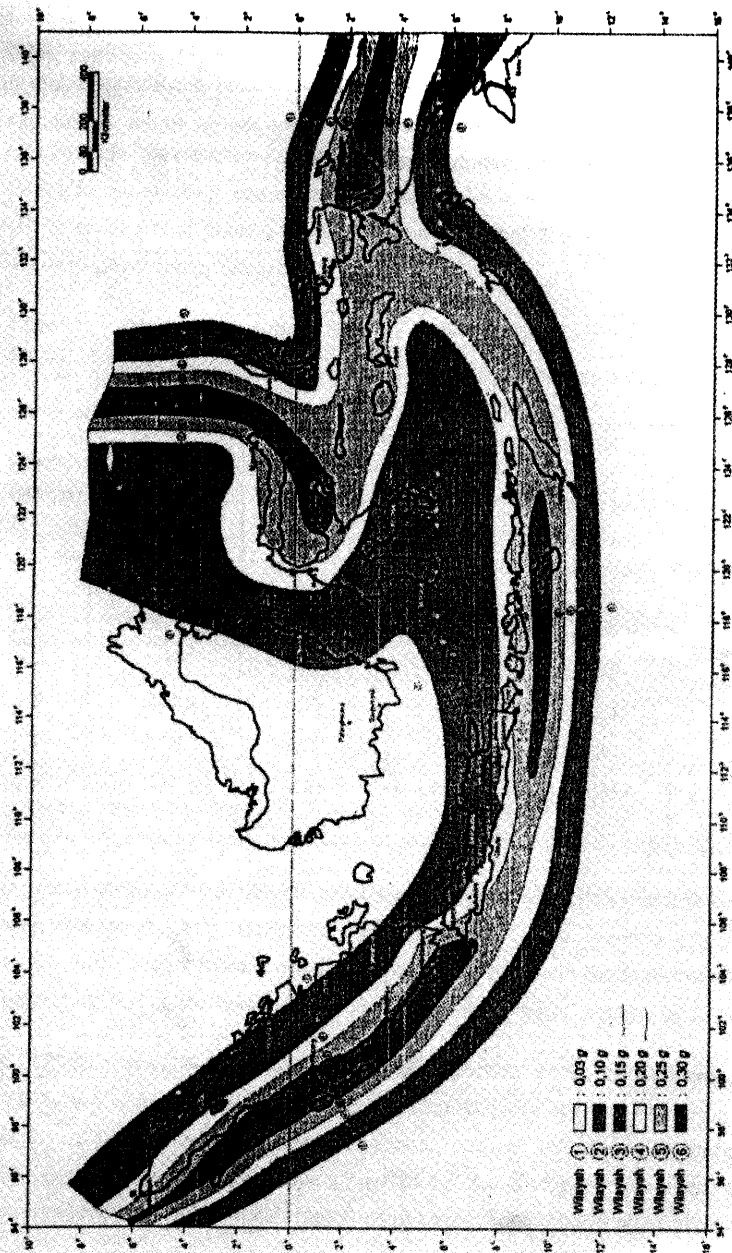
Tabel 5 Percepatan puncak batuan dasar dan percepatan puncak muka tanah untuk masing-masing Wilayah Gempa Indonesia.

| Wilayah gempa | Percepatan puncak batuan dasar ('g') | Percepatan puncak muka tanah A_0 ('g') | | | |
|---------------|--------------------------------------|--|--------------|-------------|---|
| | | Tanah keras | Tanah sedang | Tanah lunak | Tanah khusus |
| 1 | 0,03 | 0,04 | 0,05 | 0,08 | Diperlukan evaluasi khusus di setiap lokasi |
| 2 | 0,10 | 0,12 | 0,15 | 0,20 | |
| 3 | 0,15 | 0,18 | 0,23 | 0,30 | |
| 4 | 0,20 | 0,24 | 0,28 | 0,34 | |
| 5 | 0,25 | 0,28 | 0,32 | 0,36 | |
| 6 | 0,30 | 0,33 | 0,36 | 0,38 | |

4.7.3 Percepatan puncak batuan dasar dan percepatan puncak muka tanah A_0 untuk Wilayah Gempa 1 yang ditetapkan dalam Gambar 1 dan Tabel 5 ditetapkan juga sebagai percepatan minimum yang harus diperhitungkan dalam perencanaan struktur gedung untuk menjamin kekekaran (robustness) minimum dari struktur gedung tersebut.

4.7.4 Untuk menentukan pengaruh Gempa Rencana pada struktur gedung, yaitu berupa beban geser dasar nominal statik ekuivalen pada struktur beraturan menurut Pasal 6.1.2, gaya geser dasar nominal sebagai respons dinamik ragam pertama pada struktur gedung tidak beraturan menurut Pasal 7.1.3 dan gaya geser dasar nominal sebagai respons dinamik seluruh ragam yang berpartisipasi pada struktur gedung tidak

beraturan menurut Pasal 7.2.1, untuk masing-masing Wilayah Gempa ditetapkan Spektrum Respons Gempa Rencana C-T seperti ditunjukkan dalam Gambar 2. Dalam gambar tersebut C adalah Faktor Respons Gempa dinyatakan dalam percepatan gravitasi dan T adalah waktu getar alami struktur gedung dinyatakan dalam detik. Untuk $T = 0$ nilai C tersebut menjadi sama dengan A_0 , di mana A_0 merupakan percepatan puncak muka tanah menurut Tabel 5.



Gambar 1. Wilayah Gempa Indonesia dengan percepatan puncak batuan dasar dengan periode ulang 500 tahun

4.7.5 Mengingat pada kisaran waktu getar alami pendek $0 \leq T \leq 0,2$ detik terdapat ketidak-pastian, baik dalam karakteristik gerakan tanah maupun dalam tingkat daktilitas strukturnya, Faktor Respons Gempa C menurut Spektrum Respons Gempa Rencana yang ditetapkan dalam Pasal 4.7.4, dalam kisaran waktu getar alami pendek tersebut, nilainya tidak diambil kurang dari nilai maksimumnya untuk jenis tanah yang bersangkutan.

4.7.6 Dengan menetapkan percepatan respons maksimum A_m sebesar

$$A_m = 2,5 A_0 \quad (16)$$

dan waktu getar alami sudut T_0 sebesar 0,5 detik, 0,6 detik dan 1,0 detik untuk jenis tanah berturut-turut Tanah Keras, Tanah Sedang dan Tanah Lunak, maka dengan memperhatikan Pasal 4.7.4 dan Pasal 4.7.5, Faktor Respons Gempa C ditentukan oleh persamaan-persamaan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} &\text{- untuk } T \leq T_0 : \\ &C = A_m \quad (17) \end{aligned}$$

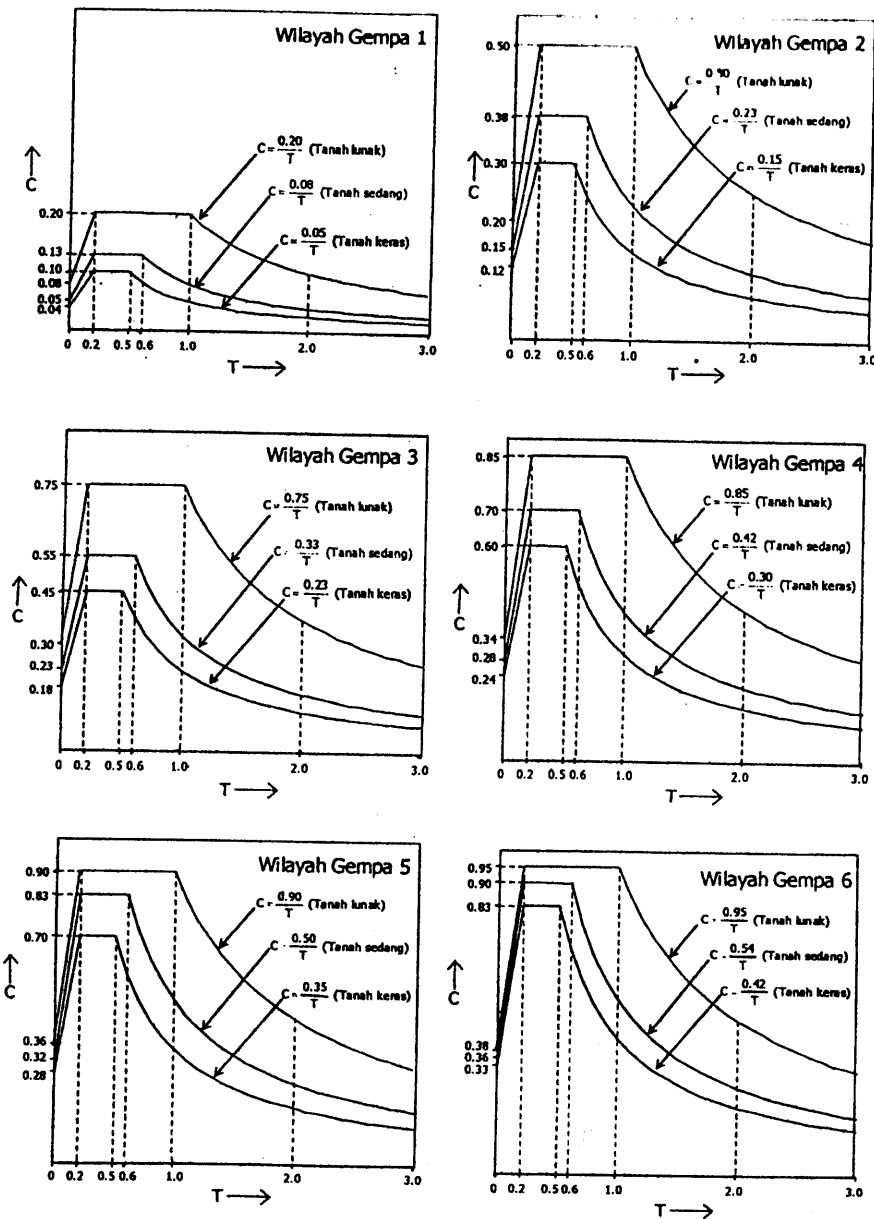
$$\begin{aligned} &\text{- untuk } T > T_0 : \\ &C = \frac{A_r}{T} \quad (18) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &\text{dengan} \\ &A_r = A_m T_0 \quad (19) \end{aligned}$$

Dalam Tabel 6, nilai-nilai A_m dan A_r dicantumkan untuk masing-masing Wilayah Gempa dan masing-masing jenis tanah.

Tabel 6 Spektrum respons gempa rencana

| Wilayah gempa | Tanah keras $T_0 = 0,5 \text{ det.}$ | | Tanah sedang $T_0 = 0,6 \text{ det.}$ | | Tanah lunak $T_0 = 1,0 \text{ det.}$ | |
|---------------|---|-------|--|-------|---|-------|
| | A_m | A_r | A_m | A_r | A_m | A_r |
| 1 | 0,10 | 0,05 | 0,13 | 0,08 | 0,20 | 0,20 |
| 2 | 0,30 | 0,15 | 0,38 | 0,23 | 0,50 | 0,50 |
| 3 | 0,45 | 0,23 | 0,55 | 0,33 | 0,75 | 0,75 |
| 4 | 0,60 | 0,30 | 0,70 | 0,42 | 0,85 | 0,85 |
| 5 | 0,70 | 0,35 | 0,83 | 0,50 | 0,90 | 0,90 |
| 6 | 0,83 | 0,42 | 0,90 | 0,54 | 0,95 | 0,95 |



Gambar 2 Respons spektrum gempa rencana

4.8 Pengaruh gempa vertikal

4.8.1 Unsur-unsur struktur gedung yang memiliki kepekaan yang tinggi terhadap beban gravitasi seperti balkon, kanopi dan balok kantilever berbentuk panjang, balok transfer pada struktur gedung tinggi yang memikul beban gravitasi dari dua atau lebih tingkat di atasnya serta balok beton pratekan berbentuk panjang, harus diperhitungkan terhadap komponen vertikal gerakan tanah akibat pengaruh Gempa Rencana, berupa beban gempa vertikal nominal statik ekuivalen yang harus ditinjau bekerja ke atas atau ke bawah yang besarnya harus dihitung sebagai perkalian Faktor Respons Gempa vertikal C_v dan beban gravitasi, termasuk beban hidup yang sesuai.

4.8.2 Faktor Respons Gempa vertikal C_v yang disebut dalam Pasal 4.8.1 harus dihitung menurut persamaan :

$$C_v = \psi A_0 I \quad (20)$$

di mana koefisien ψ bergantung pada wilayah gempa tempat struktur gedung berada dan ditetapkan menurut Tabel 7, dan A_0 adalah percepatan puncak muka tanah menurut Tabel 5, sedangkan I adalah Faktor Keutamaan gedung menurut Tabel 1.

Tabel 7 Koefisien ψ untuk menghitung faktor respons gempa vertikal C_v

| Wilayah gempa | ψ |
|---------------|--------|
| 1 | 0,5 |
| 2 | 0,5 |
| 3 | 0,5 |
| 4 | 0,6 |
| 5 | 0,7 |
| 6 | 0,8 |

5 Perencanaan umum struktur gedung

5.1 Struktur atas dan struktur bawah

5.1.1 Struktur atas suatu gedung adalah seluruh bagian struktur gedung yang berada di atas muka tanah, sedangkan struktur bawah adalah seluruh bagian struktur gedung yang berada di bawah muka tanah, yang terdiri dari struktur besmen - kalau ada -

dan/atau struktur fondasinya. Seluruh struktur bawah harus diperhitungkan memikul pengaruh Gempa Rencana.

5.1.2 Apabila tidak dilakukan analisis interaksi tanah-struktur, struktur atas dan struktur bawah dari suatu struktur gedung dapat dianalisis terhadap pengaruh Gempa Rencana secara terpisah, di mana struktur atas dapat dianggap terjepit lateral pada taraf lantai dasar. Selanjutnya struktur bawah dapat dianggap sebagai struktur tersendiri yang berada di dalam tanah yang dibebani oleh kombinasi beban-beban gempa yang berasal dari struktur atas, beban gempa yang berasal dari gaya inersia sendiri dan beban gempa yang berasal dari tanah sekelilingnya.

5.1.3 Pada gedung tanpa besmen, taraf penjepitan lateral struktur atas dapat dianggap terjadi pada bidang telapak fondasi langsung, bidang telapak fondasi rakit dan bidang atas kepala (pur) fondasi tiang.

5.1.4 Apabila penjepitan tidak sempurna dari struktur atas gedung pada struktur bawah diperhitungkan, maka struktur atas gedung tersebut harus diperhitungkan terhadap pengaruh deformasi lateral maupun rotasional dari struktur bawahnya.

5.1.5 Dalam perencanaan struktur atas dan struktur bawah suatu gedung terhadap pengaruh Gempa Rencana, struktur bawah tidak boleh gagal lebih dahulu dari struktur atas. Untuk itu, terhadap Pengaruh Gempa Rencana unsur-unsur struktur bawah harus tetap berperilaku elastik penuh, tak bergantung pada tingkat daktilitas yang dimiliki struktur atasnya.

5.2 Struktur penahan beban gempa

5.2.1 Dalam perencanaan struktur gedung terhadap pengaruh Gempa Rencana, semua unsur struktur gedung, baik bagian dari subsistem struktur gedung maupun bagian dari sistem struktur gedung seperti rangka (portal), dinding geser, kolom, balok, lantai, lantai tanpa jalok (lantai cendawan) dan kombinasinya, harus diperhitungkan memikul pengaruh Gempa Rencana.

5.2.2 Pengabaian pemikulan pengaruh Gempa Rencana oleh salah satu atau lebih kolom atau subsistem struktur gedung yang disebut dalam Pasal 5.2.1 hanya diperkenankan, bila partisipasi pemikulan pengaruh gempanya adalah kurang dari 10%.

Dalam hal ini, unsur atau subsistem tersebut selain terhadap beban gravitasi, juga harus direncanakan terhadap simpangan sistem struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada struktur gedung yang berperilaku elastik penuh, yaitu terhadap simpangan sebesar $R/1,6$ kali simpangan akibat beban gempa nominal pada struktur gedung tersebut, di mana R adalah faktor reduksi gempa dari struktur gedung itu dan 1,6 adalah faktor reduksi gempa untuk struktur elastik penuh ($R = f_1$).

5.2.3 Dalam suatu sistem struktur yang terdiri dari kombinasi dinding-dinding geser dan rangka-rangka terbuka, beban geser dasar nominal akibat pengaruh Gempa Rencana yang dipikul oleh rangka-rangka terbuka tidak boleh kurang dari 25% dari beban geser nominal total yang bekerja dalam arah kerja beban gempa tersebut.

5.3 Lantai tingkat sebagai diafragma

5.3.1 Lantai tingkat, atap beton dan sistem lantai dengan ikatan suatu struktur gedung dapat dianggap sangat kaku dalam bidangnya dan karenanya dapat dianggap bekerja sebagai diafragma terhadap beban gempa horisontal.

5.3.2 Lantai tingkat, atap beton dan sistem lantai dengan ikatan suatu struktur gedung yang tidak kaku dalam bidangnya, karena mengandung lubang-lubang atau bukaan yang luasnya lebih dari 50% luas seluruh lantai tingkat, akan mengalami deformasi dalam bidangnya akibat beban gempa horisontal, yang harus diperhitungkan pengaruhnya terhadap pembagian beban gempa horisontal tersebut kepada seluruh sistem struktur tingkat yang ada.

5.4 Eksentrisitas pusat massa terhadap pusat rotasi lantai tingkat

5.4.1 Pusat massa lantai tingkat suatu struktur gedung adalah titik tangkap resultante beban mati, berikut beban hidup yang sesuai, yang bekerja pada lantai tingkat itu. Pada perencanaan struktur gedung, pusat massa adalah titik tangkap beban gempa statik ekuivalen atau gaya gempa dinamik.

5.4.2 Pusat rotasi lantai tingkat suatu struktur gedung adalah suatu titik pada lantai tingkat itu yang bila suatu beban horisontal bekerja padanya, lantai tingkat tersebut tidak berotasi, tetapi hanya bertranslasi, sedangkan lantai-lantai tingkat lainnya yang tidak mengalami beban horisontal semuanya berotasi dan bertranslasi.

5.4.3 Antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat harus ditinjau suatu eksentrisitas rencana e_d . Apabila ukuran horisontal terbesar denah struktur gedung pada lantai tingkat itu, diukur tegak lurus pada arah pembebanan gempa, dinyatakan dengan b , maka eksentrisitas rencana e_d harus ditentukan sebagai berikut :

- untuk $0 < e \leq 0,3 b$:

$$e_d = 1,5 e + 0,05 b \quad (21)$$

atau

$$e_d = e - 0,05 b \quad (22)$$

dan dipilih di antara keduanya yang pengaruhnya paling menentukan untuk unsur atau subsistem struktur gedung yang ditinjau;

- untuk $e > 0,3 b$:

$$e_d = 1,33 e + 0,1 b \quad (23)$$

atau

$$e_d = 1,17 e - 0,1 b \quad (24)$$

dan dipilih di antara keduanya yang pengaruhnya paling menentukan untuk unsur atau subsistem struktur gedung yang ditinjau.

5.4.4 Dalam perencanaan struktur gedung terhadap pengaruh Gempa Rencana, eksentrisitas rencana e_d antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat menurut Pasal 5.4.3. harus ditinjau baik dalam analisis statik, maupun dalam analisis dinamik 3 dimensi.

5.5 Kekakuan struktur

5.5.1 Dalam perencanaan struktur gedung terhadap pengaruh Gempa Rencana, pengaruh peretakan beton pada unsur-unsur struktur dari beton bertulang, beton pratekan dan baja komposit harus diperhitungkan terhadap kekakuannya. Untuk itu, momen inersia penampang unsur struktur dapat ditentukan sebesar momen inersia penampang utuh dikalikan dengan suatu persentase efektifitas penampang sebagai berikut :

- untuk kolom dan balok rangka beton bertulang terbuka : 75%
- untuk dinding geser beton bertulang kantilever : 60%

- untuk dinding geser beton bertulang berangkai :
 - * komponen dinding yang mengalami tarikan aksial : 50%
 - * komponen dinding yang mengalami tekanan aksial : 80%
 - * komponen balok perangkai dengan tulangan diagonal : 40%
 - * komponen balok perangkai dengan tulangan memanjang : 20%

5.5.2 Modulus elastisitas beton E_c harus ditetapkan sesuai dengan mutu (kuat tekan) beton yang dipakai, sedangkan modulus elastisitas baja ditetapkan sebesar $E_s = 200$ GPa.

5.5.3 Dalam perencanaan struktur gedung terhadap pengaruh Gempa Rencana, kekakuan unsur struktur yang ditetapkan dalam Pasal 5.5.1 harus dipakai baik dalam analisis statik maupun dalam analisis dinamik 3 dimensi.

5.6 Pembatasan waktu getar alami fundamental

Untuk mencegah penggunaan struktur gedung yang terlalu fleksibel, nilai waktu getar alami fundamental T_1 dari struktur gedung harus dibatasi, bergantung pada koefisien ζ untuk Wilayah Gempa tempat struktur gedung berada dan jumlah tingkatnya n menurut persamaan

$$T_1 < \zeta n \quad (25)$$

di mana koefisien ζ ditetapkan menurut Tabel 8.

Tabel 8 Koefisien ζ yang membatasi waktu getar alami Fundamental struktur gedung

| Wilayah Gempa | ζ |
|---------------|---------|
| 1 | 0,20 |
| 2 | 0,19 |
| 3 | 0,18 |
| 4 | 0,17 |
| 5 | 0,16 |
| 6 | 0,15 |

5.7 Pengaruh P-Delta

Struktur gedung yang tingginya diukur dari taraf penjepitan lateral adalah lebih dari 10 tingkat atau 40 m, harus diperhitungkan terhadap Pengaruh P-Delta, yaitu suatu gejala yang terjadi pada struktur gedung yang fleksibel, di mana simpangan ke samping yang besar akibat beban gempa lateral menimbulkan beban lateral tambahan akibat momen guling yang terjadi oleh beban gravitasi yang titik tangkapnya menyimpang ke samping.

5.8 Arah pembebanan gempa

5.8.1 Dalam perencanaan struktur gedung, arah utama pengaruh Gempa Rencana harus ditentukan sedemikian rupa, sehingga memberi pengaruh terbesar terhadap unsur-unsur subsistem dan sistem struktur gedung secara keseluruhan.

5.8.2 Untuk mensimulasikan arah pengaruh Gempa Rencana yang sembarang terhadap struktur gedung, pengaruh pembebanan gempa dalam arah utama yang ditentukan menurut Pasal 5.8.1 harus dianggap efektif 100% dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa dalam arah tegak lurus pada arah utama pembebanan tadi, tetapi dengan efektifitas hanya 30%.

6 Perencanaan struktur gedung beraturan

6.1 Beban gempa nominal statik ekuivalen

6.1.1 Struktur gedung beraturan dapat direncanakan terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh Gempa Rencana dalam arah masing-masing sumbu utama denah struktur tersebut, berupa beban gempa nominal statik ekuivalen, yang ditetapkan lebih lanjut dalam pasal-pasal berikut.

6.1.2 Apabila kategori gedung memiliki Faktor Keutamaan I menurut Tabel 1 dan strukturnya untuk suatu arah sumbu utama denah struktur dan sekaligus arah pembebanan Gempa Rencana memiliki faktor reduksi gempa R dan waktu getar alami fundamental T_1 , maka beban geser dasar nominal statik ekuivalen V yang terjadi di tingkat dasar dapat dihitung menurut persamaan :

$$V = \frac{C_1 I}{R} W_i \quad (26)$$

di mana C_1 adalah nilai Faktor Respons Gempa yang didapat dari Spektrum Respons

Gempa Rencana menurut Gambar 2 untuk waktu getar alami fundamental T_1 , sedangkan W_i adalah berat total gedung, termasuk beban hidup yang sesuai.

6.1.3 Beban geser dasar nominal V menurut Pasal 6.1.2 harus dibagikan sepanjang tinggi struktur gedung menjadi beban-beban gempa nominal statik ekuivalen F_i yang menangkap pada pusat massa lantai tingkat ke- i menurut persamaan :

$$F_i = \frac{W_i z_i}{\sum_{i=1}^n W_i z_i} V \quad (27)$$

di mana :

W_i berat lantai tingkat ke- i , termasuk beban hidup yang sesuai,

z_i ketinggian lantai tingkat ke- i diukur dari taraf penjepitan lateral menurut Pasal 5.1.2 dan Pasal 5.1.3, sedangkan

n nomor lantai tingkat paling atas.

6.1.4 Apabila rasio antara tinggi struktur gedung dan ukuran denahnya dalam arah pembebanan gempa sama dengan atau melebihi 3, maka 0,1 V harus dianggap sebagai beban horisontal terpusat yang menangkap pada pusat massa lantai tingkat paling atas, sedangkan 0,9 V sisanya harus dibagikan sepanjang tinggi struktur gedung menjadi beban-beban gempa nominal statik ekuivalen menurut Pasal 6.1.3.

6.1.5 Pada tangki di atas menara, beban gempa nominal statik ekuivalen sebesar V harus dianggap bekerja pada titik berat massa seluruh struktur menara dan tangki berikut isinya.

6.2 Waktu getar alami fundamental

6.2.1 Waktu getar alami fundamental struktur gedung beraturan dalam arah masing-masing sumbu utama dapat ditentukan dengan rumus Rayleigh sebagai berikut :

$$T_1 = 6,3 \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i d_i^2}{g \sum_{i=1}^n F_i d_i}} \quad (28)$$

di mana W_i dan F_i mempunyai arti yang sama seperti yang disebut dalam Pasal 6.1.3, d_i

adalah simpangan horisontal lantai tingkat ke- i dinyatakan dalam mm dan 'g' adalah percepatan gravitasi yang ditetapkan sebesar 9810 mm/det².

6.2.2 Apabila waktu getar alami fundamental T_1 struktur gedung untuk penentuan Faktor Respons Gempa C_1 menurut Pasal 6.1.2 ditentukan dengan rumus-rumus empirik atau didapat dari hasil analisis vibrasi bebas 3 dimensi, nilainya tidak boleh menyimpang lebih dari 20% dari nilai yang dihitung menurut Pasal 6.2.1.

6.3 Analisis statik ekuivalen

Mengingat pada struktur gedung beraturan pembebanan gempa nominal akibat pengaruh Gempa Rencana dapat ditampilkan sebagai beban-beban gempa nominal statik ekuivalen F_i yang menangkap pada pusat massa lantai-lantai tingkat, maka pengaruh beban-beban gempa nominal statik ekuivalen tersebut dapat dianalisis dengan metoda analisis statik 3 dimensi biasa yang dalam hal ini disebut analisis statik ekuivalen 3 dimensi.

7 Perencanaan struktur gedung tidak beraturan

7.1 Ketentuan untuk analisis respons dinamik

7.1.1 Untuk struktur gedung tidak beraturan yang tidak memenuhi ketentuan yang disebut dalam Pasal 4.2.1, pengaruh Gempa Rencana terhadap struktur gedung tersebut harus ditentukan melalui analisis respons dinamik 3 dimensi. Untuk mencegah terjadinya respons struktur gedung terhadap pembebanan gempa yang dominan dalam rotasi, dari hasil analisis vibrasi bebas 3 dimensi, paling tidak gerak ragam pertama (fundamental) harus dominan dalam translasi.

7.1.2 Daktilitas struktur gedung tidak beraturan harus ditentukan yang representatif mewakili daktilitas struktur 3D. Tingkat daktilitas tersebut dapat dinyatakan dalam faktor reduksi gempa R representatif, yang nilainya dapat dihitung sebagai nilai rata-rata berbobot dari faktor reduksi gempa untuk 2 arah sumbu koordinat ortogonal dengan gaya geser dasar yang dipikul oleh struktur gedung dalam masing-masing arah tersebut sebagai besaran pembobotnya menurut persamaan :

$$R = \frac{V_x^o + V_y^o}{V_x^o/R_x + V_y^o/R_y} \quad (29)$$

dimana R_x dan V_x^o adalah faktor reduksi gempa dan gaya geser dasar untuk pembebanan gempa dalam arah sumbu-x, sedangkan R_y dan V_y^o adalah faktor reduksi gempa dan gaya geser dasar untuk pembebanan gempa dalam arah sumbu-y. Metoda ini hanya boleh dipakai, apabila rasio antara nilai-nilai faktor reduksi gempa untuk 2 arah pembebanan gempa tersebut tidak lebih dari 1,5.

7.1.3 Nilai akhir respons dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh Gempa Rencana dalam suatu arah tertentu, tidak boleh diambil kurang dari 80% nilai respons ragam yang pertama. Bila respons dinamik struktur gedung dinyatakan dalam gaya geser dasar nominal V , maka persyaratan tersebut dapat dinyatakan menurut persamaan berikut :

$$V \geq 0,8 V_1 \quad (30)$$

di mana V_1 adalah gaya geser dasar nominal sebagai respons ragam yang pertama terhadap pengaruh Gempa Rencana menurut persamaan :

$$V_1 = \frac{C_1 I}{R} W_t \quad (31)$$

dengan C_1 adalah nilai Faktor Respons Gempa yang didapat dari Spektrum Respons Gempa Rencana menurut Gambar 2 untuk waktu getar alami pertama T_1 , I adalah Faktor Keutamaan menurut Tabel 1 dan R adalah faktor reduksi gempa representatif dari struktur gedung yang bersangkutan, sedangkan W_t adalah berat total gedung, termasuk beban hidup yang sesuai.

7.2 Analisis ragam spektrum respons

7.2.1 Perhitungan respons dinamik struktur gedung tidak beraturan terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh Gempa Rencana, dapat dilakukan dengan metoda analisis ragam spektrum respons dengan memakai Spektrum Respons Gempa Rencana menurut Gambar 2 yang nilai ordinatnya dikalikan faktor koreksi I/R , di mana I adalah Faktor Keutamaan menurut Tabel 1, sedangkan R adalah faktor reduksi gempa representatif dari struktur gedung yang bersangkutan. Dalam hal ini, jumlah ragam vibrasi yang ditinjau dalam penjumlahan respons ragam menurut metoda ini harus sedemikian rupa, sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respons total harus mencapai sekurang-kurangnya 90%.

7.2.2 Penjumlahan respons ragam yang disebut dalam Pasal 7.2.1 untuk struktur gedung tidak beraturan yang memiliki waktu-waktu getar alami yang berdekatan, harus dilakukan dengan metoda yang dikenal dengan Kombinasi Kuadratik Lengkap (Complete Quadratic Combination atau CQC). Waktu getar alami harus dianggap berdekatan, apabila selisih nilainya kurang dari 15%. Untuk struktur gedung tidak beraturan yang memiliki waktu getar alami yang berjauhan, penjumlahan respons ragam tersebut dapat dilakukan dengan metoda yang dikenal dengan Akar Jumlah Kuadrat (Square Root of the Sum of Squares atau SRSS).

7.2.3 Untuk memenuhi persyaratan menurut Pasal 7.1.3, maka gaya geser tingkat nominal akibat pengaruh Gempa Rencana sepanjang tinggi struktur gedung hasil analisis ragam spektrum respons dalam suatu arah tertentu, harus dikalikan nilainya dengan suatu Faktor Skala :

$$\text{Faktor Skala} = \frac{0,8 V_l}{V_t} \geq 1 \quad (32)$$

di mana:

- V_l gaya geser dasar nominal sebagai respons dinamik ragam yang pertama saja dan
- V_t gaya geser dasar nominal yang didapat dari hasil analisis ragam spektrum respons yang telah dilakukan.

7.2.4 Bila diinginkan, dari diagram atau kurva gaya geser tingkat nominal akibat pengaruh Gempa Rencana sepanjang tinggi struktur gedung yang telah disesuaikan nilainya menurut Pasal 7.2.3 dapat ditentukan beban-beban gempa nominal statik ekuivalen yang bersangkutan (selisih gaya geser tingkat dari 2 tingkat berturut-turut), yang bila perlu diagram atau kurvanya dimodifikasi terlebih dulu secara konservatif untuk mendapatkan pembagian beban-beban gempa nominal statik ekuivalen yang lebih baik sepanjang tinggi struktur gedung. Beban-beban gempa nominal statik ekuivalen ini kemudian dapat dipakai dalam suatu analisis statik ekuivalen 3 dimensi biasa.

7.3 Analisis respons dinamik riwayat waktu

7.3.1 Bila diinginkan, perhitungan respons dinamik struktur gedung tidak beraturan terhadap pengaruh Gempa Rencana, dapat dilakukan dengan metoda analisis dinamik 3 dimensi berupa analisis respons dinamik linier dan non-linier riwayat waktu dengan suatu akselerogram gempa yang dianggakan sebagai gerakan tanah masukan.

7.3.2 Untuk perencanaan struktur gedung melalui analisis dinamik linier riwayat waktu terhadap pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan gempa nominal, percepatan muka tanah asli dari gempa masukan harus diskalakan ke taraf pembebanan gempa nominal tersebut, sehingga nilai percepatan puncaknya A menjadi :

$$A = \frac{A_0 I}{R} \quad (33)$$

di mana :

- A_0 percepatan puncak muka tanah menurut Tabel 5,
- R faktor reduksi gempa representatif dari struktur gedung yang bersangkutan, sedangkan
- I Faktor Keutamaan menurut Tabel 1.

Selanjutnya harus dipenuhi juga persyaratan menurut Pasal 7.1.3 dan untuk itu Faktor Skala yang dipakai adalah sama seperti yang ditentukan dalam Pasal 7.2.3, hanya V_l di sini merupakan gaya geser dasar maksimum yang terjadi di tingkat dasar yang didapat dari hasil analisis respons dinamik riwayat waktu yang telah dilakukan. Dalam analisis ini redaman struktur yang harus diperhitungkan dapat dianggap 5% dari redaman kritis.

7.3.3 Untuk mengkaji perilaku pasca-elastik struktur gedung terhadap pengaruh Gempa Rencana, harus dilakukan analisis respons dinamik non-linier riwayat waktu, di mana percepatan muka tanah asli dari gempa masukan harus diskalakan, sehingga nilai percepatan puncaknya menjadi sama dengan $A_0 I$, di mana A_0 adalah percepatan puncak muka tanah menurut Tabel 5 dan I adalah Faktor Keutamaan menurut Tabel 1.

7.3.4 Akselerogram gempa masukan yang ditinjau dalam analisis respons dinamik linier dan non-linier riwayat waktu, harus diambil dari rekaman gerakan tanah akibat gempa yang didapat di suatu lokasi yang mirip kondisi geologi, topografi dan selsmotektoniknya dengan lokasi tempat struktur gedung yang ditinjau berada. Untuk mengurangi ketidakpastian mengenai kondisi lokasi ini, paling sedikit harus ditinjau 4 buah akselerogram dari 4 gempa yang berbeda, salah satunya harus diambil akselerogram Gempa El Centro N-S yang telah direkam pada tanggal 15 Mei 1940 di California.

7.3.5 Berhubung gerakan tanah akibat gempa pada suatu lokasi tidak mungkin dapat diperkirakan dengan tepat, maka sebagai gempa masukan dapat juga dipakai gerakan tanah yang disimulasikan. Parameter-parameter yang menentukan gerakan tanah yang

disimulasikan ini antara lain terdiri dari waktu getas predominan tanah, konfigurasi spektrum respons, jangka waktu gerakan dan intensitas gempanya

8 Kinerja Struktur Gedung

8.1 Kinerja Batas Layan

8.1.1 Kinerja batas layan struktur gedung ditentukan oleh simpangan antar-tingkat akibat pengaruh Gempa Rencana, yaitu untuk membatasi terjadinya pelepasan baja dan peretakan beton yang berlebihan, di samping untuk mencegah kerusakan non-struktur dan ketidaknyamanan penghuni. Simpangan antar-tingkat ini harus dihitung dari simpangan struktur gedung tersebut akibat pengaruh Gempa Nominal yang telah dibagi Faktor Skala.

8.1.2 Untuk memenuhi persyaratan kinerja batas layan struktur gedung, dalam segala hal simpangan antar-tingkat yang dihitung dari simpangan struktur gedung menurut Pasal 8.1.1 tidak boleh melampaui $\frac{0,03}{R}$ kali tinggi tingkat yang bersangkutan atau 30 mm, bergantung yang mana yang nilainya terkecil.

8.2 Kinerja batas ultimit

8.2.1 Kinerja batas ultimit struktur gedung ditentukan oleh simpangan dan simpangan antar-tingkat maksimum struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana dalam kondisi struktur gedung di ambang keruntuhan, yaitu untuk membatasi kemungkinan terjadinya keruntuhan struktur gedung yang dapat menimbulkan korban jiwa manusia dan untuk mencegah benturan berbahaya antar-gedung atau antar bagian struktur gedung yang dipisah dengan sela pemisah (sela delatasi). Sesuai Pasal 4.3.3 simpangan dan simpangan antar-tingkat ini harus dihitung dari simpangan struktur gedung akibat pembebanan gempa nominal, dikalikan dengan suatu faktor pengali ξ sebagai berikut :

- untuk struktur gedung beraturan :

$$\xi = 0,7 R \quad (34)$$

- untuk struktur gedung tidak beraturan :

$$\xi = \frac{0,7R}{\text{Faktor Skala}} \quad (35)$$

di mana R adalah faktor reduksi gempa struktur gedung tersebut dan Faktor Skala adalah seperti yang ditetapkan dalam Pasal 7.2.3.

8.2.2 Untuk memenuhi persyaratan kinerja batas ultimit struktur gedung, dalam segala hal simpangan antar-tingkat yang dihitung dari simpangan struktur gedung menurut Pasal 8.2.1 tidak boleh melampaui 0,02 kali tinggi tingkat yang bersangkutan.

8.2.3 Jarak pemisah antar-gedung harus ditentukan paling sedikit sama dengan jumlah simpangan maksimum masing-masing struktur gedung pada taraf itu yang dihitung dengan cara yang disebut dalam Pasal 8.2.1. Dalam segala hal masing-masing jarak tersebut tidak boleh kurang dari 0,025 kali ketinggian taraf itu diukur dari taraf penjepitan lateral.

8.2.4 Dua bagian struktur gedung yang tidak direncanakan untuk bekerja sama sebagai satu kesatuan dalam mengatasi pengaruh Gempa Rencana, harus dipisahkan yang satu terhadap yang lainnya dengan suatu sela pemisah (sela delatasi) yang lebarnya paling sedikit harus sama dengan jumlah simpangan masing-masing bagian struktur gedung pada taraf itu yang dihitung dengan cara yang disebut dalam Pasal 8.2.1. Dalam segala hal lebar sela pemisah tidak boleh ditetapkan kurang dari 75 mm.

8.2.5 Sela pemisah yang disebut dalam Pasal 8.2.4 harus direncanakan detailnya dan dilaksanakan sedemikian rupa, sehingga senantiasa bebas dari kotoran atau benda-benda penghalang. Lebar sela pemisah juga harus memenuhi semua toleransi pelaksanaan.

9 Pengaruh gempa pada struktur bawah

9.1 Pembebanan gempa dari struktur atas

9.1.1 Berhubung sesuai Pasal 5.1.5 akibat pengaruh Gempa Rencana struktur bawah tidak boleh gagal lebih dulu dari struktur atas, maka struktur bawah harus dapat memikul pembebanan gempa maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana V_m yang dapat diserap oleh struktur atas dalam kondisi di ambang keruntuhan menurut persamaan :

$$V_m = f_2 V_y \quad (36)$$

di mana V_y adalah pembebanan gempa akibat pengaruh Gempa Rencana yang menyebabkan pelepasan pertama di dalam struktur gedung dan f_2 adalah faktor kuat lebih struktur akibat kehiperstatikan struktur gedung yang menyebabkan terjadinya redistribusi gaya-gaya oleh proses pembentukan sendi plastis yang tidak serempak bersamaan. Faktor kuat lebih struktur f_2 nilainya bergantung pada nilai faktor daktilitas struktur gedung μ yang bersangkutan dan ditetapkan menurut persamaan :

$$f_2 = 0,83 + 0,17 \mu \quad (37)$$

Maka dengan memperhatikan Pasal 4.3.3, pembebanan gempa maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana V_m dapat dihitung dari pembebanan gempa nominal V_n menurut persamaan :

$$V_m = f V_n \quad (38)$$

di mana f disebut faktor kuat lebih total yang terdapat di dalam struktur gedung, yang ditetapkan menurut persamaan :

$$f = f_1 f_2 \quad (39)$$

dengan $f_1 = 1,6$ sebagai faktor kuat lebih beban dan bahan. Dalam Tabel 9 dicantumkan nilai f_2 dan f untuk berbagai nilai μ , berikut faktor reduksi gempa R yang bersangkutan, dengan ketentuan bahwa nilai μ dan R tidak dapat melampaui nilai maksimumnya menurut Pasal 4.3.4.

Tabel 9 Faktor kuat lebih struktur f_2 dan faktor kuat lebih total f yang terkandung di dalam struktur gedung

| Taraf kinerja struktur | μ | R pers.(6) | f_2 pers.(37) | f pers.(39) |
|------------------------|-------|-----------------|--------------------|------------------|
| Elastik penuh | 1,0 | 1,6 | 1,00 | 1,6 |
| Daktail parsial | 1,5 | 2,4 | 1,09 | 1,7 |
| | 2,0 | 3,2 | 1,17 | 1,9 |
| | 2,5 | 4,0 | 1,26 | 2,0 |
| | 3,0 | 4,8 | 1,35 | 2,2 |
| | 3,5 | 5,6 | 1,44 | 2,3 |
| | 4,0 | 6,4 | 1,51 | 2,4 |
| | 4,5 | 7,2 | 1,61 | 2,6 |
| | 5,0 | 8,0 | 1,70 | 2,7 |
| Daktail penuh | 5,3 | 8,5 | 1,75 | 2,8 |

9.1.2 Dengan beban gempa nominal statik ekuivalen F_i pada suatu struktur gedung menangkap pada pusat massa lantai tingkat ke- i dan pada ketinggian z_i diukur dari taraf penjepitan lateral menurut Pasal 5.1.2 dan Pasal 5.1.3, maka pembebanan momen guling nominal maksimum dari struktur atas pada struktur bawah yang berperilaku elastik penuh sesuai dengan Pasal 9.1.1 harus dihitung menurut persamaan :

$$M_{gm} = \frac{If}{R} \sum_{i=1}^n F_i z_i \quad (40)$$

Dalam pers.(40) R adalah faktor reduksi gempa untuk struktur elastik penuh ($R = f_1$) dan n adalah nomor lantai tingkat paling atas. Momen guling nominal maksimum ini bekerja pada struktur bawah bersamaan dengan beban normal (vertikal) dan beban geser (horisontal) yang bersangkutan.

9.1.3 Berhubung pada struktur atas gedung yang akibat pengaruh Gempa Rencana berada dalam kondisi di ambang keruntuhan terdapat kemungkinan terjadinya sendi plastis pada kaki semua kolom dan pada kaki semua dinding geser, maka momen guling yang dikerjakan oleh momen leleh akhir dari semua sendi plastis tersebut, harus ditinjau sebagai kemungkinan pembebanan momen guling dari struktur atas pada struktur bawah. Dalam hal ini, apabila $M_{y,k}$ adalah momen leleh awal sendi plastis pada kaki kolom dan $M_{y,d}$ adalah momen leleh awal sendi plastis pada kaki dinding geser, masing-masing dihitung untuk gaya normal yang bersangkutan, di mana diagram interaksinya N-M untuk menghitung momen leleh masing-masing dihitung berdasarkan dimensi penampang dan kekuatan bahan terpasang, maka pembebanan momen guling nominal maksimum dari struktur atas pada struktur bawah harus dihitung dari persamaan :

$$M_{gm} = \frac{1}{1,6} \left(\sum_{\text{kolom}} M_{y,k} + \sum_{\text{dinding}} M_{y,d} \right) \quad (41)$$

Dalam pers.(41) 1,6 adalah faktor kuat lebih beban dan bahan f_1 dan penjumlahan harus dilakukan meliputi seluruh kolom dan seluruh dinding geser yang ada dalam struktur atas gedung. Momen guling nominal maksimum menurut pers.(41) bekerja pada struktur bawah bersamaan dengan beban normal (vertikal) dan beban geser (horisontal) yang bersangkutan.

9.1.4 Momen guling nominal maksimum dari struktur atas pada struktur bawah yang berperilaku elastik penuh yang menentukan, adalah yang nilainya terkecil di antara yang

dihitung menurut pers.(40) dan pers.(41). Tetapi dalam segala hal, nilai momen guling nominal maksimum tersebut tidak perlu diambil lebih besar dari nilai momen guling nominal yang terjadi akibat pengaruh Gempa Rencana pada struktur atas gedung yang berperilaku elastik penuh, yang dapat ditulis menurut persamaan :

$$M_{gm} \leq \frac{IR}{1,6} \sum_{i=1}^n F_i z_i \quad (42)$$

Dalam pers.(42) R adalah faktor reduksi gempa dari struktur atas yang bersangkutan dan 1,6 adalah faktor reduksi gempa untuk struktur elastik penuh ($R = f_1$).

9.1.5 Berhubung struktur atas suatu gedung dalam keadaan sesungguhnya akibat pengaruh interaksi tanah-struktur tidak sepenuhnya terjepit pada taraf penjepitan lateral, maka bila diinginkan pengaruh penjepitan tidak sempurna ini boleh diperhitungkan dengan cara yang rasional, yang bergantung pada jenis tanah dan keberadaan besmen.

9.2 Pembebanan gempa dari gaya inersia

9.2.1 Berhubung dalam keadaan sesungguhnya akibat pengaruh interaksi tanah-struktur oleh pengaruh Gempa Rencana antara struktur bawah dan tanah sekelilingnya terdapat interaksi kinematik dan inersial, maka massa lantai-lantai besmen mengalami percepatan, sehingga mengalami gaya inersia sendiri yang bekerja sebagai beban gempa horisontal pada taraf lantai besmen tersebut, yang harus diperhitungkan membebani struktur besmen secara keseluruhan.

9.2.2 Apabila tidak ditentukan dengan cara yang lebih rasional, maka sehubungan dengan Pasal 9.2.1 beban gempa horisontal nominal statik ekuivalen akibat gaya inersia sendiri F_b yang menangkap pada pusat massa lantai besmen dari struktur bawah yang berperilaku elastik penuh dapat dihitung dari persamaan :

$$F_b = 0,10 A_0 I W_b \quad (43)$$

di mana:

A_0 percepatan puncak muka tanah akibat pengaruh Gempa Rencana menurut Tabel 5,

I Faktor Keutamaan gedung yang bersangkutan menurut Tabel 1 dan

W_b berat lantai besmen, termasuk beban hidup yang sesuai.

9.3 Pembebanan gempa dari tanah sekelilingnya

9.3.1 Apabila tidak ditentukan dengan cara yang lebih rasional, dinding besmen dan komponen lain struktur bawah harus diperhitungkan terhadap tekanan tanah dari tanah depan akibat pengaruh Gempa Rencana, yang nilainya dapat dianggap mencapai nilai maksimum sebesar nilai tekanan leleh tanah sepanjang kedalaman besmen. Tekanan leleh tanah tersebut yang bekerja pada struktur bawah yang berperilaku elastik penuh harus dijadikan tekanan tanah nominal dengan membaginya dengan faktor reduksi gempa $R = f_1 = 1,6$ untuk struktur elastik penuh.

9.3.2 Dalam perhitungan struktur bawah suatu gedung sebagai struktur 3 dimensi, harus ditinjau keberadaan tanah belakang dengan memodelkannya sebagai pegas-pegas tekan dan bila diinginkan keberadaan tanah samping dan tanah bawah (fondasi) dapat ditinjau dengan memodelkannya sebagai pegas-pegas geser. Sifat-sifat pegas tekan dan pegas geser harus dijabarkan secara rasional dari data tanah dan fondasi yang bersangkutan.

10 Pengaruh gempa pada unsur sekunder, unsur arsitektur dan instalasi mesin dan listrik

10.1 Ruang lingkup pengamanan

10.1.1 Unsur sekunder, unsur arsitektur dan instalasi mesin dan listrik harus diamankan terhadap pengaruh Gempa Rencana, karena unsur-unsur tersebut dapat menimbulkan bahaya pada manusia jika mengalami kegagalan, sedangkan instalasi mesin dan listrik harus tetap dapat berfungsi selama dan setelah gempa berlangsung.

10.1.2 Benda-benda yang disimpan dalam museum dan barang-barang sejenis yang mempunyai nilai sejarah atau nilai budaya yang tinggi, yang tidak merupakan unsur-unsur struktur, harus ditambah dan diamankan terhadap pengaruh Gempa Rencana. Untuk detail dari penambatan ini harus dimintakan nasehatnya dari ahli yang khusus.

10.2 Tambatan

10.2.1 Setiap unsur sekunder, unsur arsitektur seperti ornamen, panel beton pracetak dan penutup luar gedung, serta instalasi mesin dan listrik, harus ditambah erat kepada struktur gedungnya agar tahan terhadap pengaruh Gempa Rencana. Tahanan gesek

akibat pengaruh gravitasi tidak boleh diperhitungkan dalam merencanakan ketahanan geser suatu unsur atau instalasi terhadap gaya gempa horizontal.

10.2.2 Alat-alat penambat, termasuk baut-baut jangkar, harus tahan karat, mempunyai daktilitas serta daya tambat yang cukup. Dalam hal panel-panel beton pracetak, jangkar-jangkarnya harus dilas atau dikaitkan kepada penulangan panel.

10.3 Hubungan Antar-Unsur

10.3.1 Pengaruh satu unsur terhadap unsur lainnya yang saling berhubungan harus diperhitungkan. Kegagalan satu unsur sekunder, unsur arsitektur atau instalasi mesin dan listrik yang direncanakan terhadap pengaruh suatu beban gempa tertentu, tidak boleh menyebabkan kegagalan pada unsur lain yang berhubungan dan yang direncanakan terhadap pengaruh beban gempa yang lebih tinggi.

10.3.2 Interaksi di antara unsur sekunder, unsur arsitektur serta instalasi mesin dan listrik harus dicegah dengan mengadakan jarak pemisah menurut Pasal 8.2.4.

10.4 Pemutusan otomatis operasi mesin dan alat

Jika pelanjutan operasi suatu mesin atau alat selama gerakan gempa berlangsung dapat mengakibatkan bahaya yang berarti, maka harus diadakan suatu sistem yang memutuskan secara otomatis operasi suatu mesin atau alat, jika suatu percepatan muka tanah tertentu yang ditetapkan mulai bekerja.

10.5 Pengaruh Gempa Rencana

10.5.1 Setiap unsur sekunder, unsur arsitektur dan instalasi mesin dan listrik harus direncanakan terhadap suatu beban gempa nominal statik ekuivalen F_p , yang bekerja dalam arah yang paling berbahaya dan yang besarnya ditentukan menurut persamaan :

$$F_p = \frac{C_1}{R} K_p P W_p \quad (44)$$

di mana C_1 adalah Faktor Respons Gempa yang didapat dari Spektrum Respons Gempa Rencana menurut Gambar 2 untuk waktu getar alami fundamental dari struktur gedung yang memikul unsur sekunder, unsur arsitektur dan instalasi mesin dan listrik tersebut, yang beratnya masing-masing adalah W_p , sedangkan R adalah factor reduksi gempa

struktur pemikul tersebut dan K_p dan P adalah berturut-turut koefisien pembesaran respons dan faktor kinerja unsur yang ditentukan dalam ayat-ayat berikut.

10.5.2 Koefisien pembesaran respons mencerminkan pembesaran respons unsur atau instalasi terhadap respons struktur gedung yang memikulnya, yang bergantung pada ketinggian tempat kedudukannya pada struktur gedung. Apabila tidak dihitung dengan cara yang lebih rasional, koefisien pembesaran respons K_p dapat dihitung menurut persamaan :

$$K_p = 1 + \frac{z_p}{z_n} \quad (45)$$

di mana:

z_p ketinggian tempat kedudukan unsur atau instalasi dan

z_n ketinggian lantai puncak gedung, keduanya diukur dari taraf penjepitan lateral menurut Pasal 5.1.2 dan Pasal 5.1.3.

10.5.3 Faktor kinerja unsur P mencerminkan tingkat keutamaan unsur atau instalasi tersebut dalam kinerjanya selama maupun setelah gempa berlangsung. Jika tidak ditentukan dengan cara yang lebih rasional, faktor kinerja unsur P ditetapkan dalam Tabel 10 dan Tabel 11.

10.5.4 Waktu getar alami unsur sekunder, unsur arsitektur dan instalasi mesin dan listrik yang nilainya berdekatan dengan waktu getar alami struktur gedung yang memikulnya harus dihindari, sebab dapat menimbulkan gejala resonansi yang berbahaya. Apabila rasio waktu getar alami antara ke duanya adalah antara 0,6 dan 1,4, maka nilai faktor kinerja unsur P harus dikalikan 2, kecuali jika dilakukan suatu analisis khusus.

Tabel 10 Faktor kinerja unsur untuk unsur sekunder dan unsur arsitektur

| Unsur sekunder dan unsur arsitektur | Faktor kinerja unsur P |
|--|------------------------|
| 1. Dinding dan sekat pemisah <ul style="list-style-type: none"> - Dinding yang berbatasan dengan jalan keluar atau tempat umum atau yang disyaratkan memiliki ketahanan tertentu terhadap kebakaran : - Dinding kantilever dan sandaran (parapet) : - Dinding dan sekat pemisah ruangan : | 4 4 2,5 |
| 2. Ornamen, panel beton pracetak dan penutup luar gedung, berikut alat penambatnya : | 8 |
| 3. Sistem langit-langit yang digantung pada struktur gedung dengan lempengan penutup yang beratnya melampaui 20 N per buah : <ul style="list-style-type: none"> - di atas ruang penting (ruang bedah di rumah sakit), jalan keluar dan tempat umum atau yang disyaratkan memiliki ketahanan tertentu terhadap kebakaran : - di atas ruang kerja dan penghunian biasa : | 3 2 |
| 4. Perlengkapan ruang pada jalan keluar atau yang dapat membahayakan jika mengalami pengaruh gempa : | |
| 5. Tangki air bersih dan cerobong yang menyatu dengan gedung dengan berat tidak lebih dari 10% dari berat gedung : | 2,5 |
| 6. Struktur rumah atap atau ruang mesin pada puncak gedung : | 2,5 |

Tabel 11 Faktor kinerja unsur untuk instalasi mesin dan listrik

| Instalasi mesin dan listrik | Faktor kinerja unsur P |
|---|------------------------|
| 1. Tangki tekanan tinggi, ketel uap, tungku, pembakar, pemanas air atau alat-alat lain yang memakai sumber energi pembakaran dengan suhu tinggi : | 6 |
| 2. Tangki cairan atau gas di atas menara untuk : <ul style="list-style-type: none"> - cairan dan gas beracun, alkohol, asam, alkali, logam pijar atau bahan-bahan lain yang berbahaya - sistem penyemprot air kebakaran | 6 6 |
| 3. Pengatur roda gigi (switchgear), transformator, gardu listrik, alat kontrol motor listrik. | 6 |
| 4. Gantungan dan tambatan lampu : <ul style="list-style-type: none"> - tambatan erat - tambatan ayunan (bandul) | 2,5 3,5 |
| 5. Sistem pipa distribusi berikut isinya : <ul style="list-style-type: none"> - yang ditambat erat untuk cairan beracun dan berbahaya - yang ditambat erat untuk air bersih - yang ditambat fleksibel untuk cairan beracun dan berbahaya - yang ditambat fleksibel untuk air bersih | 6 3 8 5 |
| 6. Rak-rak untuk menyimpan batere dan barang-barang berbahaya | 4 |
| 7. Mesin lift, rel pengarah | 3 |
| 8. Peralatan siap jalan pada keadaan darurat, yang harus segera berfungsi setelah gempa terjadi : | 6 |