

TUGAS AKHIR

PERENCANAAN STRUKTUR BEARING WALL SYSTEM
DENGAN CONCRETE BRACED FRAME
PADA KASUS GEDUNG CIKINI JAKARTA

Disusun oleh :

DWI SULASTRI

NRP : 3199 109 537

RSS
690-523
SUL
P-1
2002



PROGRAM SARJANA EKSTENSI
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

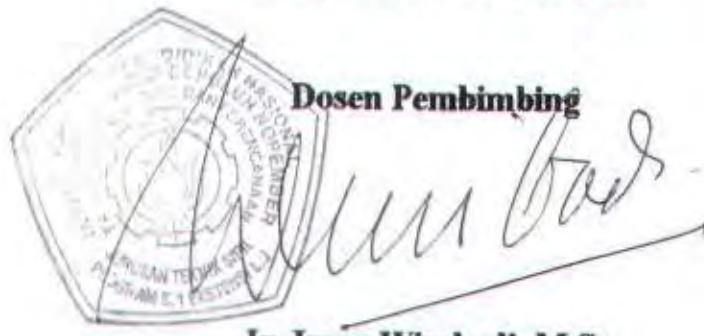
2002

PERPUSTAKAAN	
I.T.S	
Tgl. Terima	2-7-2002
No. Fakta Dari	H

TUGAS AKHIR

PERENCANAAN STRUKTUR BEARING WALL SYSTEM DENGAN CONCRETE BRACED FRAME PADA KASUS GEDUNG CIKINI JAKARTA

Mengetahui / Menyetujui :



Dosen Pembimbing

Ir. Iman Wimbadi, M.Sc.

**PROGRAM SARJANA EKSTENSI
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA
2002**

PERENCANAAN STRUKTUR "BEARING WALL SYSTEM" DENGAN "CONCRETE BRACED FRAME" PADA KASUS GEDUNG CIKINI JAKARTA

Disusun Oleh :
Dwi Sulastri

ABSTRAK

Studi ini mencoba untuk menerapkan suatu cara desain baru yang saat ini sedang dimasyarakatkan di dunia pada umumnya dan di Indonesia pada khususnya. Uniform Building Code (UBC) adalah pedoman perencanaan struktur bangunan yang berlaku di Amerika Serikat. Adapun tujuan utama dari UBC adalah mendesain struktur tidak rumit namun boleh mengalami kerusakan struktural dan juga kerusakan non struktural, bila menerima gaya lateral yang diakibatkan oleh gempa.

Dalam perencanaan Gedung 8 lantai untuk perkantoran Cikini Jakarta, yang mana terletak pada zone gempa 2A ini menggunakan system "Bearing Wall System dengan menggunakan Concrete Braced Frame". Bearing wall yang umumnya berbentuk shear wall (Dinding Geser) digantikan fungsinya dengan menggunakan concrete braced frame. Braced frame mempunyai fungsi yang sama dengan shear wall didalam menerima beban gravitasi dan beban lateral. Adapun type braced yang dipakai adalah type K.

Pada perencanaan terhadap beban gempa, untuk menentukan base shear digunakan nilai R (response modification factor) yang berfungsi untuk mereduksi gaya gempa desain. Besarnya R dipengaruhi oleh sistem struktur gedung, komponen penahan gaya lateralnya, kemampuan struktur dalam memancarkan energi gempa, maupun daerah gempanya. Dalam UBC 1997 harga R adalah sebesar 2.8 untuk sistem struktur bearing wall system dengan concrete braced frame. Struktur bearing wall system tidak dapat ditempatkan pada zone gempa kuat, yaitu zone gempa 3 & 4. Untuk bangunan yang terletak pada zone 2 (zone gempa sedang) tidak ada persyaratan pendetailan khusus pada perencanaan sistem tersebut.

Pada analisa struktur harus dilakukan kontrol terhadap besarnya story drift atau displacement ke samping tiap lantainya yang disebabkan oleh kombinasi beban lateral yang ada. Untuk T (periode struktur) kurang 0.7 detik, besar story drift limitation adalah 0.025 kali tinggi per lantai (dalam kasus ini $0.025 * 400 \text{ cm} = 10 \text{ cm}$).

Dimana selisih nilai AM (maximum inelastic response displacement yang besarnya $0.7R.A_s$) Story drift maksimum untuk arah y sebesar 2.2 cm dan untuk arah x sebesar 0.8 cm.

Perencanaan braced frame dengan menggunakan type K adalah lebih baik daripada menggunakan type story height knee, karena akan membentuk struktur truss penuh dimana akan menjadikan struktur menjadi kaku dan kecil kemungkinan terjadi momen pada balok saat terjadi gempa.

Semoga dari studi ini akan memberikan masukan pada peraturan perhitungan gedung yang sedang disusun di Indonesia.

KATA PENGANTAR

Assalamu'alaikum Wr.Wb.,

Kami panjatkan syukur Alhamdulillah kehadiran Allah SWT, yang telah mengijinkan kami untuk menyelesaikan tugas akhir ini. Tugas akhir ini merupakan salah satu tugas dan persyaratan untuk menyelesaikan studi pada kurikulum program studi S-I Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya.

Terwujudnya tugas akhir ini sungguh tidak terlepas dari bantuan serta bimbingan dari berbagai pihak. Untuk itu perkenankanlah kami menyampaikan rasa terima kasih yang sebesar-besarnya kepada yang terhormat :

1. Orang tua kami yang telah banyak memberikan bantuan baik moril maupun materiil.
2. Bapak Ir. Iman Wimbadi MSc, selaku dosen pembimbing
3. Bapak Ir. Munarus Suluch MS, selaku dosen wali
4. Bapak/Ibu dosen dilingkungan Teknik Sipil FTSP Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya
5. Seluruh staf karyawan/ti dilingkungan Teknik Sipil FTSP Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya
6. Seluruh rekan-rekan yang telah banyak memberikan bantuan baik moril maupun materiil dalam menyelesaikan tugas akhir ini.
7. Saudara-saudaraku yang telah banyak membantu
8. Semua pihak yang tidak mungkin untuk disebutkan satu-persatu, yang telah banyak memberikan bantuan baik secara langsung maupun tidak langsung.

DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN	i
ABSTRAK	ii
KATA PENGANTAR	ii
DAFTAR ISI	iv
DARTAR TABEL	ix
DAFTAR GAMBAR	x
BAB I : PENDAHULUAN	001
1.1. Latar Belakang	001
1.2. Permasalahan	003
1.3. Tujuan Perencanaan	003
BAB II : TINJAUAN PUSTAKA	005
2.1. Beban Gempa Desain	005
2.1.1. Pendahuluan	005
2.1.2. Kombinasi Beban	005
2.1.3. Criteria Selection (Pemilihan Kriteria)	007
2.1.3.1. Occupancy Categories	007
2.1.3.2. Site Geology and Soil Characteristics	007
2.1.3.3. Site Seismic Hazard Characteristics	008
2.1.3.4. Building Configuration	009
2.1.3.5. Struktur Framing System	011
2.1.4. Gaya Lateral Desain Minimum dan Efek-efek yang Terkait	015
2.1.4.1. Beban Gempa	015
2.1.4.2. Persyaratan Permodelan	018
2.1.4.3. P-Δ effects	018
2.1.4.4. Prosedure Gaya Statis	019
2.1.4.5. Approximate Fundamental Period (T) = Periode Dasar kira-kira	020
2.1.4.6. Distribusi Gaya Lateral	021
2.1.4.7. Overturning	024
2.1.4.8. Story Drift Limitations atau Pembatasan Story Drift	025
2.1.5. Detailed System Design Requirements	026
2.1.5.1. Ortogonal Effects	026
2.1.5.2. Deformation Compatibility	027
2.1.5.3. Diafragma	028
2.2. Pengenalan Sistem Lateral Resisting (Sistem Penahan Gaya Lateral / Gempa) pada Sistem Struktur Bearing Wall	028

2.2.1. Shearwall (Dinding Geser)	028
2.2.2. Braced Frame	028
2.3. Komponen Penahan Gaya Lateral berupa Braced Frame	029
2.3.1. Umum	029
2.3.2. Tipe-tipe Bracing	029
2.3.3. Perilaku Bracing	031
2.3.4. Perilaku Braced Bents	034
2.3.5. Metode Analisa Braced Frame	037
2.3.5.1. Member Force Analysis.....	037
2.3.5.2. Drift Analysis	037
2.4. Eksentrisitas Terhadap Pusat Massa	041
BAB III : SYARAT-SYARAT PENDETAHLAN (DETAILING REQUIREMENTS)	044
3.1. Umum	044
3.2. Persyaratan Umum	045
3.2.1. Desain dan Pendetailan	045
3.2.2. Faktor Reduksi Kekuatan	047
3.2.3. Kuat Tekan	047
3.2.4. Tulangan	048
3.3. Perencanaan Komponen Struktur yang Menahan Beban Lentur	048
3.3.1. Umum	048
3.3.2. Tulangan Lentur	048
3.3.3. Sambungan	050
3.3.4. Tulangan Pengikat	051
3.4. Perencanaan Komponen Struktur yang Menahan Beban Lentur dan Aksial	051
3.4.1. Persyaratan Lentur	051
3.4.2. Sambungan	053
3.4.3. Tulangan Transversal	054
3.5. Joint of Frame	054
3.5.1. Tulangan Longitudinal	054
3.5.2. Kuat Geser	055
3.5.3. Tulangan Transversal	056
3.6. Perencanaan Kuat Geser	056
3.6.1. Komponen Lentur	056
3.6.2. Komponen yang Menahan Beban Lentur dan Aksial	058
3.6.3. Dinding	058
BAB IV : DASAR-DASAR PERENCANAAN	059
4.1. Data Perencanaan	059
4.1.1. Data Umum Perencanaan	059

4.1.2. Data Teknik	059
4.2. Pemodelan Struktur	060
4.3. Peraturan yang Dipakai	060
4.4. Pembebanan	060
4.4.1. Beban Gravitasi	060
4.4.2. Beban Angin	061
4.4.3. Beban Gempa	061
4.4.4. Kombinasi Pembebanan	061
4.5. Perencanaan Dimensi	062
4.6. Perencanaan Terhadap Beban Gempa	068
BAB V : PERANCANGAN STRUKTUR SEKUNDER	069
5.1. Perancangan Tangga	069
5.1.1. Umum	069
5.1.2. Data Perancangan	071
5.1.3. Pembebanan Tangga	071
5.1.4. Analisa Penulangan Tangga	072
5.1.5. Kontrol Kebutuhan Tulangan Geser	073
5.2. Perancangan Plat	074
5.2.1. Umum	074
5.2.2. Data Perencanaan	074
5.2.3. Pembebanan Plat	075
5.2.4. Analisa dan Penulangan Plat	076
5.2.5. Penulangan Plat Lantai	077
5.2.6. Penulangan Plat Atap	079
5.2.7. Kontrol Gaya Geser	080
BAB VI: ANALISA STRUKTUR UTAMA	081
6.1. Metode Analisa dan Input SAP'90	081
6.1.1. Data Input	081
6.1.1.1. Saruan	081
6.1.1.2. Data Material	081
6.1.1.3. Dimensi Elemen Struktur	081
6.1.2. Pembebanan Vertikal	082
6.1.2.1. Berat Bangunan Total	083
6.1.2.2. Beban Angin	084
6.1.3. Beban Gempa	085
6.2. Criteria Selection	085
6.2.1. Dasar-dasar Perencanaan	085
6.2.2. Occupancy Categories	085

6.2.3. Site Geology and Soil Characteristics	085
6.2.4. Site Seismic Hazard Characteristics	085
6.2.4.1. Seismic Zone	085
6.2.4.2. Seismic Zone 4 Near-Source Factor	085
6.2.4.3. Seismic Response Coefficients	085
6.2.5. Persyaratan Konfigurasi/Building Configuration	086
6.2.6. Struktural Framing System	086
6.2.7. Batas Ketinggian	086
6.2.8. Pemilihan Prosedur Gaya Lateral	087
6.2.8.1. Simplified Static	087
6.2.8.2. Static	087
6.2.8.3. Dynamic	087
6.3. Gaya Lateral Desain Minimum dan Efek yang Terkait	088
6.3.1. Prosedur Gaya Statis	088
6.3.1.1. Periode Struktur	088
6.3.1.2. Base Shear Desain	089
6.3.2. Distribusi Base Shear Total dengan $T = 0.656$ dt	090
6.3.3. Perhitungan Base Shear Desain dengan $T = 0.9184$ dt	091
6.3.4. Distribusi Base Shear Total $T = 0.9184$ dt	092
6.3.5. Kombinasi Pembebatan	093
6.3.6. Hasil-hasil Analisa	095
6.3.7. Pembatasan Story Drift dan Effek P- Δ	095
BAB VII : PERANCANGAN STRUKTUR UTAMA	100
7.1. Perhitungan Penulangan Balok	100
7.1.1. Desain Penulangan Lentur Balok	100
7.1.1.1. Prosedur Perhitungan Penulangan Lentur Balok	100
7.1.1.2. Data Perencanaan Balok	103
7.1.1.3. Momen-Momen Hasil Analisa Struktur	104
7.1.1.4. Tujuan dari Redistribusi Momen	104
7.1.1.5. Perhitungan Tulangan Lentur Balok	105
7.1.1.6. Perhitungan Momen Kapasitas Balok	108
7.1.2. Desain Penulangan Geser dan Torsi Balok	115
7.1.3. Titik Putusnya Tulangan Baja pada Balok	111
7.2. Perancangan Kolom	113
7.2.1. Data Perancangan Kolom	115
7.2.2. Panjang Tekuk Kolom	115
7.2.3. Pembatasan Tulang Kolom	116
7.2.4. Kolom Pendek	117

7.2.5. Kolom Panjang	117
7.2.6. Faktor Pembesaran Momen Untuk Kolom Panjang	117
7.2.7. Penulangan Lentur Kolom	118
7.2.8. Tulangan Pengikat	118
7.2.9. Tulangan Transversal Untuk Geser	118
7.2.10. Panjang Sambungan Untuk Tulangan Kolom	121
7.3. Perancangan Braced Frame	122
7.3.1. Penulangan Lentur dan Aksial	122
7.3.2. Tulangan Pengikat	123
7.3.3. Tulangan Transversal untuk Geser	123
7.4. Perancangan Penulangan Beam-Column Joint	124
7.5. Perancangan Penulangan Joint Antara Balok dan Braced Frame	128
7.6. Perancangan Penulangan Joint Antara Balok, Kolom dan Braced Frame	128
BAB VIII : PERENCANAAN PONDASI	129
8.1. Umum	129
8.2. Dasar Perhitungan Tiang Pancang	129
8.2.1. Data Spesifikasi	129
8.2.2. Perhitungan Daya Dukung	130
8.3. Perhitungan Tiang Pancang	130
8.3.1. Perhitungan Kelompok Tiang Pancang	130
8.3.2. Perhitungan Poer (Pile Cap)	133
8.3.2.1. Penulangan Lentur Poer (Pile Cap)	133
8.3.2.2. Penulangan Geser Poer (Pile Cap)	135
8.3.3. Perhitungan Sloof (Tie Beam)	137
8.3.3.1. Penulangan Lentur Sloof	138
BAB IX : PENUTUP	139
LAMPIRAN	xii
DAFTAR PUSTAKA	xxxvii

DAFTAR TABEL

Tabel-2.1. Kombinasi beban untuk elemen beton	006
Tabel-2.2. Definisi rasio dari geser element story	017
Tabel-2.3. Braced bent : Shear Deflection per Story	043
Tabel-3.1. Resiko gempa dalam ACI.318-95 dan UBC-1997	044
Tabel-3.2. Syarat-syarat pendetailan dalam UBC-1997	045
Tabel-3.3. Syarat-syarat pendetailan untuk momen frames	045
Tabel-3.4. Persyaratan perencanaan komponen struktur yang menahan beban luar	049
Tabel-3.5. Persyaratan perencanaan komponen struktur yang menahan beban lentur aksial	052
Tabel-3.6. Persyaratan perencanaan joint of frame	055
Tabel-3.7. Persyaratan kuat geser	057
Tabel-4.1. Kombinasi pembebanan	061
Tabel-4.2. Rencana balok	063
Tabel-4.3. Tipe plat	064
Tabel-6.1. Gaya gempa dan geser tiap tingkat arah-X	091
Tabel-6.2. Story drift arah-Y	095
Tabel-6.3. Story drift arah-X	096
Tabel-6.4. Perhitungan TB arah-Y	096
Tabel-6.5. Perhitungan TB arah-X	096

DAFTAR GAMBAR

Gambar-2.1. Jarak dari sumber gempa yang diketahui, digunakan untuk menentukan Na & Nv	008
Gambar-2.2. Ketidakteraturan struktur vertikal	010
Gambar-2.3. Ketidakteraturan struktur rencana	010
Gambar-2.4. Sistem struktur beton bertulang penahan gempa	014
Gambar-2.5. PΔ - effek	019
Gambar-2.6. Distribusi gaya lateral design sepanjang tinggi gedung	023
Gambar-2.7. Tipe-tipe bracing	031
Gambar-2.8. Jalur geser horisontal pada elemen-elemen jaringan	033
Gambar-2.9. Jalur dari pembebanan gravitasi yang menuruni bent	034
Gambar-2.10. Defleksi lentur, Geser, kombinasi	036
Gambar-2.11. Bracing dalam bays yang berbeda dari suatu bent	036
Gambar-2.12. Gaya-gaya dalam yang dikarenakan pembebanan horisontal desain Gaya-gaya dalam elemen yang dikarenakan pembebanan unit dummy	041
Gambar-2.13. Braced frame, diagram momen yang dikarenakan bebannya eksternal dan diagram M/EI	042
Gambar-5.1. Perencanaan tangga	070
Gambar-5.2. Ukuran tangga	070
Gambar-5.3. Permodelan struktur tangga	070
Gambar-6.1. Denah pembalokan	082
Gambar-6.2. Potongan melintang dan memanjang	082
Gambar-7.1. Diagram tegangan berbentuk blok pada penampang balok	101
Gambar-7.2. Diagram tegangan dari diagram regangan pada penampang balok	102
Gambar-7.3 Portal-4, lantai-4	104
Gambar-7.4. Tributary area untuk geser pada balok bentang 500cm portal-4 lantai-4	112
Gambar-7.5. Detail penulangan untuk balok eksterior pada portal	115
Gambar-7.6. Detail penulangan untuk kolom 158,portal 4 lantai-1	122
Gambar-7.7. Analisa geser pada pertemuan balok kolom interior	125
Gambar-7.8. Analisa geser pada pertemuan balok kolom eksterior	127
Gambar-8.1. Kelompok tiang pancang kolom tepi	131

Gambar-8.2. Kelompok tiang pancang kolom tengah	132
Gambar-8.3. Poer kelompok tiang pancang kolom tepi	133
Gambar-8.4. Poer kelompok tiang pancang kolom tengah	133

BAB I

PENDAHULUAN

BAB I

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Gempa bumi merupakan salah satu kejadian alam yang sulit untuk diprediksi meskipun dengan teknologi muktahir sekalipun, sedangkan akibat yang ditimbulkannya sangat luas, baik terhadap aspek sosial, ekonomi, infrastruktur dan mungkin juga jiwa manusia sendiri. Saat ini kemajuan teknologi dalam bidang kegempaan belum mampu untuk memprediksi terjadinya bahay gempa, sehingga persiapan dini menghadapi bencana tersebut perlu dilakukan agar tidak menjadikan malapetaka yang lebih parah bagi kehidupan manusia. Lain halnya dengan bencana banjir dan meletusnya gunung berapi, kedua kejadian alam tersebut relatif lebih mudah diprediksi kejadiannya.

Karena kondisi geologis kepulauan Indonesia yang rawan terhadap gempa yang berakibat pada pembangunan infrastruktur di Indonesia akan semakin mahal, sehingga komponen biaya bangunan tahan gempa mempunyai prosentase yang perlu diperhitungkan terhadap biaya total pembangunan. Selain infrastruktur, bangunan perkantoran, hotel dan apartement juga tumbuh dengan pesat, terutama di kota-kota besar. Berkaitan dengan aspek keamanan dan jaminan investasi, bangunan-bangunan diatas harus direncanakan dengan baik terhadap bahaya gempa, jika tidak maka kerugian yang terjadi akan sangat besar mengingat tingginya resiko gempa di Indonesia.

Sebagai kepulauan berisiko gempa tinggi, Indonesia belum mempunyai peraturan kegempaan yang memadai. Peraturan gempa yang ada selama ini masih banyak kekurangannya. Selain kurang didukung oleh adanya jurnal-jurnal yang memadai, peraturan tersebut masih terdapat hal-hal yang belum sesuai, misalnya pembagian wilayah gempa yang masih sangat kasar.. Hal ini terbukti bahwa berdasarkan penelitian terbaru, ada beberapa wilayah yang ternyata zone gempanya lebih berbahaya dari yang tercantum pada peraturan tersebut. Dengan memperha-

tikan kekurangan-kekurangan yang ada pada peraturan gempa Indonesia, maka perlu diadakan penyempurnaan pada peraturan-peraturan tersebut.

Melihat perkembangan saat ini menuntut adanya globalisasi, maka penyempurnaan peraturan gempa Indonesia tersebut sedapat mungkin harus mengacu pada peraturan-peraturan yang telah diakui secara Internasional dan didukung oleh jurnal-jurnal yang memadai. Hal inilah yang mendasari pemikiran pada konfrensi nasional Rekayasa Kegempaan Indonesia yang diajukan pada tanggal 4 sampai 5 Nopember 1999 yang menghasilkan kesepakatan penting sehubungan dengan penyempurnaan peraturan gempa Indonesia. Hasil kesepakatan tersebut tertuang dalam draft peraturan kegempaan yang mengacu pada peraturan gempa dari Amerika yang dikenal dengan Uniform Building Code 1997 (UBC 1997).

Uniform Building Code (UBC) adalah pedoman perancangan bangunan yang berlaku di Amerika Serikat dan selalu diperbaharui setiap 3 tahun sekali mengikuti perkembangan gempa yang ada diwilayah tersebut. Adapun tujuan utama dari UBC adalah mendesain struktur tidak runtuh namun boleh mengalami kerusakan struktural dan juga kerusakan non struktural, bila menerima gaya lateral yang besar akibat gempa. UBC membagi empat jenis struktur berdasarkan tingkat daktilitas struktur, yaitu Bearing Wall System, Building Frame System, Moment Resisting Frame dan Dual System. Adapun penjelasannya adalah sebagai berikut :

- Bearing Wall System adalah sistem struktur dinding tumpu yang selain memikul beban gravitasi juga memikul gaya lateral akibat gempa,
- Building Frame System adalah sistem struktur yang beban gravitasinya dipikul sepenuhnya oleh frame, sedangkan gaya lateralnya dipikul oleh dinding geser,
- Moment Resisting Frame System adalah sistem struktur yang beban gravitasi dan beban lateralnya dipikul sepenuhnya oleh frame,
- Dual System adalah sistem struktur yang gaya lateral dan gaya gravitasinya diterima oleh space frame dan dinding geser dengan prosentase sekurang-kurangnya 25% gaya lateral dipikul oleh space frame dan sisanya dipikul oleh dinding geser.

Pada tugas akhir ini dilakukan perancangan struktur Bearing Wall System dengan menggunakan Concrete Braced Frame. Braced Frame merupakan komponen struktur yang mampu menahan gaya lateral akibat gempa. Braced Frame ini bisa diletakkan ditengah-tengah bangunan (inti/core), diujung-ujung gedung dan juga diantara ruang-ruang yang ada.

Perancangan struktur bearing wall system dengan braced frame ini disusun dalam rangka menyongsong berlakunya peraturan baru kegempaan Indonesia dan untuk melengkapi dokumentasi mengenai berbagai macam sistem perancangan struktur tahan gempa. Sedangkan pemakaian UBC dalam perancangan struktur ini didasarkan pada kenyataan bahwa peraturan kegempaan di Indonesia mendatang mengacu pada UBC 1997. Selain itu, kebanyakan yang ada sekarang menuju kearah penggunaan UBC secara luas. Misalnya ACI 1999 telah memasukkan UBC 1997 ke dalam bagianya. Demikian juga dengan International Building Code, memasukkan aturan-aturan dalam UBC sebagai bagianya. Karena perancangan ini dipakai di Indonesia maka pembagian zone gempanya disesuaikan dengan kondisi Indonesia berdasarkan pembagian zone terbaru yang terdapat dalam prosedur hasil konferensi nasional Rekayasa Kegempaan di Bandung.

1.2. Permasalahan

Permasalahan yang ada didalam tugas akhir ini adalah bagaimana merencanakan struktur Bearing Wall System dengan menggunakan Concrete Braced Frame sesuai dengan UBC 1997.

1.3. Tujuan Perencanaan

Yang menjadi tujuan dari perencanaan ini adalah :

- ✓ Memberikan informasi dan mengenalkan pengertian salah satu sistem struktur, yaitu bearing wall system dengan concrete braced frame,
- ✓ Merencanakan struktur gedung perkantoran berlantai 8, dengan memakai sistem struktur bearing wall system dengan menggunakan concrete braced frame,
- ✓ Menerapkan software SAP'90 untuk analisa struktur,

- ✓ Menerapkan UBC 1997, sebagai peraturan yang digunakan dalam perancangan suatu elemen struktur. Terutama ketentuan-ketentuan yang ada pada section 16 dan 19.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Beban Gempa Desain

2.1.1. Pendahuluan

Pada bab ini diuraikan persyaratan umum yang digunakan untuk menganalisa dan mendesign gedung yang dibebani gaya gempa menurut ketentuan-ketentuan yang ada di dalam UBC 1997. Kombinasi beban yang ditetapkan pada metode desain kekuatan diberikan pada section 1612. Section 1626 sampai 1636 berisi ketentuan-ketentuan mengenai desain gempa, termasuk metode untuk menentukan desain gaya lateral minimum yang disebabkan gerak tanah dasar yang direncanakan (yaitu gerak tanah yang memiliki peluang terjadinya 10% dalam rentang waktu mencapai 50 tahun).

Secara umum, gaya-gaya ini ditentukan dengan mempertimbangkan lokasi gedung (relatif terhadap daerah sumber gempa atau fault), karakteristik tanah, occupancy, konfigurasi, sistem struktur dan ketinggian.

2.1.2. Kombinasi beban

Salah satu perubahan yang cukup berarti pada UBC 1997 adalah penggunaan strength-level design base shear, suatu pengaruh yang tidak diamplifikasi/dibesarkan dengan faktor beban sebelum digabungkan dengan pengaruh beban gravitasi berfaktor. Kombinasi beban pada 1612.2.1. pada prinsipnya sama dengan yang ada di dalam Section 2.3 ASCE 7-95 (Ref.2.1), dengan beberapa modifikasi.

Merupakan suatu hal yang penting, untuk mencatat pengecualian yang ada pada akhir section 1612.2.1., yaitu yang menyinggung masalah beton dan masonry. Secara khusus, kombinasi beban pada 1909.2. bisa diterapkan untuk beton, dimana kombinasi beton tidak dimasukkan, gaya gempa harus dikalikan dengan 1.1. Tabel-2.1. berisi kombinasi beban yang bisa

diterapkan, yaitu untuk beton yang dibebani efek kombinasi dari beban mati, hidup, salju, angin dan gempa bumi.

Tabel - 2.1.
Kombinasi Beban untuk Elemen Beton

Persamaan No	Kombinasi Beban
9-1	1.4 D + 1.7 L
9-2	0.75 (1.4 D + 1.7 L + 1.7 W)
9-3	0.9 D + 1.3 W
12-5	1.1 (1.2 D + f ₁ L + f ₂ S + 1.0 E)
12-6	1.1 (0.9 D + 1.0 E)

Keterangan :

D = Efek beban mati

L = Efek beban hidup

W = Efek beban angin

E = Efek beban gempa

f₁ = 1.0 untuk lantai yang terletak pada tempat-tempat yang digunakan untuk berkumpulnya orang, untuk beban hidup yang lebih dari 100 psi dan untuk beban hidup pada garasi.

= 0.5 untuk beban hidup yang lain

f₂ = 0.7 untuk konfigurasi atap yang tidak menumpahkan salju.

= 0.2 untuk konfigurasi atap yang lain.

Sebagai tambahan terhadap kombinasi beban yang ada, kombinasi beban gempa khusus pada 1612.4. juga harus dipertimbangkan, yaitu :

1.2 D + f₁ L + 1.0 Em atau 0.9 D + 1.0 Em

dimana Em adalah perkiraan gaya gempa maksimum (pada sub bab 2.1.4.1). Kombinasi ini dipakai untuk menentukan beban desain pada elemen-elemen struktur yang diharapkan atau disyaratkan untuk tetap elastis selama gerakan tanah desain. Sebagai contoh, pada kasus kolom

yang mendukung shearwall (yang tidak menerus), kolom-kolom harus memiliki kekuatan untuk menahan beban maksimum yang bisa terjadi di dalam suatu sistem.

The Structural Engineers Association Of California (SEAOC) Seismology Committee baru-baru ini mengajukan rekomendasi khusus kepada International Conference of Building Official (ICBO) mengenai pengecualian kedua yang ada di dalam 1612.2.1., berdasarkan informasi di dalam Ref. 2.2. Pendeknya, Seismology Committee menganjurkan bahwa pengali 1,1 tidak diterapkan pada persamaan 12-5 atau 12-6. Pembaca diharapkan dapat mengecek dengan menggunakan peraturan lokal yang sesuai, untuk menentukan nilainya, apakah rekomendasi ini telah diadopsi atau belum. Referensi 2.2. berisi informasi tentang hal-hal yang melatar belakangi rekomendasi ini.

2.1.3. Criteria selection (Pemilihan Kriteria)

2.1.3.1. Occupancy Categories

Setiap gedung ditentukan pada salah satu dari kelima kategori occupancy pada Tabel - 16.K. Tabel ini berisi :

- Faktor kepentingan gempa I, yang digunakan untuk menghitung gaya gempa pada sistem LFR utama (sistem penahan gaya lateral utama),
- Faktor kepentingan gempa Ip, yang digunakan untuk menentukan gaya lateral pada elemen struktur, komponen nonstruktural dan peralatan yang didukung oleh struktur.

2.1.3.2. Site Geology and Soil Characteristics

Kondisi tanah lokal dapat memegang peranan penting di dalam penjelasan tambahan dari gerak tanah, karena secara dramatis dapat mempengaruhi perilaku keseluruhan dari gedung selama terjadi gempa bumi. Pada dasarnya, gaya gempa desain dibesarkan untuk kondisi tanah yang berbeda. Berdasarkan studi terakhir, bentuk baru dari kategori profil tanah (terdiri dari enam tipe profile tanah) telah diperkenalkan, untuk menggantikan empat kategori tipe tanah.

Tipe profil tanah SA, SB, SC, SD dan SE didefinisikan pada Tabel-16.J., tipe profil tanah SF didefinisikan sebagai tanah yang mensyaratkan evaluasi tanah khusus (1629.3.1). Pro-

sedur untuk menentukan tipe profil tanah site yang ada, tercantum pada section 1636. Tipe SD dipakai bila property/ciri-ciri tanah yang digunakan untuk menentukan tipe profil tanah tidak diketahui secara detail/lengkap.

2.1.3.3. Site Seismic Hazard Characteristics

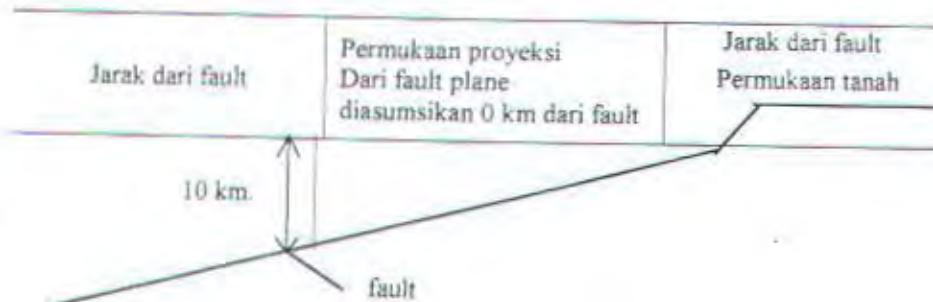
o Seismic Zone

Faktor zone gempa (Z) yang tercantum pada Tabel-16.1. menunjukkan percepatan tanah puncak efektif yang berhubungan dengan tingkat gerakan tanah maksimum yang diharapkan akibat gempa, untuk daerah yang ada dan diekspresikan sebagai fraksi konstanta gravitasi (g).

o Near-Source Factors

Pengenalan efek near-source pada zone gempa 4 merupakan perubahan yang besar pada UBC 1997. Pengamatan dan pembacaan gempa terakhir menunjukkan bahwa efek gerak tanah yang berdekatan dengan fault/kegagalan, secara signifikan bisa lebih besar dari pada yang terletak jauh dari fault rupture.

Faktor near-source (Na) dan (Nv), yang dikenalkan untuk menghitung kejadian ini, didasarkan pada tipe sumber gempa (yang berhubungan dengan magnitude momen maksimum dan slip rate/tingkat slip, pada Tabel-16.U.) dan jarak site terhadap sumber gempa yang diketahui. Gambar-2.1. menunjukkan jarak lokasi terhadap sumber gempa sebagaimana yang didefinisikan pada footnote 3 dari 16.S. dan 16.T.



Gambar-2.1. Jarak dari sumber gempa yang diketahui, digunakan untuk menentukan Na dan Nv .

(Tabel-16.S. dan 16.T. Berisi nilai-nilai Na atau fungsi dari tipe sumber dan Nv atau fungsi dari jarak terhadap sumber gempa).

Seismic Response Coefficient (Koefisien Respon Gempa)

Koefisien gempa C_a dan C_v yang terdapat pada tabel-16.Q. dan 16.R. berturut-turut dikeluarkan untuk istilah-istilah faktor zone gempa (Z) dan tipe profil tanah, sedangkan untuk zone gempa 4 disebut faktor near-source (N_a) dan (N_v). Perlu dicatat bahwa untuk tipe profile tanah SF, harus dilakukan penyelidikan geoteknikal terhadap tanah yang dikhususkan dan analisa respon tanah dinamis, untuk menentukan C_a dan C_v .

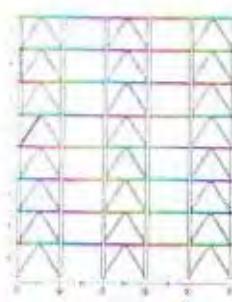
2.1.3.4. Building Configuration

Konfigurasi sebuah gedung bisa mempengaruhi perilaku keseluruhan gedung selama terjadi gempa bumi. Menurut 1629.5.1, gedung-gedung harus diklasifikasikan sebagai teratur atau tak teratur berdasarkan pada konfigurasi plan/rencana denah ataupun konfigurasi vertikal.

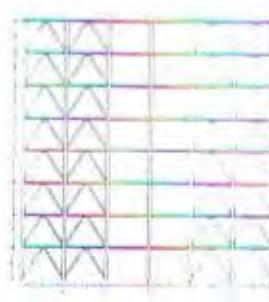
Terdapat lima tipe yang berbeda dari ketidakteraturan struktur vertikal yang didefinisikan pada tabel-16.L. (gambar-2.2) : menunjukkan denah dan potongan gedung berlantai 8 yang dipakai sebagai bahan tugas akhir, ketidakteraturan kekakuan-soft story, ketidakteraturan berat (massa), ketidakteraturan geometri vertikal, diskontinuitas in-plane pada elemen vertikal penahan gaya lateral dan diskontinuitas pada capacity-weak story. Dari ketidakteraturan struktur rencana didefinisikan pada tabel-16.M (gambar-2.3) : ketidakteraturan torsional, sudut/pojok yang re-entrant, diskontinuitas diafragma, out-of-plane offsets dan sistem nonparalel. Gempa bumi terdahulu telah menunjukkan bahwa gedung yang memiliki konfigurasi tidak teratur lebih besar kerusakannya daripada yang memiliki konfigurasi teratur.



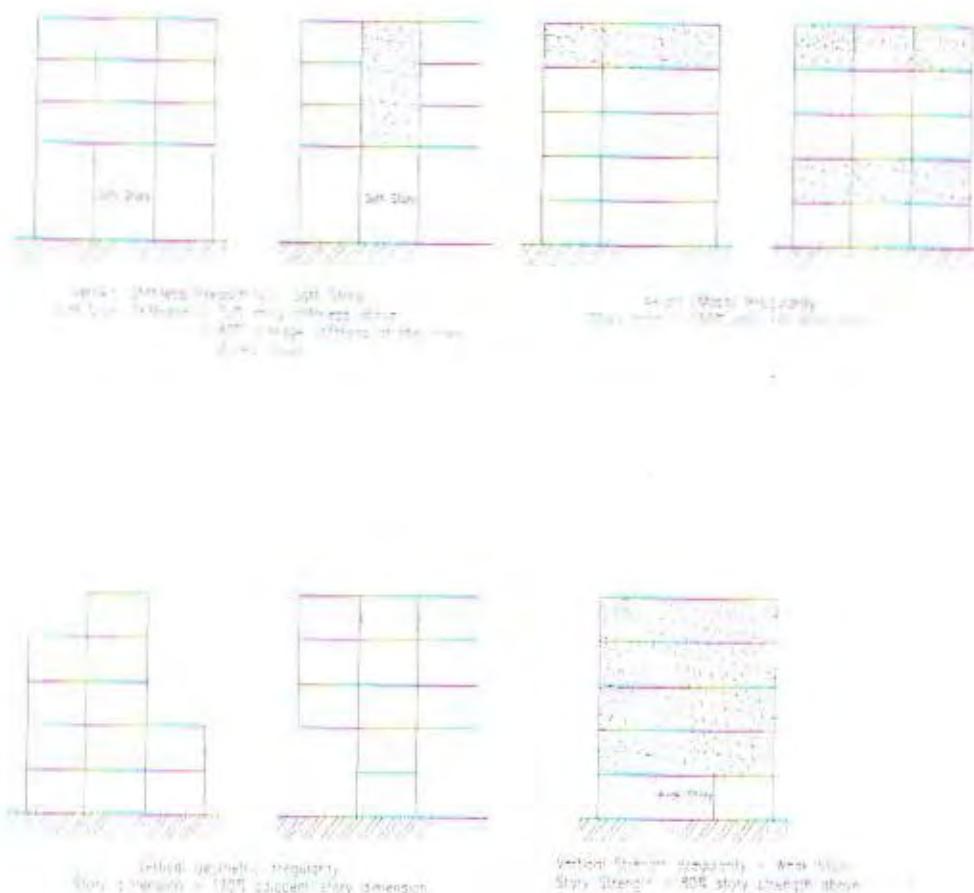
Denah



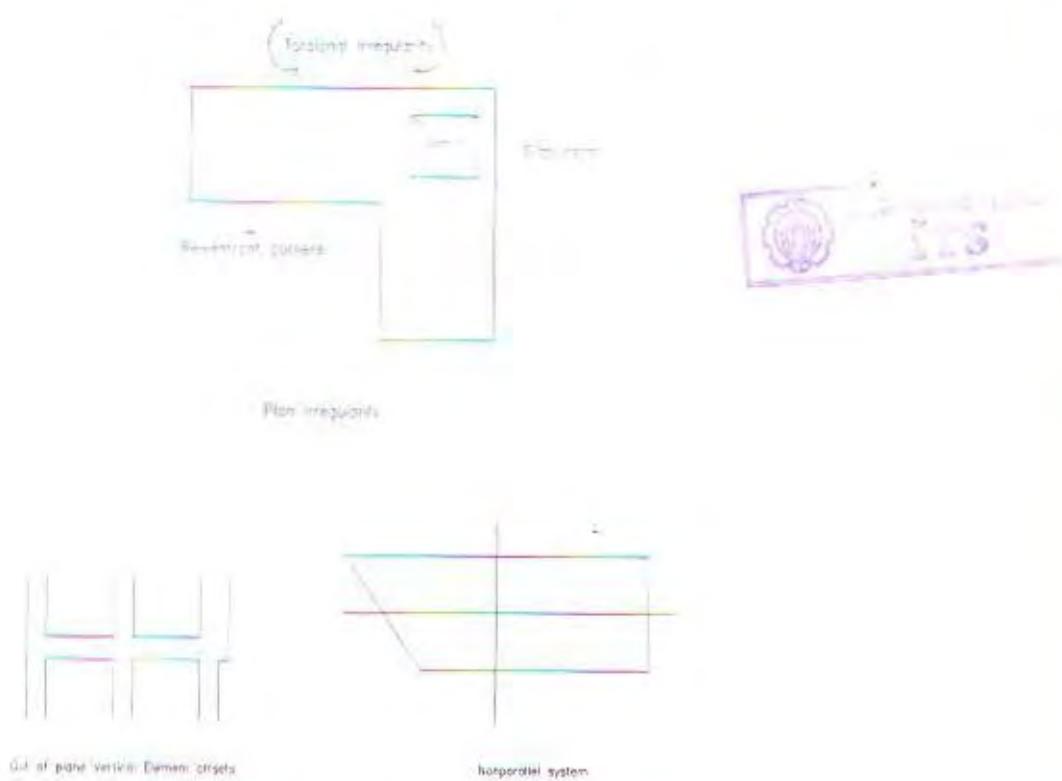
Potongan Melintang



Potongan Memanjang



Gambar-2.2. Ketidakteraturan Struktur Vertikal



Gambar-2.3. Ketidakteraturan Struktur Rencana

2.1.3.5. Struktur Framing System

Sistem struktur dasar yang tercantum dalam tabel-16.N terdapat pada gambar-2.4. Pembatasan ketinggian dan sistem struktur dari gedung telah dicantumkan pada tabel. Penjelasan dari masing-masing sistem struktur adalah sebagai berikut :

✓ Bearing Wall System

Load Bearing Wall memberikan dukungan terhadap semua beban gravitasi. Ketahanan terhadap beban lateral diberikan oleh bearing wall yang sama (yang berperilaku sebagai shear wall/dinding geser) ataupun oleh braced frame. Dalam hal ini braced frame memberikan ketahanan baik terhadap beban gravitasi ataupun beban gempa lateral.

Pada zone gempa 3 dan 4, shearwall harus didetail secara khusus untuk memenuhi persyaratan section 1921.6.6 dan sebagai tambahan yaitu section 1901 sampai 1917. Pada daerah gempa yang lebih rendah, tidak ada persyaratan khusus untuk shear wall.

✓ Building Frame System

Building frame system merupakan sistem struktural dengan portal ruang (essentially complete space frame) yang memberikan dukungan terhadap beban gravitasi. Ketahanan terhadap gaya lateral diberikan oleh shear wall ataupun braced frame. Pada zone gempa 3 dan 4, shearwall harus didetail secara khusus.

Untuk memenuhi persyaratan section 1921.6.6 dan sebagai tambahan yaitu section 1901 sampai 1917. Pada daerah gempa yang lebih rendah, tidak ada persyaratan khusus untuk shear wall.

Walaupun dinding didesain untuk menahan semua gaya gempa, portal yang terdiri dari balok dan kolom harus didesain pula untuk menahan efek yang diakibatkan oleh defleksi beban lateral, dikarenakan balok dan kolom tersebut dihubungkan dengan dinding yang ada pada tiap tingkat melalui plat lantai. Hal inilah yang disebut sebagai persyaratan kompatibilitas deformasi untuk gedung-gedung pada zone gempa 2, 3 dan 4. Menurut ketentuan 1633.2.4, elemen-elemen yang tidak didesain sebagai LFR system (sistem penahan gaya lateral) harus mampu mem-

berikan dukungan terhadap beban gravitasi pada saat mengalami deformasi, yang disebabkan oleh gaya gempa. Persyaratan khusus untuk elemen beton tercantum pada 1921.7. Bila ditetapkan menurut ketentuan 1921.7, yang mensyaratkan detail gempa khusus pada elemen struktural, yang semula didesain hanya berdasarkan gaya gravitasi saja, kemudian perencana seharusnya mempertimbangkan bahwa elemen-elemen ini sebagai bagian dari LFR system.

Pada daerah yang aktivitas gempanya rendah (zone gempa 0 dan 1), tidak akan praktis dan ekonomis jika didalam mendesain shearwall menggunakan beban lateral sebesar 100%, karena tidak ada detailing gempa khusus untuk elemen-elemen portal. Jadi pada zone gempa 0 dan 1, struktur yang terdiri dari shearwall dan frame harus didesain sebagai wall-frame interaction system.

➤ **Moment Resisting Frame System**

Moment resisting System merupakan sistem struktural dengan portal ruang (space frame) yang memberikan dukungan terhadap beban gravitasi. Portal penahan momen memberikan ketahanan gempa terhadap gaya lateral, terutama dengan cara lentur dari elemen-elemennya. Pada zone gempa 0 dan 1, portal penahan momen merupakan ordinary moment resisting frame (OMRF) yang diproporsikan untuk memenuhi persyaratan pada section 1901 sampai 1918.

Pada zone gempa 2 (A dan B), portal beton bertulang yang menahan gaya yang diakibatkan oleh gerak gempa harus paling minimum dari intermediate moment resisting frame (IMRF) yang diproporsikan untuk memenuhi persyaratan pada section 1921.8, dan sebagai tambahan yaitu section 1901 sampai 1918. Pada zone gempa 3 dan 4, portal beton bertulang penahan gaya yang disebabkan oleh gerak gempa haruslah special moment resisting frame (SMRF) yang diproporsikan untuk memenuhi persyaratan pada 1921 sampai 1921.7, dan sebagai tambahan yaitu section 1901 sampai 1917.

➤ **Dual System**

Dual system merupakan sistem struktural yang mempunyai tiga ciri pokok :

- Portal ruang yang mendukung beban gravitasi,

- Portal ruang yang mendukung beban gravitasi,
- Ketahanan terhadap gaya lateral diberikan oleh shear wall dan portal penahan momen yang secara bebas mampu untuk menahan paling sedikit 25% dari base shear,
- Shear wall dan penahan momen didesain untuk menahan base shear desain secara proporsional terhadap kekakuan relatif masing-masing.

Pada zone gempa 3 dan 4, momen frame yang menahan gaya lateral haruslah SMRF dan shear wall harus didetail secara khusus yang memenuhi ketentuan pada section 1921.6.6 dengan penambahan pada section 1901 sampai 1917.

Pada zone gempa 2 (A dan B), moment frame yang menahan gaya lateral haruslah OM-RF. Untuk shear wall tidak perlu didetail secara khusus.

Pada zone gempa 0 dan 1, shear wall tidak memerlukan detailing khusus dan moment framanya adalah OMRF.

Sebagai tambahan terhadap empat sistem dasar, dua sistem struktural yang baru telah dikenalkan dalam UBC 1997, yaitu :

- *Cantilevered column building system*

Cantilevered column building system terdiri dari struktur yang didukung pada kolom yang tetap pada base dan memiliki kapasitas momen minimal pada puncak. Sebagai tambahan untuk mendukung beban gravitasi, elemen-elemen kolom memberi ketahanan terhadap beban lateral yang secara esensial diterapkan pada puncak kolom.

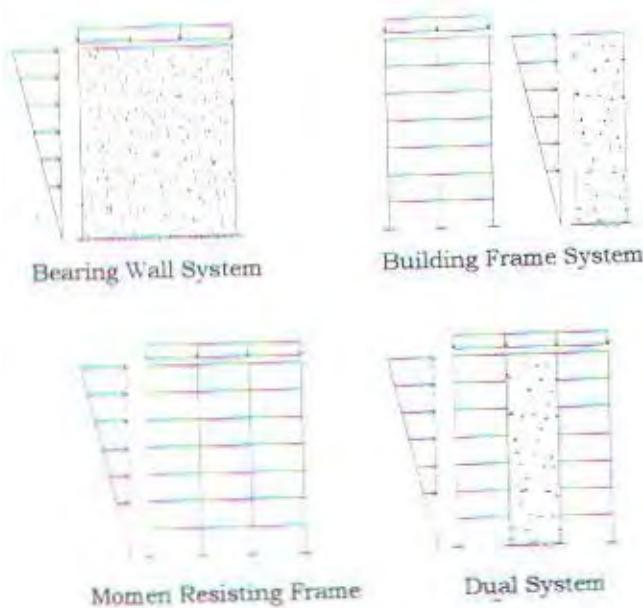
Tipe struktur ini memiliki redundancy terbatas, karena kegagalan pada kolom akan menghasilkan kegagalan pada kapasitas pendukung beban gravitasi. Secara tipikal, sistem ini dapat digunakan untuk mensimulasi weak story pada sebuah gedung.

- *Shearwall-frame interaction system*

Shearwall-frame interaction system menggunakan kombinasi shear wall dan frame untuk menahan beban lateral. Hubungan antara dinding dan frame dipertimbangkan

kan pada setiap level struktur dan gaya lateral dialokasikan pada elemen-elemen ini berdasarkan kekakuan relatif masing-masing.

Penting untuk diketahui tipe sistem struktur ini digunakan pada daerah dengan aktivitas gempa yang rendah, yaitu zone gempa 0 dan 1 (foot note 8 pada Tabel-16.N.). Jadi tidak ada detail yang khusus disyaratkan untuk shear wall ataupun OMRF. Sebagaimana dicatat diatas, tidak ekonomis dan tidak praktis jika mendesain Shear wall yang menahan efek beban lateral dalam daerah aktivitas gempa rendah, karena tidak ada detailing khusus yang diisyaratkan untuk elemen frame.



Gambar-2.4. Sistem struktur Beton Bertulang Penahan Gempa

➤ Response Modification Factor (R)

Response Modification Factor (R) yang terdapat pada Tabel-16.N. menunjukkan rasio gaya yang akan dikembangkan di dalam struktur pada saat mendesain gaya gempa bila menunjukkan keseluruhan secara elastis terhadap gaya desain yang ditentukan oleh peraturan. Karena R selalu lebih besar dari 1, semua struktur didesain dengan menggunakan gaya yang lebih kecil dari gaya gempa desain yang menghasilkan perilaku elastis linier di dalam struktur (sehingga akan tidak ekonomis dan tidak praktis jika mendesain struktur yang memberikan respon pada

rentang elastis sampai pada gaya desain maksimum yang bisa terjadi). Pengurangan ini didasarkan pada alasan bahwa struktur yang didetail secara tepat akan memberikan respon secara *inelastis* dan akan dapat menghasilkan energi gempa tambahan tanpa collapse (runtuh). Faktor R mempunyai harga yang lebih besar untuk struktur yang memiliki kekerasan/thoughness yang lebih besar pula (yaitu kemampuan yang lebih besar di dalam menghasilkan energi).

2.1.4. Gaya Lateral Desain Minimum dan Efek-efek yang Terkait

Prosedur statis maupun dinamis yang diberikan didalam UBC 1997 digunakan untuk menentukan gaya gempa minimum yang membebani gedung sebagai sistem LFR (sistem penahanan gaya lateral). Beberapa struktur bisa didesain menurut prosedur dinamis pada section 1631, bagaimanapun hal ini penting untuk dicatat bahwa struktur yang tidak termasuk di dalam section 1629.8.3 namun termasuk didalam section 1629.8.4 harus didesain menggunakan salah satu dari prosedur dinamis.

Hal yang baru pada UBC 1997 adalah metode statis yang disederhanakan untuk menentukan gaya gempa (section 1629.8.2). Metode ini bisa diterapkan pada :

- Gedung yang menggunakan konstruksi light frame pada beberapa occupancy (termasuk dwelling/tempat tinggal family tunggal) yang tidak lebih dari 3 tingkat (tidak termasuk basement),
- Gedung lainnya yang tidak lebih dari 2 tingkat (tidak termasuk basement). Section-section yang terdapat dalam peraturan ini tidak diterapkan ketika menggunakan metode yang disederhanakan, yaitu yang tercantum dalam section 1630.2.3.4.

Hal-hal berikut akan dititikberatkan guna menentukan gaya gempa yang menggunakan prosedur gaya statis seperti yang tercantum di dalam section 1630.

2.1.4.1. Beban Gempa

Menurut 1630.1.1, beban gempa (E) dan (Em) digunakan dalam kombinasi beban yang dikhususkan pada 1612 (sub bab 2.1.2). Beban gempa (E) adalah fungsi dari komponen horizontal maupun komponen vertikal dari gerak tanah,dan ditentukan dari persamaan 30-1 :

$$E = \rho Eh + Ev,$$

dimana :

Eh = beban gempa yang disebabkan base shear (V),

Ev = efek beban, hasil dari komponen vertikal dari gerak gempa bumi,

$$Ev = 0,5 Ca ID$$

ρ adalah faktor reability atau redundancy (persamaan 30-3).

$$1.0 \leq \rho = 2 - \frac{20}{r_{\max} \sqrt{(AB)}} \leq 1.25 \text{ untuk SMRF, dan}$$

$$\leq 1.5 \text{ untuk sistem lain.}$$

Faktor ρ digunakan untuk menghitung redundancy dari struktur. Secara umum, ρ merupakan fungsi dari jumlah elemen penahan gaya lateral di dalam struktur, distribusi beban lateral pada elemen-elemen tersebut dan plan area (denah) dari suatu bangunan. Kuantitas r_{\max} adalah rasio geser element story maksimum dan A_B adalah luasan lantai dari struktur dalam feet persegi (ft^2). Untuk menghitung redundancy yang sudah ada di dalam dual system, faktor redundancy bisa diambil sebesar 89% dari nilai yang dihitung dengan menggunakan persamaan 30-3. Juga untuk struktur yang berlokasi di zone gempa 0, 1 dan 2 ataupun ketika menghitung drift, ρ harus diambil sebesar 1.0.

Menurut 1630.1.1, ρ_{\max} atau rasio geser elemen story maksimum didefinisikan sebagai rasio geser elemen story (ρ_i) terbesar yang terjadi pada beberapa level story pada ataupun di bawah 2/3 dari ketinggian level suatu gedung.

Untuk arah pembebanan yang diberikan, (ρ_i) adalah rasio dari geser story desain pada kebanyakan elemen tunggal yang dibebani beban berat dibagi dengan geser story desain total. Tabel-2.2, berisi definisi dari (ρ_i) untuk berbagai macam sistem frame.

Tabel - 2.2.
Definisi Rasio dari Geser Element-Story

Sistem Struktural	Rasio Geser Element-Story
Moment Frame	Harga maksimum dari jumlah geser pada dua kolom yang berdekatan pada sebuah bay dibagi dengan geser story. Untuk kolom biasa terhadap dua bay dalam arah yang dipertimbangkan, 70 % dari geser dalam kolom itu bisa digunakan dalam geser kolom akhir. Bay dengan gaya geser total terbesar digunakan untuk menentukan ρ .
Shearwall	Harga maksimum dari hasil geser dinding dikalikan dengan 10 Iw dan dibagi dengan geser story total, dimana Iw adalah panjang dinding dalam feet. Dinding dengan gaya geser terbesar digunakan untuk menentukan ρ .
Dual system	Rasio dari geser story desain dalam kebanyakan elemen tunggal yang diberi beban lebih (mempertimbangkan elemen penahan beban lateral) dibagi dengan geser story desain total.

Besarnya nilai ρ mempunyai pengaruh pada efek gaya gempa horisontal desain. Adanya peningkatan sampai 50% pada gaya desain yang membebani elemen struktural, dapat dilihat untuk suatu sistem struktural yang kekurangan jumlah redundancy yang cukup.

Structural Engineers Association of California (SEAOC) Seismology Committee telah mengajukan rekomendasi khusus kepada International Conference of Building Officials (IC-BO), agar memperhatikan pengaruh E_v pada persamaan 12-5 dan 12-6, berdasarkan informasi pada Ref. 2.2, Seismology Committee menyarankan bahwa E dalam persamaan 12-5 diambil sebagaimana yang didefinisikan pada persamaan 30-1, namun E dalam persamaan 12-6 diambil sama dengan E_h . Pembaca diharapkan dapat mengecek dengan menggunakan aturan-aturan lokal yang sesuai untuk menentukan apakah rekomendasi ini telah diadopsi atau tidak. Referensi 2.2 berisi tentang latar belakang informasi yang membimbing kearah rekomendasi ini.

Parameter E_m adalah gaya gempa maksimum perkiraan yang dapat dikembangkan didalam struktur (pers. 30-2).

$$E_m = \Omega_o \cdot E_h$$

dimana :

Ω_o = faktor pembesaran gaya gempa untuk sistem struktural yang tercantum dalam Tabel-16.N.

Dicatat bahwa Ω_o adalah wakil/gambaran dari kuat lebih struktur, bisa dibandingkan dengan faktor $3R_w/8$ yang ada dalam UBC 1994.

Sebagaimana tersebut dalam sub bab 2.1.2, faktor kuat lebih dipakai dalam kombinasi beban gempa khusus, yang digunakan untuk membuat beban desain pada elemen struktur khusus, yang diharapkan atau disyaratkan bisa tetap elastis selama gerak tanah desain (contoh kolom yang mendukung shear wall tidak menerus).

2.1.4.2. Persyaratan Permodelan

Pedoman pembuatan model struktural untuk analisa beban lateral diberikan pada 1630.1.2, dimana :

- ✓ Untuk struktur beton dan masonry, potongan retak harus digunakan di dalam model.
- ✓ Untuk struktur di mana kompatibilitas deformasi harus dipertimbangkan, property / ciri-ciri kekakuan geser dan lentur, tidak mencapai setengah dari property/ciri-ciri gross section untuk elemen-elemen beton dan masonry yang merupakan bagian dari sistem penahan gaya lateral, kecuali kalau analisa potongan retak rasional dilakukan, 1633.2.4

2.1.4.3. P-Δ effects

Gaya gempa menyebabkan struktur mengalami defleksi secara lateral. Sebagai hasilnya, momen sekunder yang terjadi dalam elemen struktural diakibatkan oleh beban gravitasi yang ditunjukkan pada gambar-2.5. Efek sekunder ini disebut sebagai *P-Δ effects*. Menurut 1630.1.3, *P-Δ effect* harus dievaluasi dengan menggunakan *gaya gempa desain* yang menghasilkan *level response displacement desain* (Δ_s) (1630.9.1 dan sect.2.4.7.). Secara umum *P-Δ effects* tidak perlu dipertimbangkan ketika koefisiens stabilitas (Θ), yang didefinisikan sebagai rasio dari momen sekunder terhadap momen primer, kurang dari atau sama dengan 0.10. Koefesien stabilitas (Θ) untuk story dapat dihitung dari persamaan berikut :

$$\Theta = \frac{P_x \Delta}{V_x h_{sx}}$$

dimana : P_x = beban gravitasi tak berfaktor total pada level x dan diatas level x.

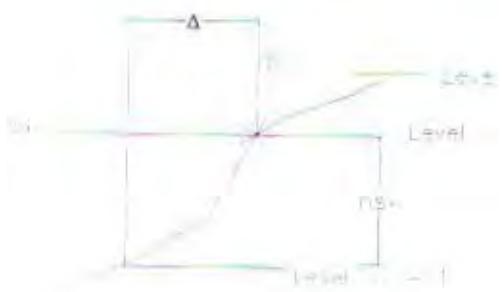
Δ = drift story gempa.

V_x = gaya geser gempa antara level x dan x-1.

h_{sx} = ketinggian story dibawah level x.

Dalam daerah gempa 3 dan 4, P-Δ effect tidak dipertimbangkan ketika story drift (Δ) kurang dari atau sama dengan $0.02 h_{sx}/R$.

Struktur fleksibel dan struktural dengan nilai R yang lebih besar adalah lebih memungkinkan untuk mempengaruhi P-Δ effect. Dengan catatan bahwa ketika analisa P-Δ dilakukan pada kolom beton tidak perlu ada momen lentur yang dibesarkan menurut ketentuan 1910.11, karena hal ini merupakan maksud dari 1910.11 untuk menghitung P-Δ effect.



Gambar-2.5. PΔ - Efek

2.1.4.4. Prosedure Gaya Statis

Prosedur gaya statis adalah metode kira-kira dalam menentukan gaya geser dasar gempa. Untuk struktur yang sesuai dengan ketentuan 1629.8.3, gaya geser dasar gempa desain total (V) dalam arah yang diberikan dapat dihitung dari persamaan 30-4, mempertimbangkan batasan-batasan dalam persamaan 30-5 sampai 30-7 :

$$\frac{2.5 Ca I W}{R} \geq V = \frac{Cv I W}{RT} \geq 0.11 Ca I W$$

$$\geq \frac{0.8 Z Nv I W}{R} \quad (\text{Zone Gempa 4})$$

dimana :

Ca = koefesien gempa yang tercantum pada tabel 16-Q,

C_v = koefesien gempa yang tercantum pada tabel 16-R,

I = faktor kepentingan gempa (tabel 16-K),

W = beban mati total dan bagian yang bisa diterapkan dari beban yang lain sebagaimana dikhkususkan pada 1630.1.1.

R = faktor response modification (tabel 16-N),

T = periode getaran dasar dari struktur,

Z = faktor zone gempa (tabel 16-I),

N_v = faktor near-source velocity-dependent

Pembatasan gaya geser dasar desain minimum untuk zone gempa 4 dikenalkan sebagai hasil dari efek gerak tanah yang diamati pada lokasi dekat kegagalan runtuhan dalam 1994 Northridge earthquake.

Beban Mati Gempa (Seismic Dead Load) atau W , dimana W merupakan berat total dari gedung dan bagian dari beban layan yang sering ada pada saat gempa bumi terjadi. Bagian yang bisa diterapkan dari beban lain yang harus dimasukkan dalam W adalah sebagai berikut :

- ✓ Di dalam occupancy penyimpanan dan gudang, paling kecil 25% dari beban hidup lantai,
- ✓ Dimana beban pembagi/penyekat digunakan pada desain lantai, beban tidak boleh kurang dari 10 psf,
- ✓ Beban salju, ketika lebih besar dari 30 psf (dengan pengurangan yang mungkin mencapai 75% saat disetujui oleh building official),
- ✓ Berat total dari peralatan yang permanen.

2.1.4.5. Approximate Fundamental Period (T) = Periode dasar kira-kira.

Untuk menghitung periode getaran dasar dari suatu gedung, ukuran dari elemen harus diketahui. Bila tidak ada ukuran elemen, maka menjadi perlu untuk memperkirakan periode yang digunakan guna menghitung gaya geser dasar, sehingga preliminary design dapat dilakukan.

Persamaan 30-8 dari metode A pada 1630.2.2 memberikan perkiraan untuk periode dasar (T) :

$$T = C_t \cdot (h_n)^{1/4}$$

dimana :

$C_t = 0.030$ untuk moment resisting frame yang terbuat dari beton,

≈ 0.020 untuk sistem bangunan beton yang lain.

$h_n =$ ketinggian dari dasar gedung samapai level tertinggi, ft.

Kemungkinan lain, untuk struktur dengan beton atau shear wall masonry :

$$C_t = 0.1/\sqrt{A_e}$$

dimana :

$A_e =$ luasan shear wall eff. yang dikombinasi pd. tingkat pertama dari struktur (ft^2).

$$= \sum A_e \cdot [0.2 + (D_e/h_n)^2] ; D_e/h_n \leq 0.9$$

$A_e =$ luasan potongan melintang minimum dalam rencana denah horisontal pada tingkat pertama dari shearwall (ft^2).

$D_e =$ panjang shear wall pada tingkat pertama dalam arah paralel terhadap gaya yang diterapkan (ft).

Sebagai pengganti terhadap metode A, metode B membolehkan evaluasi dari T dengan Rumus Rayleigh (pers.30-10) atau analisa substantiated lainnya. Dengan catatan bahwa nilai T yang didapatkan dari metode B harus kurang atau sama dengan 1.3 kali harga T yang didapatkan dari metode A dalam zone gempa 4 dan kurang atau sama dengan 1.4 kali dari nilai pada zone gempa 1, 2 dan 3.

Ukuran elemen preliminary yang didapatkan berdasarkan geser dasar yang dihitung menggunakan periode kira-kira, nilai T yang lebih akurat dapat ditentukan dengan menggunakan prosedur yang ditetapkan.

2.1.4.6. Distribusi Gaya Lateral

Gaya geser dasar (V) pertama kali didistribusikan secara vertikal pada tiap level lantai dari gedung. Geser story pada setiap level lantai kemudian didistribusikan terhadap elemen LFR

yang bervariasi, tergantung pada *kekakuan relatifnya dan kekakuan dari diafragma*. Prosedur untuk distribusi gaya gempa vertikal dan horisontal diterangkan dibawah ini ;

o² Distribusi Gaya Vertikal.

Menurut 1630.5, gaya geser dasar total akan didistribusikan di sepanjang ketinggian gedung sesuai dengan persamaan 30-13 sampai 30-15. Gambar-2.6. menerangkan distribusi gaya lateral menurut persamaan ini. Bagian dari geser dasar dikosentraskan pada puncak gedung dengan periode dasar lebih besar dari 0.7 detik, untuk menghitung mode effek yang lebih tinggi.

Bagian yang tetap dari gaya geser dasar didistribusikan secara linier pada sepanjang gedung, bervariasi dari *nilai maksimum* pada *puncak* sampai *minimum* pada *dasar gedung*, berkaitan dengan respon mode dasarnya.

o² Distribusi Gaya Horisontal.

Gaya geser dasar gempa story desain (V_x) pada story yang ditentukan sebagai berikut (1630.6) :

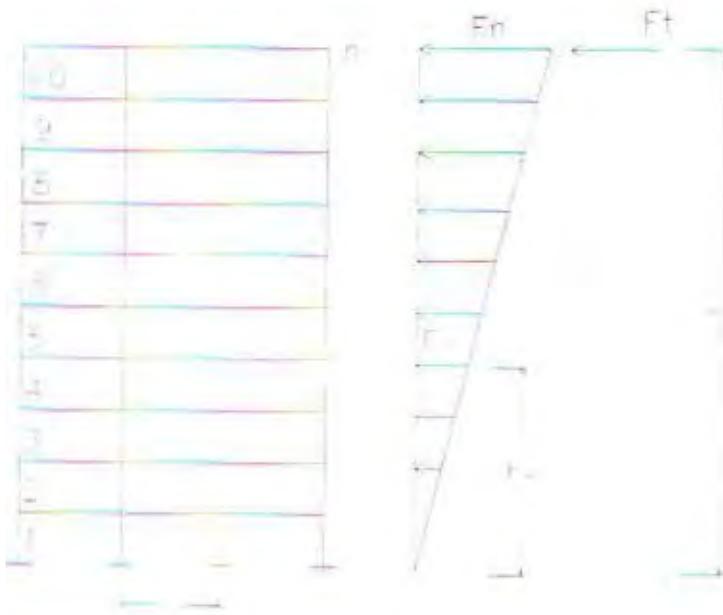
$$V_x = F_t + \sum_{i=x}^n F_i$$

dimana :

F_i = bagian dari gaya geser dasar gempa (V) yang terletak pada atau ditentukan terhadap level i.

Gaya geser per story desain didistribusikan terhadap elemen LFR yang bervariasi secara proporsional terhadap *rigidity kekakuan elemen itu dan rigidity kekakuan dari diafragma*.

Menurut 1630.6, diafragma dipertimbangkan menjadi fleksibel ketika *deformasi diafragma lateral maksimum* lebih besar dari pada 2 kali *drift story rata-rata dari story yang dihubungkan*. Pada kasus plat beton, hal ini tidak mungkin akan terjadi, tetapi terjadi pada diafragma yang rigid, jika tidak maka akan mempunyai bentuk yang tidak teratur atau mempunyai bukaan/opening yang luas.



Gambar-2.6. Distribusi Gaya Lateral Design sepanjang tinggi gedung

$$V_x = F_t + \sum_{i=x}^n F_i$$

$F_t = 0.07 T V \leq 0.25 V$ untuk $T > 0.7$ detik.

$F_t = 0 \leq 0.25 V$ untuk $T \leq 0.7$ detik.

$$F_x = \frac{(V - F_t) W_x h_x}{\sum_{i=1}^n W_i h_i}$$

dimana :

F_i, F_n, F_x = gaya gempa desain yang diterapkan pada level i, n atau x .

F_t = bagian dari V yang dipertimbangkan terpusat pada puncak dari struktur sebagai penambahan terhadap F_n .

h_i, h_n, h_x = ketinggian di atas dasar pada level i, n atau x , dalam ft.

W_i, W_x = bagian dari W yang mana ditempatkan atau ditentukan pada tingkat i atau x .

W = beban mati gempa total.

T = periode getaran dasar dari struktur pada arah analisa, dalam detik.

V = gaya geser dasar total desain.

Pada saat diafragma ditentukan fleksibel, ketentuan-ketentuan harus dibuat untuk menghitung gaya tambahan yang dibebankan pada beberapa elemen LFR dikarenakan adanya momen torsi dari gedung. Section 1630.7 mendefinisikan bahwa momen torsi desain pada tingkat yang diberikan adalah momen torsi hasil dari adanya beberapa *eksentritas antara pusat massa dan pusat kekakuan(ketahanan)* ditambah *momen torsi yang tidak terduga*. Diasumsikan bahwa *momen torsi accidental tak terduga* disebabkan oleh *displacement dari pusat massa* pada setiap cara dari tempat aktual, dengan jarak sama dengan 5% dari ukuran bangunan, tegak lurus kearah gaya terapan

Pada saat ketidakteraturan torsional didefinisikan torsi accidental pada setiap level dengan faktor pembesaran torsi (Ax) yang ditentukan dari persamaan 30-16 :

$$Ax = \left[\frac{\delta_{\text{maks}}}{1.2 \delta_{\text{rata-rata}}} \right]^2 \leq 3.0$$

dimana :

δ_{maks} = displacemen maksimum pada level x.

$\delta_{\text{rata-rata}}^2$ = nilai rata-rata displacemen pada titik ekstrim dari struktur pada level x.

2.1.4.7. Overturning

Menurut ketentuan 1630.8 yang memuat tentang bagaimana harus mendesain untuk menganan efek overturning yang disebabkan oleh gaya gempa bumi. Momen overturning (Mx) pada beberapa level dapat ditentukan dari rumus berikut :

$$Mx = \sum_{i=x}^n F_i (h_i - h_x) + F_t (h_n - h_x)$$

dimana :

F_i = bagian dari V yang ditentukan pada level-I,

F_t = bagian dari V yang ditempatkan pada puncak struktur sebagai penambahan terhadap F_n .

h_i, h_n, h_x = ketinggian level i, n, dan x dari dasar.

Momen overturning didistribusikan pada elemen-elemen yang merupakan bagian dari LFR system dengan cara yang sama sebagaimana gaya geser horisontal. (1630.6)

2.1.4.8. Story Drift Limitations atau Pembatasan Story Drift

Menurut 1630.10, story drift dihitung dengan menggunakan displacement respon inelastis maksimum (ΔM), yang merupakan displacement perkiraan yang terjadi pada saat struktur dibebani gerak tanah dasar desain :

$$\Delta M = 0,7 \cdot R \cdot \Delta s$$

Displacement respon level desain (Δs) yang diakibatkan oleh gempa ditentukan dalam peraturan ini (1630.2.1, Sect.2.4.4), ditetapkan pada setiap level story berdasarkan analisa statis, elastis dari LFR system, termasuk efek torsional (1630.9.1). Sebagai kemungkinan yang lain, displacement bisa dihitung menggunakan analisa dinamis elastis pada ketentuan 1631. Pada beberapa kasus, persyaratan pemodelan dari 1630.1.2 harus dipenuhi.

Sebagai pengganti dari persamaan di atas, ΔM bisa dihitung dengan analisa time story nonlinier yang secara khusus memberikan perkiraan yang lebih teruji dari drift inelastis (1631.6). Jika ditetapkan dengan ketentuan 1630.1.3, bahwa analisa P- Δ disyaratkan, ΔM harus mencantumkan displacement yang berhubungan dengan efek order kedua.

Untuk struktur dengan periode dasar (T) kurang dari 0.7 detik, drift story yang hitung menggunakan ΔM tidak akan mencapai 0.025 kali tinggi story/tingkat. Untuk struktur dengan T yang lebih besar atau sama dengan 0.7 detik, drift story tidak akan mencapai 0.020 kali tinggi story/tingkat.

Penting untuk dicatat bahwa batasan drift ini adalah sesuai untuk struktur yang dianalisa menurut prosedur gaya statis dan teknik respon spektrum. Batasan drift yang sesuai disarankan pada Appendix C Commentary dari Ref.2.3. ketika teknik analisa yang lebih modern/mutakhir digunakan.

Untuk tujuan analisa drift saja, gaya lateral desain yang digunakan untuk menentukan drift bisa mengabaikan batasan pada pers.30-6. Begitu pula ketika menggunakan pers.30-10 untuk menentukan periode T, batasan 30% atau 40% yang ditetapkan dalam 1630.2.2 bisa diabaikan.

2.1.5. Detailed System Design Requirements

Secara umum, semua sistem struktural yang menahan gaya gempa harus memenuhi persyaratan 1629. Untuk bangunan beton, komponen-komponen sistem ini harus didesain untuk efek gaya gempa menurut ketentuan Bab-19. Sebagai tambahan, sistem frame dan komponen harus memenuhi 1633. Pada sub bab berikut memfokuskan persyaratan yang secara khusus harus diambil untuk perhitungan didalam struktur beton.

2.1.5.1. Orthogonal Effects

Pada zone gempa 2, 3 dan 4 efek gaya gempa yang berlaku dalam arah selain pada sumbu yang prinsip/utama baru dipertimbangkan dalam setiap kasus berikut (1633.1) :

- Struktur yang mempunyai ketidakteraturan denah tipe-5 (Tabel-16.M.),
- Struktur yang mempunyai ketidakteraturan denah tipe-1 (Tabel-16.M.) untuk kedua sumbu utama,
- Kolom dari struktur yang merupakan bagian dari dua atau lebih persimpangan LFR system.

Jika beban dalam kolom yang dikarenakan gaya gempa berlaku pada arah yang kurang dari 20% dari kapasitas beban aksial kolom, efek ortogonal tidak perlu dipertimbangkan.

Dua metode bisa memenuhi persyaratan efek ortogonal :

- Desain elemen untuk 100% dari gaya gempa desain dalam satu arah ditambah 30% dari gaya gempa desain dalam arah tegak lurus.
- Kombinasi efek dari dua arah ortogonal menggunakan akar kwadrat dari jumlah kwardat (SRSS : Square Root Of the Sum of the Square). Ketika menggunakan metode SRSS, setiap term yang dihitung akan ditentukan dengan tanda yang akan memberikan hasil yang paling konservatif.

2.1.5.2. Deformation Compatibility

Untuk gedung-gedung pada zone gempa 2, 3 dan 4, elemen struktur yang tidak didesain sebagai bagian dari LFR sistem harus didesain atau didetail untuk mempertahankan dukungan terhadap beban gravitasi ketika mengalami deformasi, yang disebabkan oleh gaya gempa (1633.2.4). Dengan catatan bahwa efek P- Δ pada elemen-elemen ini akan dipertimbangkan. Deformasi yang diharapkan lebih besar dari displacement respon inelastis maksimum (ΔM) yang ditetukan oleh 1630.9.2 atau deformasi yang disebabkan oleh story drift sebesar 0,0025 kali story hight. Gaya-gaya yang diterapkan pada elemen-elemen ini untuk menghasilkan deformasi yang diharapkan, bisa disebut sebagai gaya ultimate yang dipertimbangkan atau gaya berfaktor.

Ciri-ciri kekakuan geser dan lentur yang diasumsikan untuk elemen beton dan masonry yang merupakan bagian dari LFR sistem tidak boleh mencapai setengah dari properties gross section, jika tidak maka dilakukan analisa potongan tiang retak rasional. Persyaratan khusus untuk elemen beton yang tidak merupakan bagian LFR sistem tercantum pada 1921.7.

Building frame sistem adalah satu tipe dari sistem struktur dimana mempertimbangkan deformation compatibility. Beam-column frame harus didesain untuk menahan efek dari deformasi yang diharapkan, karena beam-column ini dihubungkan dengan dinding (yang didesain untuk menahan semua gaya gempa) pada setiap level lantai melalui plat lantai.

Perencana harus mempertimbangkan perubahan dari building frame sistem terhadap sistem struktural yang lain (contoh dual system) jika ditentukan oleh 1921.7 dimana detail gempa yang khusus, disyaratkan pada elemen yang semula didesain pada beban gravitasi saja.

2.1.5.3. Diafragma

Diafragma lantai dan atap desain untuk menahan gaya (F_{px}) yang ditentukan dari persamaan 33-1 :

$$1.0 Ca Iw_{px} \geq F_{px} = \frac{F_t + \sum_{i=x}^n F_i}{\sum_{i=x}^n w_i} w_{px} \geq 0.5 Ca Iw_{px}$$

dimana :

w_{px} = berat dari diafragma dan elemen tributary pada level-x, termasuk bagian yang bisa diterapkan untuk beban yang lain sebagaimana didefinisikan pada 1630.1.1 dan semua terms lainnya telah didefinisikan sebelumnya.

Persyaratan desain dan detailing untuk diafragma beton tercantum pada 1633.2.9. dan 1921.6.

2.2. Pengenalan Sistem Lateral Resisting (Sistem Penahan Gaya Lateral/Gempa) pada Sistem Struktur Bearing Wall

Ketahanan struktur terhadap gaya lateral akibat gempa biasanya diberikan oleh shear wall (dinding geser) ataupun braced frame (baik yang terbuat dari beton bertulang maupun baja).

2.2.1. Shear Wall (Dinding Geser)

Shear wall adalah dinding yang didesain untuk menahan gaya lateral paralel terhadap dinding (kadang-kadang digantikan oleh diafragma vertikal atau dinding struktur).

2.2.2. Braced Frame

Braced frame adalah sistem rangka vertikal dengan tipe kosentrik ataupun eksentrik yang direncanakan untuk menahan gaya lateral. Braced frame tipe kosentrik merupakan braced frame yang elemen-elemennya menerima gaya-gaya aksi saja. Sedangkan braced frame tipe

eksentrik merupakan braced frame yang ada eksentrisitas terhadap joint-jointnya dan harus direncanakan berdasarkan ketentuan dalam section 2213.10 UBC 1997.

2.3. Komponen Penahan Gaya Lateral berupa Braced Frame

2.3.1. Umum

Bracing merupakan metode yang efisien dan ekonomis dalam menahan gaya horisontal pada struktur portal. '*Braced bent*' terdiri dari kolom dan blok girder biasa. Dimana fungsi utamanya adalah untuk *mendukung beban gravitasi*. Sedangkan *bracing diagonal* yang berhubungan satu sama lain membentuk *rangka kantilever vertikal* berfungsi untuk menahan *beban horizontal*. *Braced* dan *halok girder* berfungsi sebagai *bagian dari rangka* sedangkan *kolom* berfungsi sebagai '*chords*' (penghubung antara dua titik). Bracing ini cukup efisien karena adanya tegangan aksial yang terjadi pada elemen diagonal, kemudian diperlukan dimensi elemen minimum yang memberikan kekakuan dan kekuatan (stiffness dan strength) dalam menahan gaya horisontal.

Bracing telah banyak digunakan untuk memberikan kestabilan secara lateral pada kebanyakan struktur gedung bertingkat banyak di dunia pada akhir abad ke-19 hingga sekarang.

Bracing pada bangunan dengan ketinggian satu atau dua tingkat sebagaimana digunakan pada struktur baja tingkat tinggi cukup efektif dan susunannya masih begitu banyak digunakan. Akhir-akhir ini bracing digunakan dalam jumlah yang besar dan telah digunakan untuk keuntungan struktural dan arsitektural yang dapat dipertimbangkan baik pada bangunan tingkat tinggi maupun medium.

2.3.2. Tipe-tipe Bracing

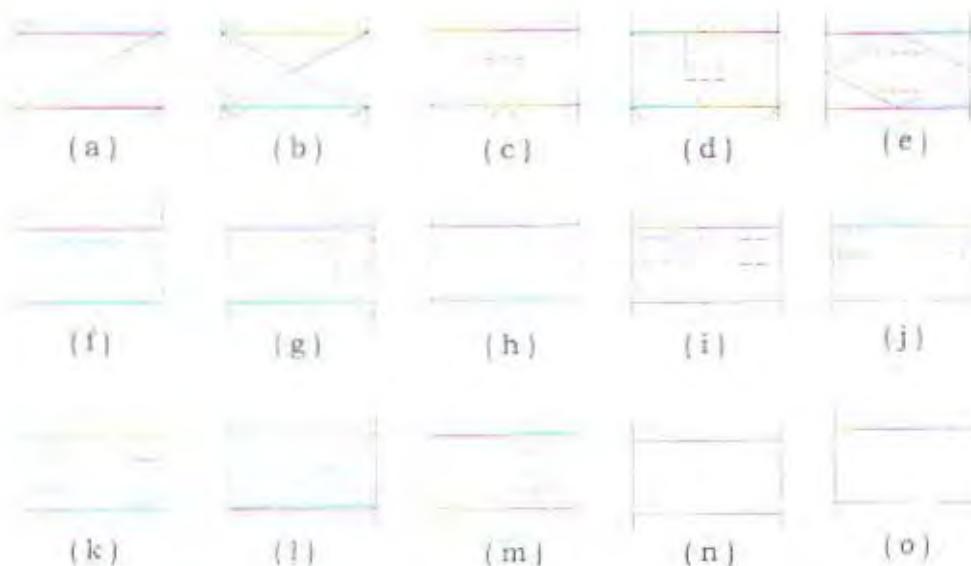
Bracing diagonal merupakan suatu hal yang perlu dipakai sebagai bahan pertimbangan dalam perencanaan arsitektural dan bisa menjadi masalah dalam pengaturan ruangan yang ada di dalam suatu gedung termasuk dalam hal 'lalu lintas' di dalam bangunan itu sendiri, juga dalam pengaturan pintu dan jendela. Untuk alasan ini, maka biasanya dikontrasikan pada 'panel'

vertikal atau ‘bent’ yang terletak pada tempat tertentu untuk meminimumkan penghalang yang ada sehingga terpenuhi persyaratan yang ada di dalam ketentuan arsitektural, namun tetap mampu menahan beban geser dan torsi. Pada banyak tempat atau lokasi, tipe bracing harus dipilih, terutama pada suatu pertimbangan yang membolehkan ‘opening’ yang melalui ‘bay’.

Pada bangunan-bangunan rendah dan ‘moderat’/sedang, yang bisa dikatakan tidak ramping, biasanya memungkinkan bagi seorang engineer untuk mendesain sendiri dalam menyusun bracing, sehingga tidak memerlukan seorang arsitek dalam perencanaannya. Namun pada gedung ramping, gedung bertingkat yang ‘moderat’ ataupun gedung tingkat tinggi, letak ‘bent’ penahan beban lateral menjadi lebih penting, dengan catatan bahwa semua perencanaan yang dilakukan adalah penting untuk menjamin ‘viabilitas’ dari struktur. Sehingga dalam kebanyakan kasus perencanaan, arsitek dan engineer harus senantiasa terjalin hubungan pada tahap awal desain.

Yang paling efisien namun juga menjadi penghalang dalam desain struktur adalah tipe bracing yang membentuk ‘fully triangulated vertical truss’. Termasuk di dalamnya adalah tipe bracing satu diagonal, dua diagonal (bentuk silang) ataupun tipe K. Tipe diagonal penuh dari braced bent biasanya diletakkan dengan ketentuan bahwa ‘passage’ (lintasan) tidak disyaratkan, seperti pada bagian samping ataupun di antara elevator, service dan stair shaft (ruangan untuk tangga).

Tipe braced bent yang lain membolehkan penempatan pintu dan jendela, namun susunannya menyebabkan lentur, baik pada kolom maupun balok girder. Umumnya, tipe braced bent yang merespon pembebaran lateral dengan adanya lentur pada balok girder atau pada ‘balok girder dan kolom sekaligus’ adalah kurang kaku dalam arah lateral sehingga kurang efisien bila dibandingkan dengan ‘fully triangulated truss’ di mana rangka ini (fully triangulated truss) memberikan respon hanya dengan gaya aksial pada elemen-elemennya.



Gambar- 2.7. Tipe-tipe Bracing

2.3.3. Perilaku bracing

Dikarenakan pembebanan lateral yang bolak-balik, brace akan berperilaku sebagai elemen tarik maupun elemen tekan secara bergantian, namun biasanya didesain berdasarkan perilakunya sebagai elemen tekan. Untuk alasan ini sistem bracing dengan brace yang lebih pendek, sebagai contoh tipe K, lebih disukai dari pada tipe full diagonal. Sebagai pengecualian pada desain brace yang mempertimbangkan perilaku tekan, brace dalam sistem double diagonal (tipe silang) kadang-kadang memiliki asumsi buckling (tekuk) untuk tekannya dan untuk setiap diagonal didesain mampu menahan tarik dan geser penuh pada panel.

Keuntungan yang cukup berarti dari fully triangulated bracing type yaitu momen dan geser pada balok girder adalah independen/bebas terhadap pembebanan lateral pada struktur. Dikarenakan hal tersebut, floor framing (penulangan lantai) dalam kasus ini didesain hanya untuk beban gravitasi dan hal ini bisa diulang pada sepanjang ketinggian struktur.

Pada sistem bracing yang mana hubungan batang diagonal dengan girder pada jarak yang signifikan/cukup jauh dari ujung girder, girder bisa didesain lebih ekonomis sebagai batang menerus diatas hubungan/pertemuan itu, sehingga memberikan kontribusi pada nilai dari bracing itu sendiri. Keuntungan lebih lanjut dari tipe bracing ini, yang memiliki satu atau dua

ujung yang dibubungkan ke balok, yang relatif fleksibel secara vertikal, tidak meneruskan beban yang signifikan/mencolok sebagaimana kolom yang dipendekkan karena beban gravitasi.

Sistem bracing yang eksentrik (yaitu sistem dimana brace tidak konsentrik dengan joint utama) bisa digunakan untuk mendesain struktur yang daktail untuk gedung steel framed penahan gempa. Ketika mengontrol drift, bracing berperilaku secara elastis biasa, dalam melawan beban angin atau beban gempa ringan. Pada event (kejadian) dari sebuah overload (kelebihan beban) selama gempa kuat, link (rantai) yang pendek pada balok antara koneksi brace dan kolom yaitu pada gambar-2.7.(f), (g), (k) dan (l), sedang link didalam balok antara koneksi brace pada gambar-2.7.(h), memberikan pelayanan sebagai fuse dengan berdeformasi secara plastis pada geser untuk memberi respon daktail pada struktur. Sistem bracing menggabungkan kekuatan elastis yang tinggi dan kapasitas energi disipasi inelastis yang luas, yang bisa menyokong banyak siklus.

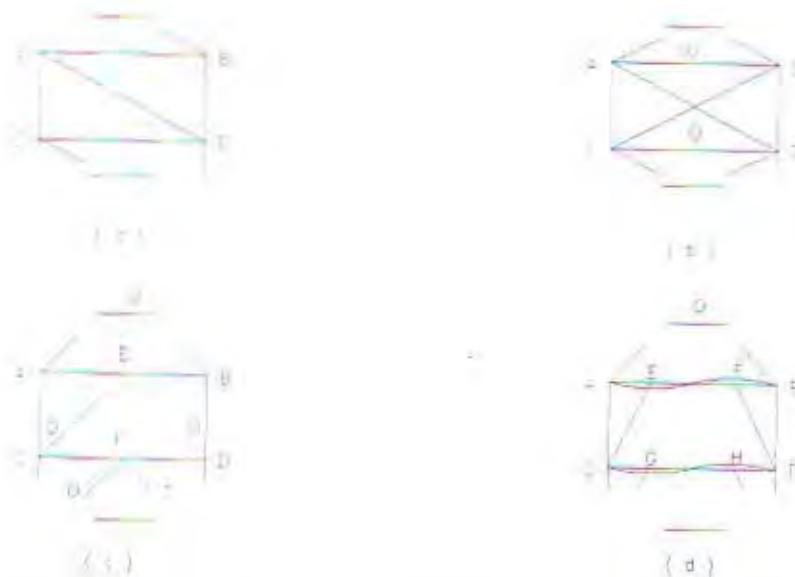
Peranan elemen-elemen web (jaringan) dalam menahan geser pada bent bisa diketahui dengan cara mengikuti jalur dari geser horisontal menuruni bent dari story ke story. Berkenaan dengan gambar-2.8. dan mempertimbangkan 4 tipe bracing khusus yang dibebani geser eksternal total, yang mengabaikan efek yang kurang berarti dari gaya horisontal, yang diterapkan secara lokal pada permukaan lantai, transmisi vertikal dari geser horisontal bisa dicari.

Pada gambar-2.8.(a), gaya diagonal dalam setiap tingkat adalah tekan, menyebabkan balok mengalami tarik aksial, kemudian pemendekan batang diagonal dan perpanjangan balok memberikan peningkatan deformasi geser pada bent. Pada gambar-2.8.(b), gaya-gaya didalam brace yang berhubungan dengan setiap ujung balok adalah setara secara horisontal, dengan balok yang menerima beban aksial yang tidak mencolok. Pada gambar-2.8.(c), separuh dari setiap balok adalah tekan dan separuh lainnya adalah tarik. Sedangkan pada gambar-2.8.(d), bagian ujung dari balok adalah tekan dan tarik dengan seluruh balok dikenakan lentur double curvature. Dengan arah yang berkebalikan dari beban horisontal pada struktur, aksi dan deformasi pada setiap elemen brancing juga akan berkebalikan.

Peranan elemen jaringan, dalam peningkatan nilai gaya tekan jika ada, sebagaimana struktur yang menjadi pendek secara vertikal karena pembebanan gravitasi, bisa dicari dengan cara yang sama. Sebagaimana kolom dalam gambar-2.9.(a), dan (b) yang menjadi pendek, batang-batang diagonal juga mengalami tekan, yang bisa dikembangkan karena ‘aksi tying’ dari balok.

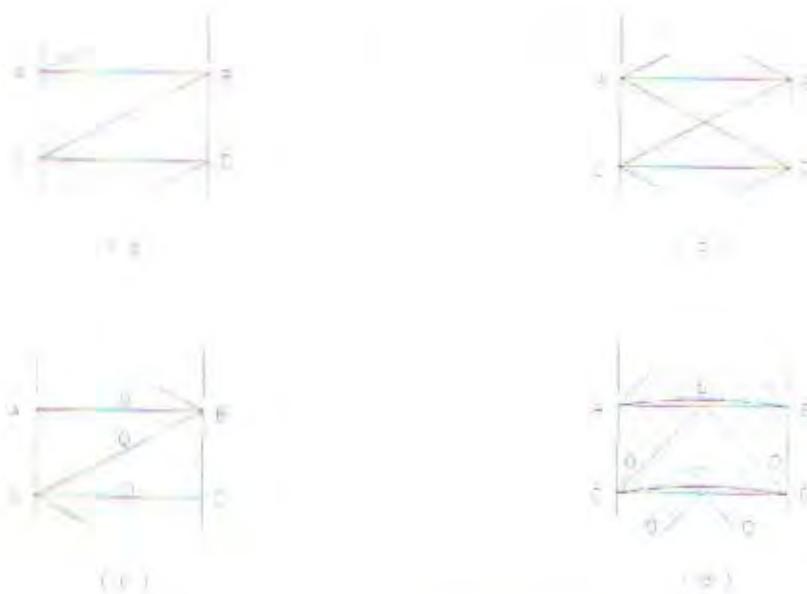
Pada gambar-2.9.(c), ujung balok, dimana batang diagonal tidak dihubungkan, tidak dilakukan dengan kolom ‘bending rigidity’ (kekakuan lentur), kemudian balok-balok tidak memberi pengekangan horisontal, bahwa batang-batang diagonal butuh mengembangkan gaya. Maka dari itu, batang-batang diagonal tidak meneruskan beban gaya gravitasi.

Dengan cara yang sama, dalam gambar-2.9.(d), pengekangan vertikal pada kekakuan lentur dari balok tidak luas, kemudian sebagaimana kasus yang sebelumnya, dari pengalaman, batang-batang diagonal dapat mengabaikan beban gaya gravitasi. Jika tipe bracing membolehkan batang-batang diagonal untuk meneruskan pembebanan tekan yang dikarenakan pembebanan gravitasi pada struktur, batang-batang diagonal harus didesain untuk menahan gaya tekan atau menghindari pukulan/benturan yang tiba-tiba dalam perilaku pembebanan lateral pada struktur karena brace menjadi tertekuk, bracing-bracing itu harus didetail pendek dan prategang dalam tarik selama pemasangan.



Gambar-2.8. Jalur geser horisontal pada elemen-elemen jaringan ;

- a. Bracing single-diagonal (diagonal tunggal),
- b. Bracing double-diagonal (diagonal ganda),
- c. K-bracing, serta
- d. Story-height knee bracing.



Gambar 2.9. Jalur dari pembebanan gravitasi menuruni bent

- a. Bracing diagonal, bracing satu arah
- b. Bracing double-diagonal
- c. Single diagonal, bracing yang arahnya berselang-seling
- d. K-bracing.

2.3.4. Perilaku Braced Bents

Braced bent berperilaku sebagai rangka kantilever vertikal terhadap pembebanan horizontal. Kolom berperilaku sebagai 'chords' dalam memikul beban momen eksternal dengan 'tension tarik' pada kolom 'windward' (dimana arah angin bertiup) dan tekan pada kolom 'leeward' (dibawah angin). Batang diagonal dan girder berperilaku sebagai elemen jaringan dalam memikul geser horizontal dengan batang diagonal mengalami aksial tarik atau tekan bergantung dari arah inklinasinya. Girder mengalami gaya aksial dalam beberapa kasus mengalami gaya lentur.

Efek deformasi aksial "chord" pada defleksi lateral dari frame/portal adalah cenderung menyebabkan konfigurasi lentur flexural dari struktur, yaitu 'concavity' menurut jurusan angin dan maksimum slope/lereng maksimum pada puncak (gambar-2.10.(a)).

Efek deformasi jaringan, bagaimanapun cenderung menyebabkan konfigurasi geser dari struktur, yaitu dengan concavity melawan arah angin maksimum slope/lereng maksimum pada base dasar zero slope/lereng nol pada puncak (gambar-2.10.(b)).

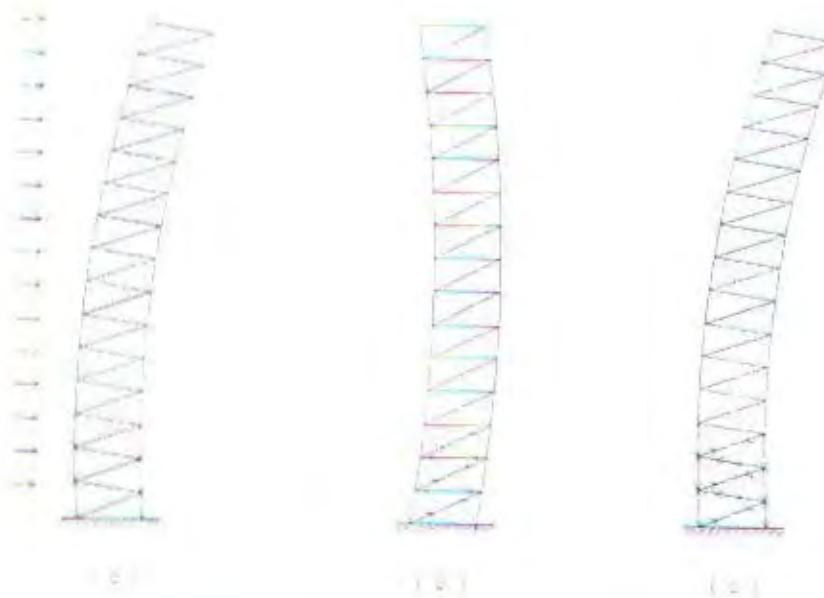
Bentuk yang akhirnya terdefleksi (gambar-2.10.(c)) adalah kombinasi dari kurva efek lentur dan geser dengan konfigurasi resultan (hasil) yang tergantung pada magnitudes relatifnya, bagaimana sangat ditentukan oleh tipe bracing.

Pada bent yang dibracing dalam bay tunggal, pembebanan horisontal menyebabkan tarik maksimum pada dasar kolom 'winward' (dimana arah angin bertiup) dari braced bay. Semakin ramping bay, semakin besar pula gaya tariknya tergantung tributary area dari plat yang didukung oleh kolom, tarik akan sebagian atau seluruhnya ditekan/supressed oleh beban mati dari struktur. Untuk rasio tinggi terhadap lebar dari braced bay lebih besar dari 10, kemungkinan menimbulkan gaya up/life/angkat yang terlalu besar untuk dihandle. Dalam multi bay bent, masalah ini dapat dihindari dengan menempatkan successive story bracing pada bay yang berbeda dari bent sebagaimana pada gambar-2.11. Pada susunan ini, gaya aksial kolom yang disebabkan oleh pembebanan horisontal akan menjadi lebih kecil.

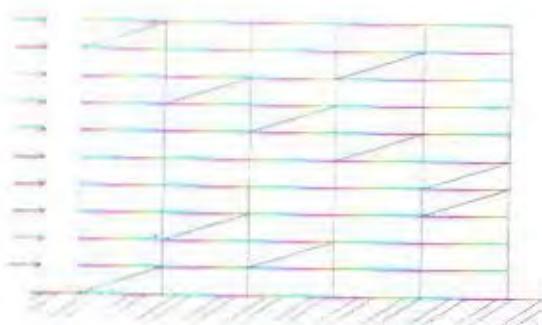
Dalam memenuhi persyaratan arsitektural, kadang-kadang perlu menggunakan tipe bracing yang berbeda dalam bay dari bent paralel yang berbeda. Hal ini tidak memberikan masalah khusus, kecuali peralatan harus diambil untuk meyakinkan bahwa kekakuan lateral dari braced bays individual bisa dibandingkan. Kombinasi dari braced panel full diagonal atau tipe K, keduaanya biasanya sangat kaku dalam geser, dengan braced panel tipe knuckle yang biasanya kurang kaku akan menarik proporsi luas yang tidak bisa diterima dari beban lateral. Dalam menentukan kekakuan panel individual, perilaku total ketinggian dari braced panel harus

dipertimbangkan. Ini berarti bahwa fleksibilitas lentur lateral dikarenakan oleh defor-masi dari brace dan girder harus diambil untuk dihitung.

Dalam beberapa situasi, dikarenakan tingkat/level setback atau transisi, hal tidak mungkin untuk meletakkan brace pada plane/bidang vertikal tunggal disepanjang ketinggian struktur. Pada kasus-kasus ini geser dapat ditransfer dari braced bent diatas sitback atau transisi kebagian dibawah kekakuan bidang horisontal dari plat lantai atau oleh bracing horisontal pada bidang lantai.



Gambar-2.10. a. Defleksi Lentur, b. Defleksi Geser, c. Defleksi Kombinasi



Gambar-2.11. Bracing dalam bays yang berbeda dari suatu bent

2.3.5. Metode Analisa Braced Frame

2.3.5.1. Member Force Analysis

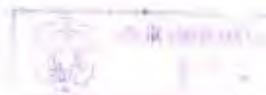
Metode perencanaan modern sering diterapkan pada struktur gedung bertingkat banyak yang berpengaku (braced structure) dengan menggunakan program komputer. Hal ini mempertimbangkan salah satu faktor bahwa metode tersebut merupakan metode yang sederhana, karena tinggal memasukkan input/masukan pada program, kemudian komputer tinggal melakukan analisa sendiri dan selanjutnya memberikan output/keluaran berupa gaya-gaya dalam struktur. Akan tetapi karena suatu hal yang mempertimbangkan beberapa kemungkinan yang lain, maka metode analisa manual yang sederhana bisa dipakai pada struktur statis tertentu atau pada struktur yang sedikit jumlah gaya redundannya.

2.3.5.2. Drift Analysis

Dalam mempertimbangkan bentuk braced frame yang berdefleksi, ada sesuatu yang penting untuk diketahui yaitu pengaruh relatif dari kontribusi mode lentur dan geser (flexural and shear mode contribution). Hal ini dikarenakan deformasi aksial kolom, deformasi balok girder dan deformasi batang diagonal. Khususnya pada struktur braced frame tingkat rendah yang proporsional, displacement (perpindahan) mode geser adalah suatu hal yang paling penting dan akan menentukan kekakuan lateral dari struktur. Pada struktur medium sampai tingkat tinggi, gaya aksial dan deformasi akan banyak berpengaruh pada kolom, juga akumulasi dari efek/penyaruh ketinggian yang berlebihan, karena komponen displacement lentur menjadi dominan.

Pada panel dengan bracing single diagonal dan rasio tinggi terhadap lebar sama dengan 8, drift total bisa mencapai 60% – 70% dari komponen lentur, dengan memperhitungkan akibat / dampak dari komponen geser.

Pada knee-brace bent, pembebanan lateral dilakukan pada girder dan juga pada beberapa susunan kolom dan girder. Sebagaimana pada deformasi aksial, drift total pada komponen geser akan lebih besar.



Story drift, yaitu bertambahnya defleksi lateral pada setiap tingkat sampai pada puncak atau mendekati puncak struktur (yang nilainya adalah paling besar pada struktur tersebut), sering membatasi kriteria drift. Komponen lentur dari defleksi yang terjadi sangat berpengaruh pada story drift tersebut. Hal ini dikarenakan inklinasi struktur yang disebabkan oleh komponen lentur yang terakumulasi pada struktur. Sedangkan pengaruh komponen geser dari drift menghilang sampai pada puncak. Akhirnya, pada braced frame single diagonal, komponen lentur bisa memberikan kontribusi sampai 95% dari story drift pada puncak struktur.

Keuntungan dari hand analysis (analisa manual) dalam menghitung drift adalah kemudahan di dalam mengetahui kontribusi drift yang diberikan oleh masing-masing elemen portal. Dari sini dapat dipertimbangkan apakah harus mengubah dimensi elemen-elemennya sampai pada suatu dimensi yang efektif, sehingga mampu mengurangi nilai story drift atau bahkan drift totalnya.

o Virtual Work Drift Analysis

Pada metode ini, pertama kali melakukan analisa gaya dari struktur yang dibebani pada arah horizontal untuk menentukan gaya aksial P_j pada setiap elemen j dan juga momen lentur M_{xj} pada potongan X disepanjang elemen-elemen yang dibebani lentur (gambar-2.14.(a)).

Prosedur kedua yang harus dilakukan dalam metode ini adalah membebani struktur dengan satu unit khayal gaya horizontal atau beban horizontal dummy pada tingkat ke-n dengan drift yang disyaratkan (gambar-2.14.(b)) untuk menetukan gaya aksial P_{jN} dan momen m_{xjN} pada potongan X didalam elemen lentur. Hasil dari defleksi horizontal pada tingkat ke-n dapat dihitung dengan rumus :

$$\Delta N = \sum p_{jN} \left\{ \frac{PL}{EA} \right\}_j + \sum \int_0^{Lj} m_{xjN} \left\{ \frac{Mx}{EI} \right\}_j dx$$

dimana : Lj = panjang elemen j ; Aj = luas penampang elemen j

Ij = momen inersia elemen j ; E = modulus elastisitas

Rumus yang ada disebelah kiri tanda jumlah adalah untuk semua elemen yang dibebani gaya aksial sedangkan yang disebelah kanan adalah untuk elemen-elemen yang dibebani lentur. Jika hanya ingin mengetahui drift pada tingkat ke-n dari struktur, maka analisa beban untuk dummy lainnya diterapkan, akan tetapi unit load yang dibebankan hanya pada tingkat ke-n saja. Nilai P_{jN} dan m_{NjN} kemudian dimasukkan dalam persamaan diatas untuk mendapatkan besarnya nilai drift.

Metode virtual work adalah eksak/pasti dan dapat dengan mudah dituangkan dalam bentuk tabulasi. Penaksiran yang cukup dari konfigurasi yang berdefleksi. drift total dan story drift bisa didapat dengan mengeplotkan diagram defleksi, hanya dari defleksi pada 3 atau 4 titik yang berselang pada ketinggian struktur. Untuk ketentuan ini, dilakukan satu analisa gaya beban desain ditambah 3 atau 4 analisa unit beban dummy.

• Kombinasi Moment Area dan Shear Formula Approximate Drift Analysis

Dalam menganalisa nilai drift bisa dilakukan dengan menggunakan moment area method untuk mendapatkan komponen lentur (yaitu komponen yang dihasilkan dari deformasi aksial kolom) dan dengan menerapkan rumus defleksi geser untuk menghitung komponen gesernya. Metode ini sesuai untuk braced bent, dimana kekakuan mode lentur keseluruhannya diakibatkan karena daerah aksial pada kolom. Begitu pula untuk kebanyakan tipe-tipe bracing lainnya. Ada keuntungan yang bisa didapatkan, yaitu tidak perlu dilakukan analisa gaya pada elemen portal yang detail, hanya momen eksternal dan gaya geser total pada setiap tingkat yang disaratkan.

• Komponen Lentur

Prosedur yang dilakukan untuk mendapatkan komponen lentur dari drift adalah menentukan diagram momen eksternal. Kemudian untuk menghitung bagian bent vertikal yang lain, momen kedua dari daerah I pada potongan kolom hampir sentroid (about their common centroid). Sebagai contoh, nilai untuk bagian braced bent yang lebih rendah adalah :

$$I_1 = 2A_1 \left(\frac{L}{2} \right) = A_1 \left(\frac{L^2}{2} \right)$$

Digraf momen dan besarnya nilai I digunakan untuk membuat diagram M/EI .

Story drift pada story i , δ_{if} , karena lentur dari struktur didapatkan dari :

$$\delta_{if} = h_i \cdot \theta_{if}$$

dimana : h_i = tinggi tingkat ke- i

θ_{if} = inklinasi pada tingkat ke- i (yang mana sama dengan luasan dibawah kurva M/EI diantara base struktur dan pertengahan dari ketinggian tingkat ke- i).

Drift total pada lantai ke- n dikarenakan lentur, diperhitungkan dari jumlah story drift tingkat ke-1 sampai tingkat ke- n .

$$\Delta_{nf} = \sum_{i=1}^n \delta_{if}$$

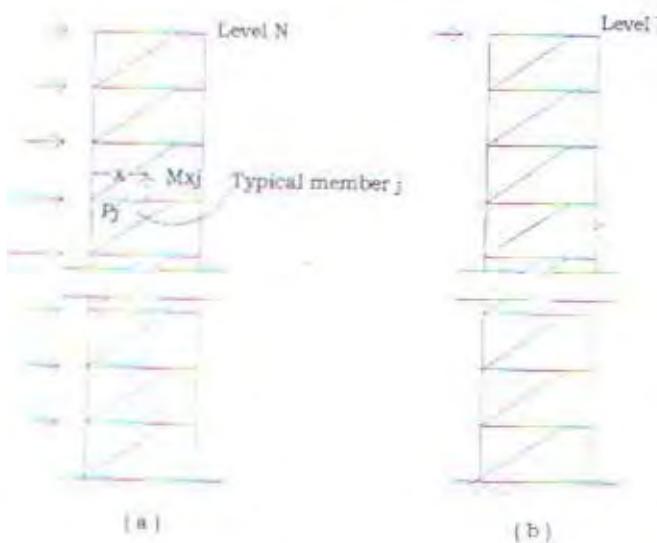
- *Komponen Geser*

Komponen geser dari story drift pada tingkat ke- i , δ_{is} , merupakan fungsi dari geser eksternal dan karakteristik brace dan girder pada tingkat tersebut. Komponen geser dari drift total pada tingkat ke- n , Δ_{ns} sama dengan jumlah komponen geser dari story drift pertama sampai ke- n , yaitu :

$$\Delta_{ns} = \sum_{i=1}^n \delta_{is}$$

Rumus-rumus untuk komponen geser dari story drift, δ_{is} , diberikan untuk berbagai macam tipe brace bent, yaitu pada tabel 2.1.

Setelah mendapatkan komponen lentur dan geser dari drift maka total drift pada tingkat ke- n adalah : $\Delta_n = \Delta_{nf} + \Delta_{ns}$.



Gambar-2.12 (a). Gaya-gaya dalam yang dikarenakan pembebanan horisontal desain.

(b). Gaya-gaya dalam elemen yang dikarenakan pembebanan unit dummy.

2.4. Eksentrisitas Terhadap Pusat Massa

Sebelum dijelaskan mengenai pengaruh eksentrisitas terhadap pusat massa lantai perlu dijelaskan mengenai pusat massa dan pusat kekakuan.

Pusat kekakuan suatu lantai adalah titik tangkap resultante gaya geser gempa yang bekerja pada semua penampang unsur vertikal (kolom-kolom dan dinding-dinding) yang terdapat pada lantai tingkat yang bersangkutan.

Pusat massa adalah titik tangkap teoritis dari beban geser tingkat dan harus dihitung sebagai titik pusat dari semua beban gravitasi yang bekerja diatas lantai tingkat yang ditinjau (kumulatif) dan yang ditumpu pada tingkat lantai itu.

Terhadap beban lateral, lantai-lantai gedung bertingkat pada umumnya dapat berperilaku sebagai diafragma yang kaku sekali dalam bidangnya.

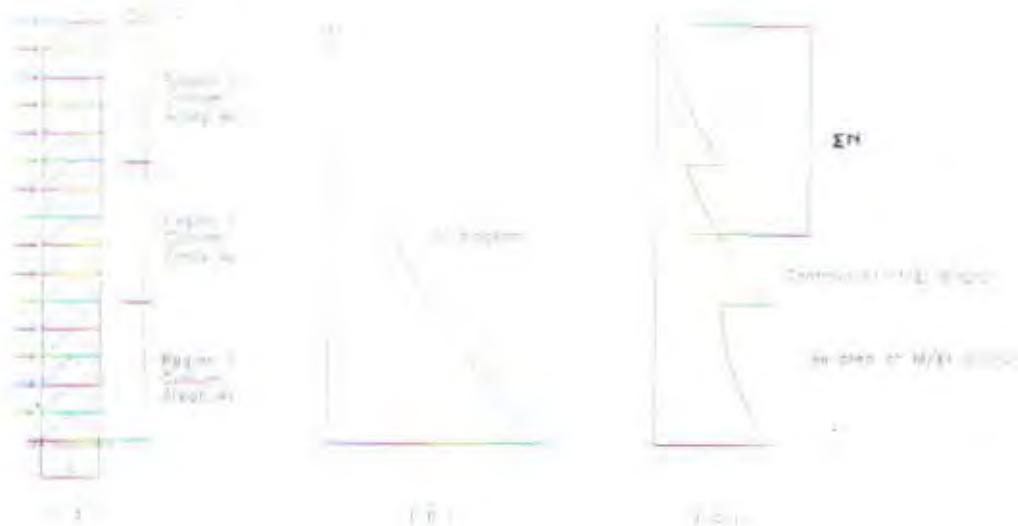
Dalam sistem koordinat global, yang pusatnya dapat diambil sembarang, satu lantai gedung bertingkat dengan demikian mempunyai komponen deformasi kebebasan, yaitu translasi dalam arah sumbu-x, translasi dalam arah sumbu-y dan rotasi terhadap suatu titik yang disebut, pusat rotasi lantai.

Eksentrisitas rencana pusat massa lantai terhadap pusat kekakuan lantai pada peninjauan beban gempa pada struktur gedung bertingkat ditetapkan sebesar 0.05 kali lebar gedung (b). ketentuan ini dimaksud untuk mengantisipasi membesarnya pengaruh momen puntir horizontal lantai dengan tidak berimpitnya pusat massa lantai dan pusat kekakuan lantai pada saat terjadi gempa kuat.

Bila dalam perhitungan mendapatkan hasil bahwa eksentrisitas yang dihasilkan lebih besar dari $0.05 * b$, maka perlu dilakukan beberapa langkah alternatif sebagai berikut :

- Memperkecil eksentrisitas kekuatan
- Menambah derajat kekakuan puntir

Alternatif pertama merupakan alternatif yang paling murah dan paling mudah untuk dilakukan, yaitu memperkecil momen puntir dengan cara memperkecil eksentrisitas kekuatan, dapat dilakukan dengan mengubah komposisi distribusi kekuatan pada masing-masing elemen translasional kritis. Pengubahan ini dapat dilakukan dengan mengubah kekuatan beton maupun meletakkan diding geser pada daerah kritis. Alternatif kedua sulit dilakukan, karena ada batasan-batasan dari segi arsitektural bangunan.



Gambar-2.15.(a), Braced Frame : approximate deflection analysis (analisa lendutan kira-kira).

(b). Diagram momen yang dikarenakan beban eksternal

(c). Diagram M/EI.

Tabel-2.3.
Braced Bent : Shear Deflection per Story

Tipe Bracing	Dimensi/Ukuran	Defleksi per Story/Tingkat yang diakibatkan Geser
Diagonal Tunggal		$\delta^s = \frac{Q}{E} \left\{ \frac{d^3}{L^2 * Ad} + \frac{L}{Ag} \right\}$
Diagonal Ganda		$\delta^s = \frac{Q}{2E} \left\{ \frac{d^3}{L^2 * Ad} + \frac{L}{Ag} \right\}$
K-Brace		$\delta^s = \frac{Q}{E} \left\{ \frac{2 * d^3}{L^2 * Ad} + \frac{L}{4 * Ag} \right\}$
Story Height Knee-Brace		$\delta^s = \frac{Q}{E} \left\{ \frac{d^3}{2m^2 * Ad} + \frac{m}{2Ag} + \frac{h^2 (L - 2m)^2}{12 Ig * L} \right\}$
Offset Diagonal		$\delta^s = \frac{Q}{E} \left\{ \frac{d^3}{(L - 2m)^2 * Ad} + \frac{(L - 2m)}{2Ag} - \frac{h^2 * m^2}{3 Ig * L} \right\}$

dimana :

Q = Geser tingkat (story shear),

Ad = Luas potongan diagonal,

Ag = Luas potongan girder diatasnya,

Ig = Inersia dari girder diatasnya, serta

E = Modulus elastisitas.

BAB III

SYARAT-SYARAT PENDETAILAN (DETAILING REQUIREMENTS)

BAB III

SYARAT-SYARAT PENDETAILAN (DETAILING REQUIREMENTS)

3.1. Umum

Gaya gempa desain yang telah ditentukan dengan metode yang ada dalam bab 2 merupakan sebagian kecil dari gaya aktual yang dialami oleh struktur elastis akibat gempa bumi. Untuk perencanaan gaya gempa dengan cara elastis tidak digunakan lagi dalam perencanaan struktur karena hal tersebut tidak praktis. Sedangkan untuk mencegah keruntuhan, struktur harus didesain untuk dapat mengeluarkan/menghasilkan energi gempa dengan terjadinya deformasi elastis.

Secara umum, syarat-syarat pendetailan untuk elemen struktural didalam bangunan ber- gantung pada daerah gempanya (zone gempa). Ketentuan-ketentuan pada UBC 1997 section 1921, untuk desain gempa dari elemen beton bertulang diambil dari chapter 21 ACI 318-95 (Ref.3.1) dengan beberapa modifikasi. Pada Chapter 21 ACI 318-95 menetapkan suatu tingkat resiko gempa dengan “low” (rendah), “moderate” (sedang) dan “high” (tinggi). Tingkat resiko gempa ini berdasarkan kemungkinan resiko kerusakan dan berhubungan dengan intensitas gerakan/guncangan tanah.

Tabel-3.1. berhubungan dengan tingkat resiko gempa berdasar ACI 21.2.1 dan zone gempa yang didefinisikan dalam 1921.2.1 syarat-syarat pendetailan tercantum dalam Tabel-3.2. Sedangkan untuk Tabel-3.3. mencantumkan syarat pendetailan untuk moment frames.

Tabel-3.1.
Resiko Gempa dalam ACI 318-95 dan UBC 1997

ACI	Low/Rendah	Moderate/Sedang	High/Tinggi
UBC	Zone 0 dan 1	Zone 2A dan 2B	Zone 3 dan 4

Tabel-3.2.
Syarat-syarat Pendetailan dalam UBC

Zone	Detail dalam UBC		
	1901 - 1918	1901 - 1918 plus 1921.8	1901-1917 plus 1921 (tidak termasuk 1921.7, 1921.8)
0 dan 1	Beam-column frame atau Slab-column frame shearwall		
2A dan 2B	Shearwall	Beam-column frame atau Slab-column frame	
3 dan 4			Beam-Column Frame Shearwall

Catatan : Syarat-syarat terdaftar hanya diterapkan untuk portal dan dinding geser yang merupakan bagian dari sistem penahan gaya lateral. Dalam daerah gempa tinggi dan sedang 1921.7 harus dipenuhi untuk elemen portal yang ditetapkan menahan gaya yang disebabkan oleh gerak gempa.

Tabel-3.3.
Syarat-syarat Pendetailan untuk Moment Frames

Tipe Frame	Detail
Ordinary Moment Frame	UBC, tidak termasuk 1921
Intermediate Moment Frame	UBC, tidak termasuk 1921, namun memasukkan 1921.8
Special Moment Frame	UBC, termasuk 1921.2 sampai 1921.5

3.2. Persyaratan Umum

3.2.1. Desain dan Pendetailan

(a) Zone Gempa 0 dan 1 (daerah resiko gempa rendah)

Untuk struktur beton yang berlokasi pada daerah gempa rendah (tidak ada resiko kerusakan), maka tidak ada pendetailan dan desain khusus yang disyaratkan, jadi menerapkan section 1901 sampai 1918, tidak memasukan 1921. Struktur beton yang ditentukan oleh persyaratan umum dari code ini dipertimbangkan memiliki kekerasan yang cukup untuk intensitas gempa rendah.

Persyaratan umum dari peraturan ini memasukkan beberapa ketentuan yang secara khusus dimaksudkan untuk memperbaiki kekerasan, untuk meningkatkan ketahanan struktur beton terhadap gempa dan terhadap beban abnormal juga bencana besar lainnya. Sebagai contoh, ke-

tika balok merupakan bagian utama dari LFR system dari struktur, bagian dari bilangan momen positif harus di-anker pada pendukung (kolom) untuk mengembangkan kuat lelehnya pada saat tarik (1912.11.2). Begitu pula, tulangan "hoop" harus diberikan dalam tipe tertentu dari pertemuan balok dan kolom (1911.11.2). Ketentuan desain yang lain memasukan tulangan geser minimum (1911.5.5), angker batang dan detail sambungan (1912). Ketentuan dalam 1907 menunjukkan tulangan khusus untuk kondisi/keadaan struktural yang mempertinggi kemampuan secara menyeluruh dari struktur beton dalam kejadian dimana terjadi kerusakan pada elemen pendukung (kolom) utama ataupun pada kejadian beban abnormal.

o Zone Gempa 2A dan 2B (daerah resiko gempa sedang).

Untuk struktur beton yang terletak pada daerah resiko gempa sedang (resiko kerusakan sedang), 1921.8 memasukan persyaratan sebagai tambahan terhadap ketentuan yang tercantum dalam 1901 sampai 1918, yang bisa diterapkan pada moment frame beton bertulang (beam-column atau slab-column framing system). Syarat-syarat ini akan memberikan tingkat perilaku inelastis yang sesuai ketika frame dibebani gempa bumi dengan magnitud tertentu sebagaimana disyaratkan untuk berperilaku secara inelastis. Tidak ada persyaratan desain atau pendetailan sebagai tambahan terhadap 1901 sampai 1918 dan 1921.8 untuk komponen struktural yang lain dari gedung dalam daerah resiko gempa sedang, termasuk dinding struktural (dinding geser). Dinding struktural yang ditentukan pada syarat umum dari code ini dipertimbangkan untuk mempunyai kekerasan yang cukup pada drift tingkat yang diantisipasi pada daerah gempa moderat/sedang.

Tipe framing system yang diberikan untuk ketahanan terhadap gempa bumi dalam daerah gempa sedang akan menentukan apakah detail tulangan khusus perlu digabungkan di dalam struktur. Jika LFR system terdiri dari moment frame, detail intermedite harus diberikan jika kombinasi yang memasukkan beban gempa tidak menentukan. Hal ini untuk meyakinkan tingkat kekerasan minimum pada portal penahan momen, karena moment frames hanyalah elemen yang menahan efek gempa bumi.

Untuk frame-shear wall system, termasuk detail intermedite akan bergantung pada bagaimana gaya gempa ditentukan terhadap shear wall, elemen-elemen frame harus sesuai dengan 1921.7 (lihat 1921.2.1.3). Jika hubungan frame-shear wall dipertimbangkan dalam analisa, kemudian detail intermedite diisyaratkan untuk bagian frame dari sistem dual framing.

o Zone gempa 3 dan 4 (daerah resiko gempa tinggi).

Untuk struktur beton yang terletak dalam daerah resiko gempa tinggi (resiko kerusakan tinggi/besar), semua komponen struktural harus memenuhi persyaratan pendetailan khusus yang bisa diterapkan pada section 1921 (tidak termasuk 1921.8). Jika untuk tujuan desain, beberapa elemen frame tidak dipertimbangkan sebagai bagian dari LFR system, detail elemen frame khusus pada 1921.7 masih disyaratkan (1921.2.2.4). Ketentuan khusus dari desain gempa pada 1921 dimaksudkan untuk memberikan struktur beton bertulang monolitik dengan kekerasan cukup untuk merespon secara inelastis pada gerak gempa hebat. Sedangkan pada sistem beton precast (pracetak) struktural bisa digunakan jika memenuhi persyaratan pada 1921.2.1.6 dan 1921.2.1.7.

3.2.2. Faktor Reduksi Kekuatan

Menurut 1921.2.3, faktor reduksi kekuatan (ϕ) pada 1909.3.4 bisa diterapkan untuk mendesain elemen.

3.2.3. Kuat Tekan

Kuat tekan beton minimum tidak boleh lebih kecil dari 3000 psi. dalam zone gempa 3 dan 4 (1921.2.4.1). Nilai ini dikhkususkan karena dirasakan bahwa penggunaan kekuatan dari beton agregat ringan dibatasi sampai maksimum 4000 psi., jika tidak maka harus ditunjukkan bahwa elemen struktural yang terbuat dari beton agregat ringan memiliki kekuatan dan kekerasan yang paling kecil sama dengan yang terbuat dari beton agregat normal (1921.2.4.2). Nilai pembatas untuk beton agregat ringan ini digunakan dikarenakan data dan riset yang terbatas pada bahan-bahan penerapan kegempaan.

3.2.4. Tulangan

Tulangan yang digunakan pada elemen frame dan elemen wall boundary harus memenuhi ASTM A 706 (1921.2.5). ASTM A 615 bisa digunakan jika batas atas kekuatan yang diberikan dalam 1921.2.5.2 dapat dipenuhi. Batas atas ini diberikan untuk mencegah kegagalan rapuh yang disebabkan oleh kekuatan yang lebih tinggi dari pada kekuatan yang ditahan oleh baja tulangan.

3.3. Perencanaan Komponen Struktur yang Menahan Beban Lentur

Tabel-3.4. berisi persyaratan untuk komponen lentur. Syarat ini secara khusus diterapkan pada balok portal dan komponen lentur lainnya dengan beban aksial yang bisa diabaikan.

3.3.1. Umum

Bagian struktur lentur harus direncanakan sesuai pasal 1921.3.1.1 sampai 1921.3.1.4. Bagian struktur tersebut harus mempunyai daktilitas yang cukup dan memberikan momen efesien yang ditransfer pada kolom. Sedangkan komponen kolom yang dibebani lentur dan mempunyai beban aksial berfaktor $P_u \leq Ag.f_c/10$ bisa didesain sebagai komponen lentur, dimana A_g adalah luas penampang melintang.

3.3.2. Tulangan Lentur

Kapasitas momen minimum pada beberapa potongan balok berdasarkan pada kapasitas momen pada muka kolom. Persyaratan ini menjamin kekuatan dan daktilitas pada displacement lateral yang luas/lebar. Persyaratan bahwa paling sedikit dua batang harus menerus pada potongan bagian atas dan bawah adalah untuk tujuan konstruksi.

Tabel 3.4.
Persyaratan Perencanaan Komponen Struktur
yang Menahan Beban Lentur.

	ZONE GEMPA 3 & 4	ZONE GEMPA 0, 1 & 2
U m n Persyaratan Lentur	<p>Komponen rangka lentur harus memenuhi beberapa kondisi yaitu :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Gaya tekan aksial terfaktor $\leq Ag.f_c'/10$ • Bentang bersih $\geq 4 \times$ tebal efektif • Ratio lebar dengan tebal $\geq 0,3$ • Lebar ≥ 10 in • Lebar \geq lebar komponen pendukung ditambah jarak ditumpuan komponen pendukung tidak lebih $\frac{1}{4}$ dari tinggi komponen lentur <p style="text-align: center;">1921.3.1</p>	<p>Zone 2 – gaya tekan aksial berfaktor $\leq Ag.f_c'/10$</p> <p style="text-align: center;">1921.8.2</p> <p>Zone 0 & 1 tidak ada persyaratan</p>
	<p>Tulangan minimum tidak boleh kurang dari :</p> $\frac{3\sqrt{f_c'} b_w d}{f_y} \text{ dan } \frac{200 b_w d}{f_y}$ <p>pada sembarang potongan penampang bagian atas atau bawah, kecuali persyaratan 1910.5.3 dipenuhi</p> <p style="text-align: center;">1921.3.2.1</p>	<p>Persyaratan sama kecuali tulangan minimum hanya dibutuhkan pada potongan dimana tulangan tdk dipakai dalam analisa, kecuali sesuai kondisi 1910.5.2, 1910.5.3 & 1910.5.4</p> <p style="text-align: center;">1910.5</p>
	<p>Ratio tulangan (ρ) tidak boleh lebih 0,025</p> <p style="text-align: center;">1921.3.2.1</p>	<p>Ratio tulangan (ρ) tidak boleh lebih 0,75 ρ_b</p> <p style="text-align: center;">1921.3.2.1</p>
	<p>Paling sedikit terdapat 2 tulangan menerus pada bagian atas dan bawah potongan</p> <p style="text-align: center;">1921.3.2.1</p>	<p>Minimum memberikan tulangan untuk kesatuan struktur</p> <p style="text-align: center;">1907.13</p>
	<p>Kuat momen positif pada muka tumpuan $\geq \frac{1}{2}$ kuat momen negatif pada muka tumpuan</p> <p style="text-align: center;">1921.3.2.2</p>	<p>Zone 2 - kuat momen positif pada muka tumpuan $\geq \frac{1}{3}$ kuat momen negatif pada muka tumpuan</p> <p style="text-align: center;">1921.8.4.1</p> <p>Zone 0 & 1 tidak ada persyaratan</p>
	<p>Baik kuat momen negatif atau positif pada setiap penampung sepanjang komponen lentur harus kurang dari $\frac{1}{6}$ kuat momen maksimum yang terdapat pada kedua ujung joint</p> <p style="text-align: center;">1921.3.2.2</p>	<p>Zone 2 – persyaratan sama kecuali hanya dibutuhkan $1/5$ dari kuat momen maksimum pada muka tumpuan dari joint yang ada sepanjang komponen lentur</p> <p style="text-align: center;">1921.8.4.1</p> <p>Zone 0 & 1 - tidak ada persyaratan</p>
Penyambungan	<p>Daerah penyambungan dari tulangan lentur dipakai jika tulangan sengkang atau spiral melebihi panjang penyambungan.</p> <p>Spasi tulangan sengkang dan spiral tidak lebih dari $d/4$ atau 4 in. Penyambungan mekanikal dan pengelasan splices harus sesuai dengan 1921.2.6</p> <p style="text-align: center;">1921.3.2.3, 1921.3.2.4</p>	<p>Tidak ada persyaratan bahwa splices diakhiri pada hoop. Bagaimana jika spasi dekat dipakai hoops No 4, panjang lap splices dapat dikurangi 25%</p> <p style="text-align: center;">1912.3.3.2</p>
	<p>Daerah penyambungan tidak digunakan</p> <ul style="list-style-type: none"> • Dalam arah joint • Pada jarak 2 kali tinggi komponen struktur lentur dari muka joint • Pada lokasi dimana analisa mengindikasikan lemah lentur disebabkan oleh simpangan lateral inelastic dari rangka <p style="text-align: center;">1921.3.2.3</p>	<p>Tidak ada persyaratan</p>

Tulangan Penyaluran	Dibutuhkan hoops sepanjang 2 kali tinggi komponen struktur yang diukur dari muka komponen pendukung kearah tengah bentang pada kedua komponen lentur, dengan sengkang pertama diletakkan tidak lebih 2 dari muka komponen pendukung/kolom 1921.3.3.1, 1921.3.3.2	Zone 2 – persyaratan sama kecuali menggunakan sengkang daripada hoops. 1921.8.4.2
	Dibutuhkan sengkang tertutup sepanjang 2 kali tinggi komponen struktur lentur pada kedua sisinya dimana tempat terjadinya leleh lentur pada sambungan dengan simpangan lateral inelastic rangka 1921.3.3.1	Zone 0 & 1 – tidak ada persyaratan khusus Tulangan untuk komponen lentur yang diakibatkan tegangan bolak-balik harus terdiri dari sengkang tertutup seputar tulangan lentur. Juga harus dapat memberikan minimum tulangan kesatuan struktural 1907.11.2, 1907.13
	Spasi hoops tidak boleh lebih dari <ul style="list-style-type: none"> • D/4 • 8 × diameter terkecil tulangan longitudinal • 24 × diameter tulangan hoop • 12 in 1921.3.3.2	Zone 2 – jarak sengkang max tidak lebih dari <ul style="list-style-type: none"> • d/4 • 8 × diameter terkecil tulangan longi-tudinal • 24 × diameter tulangan hoop • 12 in 1921.8.4.2 Zone 0 & 1- tidak ada persyaratan khusus, memberikan spasi yang disyaratkan dari stirrup tertutup pada lokasi pembalikan tegangan atau torsi
	Ketika sengkang tertutup digunakan, tulangan longitudinal harus mempunyai lateral supprot sesuai 1907.10.5.3 1921.3.3.3	Tidak ada persyaratan khusus
	Ketika tidak dibutuhkan sengkang tertutup, sengkang dengan seismic hook pada kedua tumpuan harus diletakkan dengan jarak tidak lebih d/2 panjang bentang 1921.3.3.4	Zone 2 – persyaratan sama kecuali seismic hook tidak dibutuhkan 1921.8.4.3
	Tulangan tranvesal harus juga dipakai untuk menahan desain shear force Ve 1921.3.4	Zone 2- tulangan tranversal harus juga dipakai untuk menahan desain shear force sesuai 1921.8.3 1921.8.3 Zone 0 & 1-memberikan tulangan transversal un-tuk geser dan torsi 1911.5, 1911.6

3.3.3. Sambungan

Bagian sambungan harus terletak pada lokasi jauh dari daerah sendi potensial yang menahan pembalik tegangan pada pemberan siklis. Ketika bagian sambungan digunakan, mereka harus didesain sebagai bagian sambungan tarik dan harus diikat sebagaimana mestinya. Sambungan las dan hubungan mekanikal bisa juga digunakan dan harus sesuai 1921.2.6.

3.3.4. Tulangan Pengikat

Tulangan pengikat disyaratkan pada ujung komponen lentur, dimana sendi plastis bisa terjadi, hal ini untuk menjamin daktilitas yang cukup dari komponen pada pembebanan yang bisa berbalik. Tulangan transversal juga disyaratkan pada lokasi ini, untuk membantu beton dalam menahan geser dan untuk memelihara pendukung lateral pada batang tulangan. Stirrup bisa digunakan untuk pengikat pada kasus zone 2. Persyaratan kuat geser diberikan pada 1921.3.4 untuk zone 3 dan 4 sedangkan 1921.8.3 untuk zone 2.

3.4. Perencanaan Komponen Struktur yang Menahan Beban Lentur dan Aksial

Tabel-3.5 berisi syarat perencanaan untuk rangka yang terkena beban lentur dan aksial. Perencanaan ini dipakai untuk kolom dan bagian lain dari rangka yang memiliki beban aksial berfaktor $P_u > Ag \cdot f_c / 10$

3.4.1. Persyaratan Lentur

Kolom harus memiliki kekuatan yang cukup sehingga tidak akan leleh lebih dulu dari pada balok. Goyangan ke samping (lateral) yang disebabkan oleh sendi pada kolom bisa mengakibatkan kerusakan yang besar. Kolom yang leleh terlebih dulu akan mengakibatkan keruntuhannya struktur secara total. Untuk alasan ini, kolom didesain dengan kuat lentur lebih tinggi 20 % dari baloknya pada joint yang sama. Kuat lentur kolom dihitung untuk beban aksial berfaktor, konsisten dengan arah gaya lateral yang dipertimbangkan.

Secara khusus, memberikan rasio tulangan yang lebih besar dari 4% tidak praktis dan ekonomis.

Tabel 3.5.
Persyaratan Perencanaan Komponen
Struktur yang Menahan Beban Lentur dan Aksial

	ZONE GEMPA 3 & 4	ZONE GEMPA 0, 1 & 2
	<p>Komponen rangka yang menahan beban lentur dan aksial harus memenuhi kondisi :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Gaya tekan aksial berfaktor $> A_g f'_c / 10$ • Dimensi penampang melintang terpendek $\geq 12 \text{ in}$ • Ratio penampang melintang terpendek dengan dimensi penampang lainnya $\geq 0,4$ <p style="text-align: center;">1921.4.1</p>	<p>Zone 2 – gaya tekan aksial berfaktor $> A_g f'_c / 10$</p> <p style="text-align: center;">1921.8.2</p> <p>Zone 0 & 1-tidak ada persyaratan khusus</p>
Untuk	<p>Kuat lentur dari kolom harus memenuhi</p> $\sum M_e \geq (6/5) \sum M_g$ <p>dimana</p> <p>$\sum M_e$ = jumlah momen pada pusat joint, menurut kuat lentur desain kolom.</p> <p>$\sum M_g$ = jumlah momen pada pusat joint, menurut kuat lentur desain balok girder</p> <p>Jika persyaratan ini tidak terpenuhi, kekuatan lateral dan kekakuan kolom tidak akan dipertimbangkan ketika menentukan kekuatan dan kekakuan dari sistem penahan gaya lateral, juga kolom harus mempunyai tulangan transverse over full tingginya sesuai 1921.4.4 dan 1921.7</p> <p style="text-align: center;">1921.4.2</p>	Tidak ada persyaratan khusus
	<p>Ratio tulangan tidak boleh kurang dari 0,01 dan tidak boleh lebih dari 0,06</p> <p style="text-align: center;">1921.4.3.1</p>	<p>Ratio tulangan tidak boleh kurang dari 0,01 dan tidak boleh lebih dari 0,08</p> <p style="text-align: center;">1910.9</p>
Sambungan	<p>Daerah penyambungan digunakan hanya pada $\frac{1}{2}$ panjang bentang, dan harus sebagai sambungan tarik dan mempunyai tulangan transversal pada seluruh tinggi kolom. Pengelasan dan penyambungan mekanikal harus sesuai 1921.2.6</p> <p style="text-align: center;">1921.4.3.2</p>	<p>Tak ada pembatasan pada lokasi sambungan yang secara khusus diletakkan pada bagian atas lantai untuk kemudahan konstruksi. Sambungan bisa diletakkan pada $\frac{1}{2}$ bentang sebagaimana pada zone 3 & 4. Sambungan bisa kelas A atau B dan akan memiliki tulangan transversal di mana pembalikan tegangan lentur diantipasi</p>
Tulangan Transversal	<p>Panjang (l_0) tidak boleh kurang dari :</p> <ul style="list-style-type: none"> • tinggi bentang • $1/6$ bentang bersih • 18 in <p style="text-align: center;">1921.4.4.4</p>	<p>Zone 2 - panjang (l_0) sama dengan zone 3 & 4, kecuali spasi maks (S_0) pada panjangnya, dengan sengkang pertama diletakkan sejauh $(S_0/2)$ dari muka tumpuan, tidak boleh lebih dari</p> <ul style="list-style-type: none"> • $h/4$ • $8 \times$ diameter tulangan longitudinal terkecil • $24 \times$ diameter tulangan transversal • 12 in <p style="text-align: center;">1921.8.5.1</p> <p>Zone 0 & 1 - tidak ada persyaratan khusus, untuk spasi dari tulangan transversal pada ujung kolom</p>
	<p>Rasio tulangan spiral (ρ_s) tidak boleh kurang dari :</p> $\rho_s = 0,12 \frac{f'_c}{f_y h} \geq 0,45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y h}$ <p style="text-align: center;">1921.4.4.1</p>	<p>Rasio tulangan spiral (ρ_s) tidak boleh kurang dari :</p> $\rho_s = 0,45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y h}$ <p>dan harus memenuhi 1907.10.4</p> <p style="text-align: center;">1910.9.3</p>

Tulangan Transversal	<p>Luas penampang tulangan hoop untuk pengikatan tidak boleh kurang dari :</p> $A_{sh} = 0,3 \left(\frac{sh}{c} \frac{f'_c}{f_y h} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$ $A_{sh} = 0,09 \left(\frac{sh}{c} \frac{f'_c}{f_y h} \right)$ <p style="text-align: center;">1921.4.4.1</p>	<p>Tulangan transversal harus dapat memenuhi persyaratan geser dan pendukung lateral untuk tulangan longitudinal</p> <p style="text-align: center;">1907.10.5, 1911.1</p>
	<p>Tulangan transversal harus berjarak tidak lebih $h/4$ atau 4 in</p> <p style="text-align: center;">1921.4.4.2</p>	Tidak ada persyaratan khusus
	<p>Kait silang atau legs of overlapping hoop harus tidak berjarak lebih dari 14 in di tengah garis longitudinal komponen struktur. Tulangan vertikal tidak boleh lebih jauh 6 in dari tulangan lateral</p> <p style="text-align: center;">1921.4.4.3, 1907.10.5.3</p>	<p>Tulangan vertikal tidak boleh lebih dari 6 in tulangan pendukung lateral</p> <p style="text-align: center;">1907.10.5.3</p>
	<p>Dimana tulangan transversal tidak dibutuhkan lagi, kolom harus berisi tulangan spiral atau tulangan sengkang dengan jarak spasi tidak lebih dari -</p> <p style="margin-left: 20px;">6 × Diameter tulangan longitudinal</p> <p style="margin-left: 20px;">6 in</p> <p style="text-align: center;">1921.4.4.6</p>	<p>Zone 2 - Tie spasi tidak lebih $2 \times$ spasi (S_0) yang ditentukan pasal 1921.8.5.1</p> <p style="text-align: center;">1921.8.5.4</p> <p>Zone 0 & 1 - sama kecuali spasi max tidak boleh dari lebih dari</p> <p style="margin-left: 20px;">16 × diameter tulangan longitudinal</p> <p style="margin-left: 20px;">48 × diameter tulangan tranversal dimensi penampang terkecil</p> <p style="text-align: center;">1907.10.5.2</p>
	<p>Jika kuat nominal (ϕP_n) dari kolom kurang dari jumlah gaya geser (V_e) untuk rangka balok ke dalam kolom yang dihitung dengan kuat momen probable, tulangan tranversal harus sesuai kondisi seperti diatas</p> <p style="text-align: center;">1921.4.4.7</p> <p>Tulangan tranversal juga harus diproposikan untuk menahan gaya geser (V_e)</p> <p style="text-align: center;">1921.4.4.5</p>	<p>Zone 2 - Tulangan tranversal harus dapat menahan gaya geser sesuai 1921.8.3</p> <p>Zone 0 & 1 - Tulangan tranversal memenuhi geser</p> <p style="text-align: center;">1911.5.4, 1911.5.6</p>
	<p>Kolom sebagai komponen pendukung yang menerus seperti dinding, harus mempunyai tulangan tranversal seperti spesifikasi pada pasal 1921.4.4.1 sampai 1921.4.4.3 pada seluruh tingginya, jika gaya tekan axial berfaktor, termasuk pengaruh gempa lebih dari $A_f / 10$. Tulangan tranversal ini harus ditambahkan ke dalam komponen sedikitnya menerus panjang penyaluran dari tulangan longitudinal pada kolom sesuai dengan 1921.5.4. Jika kolom berakhir pada pondasi, tulangan tranversal harus ada sepanjang 12 in ke dalam footing atau mat</p> <p style="text-align: center;">1921.4.4.5</p>	Tidak ada persyaratan yang khusus

3.4.2. Sambungan

Bagian sambungan diletakkan pada tengah-tengah dari tinggi komponen untuk mencegah sambungan dari tegangan yang besar. Bagian sambungan harus didesain sebagai sambungan

tarik dan cukup dikekang dengan tulangan transversal. Sambungan las dan hubungan mekanikal harus memenuhi 1921.2.6.

3.4.3. Tulangan Transversal

Ujung kolom mensyaratkan pengekangan yang cukup untuk menjamin daktilitas kolom pada kejadian formasi sendi. Juga disyaratkan tulangan geser yang cukup untuk mencegah kegagalan geser sebelum pengembangan kapasitas lentur dari potongan. Jumlah, spasi dan lokasi yang benar dari tulangan transversal harus memberikan sehingga, baik persyaratan kuat geser dan pengekangan dapat dipenuhi. Untuk zone gempa 3 dan 4, tulangan transversal merupakan tulangan spiral atau circular hoop/sengkang spiral atau sengkang persegi.

Untuk kolom dimana titik contra flexure tidak berada pada $\frac{1}{2}$ tinggi bersih, tulangan transversal yang disyaratkan dalam 1921.4.4.1 harus diberikan pada seluruh tinggi komponen. Ketentuan yang sama juga disyaratkan untuk zone 2.

3.5. Joint Of Frame

Kesatuan dari keseluruhan struktur gedung tergantung pada ketahanan beam-column joint. Penurunan dari joint dapat menyebabkan deformasi lateral yang besar yang dapat menyebabkan keruntuhan. Untuk zone 0, 1, 2 beam-column joint tidak perlu special desain dan detailing seperti zone 3 dan 4. Meskipun juga perlu untuk detail khusus sesuai dengan zone 3 dan 4.

3.5.1. Tulangan Longitudinal

Batang longitudinal harus menerus melewati joint dan harus dikembangkan untuk tarik (1921.5.4) dan tekan (1912) dalam inti kolom terkekang. Persyaratan ukuran kolom minimum pada 1921.5.1.4 mengurangi kemungkinan kegagalan dari kehilangan lekatan selama pembalik beban melewati titik leleh dari baja.

3.5.2. Kuat Geser

Faktor yang penting untuk menentukan kapasitas dari beam-column joint adalah daerah efektif (A_j). Kapasitas geser adalah fungsi dari kekuatan beton dan daerah potongan melintang saja. Hasil tes menunjukkan bahwa kuat geser dari joint tidak diubah secara khusus dengan perubahan dalam tulangan transversal, memberikan jumlah minimum dari tulangan yang ada. Jadi, hanya kekuatan beton atau ukuran komponen dapat dimodifikasi jika kapasitas geser dari beam column joint tidak cukup.

Tabel-3.6.
Persyaratan Perencanaan Joint Of Frame

	ZONE GEMPA 3 & 4	ZONE GEMPA 0, 1 & 2
Tul. Longitudinal Balok	<p>Tulangan longitudinal balok yang masuk pada kolom harus ada sejauh muka confined column core dan diangker pada tarik menurut pasal 1921.5.4 dan tekan menurut pasal 1921.</p> <p>1921.5.1.3</p>	Tidak ada persyaratan khusus
	<p>Ketika balok longitudinal memanjang melalui joint, dimensi kolom paralel pada tulangan balok harus tidak kurang dari $20 \times$ diameter tulangan longitudinal terbesar untuk beton normal dan $26 \times$ diameter tulangan untuk beton ringan.</p> <p>1921.5.1.4</p>	Tidak ada persyaratan khusus
Kuat Geser	<p>Kuat geser nominal dari joint tidak boleh melebihi gaya yang dihasilkan beton normal</p> <p>Untuk joint yang dikekang pada keempat sisinya $20 \sqrt{f_c} A_j$</p> <p>Untuk joint terdiri 3 dan 2 sisinya $15 \sqrt{f_c} A_j$</p> <p>Untuk joint lainnya $12 \sqrt{f_c} A_j$</p> <p>Joint dipertimbangkan menjadi confined/terkekang jika komponen rangka ke dalam semua tumpuan joint. Komponen rangka ke dalam tumpuan dipertimbangkan bisa memberikan penyaluran pada joint harus sedikit $\frac{1}{4}$ dari tumpuan dengan joint yang ditutupi komponen rangka</p> <p>1921.5.1.1</p>	Meskipun tidak disyaratkan, lebih baik mengecek kuat geser dari joint pada zone 2. Gaya dalam tulangan longitudinal dari balok bisa diamplifikasi sebesar 1.0 fy bukan 1.25 fy (sebagaimana yang disyaratkan pada zone 3 & 4)
	<p>Dalam menentukan gaya geser pada joint, gaya dalam tulangan balok longitudinal pada muka tumpuan joint harus dihitung dengan asumsi bahwa tulangan tanah lentur adalah 1,25 fy</p> <p>1921.5.1.1</p>	Tidak ada persyaratan khusus
	<p>Untuk beton agregat ringan, kuat geser nominal dari joint tidak boleh mencapai $\frac{1}{4}$ dari batas pada 1921.5.3.1</p> <p>1921.5.3.2</p>	Tidak ada persyaratan khusus

Tulangan Transversal	<p>Tulangan transversal hoop yang disyaratkan untuk ujung kolom (1921.4.4) harus pada joint kecuali joint dikekang oleh komponen struktural sesuai 1921.5.2.2. Jika komponen rangka masuk keempat sisinya dari joint dan lebar komponen pada muka kolom kurang lebih $\frac{1}{4}$ lebar kolom, tulangan transversal dikurangi 50 % dari tulangan yang disyaratkan 1921.4.4.1 dengan tebal komponen shallowest (terendah). Spasi tidak boleh lebih 6 in pada lokasi ini</p> <p style="text-align: center;">1921.5.2.1, 1921.5.2.2</p>	<p>Pada zone 2, lebih baik meneruskan tulangan transversal ujung kolom melewati joint sebagaimana pada kasus zone 3 & 4</p> <p>Zone 0 & 1 - tidak ada persyaratan khusus</p>
----------------------	--	--

3.5.3. Tulangan Transversal

Tulangan transversal dalam beam column joint dimaksudkan untuk memberikan pengekangan yang cukup dari beton untuk menjamin perilaku daktail dan untuk membolehkan joint itu selalu mempertahankan kapasitasnya dalam menahan beban vertikal.

3.6. Perencanaan Kuat Geser

Tabel-3.7 berisi perencanaan kuat geser untuk komponen lentur, komponen lentur dan ak-sial, shear wall dan diafragma. Kebutuhan tulangan geser harus dibandingkan dengan tulangan pengekangan/confinement dimana bisa diterapkan, sehingga tulangan transversal yang diberikan dapat memenuhi kedua kriteria.

3.6.1. Komponen Lentur

Perencanaan untuk gaya geser menggunakan kombinasi beban yang ada dalam peraturan, tidak konservatif karena tulangan mengalami kuat leleh yang lebih besar dari gaya geser yang ditahan/diantipasi. Jadi komponen lentur harus didesain dengan kuat momen probable max (Mpr) (dimana kapasitas dari balok dengan tegangan pada baja tulangan $f_s = 1,25 f_y$ dan faktor reduksi kekuatan = 1) dan tributary gravity load sepanjang bentang.

Catatan : Bahwa sisi kanan dan kiri keduanya harus dipertimbangkan untuk mendapatkan V_e maks.

Analisa yang sama dipakai untuk zone 2 kecuali kuat momen nominal (Mn) digunakan sebagai pengganti kuat momen probable. Untuk zone 2, prosedur alternatif diberikan, dimana pengaruh gempa berlipat ganda sebagai dalam penggunaan Mn (kuat momen nominal).

Pada zone 3 dan 4, jika gaya geser dari beban gempa adalah $\frac{1}{2}$ atau lebih dari kuat geser maksimum yang disyaratkan, kontribusi dari kapasitas geser beton ditiadakan jika gaya tekan ak-sial berfaktor, termasuk pengaruh gempa, kurang dari $A_g f_c' / 20$. Tujuan dari perencanaan ini tidak untuk menyatakan bahwa beton tidak memberikan konstruksi terhadap kapasitas gesernya tetapi untuk memberikan tulangan geser yang cukup untuk mencegah kegagalan lentur.

Tabel-3.7.
Persyaratan Kuat Geser

	ZONE GEMPA 3 DAN 4	ZONE GEMPA 0, 1 DAN 2
Komponen Lentur	<p>Desain gaya gempa (V_c) harus ditentukan dari gaya statis sebagai komponen antara muka joint. Hal tersebut diasumsikan bahwa momen pada balok tumpuan sama dengan momen probable (M_p) dan komponen dibebani dengan gaya gravitasi tributary sepanjang bentang. M_p adalah dihitung sebagai momen kapasitas balok dengan $f_s = 1,25 f_y$ dan faktor reduksi kekuatan = 1</p> <p style="text-align: center;">1921.3.4.1</p>	<p>Zone 2 – dua pilihan untuk menentukan kuat geser pada balok, kolom dan pelar 2 arah yaitu:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Sama seperti zone 3 dan 4, kecuali kuat nominal (M_n) digunakan sebagai pengganti M_p 2. Digunakan geser maksimum dari desain kombinasi dengan pengaruh gempa (E) <p style="text-align: center;">1921.8.3</p> <p>Zone 0 & 1 – di desain untuk gaya aktual berfaktor</p>
	<p>Jika gaya gempa mempengaruhi gaya geser $\frac{1}{2}$ atau lebih dari kuat geser maksimum yang dibutuhkan, kontribusi dari beton dalam menahan geser, kapasitasnya harus sama dengan nol jika gaya tekan aksial berfaktor termasuk pengaruh gempa kurang dari $A_g f_c' / 20$</p> <p style="text-align: center;">1921.3.4.2</p>	Tidak ada persyaratan khusus
Komponen yang Dibebani Lentur dan Beban Aksial	Geser pada komponen rangka lentur dan aksial harus ditentukan menggunakan kuat momen probable maksimum dari komponen yang berhubungan dengan jarak beban aksial berfaktor pada komponen. Komponen geser tidak butuh lebih dari penentuan kuat joint, didasarkan pada kuat momen probable dari komponen transversal rangka kepada joint. Desain gaya geser harus kurang dari gaya geser berfaktor yang ditentukan dari analisa struktur.	Geser pada komponen rangka lentur dan aksial ditentukan sama dengan komponen lentur

Dinding dan Diafragma	<p>Kuat geser nominal (V_n) untuk shearwall dan diafragma ketika (hw/lw) adalah 2 atau lebih adalah</p> $V_n = A_{cv} (2 \sqrt{fc'} + \rho_n f_y)$ <p>Ketika hw/lw kurang dari 2</p> $V_n = A_{cv} (\alpha c \sqrt{fc'} + \rho_n + f_y)$ <p>αc bervariasi linier dari 3 untuk hw/lw 1,5 dan 2 untuk hw/lw 2,0.</p>	<p>Kuat geser nominal (V_n) untuk shear wall dapat dihitung dengan metode</p> $V_c = 3,3 \sqrt{fc'} h \cdot d + \frac{N_v d}{A \cdot l_w} \quad \text{atau}$ $V_c = \left[0,6 \sqrt{fc'} + \frac{l_w \left(1,25 \sqrt{fc'} + 0,2 \frac{N_v}{l_w h} \right)}{\frac{M_v}{V_v} - \frac{l_w}{2}} \right]$ $\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} \geq 0 \quad \text{dimana}$ $V_s = \frac{A_{cv} f_y d}{S_2}$ $V_n = V_c + V_s$
	1921.6.5.2, 1921.6.5.3	1911.10.9.2
	Wall (diaphragms) harus mempunyai distribusi tulangan geser untuk memberikan ketahanan terhadap 2 arah orthogonal dalam wall (diaphragm). Jika ratio hw/lw tidak lebih dari 2, rasio tulangan (ρ_v) tidak kurang dari rasio tulangan (ρ_n).	<ul style="list-style-type: none"> Ratio (ρ_n) tulangan geser horizontal terhadap luasan beton terhadap potongan vertikal tidak kurang dari 0,0025
	1921.6.5.5	1911.10.9.4
	Kuat geser nominal dari semua wall pier berbagi gaya lateral, harus diasumsikan tidak lebih 8 $A_{cv} \sqrt{fc'}$, dimana A_{cv} adalah luas penampang melintang dan kuat geser nominal dari pier itu sendiri tidak diasumsikan lebih 10 $A_{cp} \sqrt{fc'}$, dimana A_{cp} sebagai luas penampang dari pier	Tidak ada persyaratan khusus
	1921.6.5.6	1911.10.9.5
	Kuat geser nominal dari wall segmen horizontal tidak diasumsikan melebihi 10 $A_{cp} \sqrt{fc'}$ dimana A_{cp} sebagai luas penampang horizontal wall segment	Batasan ini juga untuk zone 0, 1, 2 kecuali A_{cp} diganti dengan $h \cdot d$.
	1921.6.5.7	1911.10.3

3.6.2. Komponen yang Menahan Beban Lentur dan Aksial

Persyaratan ini sama dengan komponen lentur

3.6.3. Dinding

Persyaratan untuk geser pada dinding sama untuk semua zone gempa (Tabel-3.7). Pada zone gempa 0, 1, dan 2, dua metode alternatif diberikan untuk menghitung kuat geser yang dikonstruisikan oleh beton (V_c).

BAB IV

DASAR-DASAR PERENCANAAN

BAB IV

DASAR-DASAR PERENCANAAN



4.1. Data Perencanaan

4.1.1. Data Umum Perencanaan

Bangunan terdiri dari 8 lantai, terbuat dari beton bertulang dengan unsur-unsur sebagai berikut :

1. Bangunan atas (upper structures) : pelat atap dan lantai, tangga, balok, kolom dan braced frame (pengaku)
2. Bangunan bawah (sub structures) : tie beam (sloof), pile cap (poer) dan tiang pancang.

Untuk analisa gempa, dipakai Uniform Building Code 1997 (UBC 1997). Pelat diasumsikan sebagai diafragma yang mempunyai kekakuan arah horisontal yang dapat meneruskan beban lateral pada struktur utama. Sedangkan struktur sekunder, termasuk tangga hanya membebani struktur utama dan tidak mempengaruhi perilaku struktur utama pada saat terjadi gempa.

4.1.2. Data Teknik

⇒ Struktur bangunan	: Bearing Wall system dengan concrete braced frame (rangka berpangku beton bertulang).
⇒ Fungsi	: Pertokoan
⇒ Elemen struktur	: Beton bertulang yang terdiri dari beberapa elemen struktur yaitu pelat, tangga, balok, kolom dan braced frame (rangka berpangku).
⇒ Zone gempa	: 2A
⇒ Jumlah Lantai	: 8 (termasuk atap)
⇒ Tinggi Bangunan	: 32 m

- ❖ Panjang x Lebar Bangunan : 30 m x 25 m
- ❖ Mutu material beton f_c' : 30 Mpa
- ❖ Mutu material baja tulangan f_y : 350 Mpa

4.2. Pemodelan Struktur

Di dalam analisa struktur, dilakukan beberapa penyederhanaan struktur antara lain :

1. Pelat dianggap sebagai diafragma yang sangat kaku untuk mendistribusikan gaya gempa ke kolom portal dan braced frame.
2. Pelat memikul beban vertikal arah memanjang dan melintang.

4.3. Peraturan yang Dipakai

Peraturan yang dipakai dalam proses perencanaan ini adalah UBC 1997, section 16 dan 19. Untuk pembebanan, dipakai peraturan pembebanan Indonesia untuk gedung 1983.

4.4. Pembebanan

4.4.1. Beban Gravitasi

- ❖ Beban Mati

Berdasarkan Tabel-2.1 PPI '83, beban mati adalah semua bagian gedung yang bersifat tetap, termasuk semua unsur tambahan dan peralatan :

- a. Beton : 2200 kg/m³
- b. Beton semen : 2400 kg/m³
- c. Adukan semen : 2100 kg/m³
- d. Dinding pasangan bata merah (1/2 batu bata) : 250 kg/m²
- e. Langit-langit dan dinding (termasuk rusuk-rusuknya, tanpa pengantung langit-langit atau pengaku), terdiri dari :
 - Kaca tebal 4 mm : 10 kg/m²
 - Semen asbes (eternit) tebal 4 mm : 11 kg/m²

f. Penggantung langit-langit (dari kayu), dengan bentang maksimum 5 m, jarak maksimum maks 0.80 m : 7 kg/m^2

g. Tegel : 2400 kg/m^3

h. Aspal : 1400 kg/m^3

❖ Beban Hidup

Beban hidup adalah semua beban akibat penghunian termasuk semua barang pada ruang yang bersifat tidak tetap :

a. Lantai pertokoan : 250 kg/m^3

b. Tangga, bordes tangga dan selasar (gang) : 300 kg/m^3

4.4.2. Beban Angin

Diasumsikan bahwa gedung pertokoan ini terletak berdekatan dengan gedung-gedung yang lain sehingga beban angin tidak ditinjau.

4.4.3. Beban Gempa

Beban gempa direncanakan berdasarkan ketentuan-ketentuan yang ada pada UBC'97, section 16.

4.4.4. Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan dan faktor beban yang dipakai dalam perencanaan ini mengacu pada section 1612.2 dan section 1909.2 UBC 1997, yaitu :

Tabel-4.1. Kombinasi Pembebanan

Persamaan No.	Kombinasi Beban
9-1	$1.4D + 1.7L$
9-2	$0.75(1.4D + 1.7L + 1.7W)$
9-3	$0.9D + 1.3W$
12-5	$1.1(1.2D + f_1 L + f_2 S + 1.0E)$
12-6	$1.1(0.9D + 1.0E)$

Keterangan :

D : beban mati

L : beban hidup

W : beban angin

E : beban gempa

f1 : 1.0 untuk lantai yang terletak pada tempat-tempat yang digunakan untuk berkumpulnya orang, untuk beban hidup yang lebih dari 100 psf (pound per square feet) dan untuk beban hidup pada garasi.

: 0.5 untuk beban hidup yang lain

f2 : 0.7 untuk konfigurasi atap yang tidak menumpahkan salju.

: 0.2 untuk konfigurasi atap yang lain.

➤ Faktor Reduksi Kekuatan (ϕ)

Kuat rencana komponen struktur diambil dari kuat nominalnya yang dikalikan dengan faktor reduksi kekuatan (ϕ) yang sesuai dengan section 1909.3.2, yaitu :

1. Lentur, tanpa beban aksial	: 0.90
2. Aksial tarik dan aksial tarik dengan lentur	: 0.90
Aksial tekan dan aksial tekan dengan lentur	: 0.75
3. Geser dan torsi	: 0.85

4.5. Perencanaan Dimensi

❖ Perencanaan Dimensi Balok

Batasan perencanaan h_{min} untuk balok nonpratekan dimana defleksi/lendutannya tidak diperhitungkan bisa ditentukan dari rumus yang tercantum pada tabel 19-C-1 UBC 1997 :

- Untuk balok yang tertumpu secara sederhana : L / 16
- Untuk balok yang satu unjungnya menerus : L / 18.5

- Untuk balok yang kedua ujungnya menerus : L / 21
- Untuk balok kantilever : L / 8

Keterangan : L adalah panjang bentang balok dalam meter.

Diketahui L = 500 cm, maka h min = 31.25 cm

Ditentukan dimensi awal balok : h balok = 35 cm

- Lebar balok bisa ditetapkan dengan menggunakan ketentuan yang ada pada section 1921.3.1.3 dan 1921.3.1.4, untuk struktur yang berada pada zone gempa 2, yaitu :
 - Rasio dari lebar terhadap tinggi boleh kurang dari 0.3 ($b/h \geq 0.3$).
 - Lebar balok tidak boleh :
 - Kurang dari 254 mm (< 254 mm).
 - Lebih dari lebar komponen penumpu (diukur dari bidang tegak lurus terhadap sumbu longitudinal dari komponen lentur) ditambah jarak yang tidak melebihi $\frac{3}{4}$ dari tinggi komponen lentur pada tiap sisi dari komponen penumpu ($>$ lebar kolom + maksimum $\frac{3}{4} h$).

Jadi $254 \text{ mm} < b < (\text{lebar kolom} + \text{maksimum } \frac{3}{4} h)$

Maka untuk lebar balok ditentukan sebagai berikut :

- $b/h \geq 0.3 \rightarrow b/35 \geq 0.3$ maka $b \geq 35 \times 0.3 = 10.5 \text{ cm}$,
- $b > 25.4 \text{ cm}$.
- $b < 35 - 3/4 \times 35 = 61.25 \text{ cm}$

Ditentukan dimensi awal balok : b_{balok} = 30 cm

Keduanya dipakai untuk merencanakan baik balok memanjang maupun melintang.

Tabel 4.2 Rencana Balok

Balok	Bentang	Jenis Perletakan	$h \text{ min } \times (0.4 + 320/700)$	h (cm)	b (cm)
B1	500	Dua tumpuan	$\frac{500}{16} \left(0.4 + \frac{320}{700} \right) = 26.79$	35	30
B2	500	Dua tumpuan menerus	$\frac{500}{21} \left(0.4 + \frac{320}{700} \right) = 20.41$	35	30

❖ Perencanaan Dimensi Plat

Tipe plat :

- ☞ Pelat satu arah, bila $\beta = L_n / S_n > 2$
- ☞ Pelat dua arah, bila $\beta = L_n / S_n \leq 2$

Dimana L_n adalah bentang panjang bersih, S_n adalah bentang pendek bersih.

Misal pada type plat A :

$$L_n = 500 - 30 = 470 \text{ cm} \text{ dan } S_n = 500 - 30 = 470 \text{ cm}$$

Tabel-4.3. Tipe Plat

Pelat	L_n (cm)	S_n (cm)	β	Tipe Pelat
A	470	470	1.00	Pelat dua arah
B	470	170	2.76	Pelat satu arah

☞ Plat Dua Arah

Perencanaan dimensi (tebal) plat dua arah mengacu pada ketentuan di dalam section 1909.5.3.3, yaitu :

- Untuk αm lebih kecil atau sama dengan 0.2 maka ketentuan di dalam section 1909.5.3.2 diterapkan.
- Untuk αm lebih besar dari 0.2, tetapi tidak lebih besar dari 2.0 maka

$$h \geq \frac{L_n (0.8 + f_y/1370)}{36 + 5\beta (\alpha m - 0.2)}, \text{ namun tidak boleh kurang dari } 12.7 \text{ cm}$$

- Untuk αm lebih besar dari 2.0 maka

$$h \geq \frac{L_n (0.8 + f_y/1370)}{36 + 9\beta}, \text{ namun tidak boleh kurang dari } 8.9 \text{ cm}$$

Type plat A

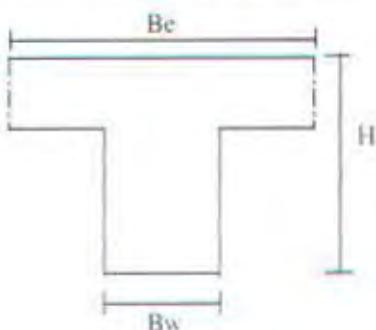


$$L_n = 500 - 15 - 15 = 470 \text{ cm}$$

$$S_n = 500 - 15 - 15 = 470 \text{ cm}$$

$$\beta = 1$$

Balok Interior (30/35) untuk $L = 500 \text{ cm}$



$$Be \leq 1/4 L = 1/4 * 500 = 125 \text{ cm. (1908.10)}$$

$$Be \leq Bw + 8t = 30 + 8 * 10 = 110 \text{ cm. (1908.10)}$$

$$Be \leq SL = 1/2 * 470 = 235 \text{ cm. (1908.10)}$$

dipakai $Be = 110 \text{ cm}$

$$Be/Bw = 110/30 = 3.67; t/h = 10/35 = 0.3$$

$$K = \frac{1 + (Be/Bw - 1)(t/h)(4 - 6(t/h)) + 4(t/h)^2 + (Be/Bw - 1)(t/h)^3}{1 + (Be/Bw - 1)(t/h)}$$

$$K = \frac{1 + (3.67 - 1) * 0.3 * (4 - (6 * 0.3)) + 4 * 0.3^2(3.67 - 1) * 0.3^3}{1 + (3.67 - 1)(0.3)}$$

$$K = 1.359$$

$$I_{\text{balok}} = 1/12 * K * Bw * h^3 = 1/12 * 1.359 * 30 * 35^3 = 145668 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{slab}} = 1/12 * B_s * t^3 = 1/12 * 500 * 10^3 = 41667 \text{ cm}^4$$

$$\alpha = I_{\text{balok}} / I_{\text{slab}} = 145668 / 41667 = 3.5$$

Karena ukuran balok ke empat sisi pelat A sama , maka $\alpha_m = 1/4 * 4 * 3.5 = 3.5$

Batasan ketebalan plat berdasarkan section 1909.5.3.3 :

- Tidak boleh kurang dari

$$h_{\min} \geq \frac{\ln (0.8 + f_y/1370)}{36 + 9\beta}$$

$$h_{\min} \geq \frac{470 (0.8 + 320/1370)}{36 + 9*1} = 10.7 \text{ cm}$$

- Tidak boleh lebih dari

$$h_{\max} \geq \frac{\ln (0.8 + f_y/1370)}{36}$$

$$h_{\max} \geq \frac{470 (0.8 + 320/1370)}{36} = 13.49 \text{ cm}$$

- Dan h_{\min} tidak boleh kurang dari 8.9 cm untuk $\alpha_m > 2$

Dipakai tebal plat lantai = 12 cm dan plat atap = 10 cm yang memenuhi syarat minimum dan tidak melebihi batas maksimum.

• Plat Satu Arah

Untuk memudahkan dalam pelaksanaan, perencanaan tebal plat satu arah direncanakan sama dengan plat dua arah yaitu untuk lantai = 12 cm dan plat atap = 10 cm.

• Pembebaan Plat

a. Beban dari plat atap :

• Beban mati :

▪ Berat sendiri plat atap ($t = 10 \text{ cm}$)	$= 0.10 \times 2400$	$= 240 \text{ kg/m}^2$
▪ Plafond dan penggantung		$= 18 \text{ kg/m}^2$
▪ Instalasi pipa dan AC		$= 50 \text{ kg/m}^2$
▪ Finishing beton ($t = 2 \text{ cm}$)	$= 0.02 \times 2200$	$= 44 \text{ kg/m}^2$
▪ Aspal ($t = 1 \text{ cm}$)	$= 0.01 \times 1400$	$= 14 \text{ kg/m}^2$
		$qD = 366 \text{ kg/m}^2$
		+

• Beban hidup :

▪ Beban hidup pertokoan	$= 100 \text{ kg/m}^2$
▪ Beban air hujan	$= 40 \text{ kg/m}^2$
	$qL = 140 \text{ kg/m}^2$

Beban ultimate $q_{u,atap} = 1.4 qD + 1.7 qL \dots \dots \dots \text{(section 1612.2 UBC'97)}$

$$= 1.4 \times 366 + 1.7 \times 140 = 750.4 \text{ kg/m}^2$$

b. Beban dari plat lantai :

• Beban mati :

▪ Berat sendiri pelat lantai ($t = 12 \text{ cm}$)	$= 0.12 \times 2400$	$= 288 \text{ kg/m}^2$
▪ Plafond dan pengantungan		$= 18 \text{ kg/m}^2$
▪ Instalasi pipa dan AC		$= 50 \text{ kg/m}^2$

$$\begin{aligned}
 \bullet \text{ Finishing beton } (t = 2 \text{ cm}) &= 0.02 \times 2200 & = 44 \text{ kg/m}^2 \\
 \bullet \text{ Tegel } (t = 2 \text{ cm}) &= 0.02 \times 2200 & = 44 \text{ kg/m}^2 \\
 qD &= 444 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

❖ Beban Hidup :

$$\begin{aligned}
 \bullet \text{ Beban hidup pertokoan} &= 250 \text{ kg/m}^2 \\
 qL &= 250 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban ultimate } qu_{\text{lantai}} &= 1.4 qD + 1.7 qL \quad \dots \dots \dots \text{(section 1612.2 UBC'97)} \\
 &= 1.4 \times 444 + 1.7 \times 250 = 1046.6 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

❖ Perencanaan Dimensi Kolom

Perencanaan dimensi kolom berdasarkan ketentuan yang ada pada section 1910.3.5.2, tinjauan dilakukan terhadap kolom yang diasumsikan menerima beban terbesar.

$$\varnothing P_n \leq 0.80 \varnothing [0.85(A_g - A_s)f_c' + A_s f_y]$$

$$\varnothing P_n / (b h) \leq 0.80 \varnothing [A_g / (b h) - A_s / (b h) f_c' - A_s / (b h) * f_y]$$

$$P_u / (b h) \leq 0.80 \varnothing [0.85 (1 - \rho) f_c' + \rho f_y]$$

$$b h \leq P_u / [0.80 \varnothing (0.85 (1 - \rho) f_c' + \rho f_y)]$$

di mana $\rho = 2\%$ (asumsi) $\rightarrow 1910.3.5 (2\% - 6\%)$

$$\varnothing = 0.75 \text{ (section 1909.3.2)}$$

❖ Beban yang diterima :

$$\begin{aligned}
 \bullet \text{ Pelat atap } (25 \text{ m}^2) &= qu_{\text{atap}} \times 25 = 1005.4 \times 25 = 25135 \text{ kg} \\
 \bullet \text{ Pelat lantai level 1-8} &= qu_{\text{lantai}} \times 8 \times 25 = 1046.6 \times 8 \times 25 = 209320 \text{ kg} \\
 \bullet \text{ Balok } (5 \text{ m}) &= 0.30 \times 0.35 \times 2400 \times 5 = 1800 \text{ kg} \\
 \bullet \text{ Kolom } (32 \text{ m}) &= b \times h \times 2400 \times 32 = 76800 \text{ bh}
 \end{aligned}$$

$$P_u = 76800 \text{ bh} + 236255 \text{ kg}$$

BAB V

PERANCANGAN STRUKTUR SEKUNDER

BAB V

PERANCANGAN STRUKTUR SEKUNDER

5.1. Perancangan Tangga

5.1.1. Umum

Perencanaan struktur tangga dapat mengambil beberapa macam alternatif, baik konstruksi maupun perletakannya. Konstruksi tangga dapat direncanakan sebagai balok tipis, pelat (shell) maupun konstruksi balok dan plat. Perletakan tangga dapat diasumsikan sebagai sendi-rol, sendi-sendi, sendi-jepit, ataupun jepit-jepit. Perbedaan asumsi ini juga akan menentukan besarnya gaya-gaya reaksi, cara penulangan dan konstruksi penulangannya, serta pengaruhnya terhadap struktur keseluruhan.

Tangga dalam perencanaan ini dimodelkan sebagai frame dengan dua tumpuan yaitu sendi pada ujung anak tangga atas atau bawah dan rol pada ujung bordes. Pada tengah bordes diadakan siar (dilatasasi) selebar 10 cm untuk memisahkan tangga kiri dan tangga kanan. Tangga direncanakan sebagai struktur sekunder dimana hal ini sesuai dengan peraturan gempa mengenai pemisahan struktur sekunder terhadap struktur utamanya, sehingga struktur sekunder hanya berperilaku membebani struktur utama tanpa mempengaruhi kekakuannya.

Syarat perencanaan tangga yang baik adalah sebagai berikut :

⇒ Syarat injakan dan tanjakan :

$$60 \text{ cm} < 2t + i < 66 \text{ cm}$$

dimana : t = tinggi injakan ; i = lebar injakan

⇒ Syarat kemiringan tangga

$$25^\circ < \alpha < 40^\circ$$

Dengan mengambil $i = 30 \text{ cm}$, maka :

$$60 \text{ cm} < 2t + 30 < 66 \text{ cm}$$

$30 \text{ cm} < 2t < 36 \text{ cm}$

$15 \text{ cm} < t < 18 \text{ cm}$, dipakai $t_{\text{tanjakan}} = 18 \text{ cm}$



Gambar-5.1. Perencanaan Tangga



Gambar-5.2. Ukuran Tangga



Gambar-5.3. Pemodelan Struktur Tangga

5.1.2. Data Perancangan

Data-data teknis

- Tinggi bordes = 200 cm. ; Lebar bordes = 150 cm.
- Panjang miring = 400 cm. ; Tebal bordes dan tangga = 15 cm.
- Jumlah tanjakan (nT) = $200/18 = 12$ buah.
- Jumlah injakan (nI) = $n.T - 1 = 12 - 1 = 11$ buah.
- Sudut tangga (α) = $\text{arc_tan}(200/350) = 30^\circ$
- Tebal injakan rata-rata = $(\frac{1}{2}.l).\sin_\alpha = \frac{1}{2} * 30 * \sin 30^\circ = 7.5$ cm.
- Mutu beton ($f_{c'}$) = 30 Mpa
- Mutu baja tulangan f_y = 350 Mpa

5.1.3. Pembebanan Tangga

a. Pembebanan Bordes

⦿ Beban mati (qDL)

$$\begin{aligned}
 & \text{- Berat sendiri} = 0.12 \times 2400 = 288 \text{ kg/m}^2 \\
 & \text{- Tegel} = 2 \times 24 = 48 \text{ kg/m}^2 \\
 & \text{- Spesi} = 2 \times 21 = 42 \text{ kg/m}^2 \\
 & \text{- Sandaran} = 15 \text{ kg/m}^2 \\
 \hline
 qDL & = 393 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

⦿ Beban hidup (qLL)

$$\text{- Beban hidup} = 300 \text{ kg/m}^2$$

⦿ Beban ultimate (qu)

$$qu_{\text{bordes}} = 1.4 qDL + 1.7 qLL$$

$$qu_{\text{bordes}} = 1.4 * 393 + 1.7 * 300 = 1060.2 \text{ kg/m}^2$$

b. Pembebanan Anak Tangga

⦿ Beban mati (qDL)

$$\begin{aligned}
 - \text{ Plat tangga} &= 0.225/\cos 30 \times 2400 = 623.54 \text{ kg/m}^2 \\
 - \text{ Tegel + spesi} &= (30 + 18)/30 \times 100 = 160 \text{ kg/m}^2 \\
 - \text{ Sandaran} &= 15 \text{ kg/m}^2 \\
 \hline
 qDL &= 798.54 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

⇒ Beban hidup (qLL)

$$- \text{ Beban hidup} = 300 \text{ kg/m}^2$$

⇒ Beban ultimate (qu)

$$qu_{\text{anak tangga}} = 1.4 qDL + 1.7 qLL$$

$$qu_{\text{anak tangga}} = 1.4 * 798.54 + 1.7 * 300 = 1627.956 \text{ kg/m}^2$$

5.1.4. Analisa Penulangan Tangga

Analisa dilakukan dengan menggunakan software SAP 90 untuk menentukan gaya-gaya dalam struktur tangga. Momen maksimum yang didapat dari output SAP 90

a. Penidangan Plat Tangga

$$Mu = 44059500 \text{ Nmm.}$$

$$\Phi \text{ tulangan utama} = 16 \text{ mm.}$$

$$d = 150 - 20 - 0.5 \times 16 = 122 \text{ mm}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{350}{0.85 \times 30} = 13.7255$$

$$R_n = \frac{Mu}{0.85 bd^2} = \frac{44059500}{0.85 \times 1000 \times 122^2} = 3.48 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{13.7255} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13.7255 \times 3.48}{350}} \right] = 0.010734$$

$$\rho_{\max} = 0.75 * \frac{0.85 * 0.85 * 30}{350} \left(\frac{600}{600 + 350} \right) = 0.0293$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{350} = 0.004$$

$$As = 0.010734 * 1000 * 122 = 1309.548 \text{ mm}^2$$

- β_1 : 0.85 (untuk $f_c' = 30 \text{ MPa}$)
 - Tebal plat rencana atap : 10 cm
 - Tebal plat rencana lantai : 12 cm
 - ϕ : 0.9 (UBC 1997, sec.1909.3.2)

5.2.3. Pembebanan Plat

Plat direncanakan menerima beban mati (DL) dan beban hidup (LL). Beban mati merupakan semua bagian gedung yang bersifat tetap, termasuk unsur beban dan peralatan. Sedangkan beban hidup merupakan semua beban akibat penghitungan termasuk semua barang pada ruangan yang bersifat tidak tetap, sebagian yang diatur di dalam peraturan pembangunan Indonesia untuk gedung tahun 1983 (PPI' 83) berdasarkan fungsi tiap lantai pada gedung. Kombinasi yang dipakai sesuai dengan UBC 1997 section 1909.2.1 yaitu : $q_u = 1.4 D + 1.7 L$

a. *Plat Atap*

8 Beban mati :

- Berat sendiri plat atap ($t = 10 \text{ cm}$) = $0.10 \times 2400 = 240 \text{ kg/m}^2$
- Plafond dan pengantungan = 18 kg/m^2
- Instalasi pipa dan AC = 50 kg/m^2
- Finishing beton ($t = 2 \text{ cm}$) = $0.02 \times 2200 = 44 \text{ kg/m}^2$
- Aspal ($t = 1 \text{ cm}$) = $0.01 \times 1400 = 14 \text{ kg/m}^2$

gD = 366 kg/m^2

c) Beban hidup :

▪ Beban hidup	= 100 kg/m ²
▪ Beban air hujan	= 40 kg/m ²
	<u>qL = 140 kg/m²</u>

c3 Beban ultimate qu_{stap} = 1.4 qD + 1.7 qL(section 1612.2 UBC'97)

$$= 1.4 \times 366 + 1.7 \times 140 = 750.4 \text{ kg/m}^2$$

c. Plat Lantai

⇒ Beban mati :

$$\begin{aligned}
 & \text{Berat sendiri pelat lantai } (t = 12 \text{ cm}) = 0.12 \times 2400 = 288 \text{ kg/m}^2 \\
 & \text{Plafond dan pengantungan} = 18 \text{ kg/m}^2 \\
 & \text{Instalasi pipa dan AC} = 50 \text{ kg/m}^2 \\
 & \text{Finishing beton } (t = 2 \text{ cm}) = 0.02 \times 2200 = 44 \text{ kg/m}^2 \\
 & \text{Tegel } (t = 2 \text{ cm}) = 0.02 \times 2200 = 44 \text{ kg/m}^2 \\
 & \qquad\qquad\qquad + \\
 & \qquad\qquad\qquad qD = 444 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

⇒ Beban hidup :

$$\begin{aligned}
 & \text{Beban hidup pertokoan} = 250 \text{ kg/m}^2 \\
 & \qquad\qquad\qquad + \\
 & \qquad\qquad\qquad qL = 250 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

⇒ Beban ultimate $q_{u,lantai} = 1.4 qD + 1.7 qL \dots \dots \dots \text{(section 1612.2 UBC'97)}$

$$= 1.4 \times 444 + 1.7 \times 250 = 1046.6 \text{ kg/m}^2$$

5.2.4. Analisa dan Penulangan Plat

Untuk mempermudah pelaksanaan konstruksi dilapangan, penulangan plat diusahakan seragam pada pemasangan tulangan antara bagian plat yang satu dengan yang lain pada tiap lantainya. Untuk itu pada perhitungan plat hanya diambil pada keadaan yang dianggap kritis, sedangkan untuk plat yang lainnya yang dianggap aman dapat diseragamkan dengan yang dianggap kritis. Prosedur penulangan plat yang digunakan adalah sebagai berikut :

⇒ Data penulangan plat : f'_c ; f_y ; β_1

⇒ Menghitung ρ_b , ρ_{max} , ρ_{min}

$$\rho_b = \frac{0.85 * f'_c * \beta_1}{f_y} \left[\frac{600}{600 + f_y} \right]$$

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b \quad ; \quad \rho_{min} = 0.002 \dots \dots \text{pasal 3.16.12 butir 2 subbutir 1 SKSNI'91}$$

⇒ Menghitung ρ_{perlu}

$$\rho = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right] \quad \text{dimana :}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_{c'}} = 13.7255 \quad ; \quad R_n = \frac{M_u}{\Phi \cdot b \cdot d}$$

⇒ $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$:

1. Bila $\rho < \rho_{\min}$, maka dipakai ρ_{\min}
2. Atau sebagai alternatif luas tulangan yang diperlukan pada setiap penampang, positif atau negatif paling tidak harus seperitiga lebih besar dari pada yang diperlukan berdasarkan analisa
3. Bila $\rho > \rho_{\max}$, maka digunakan tulangan rangkap atau tebal plat diperbesar.

5.2.5. Penulangan Plat Lantai

a) Plat Dua Arah

Plat type - A



$$L_n = 500 - 15 - 15 = 470 \text{ cm}$$

$$S_n = 500 - 15 - 15 = 470 \text{ cm}$$

$$\beta = 1$$

Dari tabel 13.3.2. PBI 1971 → $C_x = 36, C_y = 36$

- Momen arah sumbu-x :

$$M_{Ix} = -M_{Iy} = 0.001 \cdot q_u \cdot S_n^2 \cdot C_x \\ = 0.001 * 1046.6 * 4.7^2 * 36 = 832.298 \text{ kgm} = 832298 \text{ Nmm}$$

- Momen arah sumbu-y :

$$M_{Iy} = -M_{Ix} = 0.001 \cdot q_u \cdot L_n^2 \cdot C_y \\ = 0.001 * 1046.6 * 4.7^2 * 36 = 832.298 \text{ kgm} = 832298 \text{ Nmm}$$

b) Penulangan Arah-X :

$$b = 1000 \text{ mm.} \quad ; \quad d = 120 - 20 - (0.5 * 10) = 95 \text{ mm}$$

$M_u = 832298 \text{ Nmm}$; $\Phi = 0.9 \rightarrow UBC'97 \text{ section 1909.3.2}$

$$R_n = \frac{M_u}{\Phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{832298}{0.9 \cdot 1000 \cdot 95^2} = 0.102 \text{ Mpa}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{13.7255} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 13.7255 \cdot 0.102}{350}} \right) = 0.000292 > \rho_{\min}$$

Pakai $\rho_{\text{perlu}} = 0.00292$

Maka $A_s \text{ perlu} = \rho \cdot b \cdot d = 0.00292 \cdot 1000 \cdot 95 = 277.4 \text{ mm}^2$

Pakai tulangan $\phi 10 - 250$ ($A_s = 314 \text{ mm}^2$)

☞ Penulangan Arah-Y

Karena beban momen arah y sama dengan beban momen arah x, maka untuk penulangan plat arah y dipakai tulangan $\phi 10 - 250$ ($A_s = 314 \text{ mm}^2$).

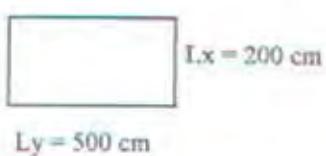
☞ Tulangan Pembagi

$A_s \text{ perlu} = 0.002 \cdot A \text{ bruto plat} = 0.002 \cdot 1000 \cdot 95 = 190 \text{ mm}^2$

Pakai tulangan $\phi 10 - 300$ ($A_s = 235.5 \text{ mm}^2$).

☞ Plat Satu Arah

Plat type - B



$$L_n = 500 - 15 - 15 = 470 \text{ cm}$$

$$S_n = 200 - 15 - 15 = 170 \text{ cm}$$

$$L_y = 500 \text{ cm}$$

$$\beta = 2.76$$

$$M_u = \frac{1}{8} * q_u * L^2 = \frac{1}{8} * 1046.6 * 4.7^2 = 2889.924 \text{ kgm} = 2889924 \text{ Nmm}$$

$$b = 1000 \text{ mm}; d = 120 - 20 - (0.5 * 10) = 95 \text{ mm}$$

$M_u = 2889924 \text{ Nmm}$; $\Phi = 0.9 \rightarrow UBC'97 \text{ section 1909.3.2}$

$$R_n = \frac{M_u}{\Phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{2889924}{0.9 \cdot 1000 \cdot 95^2} = 0.356 \text{ Mpa.}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m.R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{13.7255} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 13.7255 * 0.356}{350}} \right) = 0.00102 < \rho_{\min}$$

Pakai $\rho_{\min} = 0.002$ pasal 3.16.12 butir 2 subbutir 1 SKSNI'91

Maka $A_s \text{ perlu} = \rho * b * d = 0.002 * 1000 * 95 = 190 \text{ mm}^2$

Pakai tulangan $\phi 10 - 300$ ($A_s = 235.5 \text{ mm}^2$).

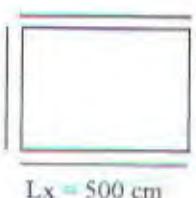
⇒ Tulangan Pembagi

$A_s \text{ perlu} = 0.002 * A_{\text{bruto plat}} = 0.002 * 1000 * 95 = 190 \text{ mm}^2$

Pakai tulangan $\phi 10 - 300$ ($A_s = 235.5 \text{ mm}^2$).

5.2.6. Penulangan Plat Atap

Plat type - A



$$L_n = 500 - 15 - 15 = 470 \text{ cm}$$

$$S_n = 500 - 15 - 15 = 470 \text{ cm}$$

$$\beta = 1$$

Dari tabel 13.3.2. PBI 1971 → $C_x = 36, C_y = 36$

- Momen arah sumbu-x :

$$M_{tx} = -M_{bx} = 0.001 * q_u * S_n^2 * C_x$$

$$= 0.001 * 750.4 * 4.7^2 * 36 = 596.748 \text{ kgm} = 5967480 \text{ Nmm.}$$

- Momen arah sumbu-y :

$$M_{ty} = -M_{by} = 0.001 * q_u * L_n^2 * C_y$$

$$= -0.001 * 750.4 * 4.7^2 * 36 = -596.748 \text{ kgm} = -5967480 \text{ Nmm.}$$

⇒ Penulangan Arah - X

$$b = 1000 \text{ mm.} ; d = 100 - 20 - (0.5 * 10) = 75 \text{ mm.}$$

$$M_u = 5967480 \text{ Nmm.} ; \Phi = 0.9 \rightarrow UBC'97 \text{ section 1909.3.2}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\Phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{5967480}{0.9 * 1000 * 75^2} =$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m.R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{13.7255} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 13.7255 * 0.158}{350}} \right) = 0.0004 < \rho_{\min}$$

Pakai $\rho_{\min} = 0.002$ pasal 3.16.12 bulir 2 subbutir 1 SKSNI'91

Maka A_s perlu = $\rho * b * d = 0.002 * 1000 * 75 = 150 \text{ mm}^2$

Pakai tulangan $\phi 10 - 300$ ($A_s = 235.5 \text{ mm}^2$).

⇒ Penulangan Arah - Y

Karena beban momen arah-y sama dengan beban momen arah-x, maka untuk penulangan plat arah-y dipakai tulangan $\phi 10 - 300$ ($A_s = 235.5 \text{ mm}^2$).

⇒ Tulangan Pembagi

A_s perlu = $0.002 * A_{\text{bruto plat}} = 0.002 * 1000 * 75 = 150 \text{ mm}^2$

Pakai tulangan $\phi 10 - 300$ ($A_s = 235.5 \text{ mm}^2$)

5.2.7. Kontrol Gaya Geser

V_{maks} terjadi pada komponen struktur ujung plat lantai bidang muka dari komponen (pendukung) pertama, yaitu :

$$V_u = 1.15 * q_u * L_n / 2$$

$$V_u = 1.15 * 10466 * 4.7 / 2 \rightarrow (\text{untuk lantai})$$

= 28284.37 N (V ini diambil untuk keadaan pelat paling kritis sehingga diasumsikan dapat mewakili semua jenis plat).

$$V_u = 1.15 * 10054 * 4.7 / 2 \rightarrow (\text{untuk atap})$$

$$= 27170.935 \text{ N.}$$

Kekuatan geser beton didapatkan dengan menggunakan rumus yang ada pada section 1911.12.2.1. UBC'97, yaitu :

$$V_c = 0.33 * \sqrt{f_c} * b * d = 0.33 * \sqrt{30} * 1000 * 95$$

$$= 171711.0218 \text{ N} > V_u, \text{ sehingga tidak perlu tulangan geser.}$$

BAB VI

ANALISA STRUKTUR UTAMA

BAB VI

ANALISA STRUKTUR UTAMA

6.1. Metode Analisa dan Input SAP'90

Analisa struktur tiga dimensi dari bearing wall system (system struktur dinding tumpu) dengan concrete braced frame (rangka berpengaku beton bertulang) memakai software SAP'90.

6.1.1. Data Input

6.1.1.1. Satuan

Beberapa satuan yang dipakai dalam input data SAP'90 antara lain :

- ☞ Ton, kg, N (newton) = untuk dimensi gaya
- ☞ m (meter) = untuk dimensi panjang (jarak)

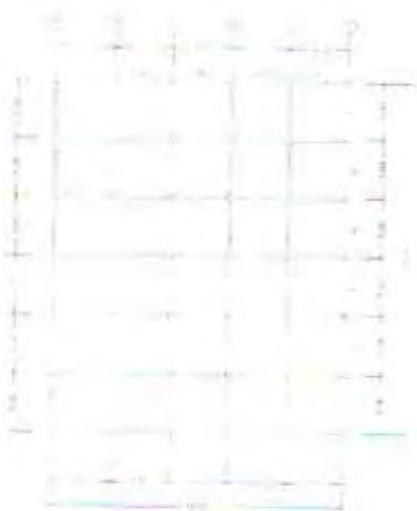
6.1.1.2. Data Material

- ☞ Berat volume beton = 2400 kg/m^3
- ☞ E_c = $2.57 \times 10^9 \text{ kg/m}^2$
- ☞ ν (poisson ratio) = 0.2
- ☞ Mutu bahan = $f_{c'} = 30 \text{ Mpa}$; $f_y = 350 \text{ Mpa}$

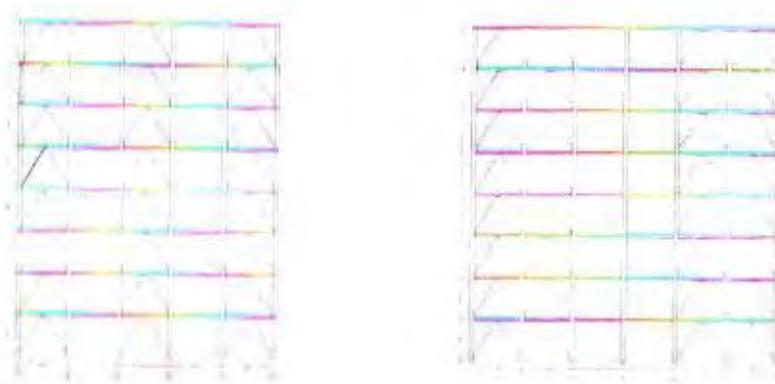
6.1.1.3. Dimensi Elemen Struktur

Dalam menganalisa struktur gedung ini, semua elemen struktur diperhitungkan terhadap efek deformasi aksial, lentur dan geser. Jenis penampang kolom dan balok dapat direncanakan :

- Dimensi kolom : $45 \times 45 \text{ cm}$
- Dimensi balok : $30 \times 35 \text{ cm}$
- Dimensi braced frame : $30 \times 30 \text{ cm}$
- Dimensi tebal plat atap : 10 cm
- Dimensi tebal plat lantai : 12 cm



Gambar-6.1. Denah Pembalokan



Gambar-6.2. Potongan Melintang dan Memanjang

6.1.2. Pembebanan Vertikal

Pembebanan vertikal meliputi berat sendiri elemen struktur (beban mati) dan beban hidup yang bekerja pada struktur secara vertikal.

a. Beban mati

• Berat sendiri balok, kolom dan plat dihitung secara otomatis oleh program.

• Pembebanan plat :

- Pembebanan plat atap : 366 kg/m^2 (berat total = $366 \times 750 = 274500 \text{ kg}$)

- Pembebanan plat lantai : 444 kg/m^2 (berat total = $444 \times 750 = 333000 \text{ kg}$)

6.2.4.3. Seismic Response Coefficients

Pada tabel-16-Q dan 16-R, untuk tipe profil tanah Sc dengan nilai $Z = 0.15$, maka nilai $Ca = 0.18$ dan $Cv = 0.25$.

6.2.5. Persyaratan Konfigurasi/Building Configuration

Pada tabel 16-L dan 16-M bisa diketahui ketentuan-ketentuan untuk ketidakteraturan vertikal maupun ketidakteraturan denah. Semua struktur pada zone gempa 1 dan untuk occupancy category 4 maupun 5 pada zone gempa 2 perlu dievaluasi untuk ketidakteraturan vertikal tipe 5 dan ketidakteraturan horizontal tipe 1, berturut-turut diberikan pada tabel 16-L dan 16-M.

6.2.6. Struktural Framing System

Bangunan merupakan bearing wall system yang menggunakan concrete braced frame dimana dari tabel 16-N bisa diketahui harga dari faktor gempa R yaitu sebesar 2.8 dan Ω_0 sebesar 2.2. Khusus untuk bearing wall system dimana sistem penahan gaya lateralnya menggunakan concrete braced frame, tidak diperbolehkan ditempatkan pada zone gempa kuat, yaitu zone gempa 3 dan 4.

6.2.7. Batas Ketinggian

Untuk bearing wall system dengan concrete braced frame, tidak ada batas ketinggian struktur baik pada zone gempa 2A maupun zone gempa 3 dan 4.

Criteria Selection	
Occupancy categories	Tabel 16-K, untuk occupancy category nomor 3 $\rightarrow I = I_p = I_w = 1.00$
Site geology and soil characteristics	Tabel 16-J, untuk tipe profil tanah Sc, $V_s = 360-760 \text{ m/dt}$, SPT > 50 dan undrained shear strength > 100 kPa
Site seismic hazard characteristics	Tabel 16-I, untuk zone gempa 2A $\rightarrow Z = 0.15$
Seismic response coefficients	Tabel 16-Q, 16-R, untuk tipe profil tanah Sc dan $Z = 0.15 \rightarrow Ca = 0.18$ dan $Cv = 0.25$
Struktural framing system	Tabel 16-N, untuk bearing wall system dengan concrete braced frame $\rightarrow R = 2.8$ dan $\Omega_0 = 2.2$

Keterangan : Tidak ada batasan ketinggian untuk bearing wall system dengan concrete braced frame (tidak ada keterangan pada tabel 16-N)

6.2.8. Pemilihan Prosedur Gaya Lateral

6.2.8.1. Simplified Static

Prosedur ini terdapat pada section 1630.2.3, bisa dipakai untuk struktur dengan occupancy category 4 atau 5, sebagai berikut :

- Bangunan-bangunan dengan beberapa occupancy (termasuk tempat tinggal) yang tidak lebih dari tiga tingkat, tidak termasuk basement.
- Bangunan yang lain, tidak lebih dari dua tingkat, tidak termasuk basement.

6.2.8.2. Static

Prosedur ini terdapat pada section 1630, bisa dipakai untuk struktur berikut :

- Semua struktur baik teratur maupun tidak teratur, pada zone gempa 1 dan occupancy category 4 dan 5 pada zone gempa 2.
- Struktur teratur dengan ketinggian dibawah 240 feet (73.152 m) dengan sistem penahan gaya lateral yang terdaftar pada tabel 16-N, kecuali jika section 1629.8.4 item 4 diterapkan.
- Struktur tidak teratur yang tidak lebih dari lima tingkat atau dengan ketinggian 65 feet (19.812 m).

6.2.8.3. Dynamic

Prosedur gaya lateral dinamis yang terdapat pada section 1631, bisa dipakai untuk struktur yang lain, termasuk struktur sebagai berikut :

- Struktur dengan ketinggian 240 feet (73.152 m) atau lebih, kecuali yang diijinkan section 1629.8.3 item 1.
- Struktur yang mempunyai ketidakteraturan kekakuan, berat ataupun geometri vertikal tipe 1, 2 atau 3 sebagaimana yang didefinisikan pada tabel 16-L atau struktur yang mempunyai irregular features (ciri-ciri ketidakteraturan) yang diterangkan pada tabel 16-L atau 16-M, kecuali yang diijinkan oleh section 1630.4.2.

⇒ Base shear desain total tidak perlu mencapai :

$$V = \frac{2.5 * Ca * I}{R} * W \quad \text{persamaan 30-5}$$

$$V = \frac{2.5 * 0.18 * 1.00}{2.8} * 4074432 = 654819.4 \text{ kg}$$

⇒ Base shear desain total tidak boleh kurang dari :

$$V = 0.11 * Ca * I * W \quad \text{persamaan 30-6}$$

$$V = 0.11 * 0.18 * 1.00 * 4074432 = 80673.75 \text{ kg}$$

6.3.2. Distribusi Base Shear Total dengan $T = 0.656$ dt

Gaya geser dasar total harus didistribusikan sepanjang ketinggian struktur, yang harus sesuai dengan persamaan 30-13, 30-14 dan 30-15.

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i \quad \text{persamaan 30-13}$$

$F_t = 0 \rightarrow$ untuk $T < 0.7$ detik

$$\text{Maka : } V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$$

$$554584.5 = 0 + \sum_{i=1}^n F_i \rightarrow \sum_{i=1}^n F_i = 554584.5 \text{ kg}$$

$$F_x = \frac{(V - F_t) * W_x * h_x}{\sum_{i=1}^n W_i * h_i} \quad \text{persamaan 30-15}$$

$$F_x = \frac{554584.5 * W_x * h_x}{69886265.60} = 0.00794$$

$$F_x = 0.00794 W_x * h_x$$

Tabel 6.1.
Gaya gempa dan geser tingkat arah X dan arah Y

Level	Berat Lantai	Tinggi	$Wx * hx$	Gaya Lateral	Geser Tingkat	$Fx (Kg)$	$Fx (Kg)$
	$Wx (kg)$	$hx (m)$	(kg m)	$Fx (Kg)$	$Vx (kg)$	Arah X	Arah Y
8	293460.00	32	9390720.00	74520.3367	74520.3367	12420.0561	10645.7624
7	540138.80	28	15123886.40	120016.0485	194536.3852	20002.6747	17145.1498
6	540138.80	24	12963331.20	102870.8987	297407.2839	17145.1498	14695.8427
5	540138.80	20	10802776.00	85725.74891	383133.0328	14287.6248	12246.5356
4	540138.80	16	8642220.80	68580.59913	451713.6319	11430.0999	9797.2284
3	540138.80	12	6481665.60	51435.44935	503149.0813	8572.5749	7347.9213
2	540138.80	8	4321110.40	34290.29957	537439.3808	5715.0499	4898.6142
1	540138.80	4	2160555.20	17145.14978	554584.5306	2857.5250	2449.3071
Σ	4074431.60		69886265.60				

Selanjutnya dilakukan analisa struktur dengan menggunakan program SAP'90, kemudian dilanjutkan perhitungan mencari periode struktur dengan menggunakan metode B.

6.3.3. Kombinasi Pembebatan

Kombinasi pembebatan dasar untuk metode desain terdapat pada section 1612.2.1. Menurut pengecualian pada akhir section tersebut, kombinasi beban pada 1909.2 bisa diterapkan untuk beton dimana tidak memasukkan beban gempa. Juga kombinasi beban pada 1612.2.1 yang memasukkan gaya gempa harus dikalikan dengan 1.1 untuk beton. Jadi, kombinasi beban yang dipergunakan yaitu akibat pengaruh beban mati, beban hidup dan beban gempa, sedang untuk beban angin diabaikan.

- Kombinasi beban mati dan hidup : $U = 1.4 D + 1.7 L$

➤ Kombinasi terhadap beban gempa

$$U = 1.1(1.2D + f_1 L + 1.0 E) = 1.32D + f_1 L + 1.1 E$$

$$U = 1.1(0.9D + 1.0 E) = 0.99D + 1.1 E$$

dimana :

- f_1 = 1.0 untuk lantai pada tempat public assembly, untuk beban hidup lebih dari 100 psf
= 0.5 untuk beban hidup lainnya.

Gaya gempa (E) ditentukan dari persamaan 30-1 : $E = \rho Eh + Ev$, dimana :

Eh = gaya gempa akibat base shear (V)

Ev = efek beban hasil dari komponen vertikal dari gerak gempa
= $0.5 Ca_1 D = 0.5 * 0.18 * 1 * D = 0.09 D$

ρ = faktor realibility/redundancy (1630.1.1 persamaan 30-3). Dinyatakan bahwa pada saat menghitung drift atau jika struktur berada pada zone gempa 0, 1 atau 2 maka ρ harus diambil sebesar 1.0.

$$\text{Maka : } E = \rho Eh + Ev = (1 * Eh) + 0.09D$$

Kesimpulan mengenai kombinasi beban terhadap gempa :

$$U = 1.1(1.2D + f_1 L + 1.0 E) = 1.32D + 1.1f_1 L + 1.1E = 1.32D + 1.1 + 0.5L + 1.1 Eh + 1.1 * 0.09D \\ = 1.419 D + 0.55 L + 1.1 Eh$$

$$U = 1.1(0.9D + 1.0 E) = 0.99D + 1.1 E = 0.99D + 1.1 Eh + 1.1 * 0.09D \\ = 1.089D + 1.1 Eh$$

Kombinasi beban spesial (1612.4) :

$$U = 1.2D + f_1 L + 1.0 E_m = 1.2D + 0.5L + 1.0 (\Omega_0 Eh) = 1.2D + 0.5L + 2.2 Eh \\ = 1.2D + 0.5 L + 2.2 Eh$$

$$U = 0.9D + 1.0 E_m = 0.9D + 2.2 Eh$$

Keterangan : Ω_0 adalah faktor pembesaran gaya gempa yang disyaratkan untuk kuat lebih struktural (1630.3.1, tabel 16-N).

6.3.4. Hasil-Hasil Analisa

Analisa gedung tiga dimensi pada arah x dan y untuk gaya-gaya gempa tercantum dalam tabel-6.1. Di dalam permodelan, diafragma rigid ditentukan pada setiap lantai tingkat, dan rigid-end offsets didefinisikan pada ujung setiap elemen horizontal, sehingga hasilnya secara otomatis didapatkan pada muka setiap support. Untuk balok, bagian dari adjoining slab yang didefinisikan pada 1913.2.4 dimasukkan dalam analisa sebagai bagian dari balok. Untuk memenuhi persyaratan pemodelan 1630.1.2, kekakuan elemen dimasukkan dengan asumsi potongan retak. Untuk analisa yang lebih akurat, ketentuan pada 1910.11.1 digunakan, yaitu momen inersia untuk balok diambil $0.35 I_g$ dimana I_g adalah momen inersia gross dari potongan, dan untuk kolom diambil sebesar $0.7 I_g$. Sebagai tambahan, modulus elastis dihitung dengan menggunakan ketentuan pada 1908.5.1 dan daerah gross dari elemen digunakan dalam analisa per 1910.11.1. Menurut 1630.6 massa pada setiap tingkat diasumsikan menjadi berpindah dari pusat massa terhitung sejauh sama dengan 5% dari ukuran gedung pada tingkat itu tegak lurus terhadap arah gaya yang dipertimbangkan.

6.3.5. Pembatasan Story Drift dan Effek P-Δ

Drift

Drift atau displacement (perpindahan titik) horizontal dari struktur dapat dihitung dengan syarat-syarat yang ada dalam UBC'97 (section 1630.9). Baik ASD (Allowable Stress Design Desain Tegangan yang Dijinkan) ataupun Strength Design (Desain Kekakuan), ΔM atau displacement respon inelastis maksimum dari struktur yang disebabkan oleh gerak tanah dasar desain bisa ditentukan sesuai dengan section 1630.9. Drift yang berhubungan dengan gaya gempa desain dari section 1630.2.1, yaitu Δs dapat ditentukan sesuai dengan section 1630.9.1. Untuk menentukan ΔM , drift ini (Δs) harus diamplifikasi/dibesarkan sesuai dengan section 1630.9.2. Dalam tabel-6.3 dan tabel-6.4 tercantum displacement (Δs) yang didapatkan dari analisa statis elastis menggunakan desain gaya gempa dalam arah x maupun y. Di dalam tabel itu

jug tercantum ΔM (displacement respons inelastis maksimum) yang dihitung dari persamaan $\Delta M = 0.7 R \Delta s$, dimana $R = 2.8$ untuk bearing wall system dengan concrete braced frame. Drift interstory dihitung dari Δs dan ΔM yang juga tercantum pada tabel.

Catatan :

Gaya lateral desain yang digunakan untuk analisa drift saja, bisa mengabaikan pembatasan yang ada pada persamaan 30-6, yaitu $V = 0.11 * C_a * I * W$ (sebagai nilai minimum dari gaya lateral) dan juga bisa menggunakan periode yang ditentukan dari persamaan 30-10 dengan mengabaikan batasan 30 – 40 % dari section 1630.2.2 item2.

⇒ **Menentukan Δs (1630.9.1)**

Analisa statis dari sistem penahan gaya lateral dapat disiapkan menggunakan gaya gempa desain dari section 1630.2.1 sebagai alternatif yang lain, analisa dinamis dapat ditentukan berkenaan dengan section 1631. Dimana ASD dipakai dan dimana drift dihitung, kombinasi beban pada section 1612.3 digunakan. Model matematis harus memenuhi section 1630.1.2, yaitu memenuhi persyaratan pemodelan (sub bab 2.1.4.2, dalam tugas akhir ini).

Deformasi yang merupakan hasil dari analisa, yang dinyatakan dengan Δs ditentukan pada lokasi/kondisi kritis dari struktur tersebut. Drift hasil dari perhitungan harus memasukkan defleksi translasional dan torsional.

⇒ **Menentukan ΔM (1630.9.2)**

ΔM atau displacement respon inelastis maksimum dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut :

$$\Delta M = 0.7 * R * \Delta s \quad \text{persamaan 30-17}$$

Jika menggunakan analisa dinamis, ΔM ditentukan dengan analisa time history nonlinier berkenaan dengan section 1631.6.

⇒ **Story Drift Limitation**

Menurut section 1630.10.2, drift story yang dihitung menggunakan ΔM tidak boleh 0.02 kali tinggi story untuk struktur yang memiliki periode dasar lebih besar dari 0.7 detik. Sedang-

kan untuk struktur yang memiliki periode dasar kurang dari 0.7 detik drift story yang dihitung memakai ΔM tidak boleh lebih dari 0.025 kali tinggi story. Untuk tinggi story 4 m, drift maksimum sama dengan $0.025 * 400 \text{ cm} = 10 \text{ cm}$. Di dalam tabel-6.3 dan tabel-6.4 terlambir bahwa story drift yang didapatkan dari gaya lateral yang dibebankan kurang dari nilai pembatas tersebut.

c3 Effek P-Δ

Menurut section 1630.1.3, effek P- Δ tidak dipertimbangkan jika koefisien stabilitas (θ) lebih kecil atau sama dengan 0.10. Struktur fleksibel dan struktur dengan nilai R yang besar, lebih mungkin menerima effek P- Δ .

$$\theta = \frac{P_x * \Delta}{V_x * h_{sx}}$$

dimana : P_x = beban gravitasi tak berfaktor total pada level x dan diatasnya

Δ = story drift

V_x = gaya geser gempa diantara level x dan x-1

h_{sx} = tinggi story dibawah level x

Tabel-6.2.
Story Drift Arah Y

No.	Level	δs	Drift	$\delta_m = 0,7 R \delta s$	Drift
1	8	0.068	0.003	0.134	0.007
2	7	0.065	0.008	0.127	0.015
3	6	0.057	0.010	0.113	0.020
4	5	0.047	0.011	0.093	0.021
5	4	0.037	0.011	0.072	0.022
6	3	0.026	0.011	0.050	0.021
7	2	0.015	0.009	0.029	0.019
8	1	0.006	0.006	0.011	0.011

Satuan : dalam m

Tabel-6.3.
Story Drift Arah X

No.	Level	δ_s	Drift	$\delta_m = 0,7 R \delta_s$	Drift
1	8	0.028	0.003	0.055	0.005
2	7	0.025	0.004	0.050	0.007
3	6	0.022	0.004	0.043	0.008
4	5	0.018	0.004	0.035	0.008
5	4	0.014	0.004	0.026	0.008
6	3	0.009	0.004	0.018	0.007
7	2	0.006	0.003	0.011	0.006
8	1	0.002	0.002	0.005	0.005

Satuan : dalam m

Tabel-6.4
Perhitungan TB arah Y

No.	Lantai	Wi (kg)	δ_i (m)	δ_i^2	f i	$\delta_i^2 * Wi$	$f_i * \delta_i$
1	Atap	41922.86	0.06846	0.0047	10645.762	196.48286	728.81
2	Lantai 7	77162.69	0.06503	0.0042	17145.150	326.31335	1114.95
3	Lantai 6	77162.69	0.05744	0.0033	14695.843	254.58698	844.13
4	Lantai 5	77162.69	0.04745	0.0023	12246.536	173.73198	581.10
5	Lantai 4	77162.69	0.03653	0.0013	9797.228	102.96904	357.89
6	Lantai 3	77162.69	0.02554	0.0007	7347.921	50.332572	187.67
7	Lantai 2	77162.69	0.01499	0.0002	4898.614	17.338463	73.43
8	Lantai 1	77162.69	0.00552	0.0000	2449.307	2.3511779	13.52
				Σ	1124.106	3901.494	

$$\begin{aligned} TB &= 2 * 3.14 * (1124.106 / (9.8 * 3901.494))^{0.5} \\ &= 1.077 \text{ detik} \end{aligned}$$

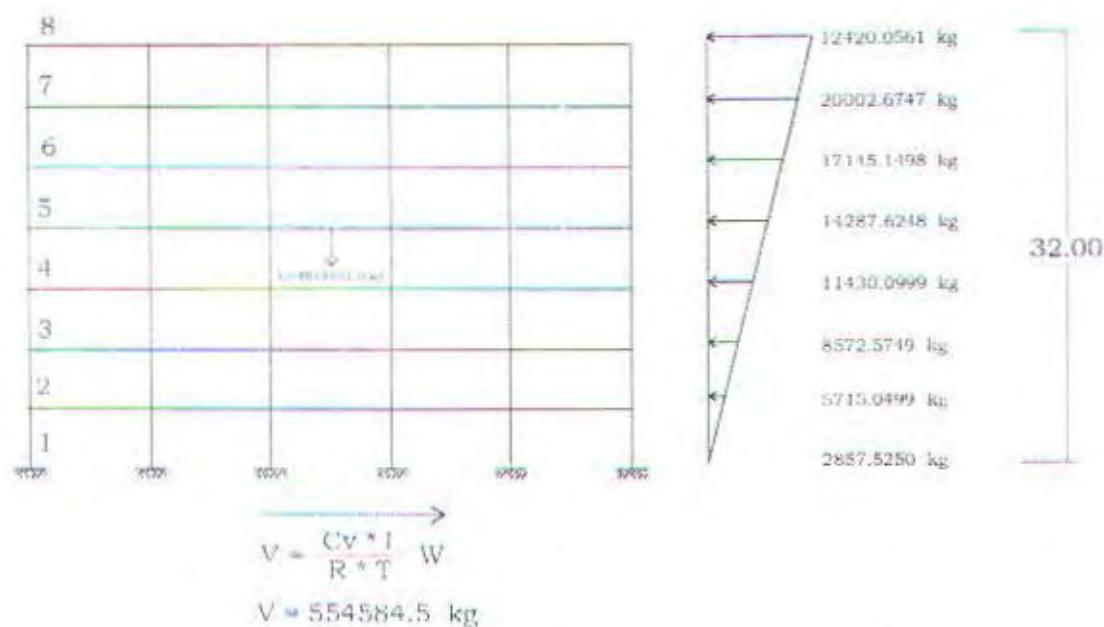
Tabel-6.5
Perhitungan TB arah X

No.	Lantai	Wi (kg)	δ_i (m)	δ_i^2	f i	$\delta_i^2 * Wi$	$f_i * \delta_i$
1	Atap	48910.00	0.0282	0.00080	12420.056	38.895	350.246
2	Lantai 7	90023.13	0.0254	0.00065	20002.675	58.079	508.068
3	Lantai 6	90023.13	0.0218	0.00048	17145.150	42.783	373.764
4	Lantai 5	90023.13	0.0177	0.00031	14287.625	28.203	252.891
5	Lantai 4	90023.13	0.0135	0.00018	11430.100	16.407	154.306
6	Lantai 3	90023.13	0.0093	0.00009	8572.575	7.853	80.068
7	Lantai 2	90023.13	0.0055	0.00003	5715.050	2.764	31.667
8	Lantai 1	90023.13	0.0023	0.00001	2857.525	0.482	6.612
				Σ	195.466	1757.622	

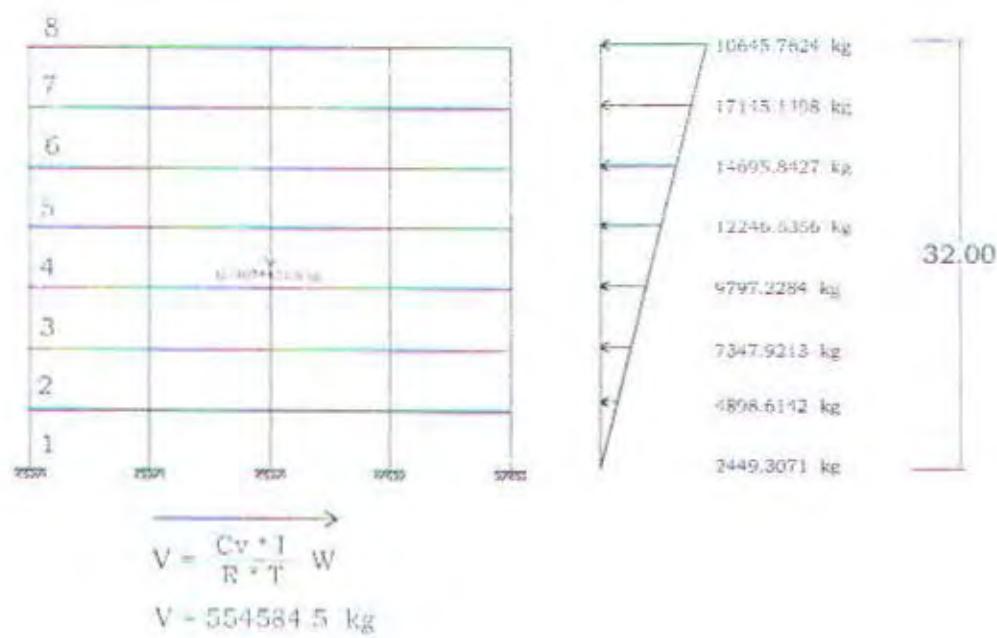
$$TB = 2 * 3.14 * (195.466 / (9.8 * 1757.622))^{0.5}$$

= 0.669 detik

Dari hasil perhitungan mencari periode struktur tersebut diatas, TB tidak boleh lebih besar dari 1.4 TA = 0.9184 detik. Karena TB yang dihasilkan kurang dari persyaratan selanjutnya dilanjutkan dengan menghitung penulangan balok, kolom dan braced.



Gaya Geser Tingkat Arah X



Gaya Geser Tingkat Arah Y

BAB VII

PERANCANGAN STRUKTUR UTAMA

BAB VII

PERANCANGAN STRUKTUR UTAMA

7.1. Perhitungan Penulangan Balok

7.1.1. Desain Penulangan Lentur Balok

Menurut pasal 1921.2.1.3, pada zone gempa 2, semua komponen rangka dari beton bertulang sebagai bagian dari sistem penahan gaya lateral (LFRS/Lateral Force Resisting System) merupakan IMRF (Intermedite Moment Resisting Frame), untuk memenuhi persyaratan pasal 1921.8 saja, sebagai tambahan persyaratan pasal 1901 sampai 1918. Dan pada zone 2, komponen yang tidak didesain sebagai bagian dari penahan gaya lateral harus sesuai dengan pasal 1921.7.

Perancangan struktur yang terletak pada zone 2 tidak harus memenuhi persyaratan yang ada pada pasal 1921.3.1. (sebagaimana harus dipenuhi oleh struktur yang terletak pada zone gempa 3 dan 4), dan cukup memenuhi persyaratan yang ada pada 1921.8.2, dimana detail tulangan dalam komponen rangka harus memenuhi pasal 1921.8.4, yaitu beban aksial tekan berfaktor tidak boleh mencapai $A_g f_c' / 10$. Namun dalam perancangan ini, gaya tekan aksial berfaktor pada balok diabaikan karena gaya aksial pada balok hasil analisa struktur mendekati nol atau kecil sekali.

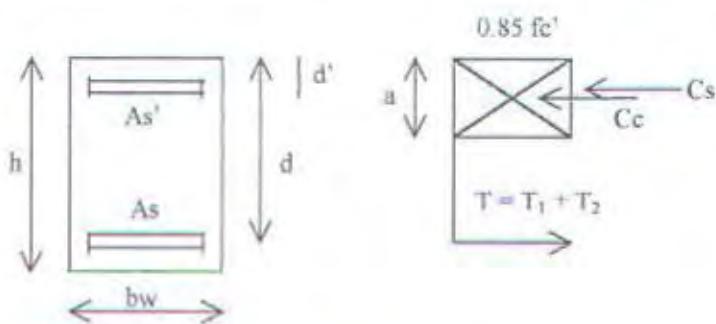
7.1.1.1. Prosedur Perhitungan Penulangan Lentur Balok

Prosedur perhitungan penulangan balok yang digunakan adalah :

1. Data-data penulangan balok :

- f_c' (kekuatan tekan beton)
- f_y (kuat leleh tulangan)
- β_1 (menurut pasal 1910.2.7.3. UBC1997)
- $\delta (A'/A)$

2. Menghitung ρ dan ρ'



Gambar-7.1. Diagram Tegangan Berbentuk Blok pada Penampang Balok

$$\rho^* = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right] \text{ dianggap tulangan tekan leleh}$$

$$\delta Mu = T_2(d-d')$$

$$T_2 = As'fy$$

Dengan menggabungkan dua persamaan diatas diperoleh :

$$\rho' = \frac{\delta Mu}{\phi fy (d-d') b * d}$$

$$\text{rasio tulangan tarik : } \rho = \rho^* + \rho^1$$

$$\text{rasio tulangan tekan : } \rho' = \rho^1 \left[\frac{fy}{(fy - 0.85 fc)} \right], \text{ dimana :}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc} \quad Rn = \frac{(1-\delta)Mu}{\phi * b * d^2}$$

3. Mengecek rasio tulangan ρ

Kontrol apakah $\rho_{min} \leq \rho \leq \rho_{max}$

$$\rho_{min} = 1.4 / fy$$

$$\rho_{max} = 0.75 * \rho_b$$

$$\rho_b = \frac{0.85 * \beta_1 * fc'}{fy} \left[\frac{600}{600 + fy} \right]$$

Jika $\rho < \rho_{min}$, maka dipakai ρ_{min}

Jika $\rho > \rho_{max}$, maka dipakai ρ_{max}

$$As = \rho \cdot b \cdot d \quad As' = \rho' \cdot b \cdot d$$

4. Mengecek leleh tidaknya tulangan tekan

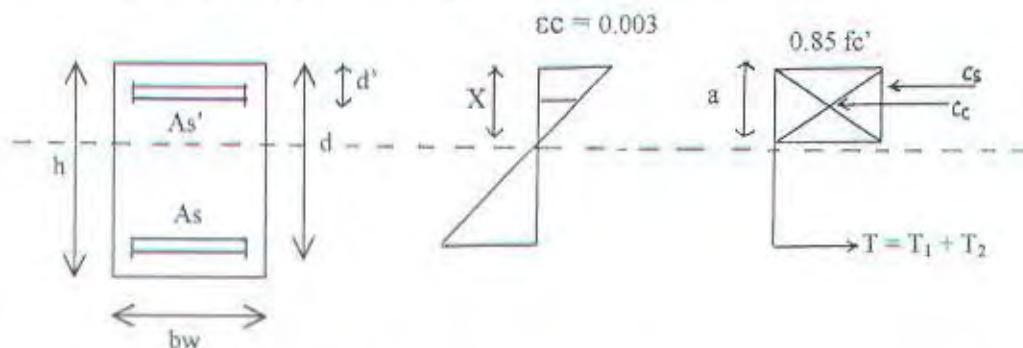
Kontrol leleh tidaknya tulangan tekan dengan rumus :

$$\rho - \rho' \left[1 - \frac{0.85 * f'_c}{f_y} \right] \geq 0.85 \beta \left[\frac{f'_c * d'}{f_y * d} \right] \left[\frac{600}{600 - f_y} \right]$$

Jika tulangan tekan leleh, maka dipakai As dan As' diatas

Jika tulangan tekan tidak leleh maka perlu dikontrol kekuatan lentur dengan mengganti f_y dengan f'_s pada tulangan tekan

5. Menghitung f'_s (apabila tulangan tekan tidak leleh)



Gambar-7.2. Diagram Tegangan dan Diagram Regangan pada Penampang Balok

$$T = As * f_y$$

$$Cc = 0.85 * f'_c * bw * a$$

$$Cs = As' * (f'_s + 0.85 * f'_c) \rightarrow \text{tulangan tekan tidak leleh}$$

$$a = \beta_1 * X$$

$$\epsilon_{s'} = 0.003 * \frac{x - d'}{x}$$

$$f'_s = \epsilon_{s'} * E_s = 0.003 * \frac{x - d'}{x} * E_s$$

$$T = Cc + Cs$$

$$As * f_y = 0.85 * f'_c * bw * a + As' (f'_s - 0.85 * f'_c)$$

$$As * fy = 0.85 * fc' * b (0.83 x) + As' \left(\frac{x-d}{x} * Es - 0.85 * fc' \right) \rightarrow \text{dikalikan dengan } x$$

$$As.fy.x = 0.85 fc'.b (0.83 x)^2 + 0.003As'(x-d)Es - 0.85.As.fc'(x)$$

$$0.85 fc'.b (0.83 x)^2 + (0.003.As'.Es - 0.85.As.fc'.fy)x - 0.003As'd'Es = 0$$

persamaan kuadrat diatas dapat diselesaikan dengan rumus :

$$X_{1,2} = \frac{-b \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}, \text{ dimana :}$$

$$a = 0.85 * fc' * 0.83b = 0.7055 * fc' * b$$

$$b = 0.003As'.Es - 0.85.As'.fc' - As.fy$$

$$c = -0.003As'.d * Es$$

didapat f_s' , C_s dan C_c dengan memasukan nilai x yang diperoleh dari persamaan diatas

6. Chek kekuatan lentur

$$M_n = T * \frac{1}{2}(d - d') + C_s * \frac{1}{2}(d - d') + C_c * \frac{1}{2}(h - a)$$

$$= \frac{1}{2}As * fy(d-d') + \frac{1}{2}As'(fs' - 0.85fc')(d - d') + 0.85fc' * b * a(h - a)$$

$$\phi M_n \geq M_u$$

7.1.1.2. Data Perencanaan Balok

Data perancangan balok :

- Dimensi balok $b \times h = 300 \text{ mm} \times 350 \text{ mm}$
- Bentang balok $= 500 \text{ cm}$
- Mutu beton $fc' = 30 \text{ Mpa}$
- Mutu baja $fy = 350 \text{ Mpa}$
- $\rho_{min} = 1.4 / 350 = 0.004$
- $\rho_{max} = 0.0286444$
- Decking/selimut beton $= 30 \text{ mm}$
- $d = 350 - (30 + 10 + \frac{1}{2} * 22) = 299 \text{ mm}$
- $d' = 51 \text{ mm}$

- Tulangan utama = D-22 mm
- Tulangan sengkang = \varnothing 10 mm
- β_1 Menurut pasal 1910.2.7.3.UBC 1997, dimana

$\beta_1 = 0.85$ untuk beton dengan f'_c hingga atau sama dengan 4000 psi (27.58 Mpa)

β_1 harus direduksi secara menerus sebesar 0.05 untuk setiap kelebihan 1 psi (6.89 Mpa)

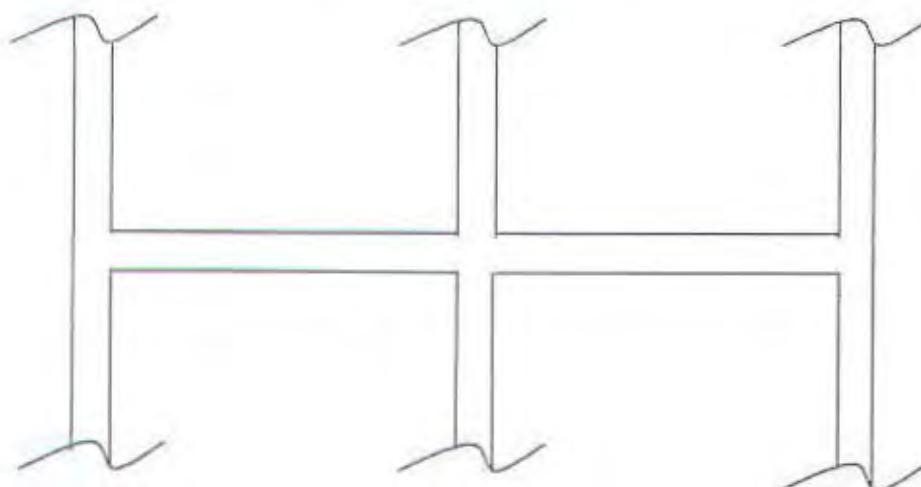
untuk beton dengan f'_c diatas 4000 psi. Namun β_1 tidak boleh diambil kurang dari 0.65.

Jadi untuk $f'_c = 30$ Mpa, nilai $\beta_1 = 0.85 - (30 - 27.58) / 6.89 * 0.05 = 0.83$

- $\delta = As/As' = 0.5$

7.1.1.3. Momen-Momen Hasil Analisa Struktur

Hasil analisa struktur dapat digambarkan dengan mengambil salah satu portal 4 pada lantai 4



Gambar-7.3. Portal 4 lantai 4

Untuk selanjutnya momen hasil analisa struktur dapat dilihat pada tabel-7.1 sampai dengan tabel-7.3.

7.1.1.4. Tujuan dari Redistribusi Momen

Tujuan dari redistribusi momen pada balok di dalam rangka daktail adalah untuk mencapai sebuah desain struktural yang efisien, dengan cara mengambil perhitungan sebagai berikut :

- Mengurangi momen maksimum absolut, biasanya di daerah momen negatif pada balok. Untuk mengimbanginya yaitu dengan meningkatkan momen pada daerah momen non kritis (biasanya momen positif). Hal ini memungkinkan distribusi penggunaan kekuatan yang lebih baik disepanjang balok. Penyesuaian akan dipakai hingga menghasilkan momen desain positif dan negatif pada potongan kritis mendekati nilai yang sama. Sehingga mendapatkan susunan tulangan lentur yang sederhana dan simetris pada potongan balok ini.
- Menyamakan persyaratan momen kritis untuk potongan balok pada arah yang berlawanan dari kolom interior, hasil dari gaya gempa yang berlawanan/bergantian. Hal ini akan meniadakan kebutuhan untuk mengakhiri dan menganker tulangan lentur balok pada pertemuan balok dan kolom interior.
- Menggunakan kapasitas momen positif minimum yang disyaratkan code ketika mencapai persyaratan yang diturunkan dari analisa elastis. Sebagaimana disebutkan dimuka, kebanyakan code mensyaratkan bahwa kapasitas momen positif paling sedikit sama dengan 50% dari kapasitas momen negatif pada muka kolom. Tujuan dari ketentuan code ini adalah untuk menjamin bahwa dengan adanya tulangan lentur tekan, daktilitas curvature yang disyaratkan dapat dikembangkan pada momen negatif yang lebih besar.
- Mengurangi tuntutan momen pada kolom kritis, terutama yang dibebani aksial tekan kecil atau aksial tarik. Hal ini kadang-kadang perlu untuk menghindari kebutuhan untuk menggunakan tulangan lentur yang berlebihan pada kolom.

7.1.1.5. Perhitungan Tulangan Lentur Balok

Penulangan lentur balok berdasarkan momen redistribusi dimuka kolom mengambil contoh balok A - B :

- Penulangan pada tumpuan momen negatif

$$Mu(-) = 60000000 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{(1-\delta)Mu}{\phi \cdot b \cdot d^2}$$

$$R_n = \frac{(1 - 0.5) 60000000}{0.9 * 300 * 302^2} = 1.2182$$

$$\rho\delta = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0.85 f_c}} \right), \text{ dimana } m = \frac{f_y}{0.85 * f_c} = 13.725$$

$$\rho\delta = \frac{1}{13.725} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1.2182}{0.85 * 30}} \right) = 0.003568 < \rho_{min} \rightarrow \text{pakai } \rho_{min}$$

Rasio tulangan tekan :

$$\rho' = \frac{\delta Mu}{\phi.f_y(d-d').b.d} = \frac{0.5 * 60000000}{0.9 * 350 (302-48) * 300 * 302} = 0.004139 > \rho_{min} \rightarrow \text{pakai } \rho'$$

Tulangan tumpuan atas :

$$\text{Rasio tulangan tarik} = (\rho\delta + \rho') = 0.004 + 0.004139 = 0.008139 < \rho_{max}$$

$$A_s = 0.008139 * 300 * 302 = 737.353 \text{ mm}^2 (4 \text{ D16})$$

Tulangan tumpuan bawah :

$$A_s' = 0.5 * 737.353 = 368.677 \text{ mm}^2 (2 \text{ D16})$$

b. Penulangan pada tumpuan momen positif

$$Mu(+) = 39739600 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{(1-\delta)Mu}{\phi.b.d^2}$$

$$R_n = \frac{(1 - 0.5) 39739600}{0.9 * 300 * 302^2} = 0.8069$$

$$\rho\delta = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0.85 f_c}} \right), \text{ dimana } m = \frac{f_y}{0.85 * f_c} = 13.725$$

$$\rho\delta = \frac{1}{13.725} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.8069}{0.85 * 30}} \right) = 0.00234 < \rho_{min} \rightarrow \text{pakai } \rho_{min}$$

Rasio tulangan tekan :

$$\rho' = \frac{\delta Mu}{\phi.f_y(d-d').b.d} = \frac{0.5 * 39739600}{0.9 * 350 (302-48) * 300 * 302} = 0.00274 < \rho_{min} \rightarrow \text{pakai } \rho_{min}$$

Tulangan tumpuan atas :

$$\text{Rasio tulangan tarik} = (\rho\delta + \rho') = 0.004 + 0.004 = 0.008 < \rho_{\max} = 0.008$$

$$A_s = 0.008 * 300 * 302 = 724.800 \text{ mm}^2 \text{ (4 D16)}$$

Tulangan tumpuan bawah :

$$A_s' = 0.5 * 724.800 = 362.400 \text{ mm}^2 \text{ (2 D16)}$$

Tulangan yang terpasang berdasarkan harga max dari 2 jenis tulangan tumpuan :

$$\text{Tulangan atas} : A_s = 724.800 \text{ mm}^2 \text{ (4 D16)} \rightarrow \text{paktual} = 0.008$$

$$\text{Tulangan bawah} : A_s' = 362.400 \text{ mm}^2 \text{ (2 D16)} \rightarrow \text{paktual} = 0.004$$

c. Penulangan pada Lapangan

$$M_u (+) = 40700000 \text{ Nmm}$$

Dicari b_{efektif} :

$$1. b_e \leq \frac{1}{4} = \frac{1}{4} * 500 = 125 \text{ cm}$$

$$2. b_e \leq b_w + 16t = 30 + 16 * 12 = 222 \text{ cm}$$

$$3. b_e \leq b_w + L_n = 30 + 455 = 485 \text{ cm}$$

Dipakai $b_e = 1250 \text{ mm}$

$$b_f = \frac{1}{2} * (1250 - 300) = 475 \text{ mm}$$

$$\rho_{\min} = 1.4 / 350 = 0.004$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{40700000}{0.9 * 300 * 302^2} = 1.669$$

$$\rho\delta = \frac{0.85 \cdot f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 \cdot f_c'}} \right) = \frac{0.85 * 30}{350} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1.6861}{0.85 * 30}} \right)$$

$$\rho\delta = 0.00499 > \rho_{\min} \rightarrow \text{pakai } \rho\delta$$

$$\text{dicari } a = \frac{\rho \cdot d \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c'} = \frac{\rho * 302 * 350}{0.85 * 30} = 20.4596 \text{ mm} < \text{tebal pelat} = 100 \text{ mm}$$

Balok T palsu , maka penulangan seperti balok persegi, mengganti harga b menjadi b_f :

$$R_n = \frac{40700000}{0.9 * 475 * 302^2} = 0.400567$$

$$\rho' = \frac{0.85 * 30}{350} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.400567}{0.85 * 30}} \right) = 0.00115 < \rho_{\min} \rightarrow \text{pakai } \rho_{\min} = 0.004$$

Tulangan bawah :

$$A_s = \rho * 475 * 302$$

$$A_s = 0.004 * 475 * 302 = 573.8 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan : 3 D16 ($A_s = 602.88 \text{ mm}^2$) $\rightarrow \rho_{\text{aktual}} = 0.0042$

Tulangan atas :

$$A_s' = 0.5 * 573.8 = 287 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan : 2 D16 ($A_s = 401.92 \text{ mm}^2$) $\rightarrow \rho_{\text{aktual}} = 0.0028$

Mengecek tulangan lentur :

$$\rho_{\min} = 1.4 / 350 = 0.004$$

$$\rho_{\max} = 0.75 * \rho_b = 0.0286444$$

Kesimpulan : Dari ρ_{aktual} tulangan, maka : $\rho_{\min} < \rho_{\text{aktual}} < \rho_{\max} \rightarrow \text{oke}$

7.1.1.6. Perhitungan Momen Kapasitas Balok

• Perhitungan Momen Kapasitas (-) pada Tumpuan

Karena dianggap besarnya tulangan yang terpasang sama dengan tulangan yang diperlukan, maka nilai momen leleh negatif diperoleh dari momen nominal balok, dimana harus dihitung berdasarkan jumlah tulangan terpakai. Perhitungan momen nominal adalah seperti desain tulangan lentur, tetapi rasio tulangan harus dihitung berdasarkan jumlah tulangan tarik dan tekan aktual.

Asumsi dasar : Tulangan A_s' (tekan) belum leleh

$$T = C_c + C_s \rightarrow \text{didapat } X$$

$$\text{Dimana : } T = A_s * f_y$$

$$C_c = 0.85 * f'_c * \beta_1 * X_{bw}$$

$$C_s = (f_s' - 0.85 f_c') A_s'$$

Adapun cara menentukan X dan nilai f_s' adalah dengan analisa penampang persegi, maka dengan data tulangan :

- Tulangan atas : $A_s = 724.800 \text{ mm}^2$ (4 D16) $\rightarrow \rho_{\text{aktual}} = 0.008$
- Tulangan bawah : $A_s' = 362.400 \text{ mm}^2$ (2 D16) $\rightarrow \rho_{\text{aktual}} = 0.004$

Kontrol kondisi tulangan tekan :

$$(p - p') \left[1 - \frac{0.85 f_c'}{f_y} \right] > \frac{0.85 \beta_1 f_c' d}{f_y d} \left[\frac{600}{600 - f_y} \right]$$

$$(0.008 - 0.004) * \left[1 - \frac{0.85 * 30}{350} \right] > \frac{0.85 * 0.83 * 30 * 48}{350 * 302} \left[\frac{600}{600 - 350} \right]$$

$$0.0251 > 0.00961 \dots \text{nok!} \Leftrightarrow (\text{Tulangan tekan belum leleh.})$$

Untuk kondisi tulangan tekan belum leleh, diselesaikan dengan persamaan :

$$AX^2 + BX + C = 0, \text{ dimana:}$$

X = jarak serat tepi tertekan ke garis netral

$$A = 0.85 f_c' \beta_1 b = 0.85 * 35 * 0.83 * 300 = 6349.5 \text{ N/mm}$$

$$B = (600 - 0.85 f_c') A_s' - A_s f_y$$

$$= (600 - 0.85 * 35) * 362.400 - 724.800 * 350 = -69539 \text{ N}$$

$$C = -600 * A_s' * d' - 600 * 362.400 * 48 = -10617885 \text{ mm}^3$$

$$\text{Sehingga persamaan: } 6349.5 * X^2 - 69539 X - 10617885 = 0 \Leftrightarrow C = 46.73 \text{ mm.}$$

Maka :

$$f_s' = 600 - [(c - d')/c] = 600 - [(46.73 - 48)/46.73] = 600 \text{ MPa.}$$

$$a = \beta_1 c = 0.85 * 46.73 = 38.79 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 f_c' a b = 0.85 * 30 * 38.79 * 300 = 296738 \text{ N}$$

$$C_s = A_s' (f_s' - 0.85 f_c') = 362.400 * (600 - 0.85 * 30) = 211814.674 \text{ N}$$

$$M_{\text{nak,b}} = C_c(d - a/2) + C_s(d - d')$$

$$= [296738 * (302 - (38.79/2))] + [211814.674 * (302 - 48)] = 137660565 \text{ Nmm}$$

Baik kuat momen negatif maupun kuat momen positif pada sembarang potongan disepanjang penampang dari komponen balok harus lebih kecil dari seperlima (1/5) kuat momen maksimum yang diberikan pada joint dimuka tumpuan lainnya.

Dikarenakan bangunan terletak pada zone gempa 2A, maka perancangan joint of frames tidak harus memenuhi pasal 1921.5.1.4 (sebagaimana harus dipenuhi oleh struktur yang berada pada zóně gempa 3 dan 4), yaitu:

Pada saat tulangan longitudinal mencapai beam column joint, maka dimensi kolom yang paralel/sejajar dengan tulangan balok, tidak boleh kurang dari 20 kali diameter batang tulangan maksimum untuk beton normal. Sedangkan untuk beton ringan, dimensi kolom tidak boleh kurang dari 26 kali diameter batang tulangan.

7.1.2. Desain Penulangan Geser dan Torsi Balok

Balok harus didesain untuk menerima gaya geser. Menurut pasal 1921.8.3, pada zone gempa 2, kuat geser balok dapat ditentukan dari dua cara sebagai berikut :

- Dengan mengasumsikan bahwa momen-momen dengan tanda yang berlawanan dimana berkaitan dengan kuat momen nominal (M_n), berlaku pada muka tumpuan (joint) dan komponen tersebut dibebani dengan beban gravitasi pada sepanjang bentang.
- Menggunakan gaya geser maksimum yang didapatkan dari kombinasi beban desain dengan pengaruh beban ganda.

$$V_e = \frac{M_n^{\text{left}} + M_n^{\text{right}}}{I_n} + \frac{w \cdot I_n}{2}$$

$$V_c = 1/6 \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot w \cdot d$$

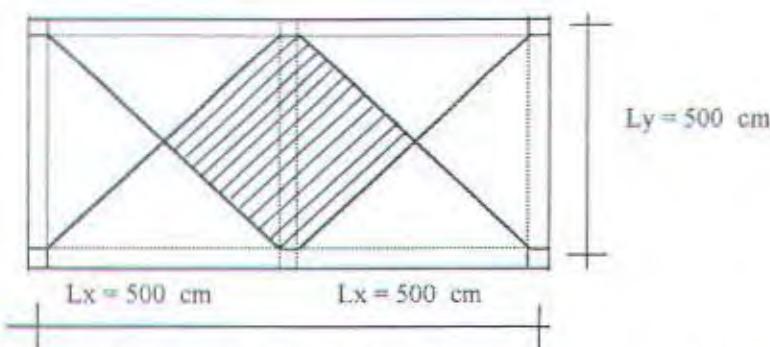
Beban gravitasi sepanjang balok pada portal 4 lantai 4 adalah sebagai berikut:

$$q_{eq} = 2 \left(\frac{1}{3} \cdot q \cdot L_x \right) + \text{berat balok} \rightarrow 2 \text{ kali beban segi tiga dan berat balok}$$

$$= 2 * 1/3 * 444 \text{ kg/m}^2 * 5 \text{ m} + 0.30 * 0.35 * 2400 \text{ kg/m}$$

$$= 1480 + 252 = 1732 \text{ kg/m} \sim 17320 \text{ N/m}$$

Untuk balok dengan $\alpha \cdot l_2 / l_1 \geq 1.0$ tributary area untuk geser dibatasi oleh garis 45° dari pojok panel dan garis tengah panel sejajar dengan sisi yang panjang (1913.6.8.1). Untuk balok dengan analisa tributary areanya dua kali segitiga, maka beban gravitasi pada sepanjang bentang sama dengan 17320 N/m



Gambar-7.4. Tributary area untuk geser pada balok bentang 500 cm Portal 4 lantai 4

Secara umum, kuat geser diasumsikan oleh beton (V_c) maupun tulangan baja dalam bentuk sengkang atau hoop (V_s). Walau bagaimanapun, kuat geser beton diambil sama dengan 0 ketika gaya geser yang diakibatkan oleh gaya gempa yang dihitung menurut pasal 1921.3.4.1. lebih besar atau sama dengan 50% dari gaya geser total dan gaya tekan aksial bersifat kurang dari $A_g f'_c / 20$, dimana A_g adalah luas penampang balok (1921.3.4.2) maka :

$$V_e = \frac{M_n^+ \text{left} + M_n^- \text{right}}{\ln} + \frac{w \cdot ln}{2}$$

$$V_e = \frac{38558044.4 + 6666666.7}{455} + \frac{17320 * 455}{2} = 4039694.97 \text{ N}$$

$$\phi V_s = V_u - \phi V_c$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - 0 = \frac{4039694.97}{0.85} - 0 = 4752582.32 \text{ N}$$

Dimana faktor reduksi kekuatan (ϕ) = 0,85 karena gaya geser (V_u) berkaitan dengan kuat lentur nominal komponen (1909.3.4.1).

Kuat geser yang diberikan oleh tulangan geser tidak boleh lebih dari V_s max (1911.5.6.8) :

$$V_s \text{ max} = \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} * bw * d = \frac{2}{3} \sqrt{30} * 300 * 302 = 330824.4247 \text{ N}$$

Dan V_s harus lebih kecil dari $V_s = 1/3 \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot w = 1/3 \sqrt{30} \cdot 300 \cdot 302 = 165412.212 \text{ N}$

Dibutuhkan jarak spasi dari sengkang tertutup (hoop) diameter 10 mm ($A_v = 157 \text{ mm}^2$), untuk gaya geser berfaktor sebesar 330824.4247 N. (1911.5.6.2)

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{157 \cdot 350 \cdot 302}{330824.4247} = 50.16 \text{ mm.}$$

Menurut 1921.8.4.2, spasi sengkang maksimum tidak boleh mencapai :

1. $d/4 = 302/4 = 75.5 \text{ mm}$
2. $8 \cdot \text{diameter tulangan longitudinal terkecil} = 8 \cdot 16 = 128 \text{ mm}$
3. $24 \cdot \text{diameter tulangan sengkang} = 24 \cdot 10 = 240 \text{ mm}$
4. 305 mm

Menurut 1621.8.4.2, sengkang diletakan pada posisi tidak lebih dari

$d/2 = 302/2 = 151 \text{ mm}$ di sepanjang bentang komponen.

Menurut 1921.8.4.2, jarak spasi sengkang sebesar :

2h dari tumpuan : $2 \cdot 350 = 700 \text{ mm.}$

Sengkang pertama harus diletakan pada posisi tidak lebih dari 51 mm dari muka tumpuan.

Jadi, spasi yang digunakan adalah sebesar 70 mm dengan dimulai pada 50 mm dari muka tumpuan. Menurut 1911.5.5.3, luas geser tulangan minimum A_v adalah

$$A_v = \frac{0.34 \cdot b \cdot w \cdot s}{f_y} = \frac{0.34 \cdot 300 \cdot 70}{350} = 20.4 \text{ mm}^2 < A_v \text{ aktual sebesar } 157 \text{ mm}^2.$$

V_s akibat sengkang = $A_v \cdot f_y \cdot d/s = 157 \cdot 350 \cdot 302/70 = 237070 \text{ N}$ Jadi, dipasang saengkang diameter 10 mm pada jarak 70 mm dan sengkang tertutup di butuhkan akhir balok disebabkan beban yang berlawanan.

7.1.3. Titik Pemutusan Tulangan Baja pada Balok

Panjang penyaluran (l_d) dapat dihitung dengan persamaan :

$$\frac{l_d}{d} = \frac{3}{40} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \cdot \left(\frac{\alpha \beta \gamma \lambda}{C + K_{tr}} \right), \text{ dimana :}$$

- α : faktor lokasi tulangan = 1,3 (tulangan atas)
 β : coating factor = 1,0 (uncoating reinforcemen)
 γ : factor diameter tulangan = 1,0 (D16)
 λ : factor agregat normal = 1,0 (beton normal)
C : spasi atau cover penutup = 48 mm
Ktr : index tulangan transversal = 0

$$\frac{ld}{d} = \frac{3}{40} \cdot \frac{350}{\sqrt{30}} \cdot \frac{1.3 * 1 * 1 * 1}{\left(\frac{48 + 0}{16} \right)} = 2.077$$

$$ld = 2.077 * 302 = 627.25 \text{ mm}$$

Menurut 1912.10.3 :

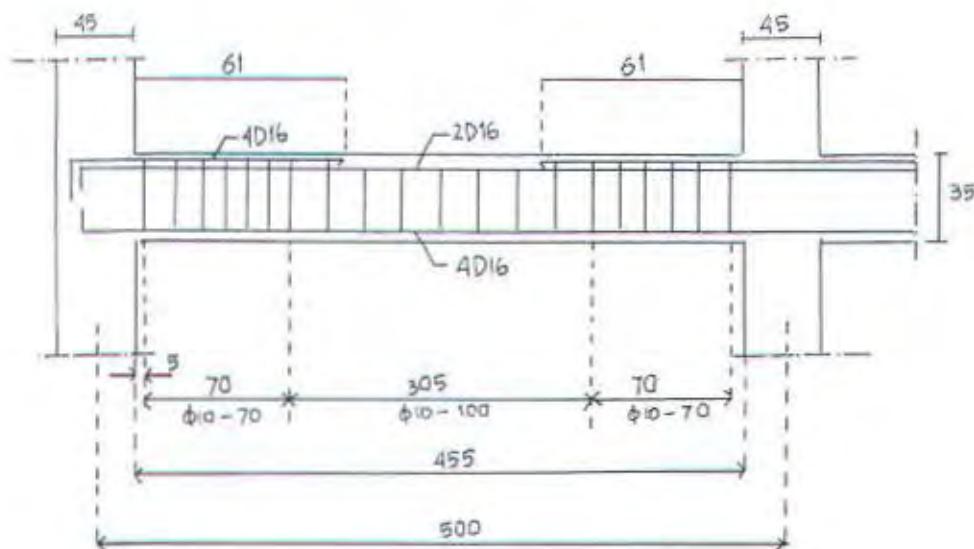
Tulangan 2D16 harus ada sepanjang $d = 302 \text{ mm}$ atau $12 * db = 12 * 16 = 192 \text{ mm}$

Jadi panjang penyaluran total yang dibutuhkan dari 2D16 adalah 60 cm dari muka tumpuan. Penting untuk dicatat bahwa tulangan lentur tidak akan dihilangkan dalam daerah tarik kecuali satu atau lebih dari kondisi 1912.10.5 dipenuhi.

Batang tulangan yang diakhirkan pada kolom eksterior harus dikembangkan dengan memberikan hook/kait 90 derajat pada inti confined dari kolom (1921.5.1.3). Panjang hook (ldh) adalah nilai terpanjang dari :

$$\begin{aligned} ld_b &= 8 db = 8 * 16 = 128 \text{ mm} &= 12 \text{ cm} \\ &= 6 \text{ in} = 6 * 2.54 \text{ cm} &= 15.24 \text{ cm} \\ &= f_y db / (5.4 \sqrt{f_c'}) = 350 * 16 / (5.4 \sqrt{30}) = 189.336 \text{ mm} &= 18 \text{ cm} \end{aligned}$$

Maka hook harus diperpanjang paling tidak sebesar 18 cm sampai kolom dengan $12 db = 12 * 16 = 192 \text{ mm}$ sebagai tambahannya. Gambar berikut menunjukkan detail tulangan balok eksterior.



Gambar 7.5. Detai Perulangan untuk Balok Eksterior pada portal 4 lantai 1

7.2. Perancangan Kolom

7.2.1. Data Perancangan Kolom

- Dimensi kolom : 450 mm x 450 mm
- Mutu beton f_c' : 30 Mpa
- Mutu baja f_y : 350 Mpa
- Decking (selimut beton) : 40 mm
- Tulangan utama : D22
- Sengkang (Begel) : $\phi 10$
- Tinggi kolom : 400 cm

7.2.2. Panjang Tekuk Kolom

Panjang tekuk kolom adalah panjang bersih kolom antara pelat lantai yang dikalikan dengan suatu faktor tekuk (k) yang besarnya :

- ❖ $k > 1$ untuk kolom tanpa pengaku samping (unbraced)

Ket : Pada pasal 1910.13.1 dinyatakan bahwa komponen struktur tekan yang tidak ditahan terhadap goyangan ke samping, faktor panjang efektif k ditentukan dengan menggu-

nakan harga E dan I yang bersesuaian dengan pasal 1910.11.1 dan harus lebih besar dari 1.0.

- ❖ $k \leq 1$ untuk kolom dengan pengaku samping (braced)

Ket : Pada pasal 1910.12.1 dinyatakan bahwa komponen struktur tekan di dalam portal tidak bergoyang, faktor panjang efektif k harus diambil sama dengan 1.0 atau jika tidak, maka analisa yang menunjukkan nilai yang lebih rendah ditetapkan.

Dalam referensi yang lain, faktor tekuk (k) dinyatakan sebagai fungsi dari tingkat penjepitan ujung atas (mA) dan tingkat penjepitan ujung bawah (mB) dimana tingkat penjepitan ujung kolom tersebut dihitung dengan persamaan :

$$\mu = \frac{\sum EI / Lu \text{ kolom}}{\sum EI / Lu \text{ balok}} \text{ dimana :}$$

m : tingkat penjepitan ujung kolom

EI / Lu : faktor kekakuan kolom atau balok yang ditinjau

Nilai dari faktor tekuk (k) dapat diperoleh dari nomogram atau grafik alignment dari Structural Stability Research Council Guide dengan memasukkan nilai-nilai mA dan mB sehingga didapat nilai k.

7.2.3. Pembatasan Tulang Kolom

UBC 1997 pasal 1910.9 menyebutkan bahwa rasio penulangan kolom pada zone gempa 2, disyaratkan untuk tidak boleh kurang dari 1% tetapi tidak boleh lebih dari 8% dari luas bruto penampang kolom.

$$0.01 \leq \rho \leq 0.08$$

Pembatasan rasio tulangan minimum ini ditujukan untuk mencegah terjadinya retak akibat rangka (creep) yang terjadi pada beton, sedangkan pembatasan rasio tulangan maksimum didasarkan atas pertimbangan kesulitan pemasangan dilapangan.

Jumlah minimum batang tulangan memanjang kolom adalah 4 buah untuk kolom dengan sengkang pengikat segi empat dan 6 buah untuk kolom dengan pengikat sepiral.



7.2.4. Kolom Pendek

Suatu komponen tekan pendek bila dibebani gaya aksial yang lebih besar dari kapasitasnya akan mengalami keruntuhan badan (runtuhnya beton) sebelum mencapai ragam keruntuhan retaknya. Oleh sebab itu untuk perencanaan struktur tekan pendek, bahaya akibat tekuk tidak perlu diperhitungkan.

Suatu komponen struktur tekan dikatakan pendek apabila perbandingan kelangsungan (perbandingan panjang tekuk kolom [K.Lu]) terhadap radius girasi [r] adalah.

$$\frac{K.Lu}{r} < 34 - 12 \cdot \frac{M_{1b}}{M_{2b}} \rightarrow M_2 > M_1 \dots \dots \dots \text{persamaan 10-8, pada section 1910.12.2 yaitu}$$

untuk portal tidak bergoyang, di mana M_1/M_2 tidak kurang dari -0.5 dengan :

- ⇒ Nilai $\frac{M_{1b}}{M_{2b}} = 1$ (untuk unbraced frame), dimana perbandingan $\frac{M_{1b}}{M_{2b}}$ adalah positif untuk kelengkungan tunggal, dan negatif untuk kelengkungan ganda.
- ⇒ Nilai r diambil sebesar $\sqrt{\frac{I}{A}}$ atau $0.3h$ dalam arah momen yang ditinjau untuk kolom segi, atau $0.25d$ untuk kolom bulat (d = diameter kolom).

7.2.5. Kolom Panjang

Apabila perbandingan kelangsungan untuk kolom pendek diatas tidak terpenuhi, maka suatu komponen struktur tekan bolh dikatakan kolom panjang kolom dengan perbandingan kelangsungan besar akan menimbulkan lendutan disamping (menekuk) akibat momen sekunder yang terjadi, sehingga mengurangi kekuatan nominal dari kolom panjang tersebut. Untuk itu dalam perhitungan kolom panjang diperlukan suatu faktor pembesaran momen yang harus diperhitungkan terhadap panjang tekuk kolom.

7.2.6. Faktor Pembesaran Momen Untuk Kolom Panjang

Pada pasal 1910.13.2 UBC 1997 dinyatakan bahwa untuk komponen struktur tekan yang ditahan terhadap goyangan kesamping, pengaruh kelangsungan dapat diabaikan jika KLu/r kurang dari 22.

Momen-momen M₁ dan M₂ pada ujung komponen struktur tekan individual dinyatakan sebagai berikut :

$$M_1 = M_{1ns} + \delta s \cdot M_{1s} \dots \dots \dots \text{pers.10-16}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta s \cdot M_{2s} \dots \dots \dots \text{pers.10-17}$$

Di mana $\delta s \cdot M_{1s}$ dan $\delta s \cdot M_{2s}$ dihitung menurut pasal 1910.13.4 yang menyatakan bahwa $\delta s \cdot Ms$ diambil sebagai :

- Menurut 1910.13.4.1: momen ujung kolom yang dihitung menggunakan analisa elastis orde kedua berdasar kekakuan komponen yang diberikan pada pasal 1910.11.1.
- Menurut 1910.13.4.2: $\delta s \cdot M_2 = Ms / (1 - Q) \geq Ms$, jika ds yang dihitung menggunakan cara ini mencapai 1,5 maka $ds \cdot Ms$ dihitung menggunakan pasal 1910.13.4.1 atau 1910.13.4.3
- Menurut 1910.13.4.3: $\delta s \cdot Ms = Ms / (1 - \sum P_u / 0,75 / \sum P_c) \geq Ms$

Karena dalam input SAP'90 telah diperhitungkan akibat pengaruh P-Δ effect, maka tidak perlu menghitung adanya pembesaran momen. Sehingga harga hasil momen analisa SAP'90 untuk komponen kolom, langsung dapat digunakan.

7.2.7. Penulangan Lentur Kolom

Pada kasus ini, kolom dibedakan menjadi 2 jenis kolom, yaitu

- K1 = kolom dengan braced frame
- K2 = kolom tanpa brace frame

Hasil analisis struktur dapat dilihat pada tabel-7.11 pada zone gempa 2, 3, dan 4, pengaruh orthogonal dari gaya gempa harus diperhatikan, kecuali beban aksial pada kolom akibat gaya gempa pada arah yang berlainan kurang dari 20 % kapasitas beban aksial (1633.1). Secara konseratif, diasumsikan rasio tulangan 1% untuk kolom 450 x 450. Menurut 1910.3.5.2 kapasitas beban aksial (ϕP_n maks) adalah sebesar :

$$\phi P_n \text{ maks} = 0.85 \phi (0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st})$$

$$\text{dimana } A_{st} = \rho \cdot b \cdot d = 0.01 * 450 * 389 = 1750.5 \text{ mm}^2$$

$$\phi P_n \text{ maks} = 0.80 * 0.75 * \{0.85 * 30(202500 - 1750.5) + 350 * 1750.5\}$$

$$= 3439072.35 \text{ kg}$$

$$20\% * \phi P_n \text{ maks} = 687814.47 \text{ kg}$$

Gaya aksial yang disebabkan oleh beban gempa baik pada harus kurang dari 687814.47 kg.

Untuk perhitungan tulangan lentur kolom berdasarkan hasil dari analisa struktur pada tabel-7.11, maka dibuat diagram interaksi untuk kolom yang berdimensi 45 x 45 cm dengan menggunakan hubungan antara $\frac{P_n}{0.85.f'_c.b.h}$ dan $\frac{M_n}{0.85.f'_c.b.h^2}$, dengan syarat bahwa rasio tulangan yang diijinkan untuk kolom-kolom tersebut berada antara 1 % sampai 8 % (1910.9). Untuk perhitungan lentur selanjutnya dapat dilihat pada tabel-7.12.

7.2.8. Tulangan Pengikat

Tulangan transversal kusus untuk pengikat disyaratkan sepanjang l_0 pada ujung kolom dimana l_0 adalah nilai terbesar dari :

- ❖ h komponen $= 450 \text{ mm}$
- ❖ tinggi bersih/6 $= (400 - 35)/6 = 60.833 \text{ cm} \rightarrow$ menentukan
- ❖ 18 in $= 18 * 2.54 = 45.72 \text{ cm}$

Menurut 1921.8.5.1, spasi maksimum s_0 (dengan pengikat pertama diletakan pada $s_0/2$ dari muka joint) pada bentang tersebut tidak bleh mencapai:

- $h/2 = 45/2 = 22.5 \text{ cm}$
- $8 * 25 \text{ mm} = 200 \text{ mm} = 20 \text{ cm} \rightarrow$ menetukan
- $24 * 10 \text{ mm} = 240 \text{ mm} = 24 \text{ cm}$
- 12 in $= 12 * 2.54 = 30.48 \text{ cm}$

Menurut 1907.10.5 dan 1911.1, tulangan transversal harus diberikan untuk memenuhi persyaratan geser dan pendukung lateral untuk batang longitudinal. Sedangkan pada 1907.10.5.1, disyaratkan diameter tulangan pengikat minimum adalah 10 mm.

7.2.9. Tulangan Transversal Untuk Geser

Untuk perhitungan tulangan geser pada kolom portal 4 lantai 1 dengan mengambil contoh pada kolom (frame) no 158 :

Data Input :

$$Mn \text{ klm} = 134400000 \text{ Nmm} \quad hk = 4 - 0.35 = 3.65 \text{ m} = 3650 \text{ mm}$$

$$Mn \text{ blk}^- = 52155111 \text{ Nmm} \quad Mn \text{ blk}^+ = 51336777.8 \text{ Nmm}$$

Dari SAP'90 didapat $V_u = 3.29 \text{ ton} = 32900 \text{ N}$

$$N_u = 211.01 \text{ ton} = 2110100 \text{ N}$$

$$V_{uk} = (Mn * 2)/hk$$

$$V_{uk} = (134400000 * 2) / 3650 = 73643.84 \text{ N}$$

Gaya geser desain berdasar Mn balok :

$$V_u = (52155111 + 51336777.8) / (4000 - 350)$$

$$V_u = 28353.9 \text{ N}$$

Didaerah Sendi Plastis

$$V_c = 0$$

$$V_s = 32900 / 0.85 = 38705.88 \text{ N}$$

Direncanakan memakai tulangan sengkang $\phi 10 \text{ mm}$ ($A_v = 157 \text{ mm}^2$)

$$S = A_v * f_y * d/V_s$$

$$S = 157 * 350 * 389/38705.88 = 552.26 \text{ mm}$$

Dengan persyaratan gempa untuk spasi maksimum jarak sengkang :

$$1. \quad d/4 = 389/4 = 97.25 \text{ mm}$$

$$2. \quad 24 * \text{diameter tulangan sengkang} \quad 24 * 10 = 240 \text{ mm}$$

$$3. \quad 305 \text{ mm}$$

Dipasang sengkang $\phi 10 \text{ mm}$ sejarak 90 mm

• Kontrol

$Ag^*fc'/10 = 607500$ N, karena N_u yang didapat dari analisa struktur lebih besar dari $Ag^*fc'/10$, maka kuat geser dari beton bisa digunakan (1921.8.2 dan 1911.3.1.2):

$$V_c = \frac{2}{3} \left(1 + 0,073 \frac{N_u}{Ag} \right) \sqrt{f_{c'}} \cdot b \cdot d$$

$$V_c = \frac{2}{3} \left(1 + 0,073 \frac{2110100}{450 \cdot 450} \right) \sqrt{30} \cdot 450 \cdot 389 = 1125411,703 \text{ N}$$

$$V_s = \frac{Av \cdot f_y \cdot d}{s} = \frac{157 \cdot 350 \cdot 389}{90} = 237506,11 \text{ N}$$

$$\phi(V_c + V_s) = 0,85 (1125411,703 + 237506,11) = 1158480,141 \text{ N} > V_u = 32900 \text{ N} \rightarrow \text{Ok}$$

Maka sengkang 10 mm dengan spasi 90 m, yang disyaratkan untuk tulangan pengikat disepanjang $l_0 = 61$ cm pada ujung kolom adalah cukup untuk persyaratan tulangan transversal yang digunakan untuk menahan geser.

Untuk panjang kolom sisa juga diberikan tulangan sengkang dengan spasi dari pusat ke pusat tidak mencapai 2 kali s_0 yang sama dengan $2 \times 90 = 180$ mm (1921.8.5.4).

7.2.10. Panjang Sambungan Untuk Tulangan Kolom

Panjang sambungan untuk D-22 dapat ditentukan menurut 1912.2.3 :

$$\frac{l_d}{d_b} = \frac{3}{40} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{f_{c'}}} \cdot \frac{\alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \lambda}{\left(\frac{C + Ktr}{d_b} \right)} \quad \text{dimana :}$$

α : faktor lokasi tulangan = 1,0

β : coating factor = 1,0 (uncoating reinforcement)

γ : faktor diameter tulangan = 1,0 (D22)

λ : faktor agregat normal = 1,0 (beton normal)

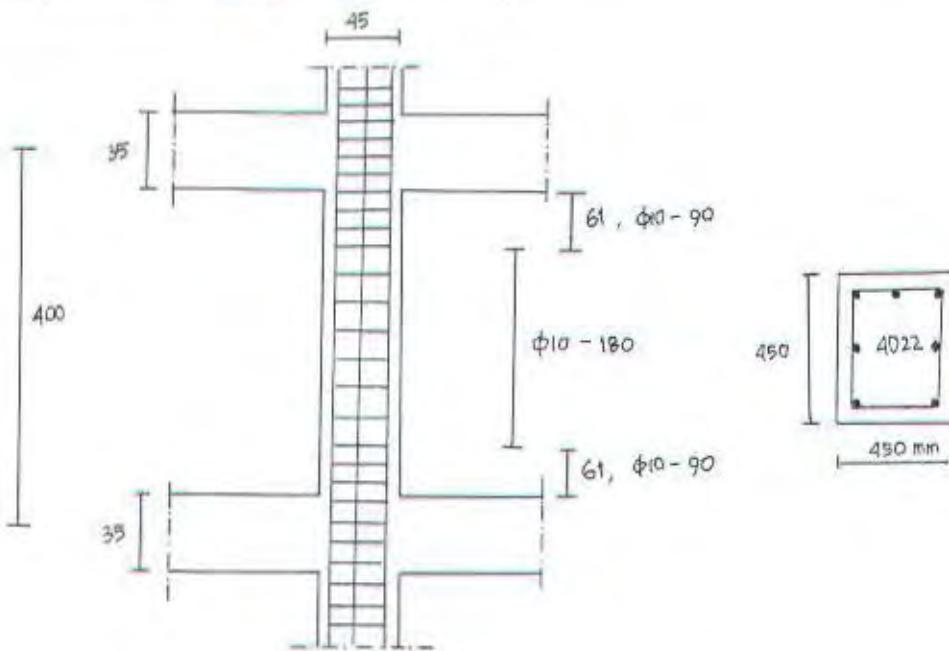
C : spasi atau cover penutup = 40mm

Ktr : index tulangan transversal = 0

$$\frac{ld}{db} = \frac{3}{40} \cdot \frac{350}{\sqrt{30}} \cdot \frac{1*1*1*1}{\left(\frac{40+0}{22} \right)} = 2,636$$

$$ld = 2,636 * 22 = 57,99 \text{ mm}$$

Pada zone 2, tidak ada batasan untuk lokasi sambungan, yaitu diletakkan diatas lantai tingkat saja, untuk kemudahan konstrusi. Bagaimanapun sambungan bisa diletakkan pada bagian tengah-tengah komponen kolom. Sambungan harus memiliki tulangan transversal dimana pembalikan tegangan lentur diantisipasi.



Gambar-7.6. Detail penulangan untuk kolom 158, portal 4 lantai 1

7.3. Perancangan Braced Frame

7.3.1. Penulangan Lentur dan Aksial

Perancangan braced frame diasumsikan sama dengan perhitungan kolom. Pada kasus ini dilakukan desain braced frame untuk portal C pada lantai 1, lantai 4 dan lantai 7. Hasil analisa struktur terdapat pada tabel-7.15.

Untuk perhitungan tulangan lentur braced berdasarkan hasil dari analisa struktur pada tabel-7.15, maka dibuat diagram interaksi untuk braced yang berdimensi 30 x 30 cm dengan

menggunakan hubungan antara $\frac{P_n}{0.85.f'_c.b.h}$ dan $\frac{M_n}{0.85.f'_c.b.h^2}$, dengan syarat bahwa rasio tulangan yang diijinkan untuk braced tersebut berada antara 1 % sampai 8 % (1910.9). Untuk perhitungan lentur selanjutnya dapat dilihat pada tabel-7.16.

7.3.2. Tulangan Pengikat

Tulangan transversal khusus untuk pengikat disyaratkan sepanjang l_0 pada ujung bracing dimana l_0 adalah nilai terbesar dari :

- ☞ h komponen = 30 cm
- ☞ Tinggi bersih = $(471.7 - 30)/6 = 73.62$ cm → menentukan
- ☞ 18 in = $18 * 2.54 = 45.72$ cm

Menurut 1921.5.1 spasi maksimum so (dengan pengikat pertama diletakkan pada s2 dari muka joint) pada bentang tersebut tidak boleh mencapai :

- ☞ $h/2$ = $30/2$ = 15 cm → menentukan
- ☞ $8 * 19$ = 152 mm = 15.2 cm ≈ 16 cm
- ☞ $24 * 10$ = 240 mm = 24 cm
- ☞ 12 in = $12 * 2.54$ = 30.48 cm

Menurut 1907.10.5 dan 1911.1, tulangan transversal harus diberikan untuk memenuhi persyaratan geser dan pendukung lateral untuk batang longitudinal. Menurut 1907.10.5.1, diameter tulangan pengikat minimum adalah 10 mm.

7.3.3. Tulangan Transversal untuk Geser

Untuk perhitungan tulangan geser pada braced portal C lantai 1 dengan mengambil contoh braced (frame) no 298 :

☞ Data Input

Dari SAP'90 didapat $V_u = 0.330$ ton = 3300 N

$$N_u = 596300 \text{ N}$$

• Kontrol

$A_g * f'_c / 10 = 27000 \text{ N}$, karena N_u yang didapat dari analisa struktur lebih besar dari $A_g * f'_c / 10$, maka kuat geser dari beton bisa digunakan (1921.8.2 dan 1911.3.1.2):

$$V_c = \frac{2}{3} \left(1 + 0,073 \frac{N_u}{A_g} \right) \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

$$V_c = \frac{2}{3} \left(1 + 0,073 \frac{596300}{300 \cdot 300} \right) \sqrt{30} \cdot 300 \cdot 240,5 = 390878,44 \text{ N}$$

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} = \frac{157 \cdot 350 \cdot 240,5}{150} = 88103,167 \text{ N}$$

$$\phi (V_c + V_s) = 0,85 (390878,44 + 88103,167) = 407134,366 \text{ N} > V_u = 3300 \text{ N} \rightarrow \text{Ok}$$

Maka sengkang 10 mm dengan spasi 150 m, yang disyaratkan untuk tulangan pengikat disepanjang $l_o = 74 \text{ cm}$ pada ujung braced adalah cukup untuk persyaratan tulangan transversal yang digunakan untuk menahan geser.

Untuk panjang kolom sisa juga diberikan tulangan sengkang dengan spasi dari pusat ke pusat tidak mencapai 2 kali s_0 yang sama dengan $2 \times 150 = 300 \text{ mm}$ (1921.8.5.4).

7.4. Perancangan Penulangan Beam-Column Joint

Kesatuan struktur secara keseluruhan tergantung pada perilaku beam column joint. Degradasi joint dapat menyebabkan deformasi lateral yang besar, yang kemudian dapat menyebabkan kerusakan atau bahkan keruntuhan. Beam column joint pada struktur yang terletak pada zone gempa 0, 1 dan 2 tidak perlu persyaratan desain dan pendatailan yang khusus sebagaimana pada zone gempa 3 dan 4. Namun demikian, akan lebih baik jika detailnya sama seperti yang disyaratkan pada zone gempa 3 dan 4.

• Interior Joint

Dalam kasus ini, perhitungan dilakukan pada beam column joint lantai 1, pertemuan antara portal 4 dan portal C yaitu untuk kolom no 158. Gambar-7.7, menunjukkan analisa geser pada interior joint tersebut. Section 1921.5 mensyaratkan bahwa tulangan transversal sebagaimana

dispesifikasi pada 1921.4.4 harus diberikan pada joint, kecuali joint itu diikat dengan komponen yang sesuai dengan 1921.5.2.2.

Kuat geser dicek pada kolom no 158 pada arah y. Gaya geser ditentukan dengan melakukan pengurangan gaya geser horisontal kolom dari jumlah gaya tarik tulangan atas balok dan gaya tekan tulangan atas balok pada muka kolom yang berlawanan.

Gaya geser horisontal kolom (V_h) bisa diperoleh dengan mengasumsikan bahwa lantai-lantai yang berdekatan mengalami deformasi, sehingga sendi plastis terbentuk pada pertemuan kolom-kolom.

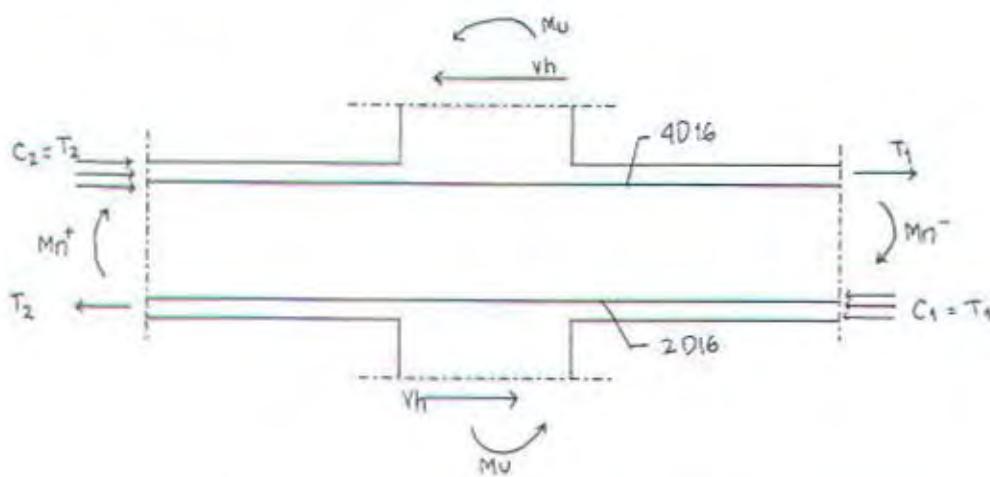
$$M_n \text{ klm} = 134400000 \text{ Nmm} \quad h_k = 4 - 0.35 = 3.65 \text{ m} = 3650 \text{ mm}$$

$$M_n \text{ blk}^- = 52155111 \text{ Nmm} \quad M_n \text{ blk}^+ = 51336777.8 \text{ Nmm}$$

Dari SAP'90 didapat $V_u = 3.29 \text{ ton} = 32900 \text{ N}$

$$N_u = 211.01 \text{ ton} = 2110100 \text{ N}$$

Menurut pasal 1921.5.1.1, gaya-gaya pada tulangan longitudinal balok pada muka joint ditentukan dengan mengasumsikan tegangan sebesar $1.25 f_y$.



Gambar 7.7. Analisa geser pada pertemuan balok kolom interior

Diasumsikan bahwa momen balok ditahan kolom atas dan bawah joint berkebalikan secara proporsional menurut panjangnya. Dikarenakan kolom diatas dan dibawah mempunyai panjang sama, maka momen kolom didapat dengan :

$$M_{klm} = \frac{M_n' + M_n}{2} = \frac{51336777.8 + 52155111}{2} = 51745944.4 \text{ Nmm}$$

Maka, gaya geser horisontal (V_h) pada ujung kolom sama dengan

$$V_h = (51336777.8 + 52155111)/3850 = 26881.01 \text{ N.}$$

Gaya tarik pada tulangan atas

4D16 $\Leftrightarrow A_s * 1.25 * f_y = 4 * 200.96 * 1.25 * 350 = 351680 \text{ N.}$ Gaya tekan pada sisi kolom yang berlawanan sama dengan

$$2D16 \Leftrightarrow A_s * 1.25 * f_y = 2 * 200.96 * 1.25 * 350 = 175840 \text{ N.}$$

Jadi gaya geser pada potongan tersebut

$$T_1 + C_2 - V_{h \text{ kolom}} = 351680 + 175840 - 26881.01 = 500638.99 \text{ N}$$

Untuk joint dengan 4 sisi , kuat geser nominal (ϕV_c) adalah (1921.5.3.1) :

$\phi V_c = \phi * 1.66 * \sqrt{f'_c} * A_j$, dimana A_j adalah luas potongan melintang efektif pada joint dalam bidang yang sejajar dengan bidang tulangan menyebabkan geser pada joint. Lebar joint adalah lebar keseluruhan kolom.

$$\text{Lebar joint efektif } \leq b \text{ balok} + h \text{ kolom} = 300 + 450 = 750 \text{ mm}$$

$$\leq b \text{ balok} + 2x = 300 + 2(450-300)/2 = 450 \text{ mm}$$

Lebar joint (h) dalam bidang tulangan yang menyebabkan geser = 450 mm.

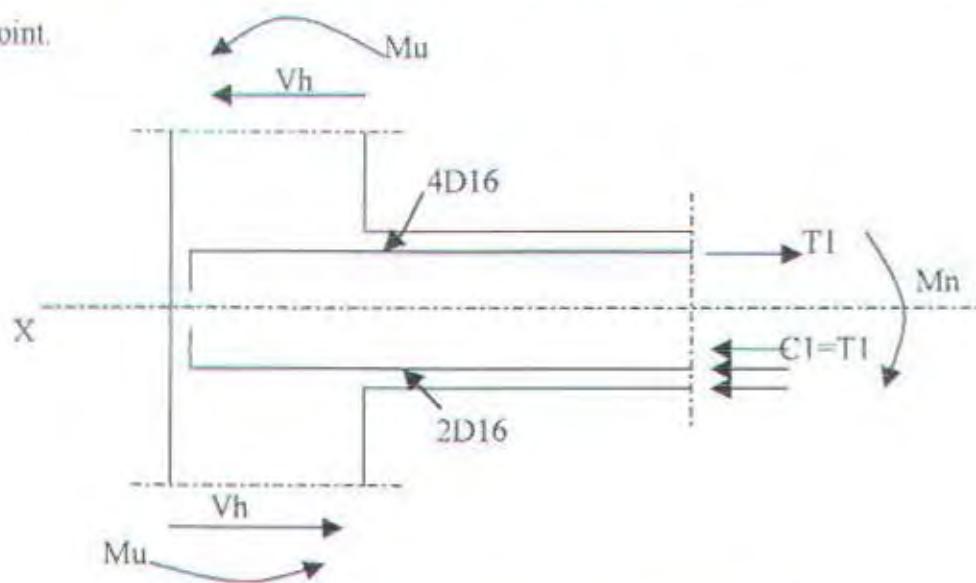
$$A_j = 450 \times 450 = 202500 \text{ mm}^2.$$

$$\text{Maka : } \phi V_c = 0.85 * 1.66 * \sqrt{30} * 202500 = 1564993.97 \text{ N} > 500638.99 \text{ N} \rightarrow \text{Ok}$$

❖ Eksterior Joint

Dalam kasus ini, perhitungan dilakukan pada beam column joint lantai 1, pertemuan antara portal 4 dan portal A, yaitu untuk kolom no 130. Gambar-7.8 menunjukkan analisa geser pada eksterior joint tersebut. Kuat geser dicek pada kolom no 130 pada arah y. Kolom tepi memiliki hubungan dengan balok sebanyak 3 sisi, sehingga joint tidak diikat dengan komponen

portal menurut 1921.5.2.2 tulangan transversal yang disyaratkan untuk kolom harus diteruskan melewati joint.



Gambar-7.8. Analisa geser pada pertemuan balok kolom eksterior

Gaya geser didapatkan dengan melakukan pengurangan gaya geser horisontal kolom dari gaya tarik tulangan atas balok.

Gaya geser horisontal kolom (V_h) bisa diperoleh dengan mengasumsikan bahwa balok pada lantai yang berdekatan mengalami deformasi, sehingga sendi plastis terbentuk pada pertemuannya dengan kolom., dengan $M_n^- \text{ blk} = 137660565 \text{ Nmm}$ dan $M_n^+ \text{ blk} = 136705323 \text{ Nmm}$

Karena kolom atas dan bawah mempunyai panjang yang sama, momen kolom sama (M_{klm}) :

$$M_{klm} = \frac{M_n^+ + M_n^-}{2} = \frac{137660565 + 136705323}{2} = 87182944 \text{ Nmm}$$

Maka gaya geser horisontal (V_h)

$$V_h = 2 \times 87182944 / 3650 = 47771.476 \text{ N.}$$

Gaya tarik pada tulangan atas

$$4D16 \Leftrightarrow A_s * 1.25 * f_y = 4 * 200.96 * 1.25 * 350 = 351680 \text{ N}$$

$$\text{Jadi gaya geser pada potongan tersebut} = T_1 - V_h = 351680 - 47771.476 = 303908.524 \text{ N}$$

Untuk joint dengan 3 sisi, kuat geser nominal (ϕV_c) adalah (1921.5.3.1) :

$$\phi V_c = \phi 1.25 \sqrt{f_{c'}} A_j = 0.85 * 1.25 * \sqrt{30} * 202500 = 1178459.315 \text{ N} > 303908.524 \text{ N} \rightarrow \text{Ok}$$

7.5. Perancangan Penulangan Joint Antara Balok dan Braced Frame

Prinsip perhitungan untuk penulangan joint antara balok dan braced frame sama dengan perhitungan beam column joint. Dengan catatan bahwa pendetailan kasus tidak disyaratkan untuk joint tersebut, sebagaimana telah disyaratkan untuk struktur yang dianalisa secara full ductility/daktilitas penuh dimana gaya-gayanya relatif lebih kecil bila dibandingkan dengan gaya-gaya hasil analisa elastis penuh. Hal ini dikarenakan pada waktu analisa struktur braced frame dengan software SAP'90, kombinasi pembebanan yang digunakan adalah special load combination, sehingga gaya-gaya hasil analisa struktur sudah dilakukan pembesaran dengan faktor beban dalam kombinasi tersebut. Oleh karena itu lebih lanjut dikatakan bahwa analisa braced frame sebagai collector element adalah analisa elastis.

7.6. Perancangan Penulangan Joint Antara Balok, Kolom dan Braced Frame

Prinsip perhitungan untuk penulangan joint antara balok, kolom dan braced frame sama dengan perhitungan joint antara balok dan braced frame dimana pendetailan khusus tidak disyaratkan untuk joint tersebut.

BAB VIII

PERENCANAAN PONDASI

BAB VIII

PERENCANAAN PONDASI

8.1. Umum

Dari hasil penyelidikan kondisi tanah setempat yang layak untuk perencanaan pondasi, struktur yang mendukung beban cukup berat dan lingkungan disekitarnya, maka pondasi tiang pancang adalah alternatif yang akan digunakan untuk mendukung struktur Gedung Kantor dan Fasilitas Cikini Jakarta.

Pada struktur yang mendukung beban cukup besar diperlukan daya dukung yang cukup besar pula pada elemen pondasinya. Untuk mencapai kondisi tersebut digunakan pondasi tiang pancang, karena pondasi ini dapat mencapai lapisan tanah keras dimana pada lapisan ini daya dukungnya cukup tinggi.

Metode perhitungan pondasi tiang pancang menggunakan End Bearing And Friction Pile, dimana jika kita memancang tiang sampai ke lapisan tanah keras yang melalui lapisan tanah lempung, maka untuk menghitung daya dukung tiang, dipakai tahanan ujung tiang (end bearing) dan cleef (friction pile).

8.2. Dasar Perhitungan Tiang Pancang

8.2.1. Data Spesifikasi

Adapun spesifikasi teknis PC-Pile yang diperoleh dari WIKA, selaku produsen adalah sebagai berikut :

- a. Dimensi tiang pancang $\phi = 40 \text{ cm}$.
- b. Luas penampang tiang $= \pi r^2 = 1256 \text{ cm}^2$
- c. Keliling tiang $= 2\pi r = 125.6 \text{ cm}$

- d. Mutu beton (f_c') = 60 Mpa.
- e. Mutu baja (f_y) = 400 Mpa.
- f. Kedalaman tiang = 24 m

8.2.2. Perhitungan Daya Dukung

Nilai konus rata-rata 50 kg/cm^2 , yang diambil dari nilai rata-rata 4D diatas ujung tiang pancang dan 4D dibawah ujung tiang pancang, dimana D adalah ukuran sisi tiang pancang. Nilai JHP = 1.600 kg/cm^2 .

- a. Berdasarkan kekuatan bahan :

$$P_{ijin} = \sigma_b \times A_{tiang} = 0.33 \times f_c' \times A = 0.33 \times 600 \times 1256 = 248.688 \text{ ton}$$

- b. Berdasarkan kekuatan tanah :

$$P_{ijin} = \frac{A_{ijin} * C_n}{3} + \frac{O * JHP}{5} = \frac{1256 * 50}{3} + \frac{125.6 * 1600}{5} = 61.125 \text{ ton}$$

Dari analisa yang berdasarkan kekuatan bahan dan kekuatan tanah tersebut, dipakai Pijin yang terkecil, yakni P_{ijin} tanah = 61,125 ton.

Perhitungan effisiensi 3 group tiang :

Karena jarak tiang pancang yang dipakai = $1.25 \text{ m} > 3D$, maka tiang pancang termasuk tiang pancang tunggal sehingga effisiensi tiang pancang kelompok tidak perlu dihitung.

$$P_{ijin} = 61.125 \text{ ton}$$

Perhitungan effisiensi 4 group tiang :

Karena jarak tiang pancang yang dipakai = $1.25 \text{ m} > 3D$, maka tiang pancang termasuk tiang pancang tunggal sehingga effisiensi tiang pancang kelompok tidak perlu dihitung.

$$P_{ijin} = 61.125 \text{ ton.}$$

8.3. Perhitungan Tiang Pancang

8.3.1. Perhitungan Kelompok Tiang Pancang

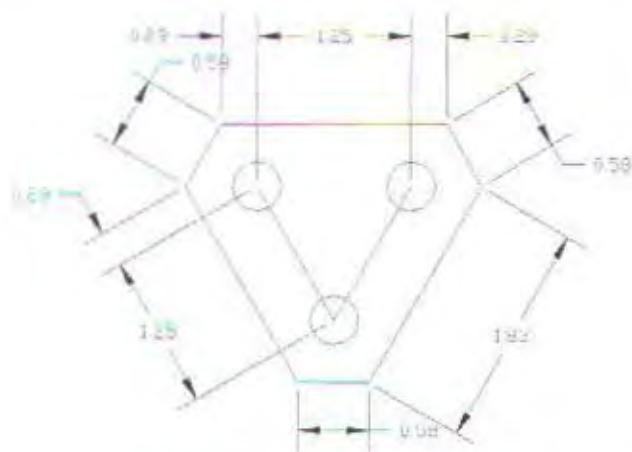
- a. Perhitungan kelompok tiang pancang kolom tepi

Sebagai contoh elemen (147), kelompok tiang pancang ini menerima beban normal sentris dan momen yang bekerja pada 2 (dua) arah :

$$P = 165.04 \text{ ton}$$

$$M_x = 0.2 \text{ tm.}$$

$$M_y = 1.36 \text{ tm.}$$



Gambar -8.1. Kelompok tiang pancang kolom tepi

Beban Normal total yang bekerja :

$$\text{Beban poer} = 3.4928 * 0.6 * 2400 = 5029.632 \text{ kg}$$

$$\text{Reaksi kolom} = 165040 = 165040 \text{ kg} +$$

$$\text{Total} = 170069.632 \text{ kg.}$$

Banyaknya tiang pancang : n = 3 buah

Jarak Tiang Pancang :

$$P_1, \quad x_1 = 0 \text{ cm}; \quad y_1 = 72 \text{ cm}$$

$$P_2, \quad x_2 = 62.50 \text{ cm}; \quad y_2 = 36 \text{ cm}$$

$$P_3, \quad x_3 = 62.50 \text{ cm}; \quad y_3 = 36 \text{ cm}$$

$$x^2 = 0^2 + 62.50^2 + 62.50^2 = 7812.50 \text{ cm}^2$$

$$y^2 = 72^2 + 36^2 + 36^2 = 7776.00 \text{ cm}^2$$

$$P_{\max} = \frac{P}{n} \pm \frac{My \cdot y}{\sum(y^2)} \pm \frac{Mx \cdot x}{\sum(x^2)}$$

$$P_1 = \frac{165040}{3} - \frac{136000 * 72}{7776.00} + \frac{20000 * 0}{7812.50}$$

$$P_1 = 53754.074 \text{ kg}$$

$$P_2 = \frac{165040}{3} + \frac{136000 * 36}{7776.00} - \frac{20000 * 62.50}{7812.50}$$

$$P_2 = 55482.963 \text{ kg}$$

$$P_3 = \frac{165040}{3} + \frac{136000 * 36}{7776.00} + \frac{20000 * 62.50}{7812.50}$$

$$P_3 = 55482.963 \text{ kg}$$

Jadi $P_{\text{max tiang}} = 55482.963 < P_{\text{ijin tiang}} = 61125 \text{ kg} \dots \dots \dots \text{oke!}$

Jadi beban maximum yang diterima oleh 1 (satu) buah tiang = 55482.963 kg

Karena : S > 3D

125 > 120.....(tiang tunggal).

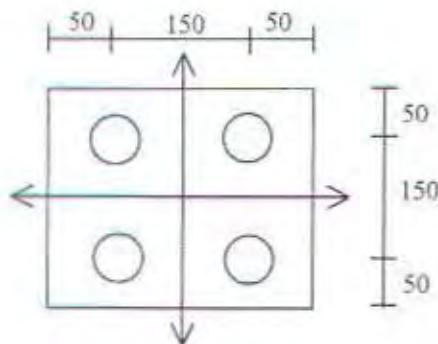
b. Perhitungan kelompok tiang pancang kolom tengah

Sebagai contoh elemen (144), kelompok tiang pancang ini menerima beban normal sentris dan momen yang bekerja pada 2 (dua) arah :

$$P = 207.21 \text{ Ton}$$

$$M_x = 10 \text{ tm}$$

$$M_y = 30 \text{ tm}$$



Gambar-8.2. Kelompok tiang pancang kolom tengah

Beban Normal total yang bekerja :

$$\text{Beban poer} = 2.5 * 2.5 * 0.6 * 2400 = 9000 \text{ kg}$$

$$\text{Reaksi kolom} = 207210 = 207210 \text{ kg}$$

$$\text{Total} = 216210 \text{ kg}$$

Banyaknya tiang pancang : n = 4 buah

Absis maksimum X_max = 75 cm

Absis max simum Y_max = 75 cm

Banyaknya tiang pancang dalam satu baris arah-x = 2 buah

Banyaknya tiang pancang dalam satu baris arah-y = 2 buah

$$P_{max} = \frac{P}{n} \pm \frac{M_x * X}{\sum(X^2)} \pm \frac{M_y * Y}{\sum(Y^2)}$$

$$P_{max} = \frac{208110}{4} \pm \frac{10000 * 75}{4 * 75^2} \pm \frac{30000 * 75}{4 * 75^2}$$

Pmax = 52160.83 kg < Pijin tiang = 61125 kg oke

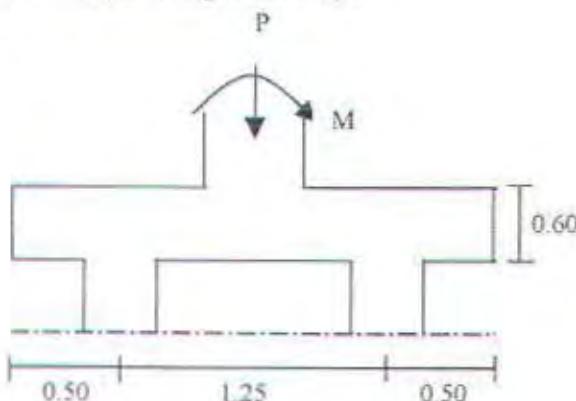
Jadi beban maximum yang diterima oleh 1 (satu) buah tiang = 52160.83 kg

Karena : S > 3D

150 > 120.....(tiang tunggal)

8.3.2. Perhitungan Poer (Pile Cap)

a. Perhitungan poer tiang pancang kolom tepi



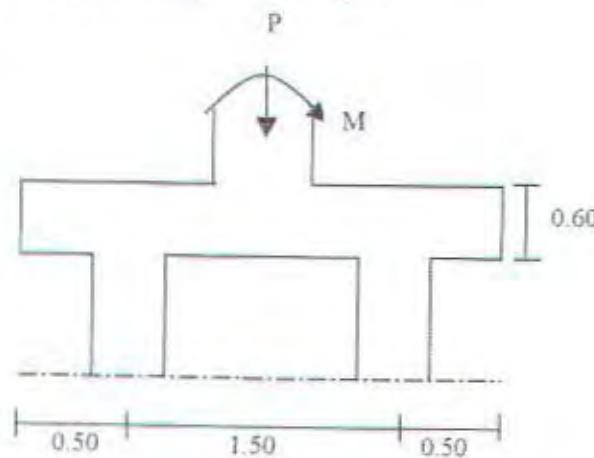
Gambar -8.3. Poer kelompok tiang pancang kolom tepi

Poer diasumsikan sebagai balok tinggi, dimana :

$$d = h - \text{decking} - 0.5 * \phi = 600 - 60 - (0.5 * 19) = 530.5 \text{ mm}$$

$$\text{Lu/d} = 850/530.5 = 1.6 < 5 \text{ (menurut PB'89 ps. 11.8.1 dianggap deep beam)}$$

b. Perhitungan poer tiang pancang kolom tengah



Gambar-8.4.
Poer kelompok tiang pancang kolom tengah

Poer diasumsikan sebagai balok tinggi, dimana :

$$d = h - \text{decking} - 0.5 * \phi = 600 - 60 - (0.5 * 19) = 530.5 \text{ mm}$$

$$\frac{L_u}{d} = 1100/530.5 = 2.07 < 5 \quad \dots \dots \dots \text{(menurut PB'89 ps. 11.8.1 dianggap deep beam)}$$

8.3.2.1. Penulangan Lentur Poer (Pile Cap)

a. Perhitungan lentur poer kelompok tiang pancang kolom tepi

$$P = 243.35 \text{ ton} = 243350 \text{ kg} \quad (\text{elemen 147}) \rightarrow \text{Beban berfaktor}$$

$$q_{\text{poer}} = 3.4928 * 2400 = 8382.72 \text{ kg/m}^2$$

$$RA = RC = P/2 + 0.5 * q * L = (243350/2) + (0.5 * 8382.72 * 2.40)$$

$$= 121675 + 10059.264 = 131734.264 \text{ kg}$$

$$MA = MB = \frac{1}{2} * q * L^2 = -\frac{1}{2} * 8382.72 * 0.50^2 = -1047.84 \text{ kgm.}$$

$$MC (\text{ tengah bentang }) = -(q * \frac{1}{2} * 1.125^2) + RA * 0.625$$

$$= -(8382.72 * \frac{1}{2} * 1.125^2) + 131734.264 * 0.625$$

$$= -5304.69 + 82333.915 \text{ kg} = 77029.225 \text{ kgm}$$

$$MC = Mu$$

$$M_n = \frac{Mu}{\phi} = \frac{77029.225}{0.8} = 96286.53 \text{ kgm} = 96.286 * 10^7 \text{ Nmm}$$

$$As = \frac{Mn}{2/3 * fy * h} = \frac{96.286 * 10^7}{2/3 * 300 * 600} = 8023.83 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{\min} = 1.4/fy = 0.0047$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{As}{bw * d} = \frac{8023.83}{1000 * 530.5} = 0.0151 > \rho_{\min}, \text{ maka dipakai } \rho_{\text{perlu}}$$

$$As_{\text{perlu}} = \rho_{\text{perlu}} * bw * d$$

$$As_{\text{perlu}} = 0.0151 * 1000 * 530.5 = 8010.55 \text{ mm}^2$$

sehingga poer dipasang tulangan lentur 29 - D19 ($As = 8218.165 \text{ mm}^2$)

b. Perhitungan lentur poer kelompok tiang pancang kolom tengah

$$P = 207.21 \text{ ton} = 207210 \text{ kg} (\text{elemen 144}) \rightarrow \text{Beban berfaktor}$$

$$q_{\text{poer}} = 2.5 * 2.5 * 2400 = 15000 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned} RA = RC = P/2 + 0.5 * q * L &= (207210/2) + (0.5 * 15000 * 0.75) \\ &= 103605 + 5625 = 109230 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$MA = MB = \frac{1}{2} * q * L^2 = -\frac{1}{2} * 15000 * 0.75^2 = -4218.75 \text{ kgm.}$$

$$\begin{aligned} MC (\text{tengah bentang}) &= -(q * \frac{1}{2} * 1.25^2) + RA * 0.75 \\ &= -(15000 * \frac{1}{2} * 1.25^2) + 109230 * 0.75 \\ &= -11718.75 + 81922.5 \text{ kg} = 70203.75 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$MC = Mu$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{70203.75}{0.8} = 87754.69 \text{ kgm} = 87.755 * 10^7 \text{ Nmm}$$

$$As = \frac{Mn}{2/3 * fy * h} = \frac{87.755 * 10^7}{2/3 * 300 * 600} = 7312.92 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{\min} = 1.4/fy = 0.0047$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{As}{bw * d} = \frac{7312.92}{1000 * 530.5} = 0.014 > \rho_{\min}, \text{ maka dipakai } \rho_{\text{perlu}}$$

$$As_{\text{perlu}} = \rho_{\text{perlu}} * bw * d = 0.014 * 1000 * 530.5 = 7427 \text{ mm}^2$$

sehingga poer dipasang tulangan lentur 27 D19 ($As = 7655.28 \text{ mm}^2$)

8.3.2.2. Penulangan Geser Poer (Pile Cap)

a. Perhitungan geser poer kelompok tiang pancang kolom tepi

Jarak penampang kritis $0.15 \text{ L}_n = 0.15 * 319 = 47.85 \text{ cm}$

Kontrol geser komponen lentur tinggi :

$$V_u = R_A = 131734.264 \text{ kg}$$

$$\varphi V_n = 0.6 * \frac{2\sqrt{f'_c}}{3} b_w * d = 0.6 * \frac{2\sqrt{30}}{3} * 1000 * 530.5 = 1162267.267 \text{ kg}$$

$$V_c = \left(3.5 - 2.5 * \frac{M_u}{V_u * d} \right) * \left[\left(\sqrt{f'_c} * 120 * \rho * \frac{d * V_u}{M_u} \right) / 7 \right] * b_w * d \quad (\text{PB'89 ps.11.8.6.})$$

$$V_c = \left(3.5 - 2.5 * \frac{770292250}{1317342.64 * 530.5} \right) * \left[\left(\sqrt{30} * 120 * 0.01 * \frac{530.5 * 1317342.64}{770292250} \right) / 7 \right] * 1000 * 530.5$$

$$V_c = 336420.05 \text{ N}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\varphi} - V_c = \frac{1317342.64}{0.6} - 336420.05 = 1859151.017 \text{ N}$$

Direncanakan : $S = S_2$

Dimensi tulangan D 19 ($A_v = A_{vh} = 567.06 \text{ mm}^2$)

$$V_s = \left[\frac{A_v}{S} \times \left(\frac{1 + Lu/d}{12} \right) + \frac{A_{vh}}{S_2} \times \left(\frac{11 - Lu/d}{12} \right) \right] \times f_y \times d \quad (\text{PB'89 ps.11.8.7.})$$

$$V_s = \left[\frac{567.06}{S} \times \left(\frac{1 + 850/530.5}{12} \right) + \frac{567.06}{S_2} \times \left(\frac{11 - 850/530.5}{12} \right) \right] \times 300 \times 530.5$$

$$V_s = \left(\frac{122.97}{S} + \frac{444.09}{S} \right) \times 159150 = \frac{90247599}{S}$$

$$S = \frac{90247599}{1859151.017} = 48.542 \text{ mm}$$

Sehingga tulangan geser yang dipasang D19 - 45 mm.

b. Perhitungan geser poer kelompok tiang pancang kolom tengah

Kontrol geser komponen letur tinggi

$$V_u = R_A = 109230 \text{ kg} = 1092300 \text{ N}$$

$$\phi V_n = 0.6 * \frac{2\sqrt{f_c}}{3} bw * d = 0.6 * \frac{2\sqrt{30}}{3} * 1000 * 530.5 = 1162267.267 \text{ kg}$$

$$V_c = \left(3.5 - 2.5 * \frac{\mu_u}{V_u * d} \right) * \left[\left(\sqrt{f_c} * 120 * \rho * \frac{d * V_u}{\mu_u} \right) / 7 \right] * bw * d \quad (\text{PB'89 ps.11.8.6.})$$

$$V_c = \left(3.5 - 2.5 * \frac{702037500}{1092300 * 530.5} \right) * \left[\left(\sqrt{30} * 120 * 0.014 * \frac{530.5 * 1092300}{702037500} \right) / 7 \right] * 1000 * 530.5$$

$$V_c = 271215.2566 \text{ N}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{1092300}{0.6} - 271215.2566 = 1549284.743 \text{ N}$$

Direncanakan : $S = S_2$

Dimensi tulang D 19 ($A_v = A_{vh} = 567.06 \text{ mm}^2$)

$$V_s = \left[\frac{A_v}{S} \times \left(\frac{1 + Lu/d}{12} \right) + \frac{A_{vh}}{S_2} \times \left(\frac{11 - Lu/d}{12} \right) \right] \times f_y \times d \quad \dots \dots \dots \text{PB'89 ps.11.8.7.}$$

$$V_s = \left[\frac{567,06}{S} \times \left(\frac{1 + 1100/530,5}{12} \right) + \frac{567,06}{S_2} \times \left(\frac{11 - 1100/530,5}{12} \right) \right] \times 300 \times 530,5$$

$$V_s = \left(\frac{145.24}{S} + \frac{421.82}{S} \right) \times 159150 = \frac{90247599}{S}$$

$$S = \frac{90247599}{1549284.743} = 58.25 \text{ mm}$$

Sehingga tulangan geser yang dipasang D19 - 55 mm

8.3.3. Perhitungan Sloof (Tie Beam)

Sloof pada perencanaan ini menerima beban akibat berat sendiri, berat dinding dan gaya aksial/tarik (arah kebawah diambil 10% dari gaya aksial kolom diatasnya) berdasarkan PPSBB STUG'83, psl.6.9.2.

Penentuan dimensi sloof harus memenuhi syarat bahwa tegangan tarik yang terjadi tidak melampaui tegangan tarik ijin beton (f_{ct}). Dimensi sloof direncanakan $30 \times 45 \text{ cm}^2$, yang

menerima gaya aksial (P) kolom yang terbesar, yaitu kolom tepi sebesar $P = 165040$ kg dan kolom tengah sebesar $P = 207210$ kg.

8.3.3.1. Penulangan Lentur Sloof

Tegangan tarik ijin beton yang terjadi (f_{ct}):

$$f_{ct} = f_r = 0.7 * \sqrt{f'_c} = 0.7 * \sqrt{30} = 3.8 \text{ MPa}$$

$$f_r \text{ yang terjadi} = \frac{N_u}{\phi b h} = \frac{0.1 * 2072100}{0.8 * 350 * 450}$$

f_r yang terjadi = 1.64 MPa < f_{ct} (= 3.8 MPa).....oke.

Beban (q) akibat berat dinding dan berat sendiri sloof :

$$q = (0.30 * 0.45 * 2400) + (250 * 4) = 1324 \text{ kg/m}^2$$

$$f'_c = 30 \text{ MPa} ; f_y = 300 \text{ MPa}$$

$$L = 5 \text{ m} ; b = 300 \text{ mm} ; h = 450 \text{ mm}$$

$$\phi_{tul. lentur} = 19 \text{ mm} ; \phi_{sengkang} = 10 \text{ mm} ; d' = 50 \text{ mm}$$

$$d = 450 - 50 - (19/2) - 10 = 380.5 \text{ mm} ; d'' = 50 + 10 + 19/2 = 69.5 \text{ mm}$$

$$M_u = \frac{1}{12} * q * L^2 = \frac{1}{12} * 1324 * 5^2 * 1.2 = 3310 \text{ kNm} = 33100000 \text{ Nmm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{3310}{0.8} = 4137.5 \text{ kNm} = 41375000 \text{ Nmm}$$

Cara menentukan nilai x dan f_s adalah dengan analisa penampang persegi, dengan data tulangan sebagai berikut :

Tulangan atas : 5D19, $A_s = 1417.64 \text{ mm}^2 \rightarrow \rho_{actual} = A_s/bd = 0.0095$

Tulangan bawah : 3D19, $A_s' = 850.59 \text{ mm}^2 \rightarrow \rho_{actual} = A_s'/bd = 0.0063$

Anggap tulangan tarik leleh dan tulangan tekan belum leleh

$$\epsilon_y = 300/(2*10^5) = 0.0015$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left(1 - \frac{d''}{x}\right) < \epsilon_y = 0.0015$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left(1 - \frac{69.5}{x}\right) < \epsilon_y = 0.0015$$

$$Cc = 0.85 * fc' * \beta_1 x * b$$

$$= 0.85 * 30 * 0.85 * 300 = 6502.5 x$$

$$Cs' = As' * (fs' - 0.85 fc')$$

$$= 850.59 * (600 \left(1 - \frac{69.5}{x}\right) - 0.85 * 30)$$

$$= 488663.955 - 35469603/x$$

$$T = As * fy = 1417.64 * 300 = 425292 \text{ N}$$

$$\Sigma H = 0 \quad Cc + Cs - T = 0$$

$$6502.5 x + 488663.955 - 35469603/x - 425292 = 0$$

$$6502.5 x^2 + 63371.955 x - 35469603 = 0 \rightarrow \text{pakai rumus abc :}$$

$$x_{1,2} = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$x_{1,2} = \frac{-63371.955 \pm \sqrt{63371.955^2 - 4 * 6502.5 * -35469603}}{2 * 6502.5}$$

$$\text{pakai } x_2 = 69.14 \text{ mm}$$

$$\text{Diperoleh } x = 69.14 \text{ mm}$$

$$a = \beta * x = 0.85 * 69.14 = 58.77 \text{ mm}$$

Kontrol :

$$\epsilon_s = 0.003 \left(1 - \frac{69.5}{69.14}\right) = -0.000016 < \epsilon_y = 0.0015$$

$$Cc = 0.85 * fc' * \beta_1 x * b$$

$$= 0.85 * 30 * 0.85 * 69.14 * 300 = 449582.85 \text{ N}$$

$$Cs' = As' * (fs' - 0.85 fc')$$

$$= 850.59 * (600 \left(1 - \frac{69.5}{69.14}\right) - 0.85 * 30) = -24347.37 \text{ N}$$

$$M_n = Cc(d - a/2) + Cs(d - d'')$$

$$M_n = 449582,85 * (430,5 - 58,77/2) - 24347,37 * (430,5 - 69,5)$$

$M_n = 171545024,3 \text{ Nmm} > M_u = 33100000 \text{ Nmm}, \dots, \dots, \text{ok!}$

8.3.3.2. Penulangan Geser Sloof

$$V_u = \frac{1}{2} * q * L = \frac{1}{2} * 1324 * 5 = 3310 \text{ kg}$$

$$V_c = \frac{1}{6} * \sqrt{f_{c'}} * b_w * d = \frac{1}{6} * \sqrt{30} * 300 * 430,5 = 117897,28 \text{ N}$$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{33100}{0,6} = 55166,67 \text{ N}$$

$$0,5 \phi V_c = 35369,184 \text{ N}$$

$\phi V_c = 70738,37 \text{ N} \rightarrow V_u < \phi V_c \rightarrow \text{tulangan geser minimum (Av min)}$

$$A_v = \frac{1}{3} * \frac{b_w * S}{f_y} = \frac{1}{3} * \frac{300 * S}{300}$$

$$S = \frac{A_v * 3 * f_y}{b_w} = \frac{157 * 3 * 300}{300} = 471 \text{ mm}$$

Karena $V_u < \phi V_c$, maka tidak perlu tulangan geser

Dipakai tulangan geser praktis $\phi 10 - 150 \text{ mm}$.

BAB IX
PENUTUP

BAB IX

PENUTUP

Dari hasil perhitungan serta analisa yang telah diuraikan dalam bab-bab sebelumnya, dapat disimpulkan beberapa hal, yaitu sebagai berikut :

1. Tujuan utama dari peraturan UBC untuk struktur Bearing Wall System yang menggunakan Concrete Braced Frame adalah mendesain struktur agar tidak mengalami keruntuhan, namun boleh mengalami kerusakan struktural dan juga kerusakan non struktural jika menerima gaya lateral dan gaya gravitasi yang besar akibat gempa.
2. "Concrete Braced Frame" didesain dengan menggunakan gaya-gaya analisa struktur yang menggunakan kombinasi pembebanan special/khusus. Gaya-gaya tersebut sudah dilakukan pembesaran, sehingga desain braced frame merupakan desain elastis.
3. Dari hasil perhitungan analisa struktur akibat pembebanan lateral yang bolak – balik, perilaku braced frame sebagai elemen tekan ternyata lebih besar daripada sebagai elemen tarik, sehingga desain brace frame diasumsikan sama dengan desain pada kolom, yang mana akan menerima beban aksial tekan dan momen.
4. Rasio dari momen sekunder terhadap momen primer yang terjadi pada arah sumbu-y ($\theta_y = 0.0166$) masih lebih kecil/memenuhi dari persyaratan yang diijinkan oleh UBC ($\theta_{ijin} = 0.10$), sehingga pengaruh $P-\Delta_{effec}$ terhadap struktur dapat diabaikan.
5. Penulangan elemen struktur yang didapatkan dari hasil analisa dan perhitungan struktur , dapat dilihat dalam tabel sebagaimana terlampir.

Saran yang dapat diberikan berkaitan dengan perencanaan gedung perkantoran Cikini Jakarta dengan menggunakan struktur "bearing wall system" dengan "concrete braced frame" antara lain :

- ⇒ Dari studi ini akan memberikan masukan pada peraturan perhitungan gedung yang sedang disusun di Indonesia.
- ⇒ Metode perencanaan struktur yang ada di Indonesia, terutama mengenai desain gempa hendaknya segera mengacu pada Uniform Building Code.
- ⇒ Pembagian zone gempa disesuaikan dengan kondisi Indonesia berdasarkan pembagian zone gempa terbaru, yaitu berdasarkan Konfrensi Nasional Rekayasa Kegempaan.

RESUME PERHITUNGAN PENULANGAN PADA MASING - MASING KOMPONEN STRUKTUR

No.	Jenis Elemen Struktur	Dimensi (cm)	Kebutuhan Penulangan			
			Lentur		Geser	
			Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan
1	Plat Atap	t = 10	Ø 10 - 200			
2	Plat Lantai	t = 12	Ø 10 - 150			
3	Balok	30 x 35		- 4 D16 + 2 D16	Ø 10 - 70	Ø 10 - 100
4	Braced	30 x 30		4 D 19	Ø 10 - 150	Ø 10 - 300
5	Kolom	45 x 45		8 D 22	Ø 10 - 90	Ø 10 - 180
6	Sloof	30 x 45		5 D 19	Ø 10 - 150	Ø 10 - 150
7	Poer	250 x 250 x 60	Arah x: D19 - 55			
			Arah y: D19 - 55			

Tabel -7.6. Penulangan Lentur Balok Portal 4 Tumpuan

Dimensi balok

$$\begin{aligned}
 b &= 300 \text{ mm} & \text{Tul. utin} &= 16 \text{ mm} & \rho_{\min} &= 1.4/f_y = 0.00400 & m &= 13.72549 \\
 h &= 350 \text{ mm} & \text{Tul. seng} &= 10 \text{ mm} & f_y &= 350 \text{ Mpa} & & \\
 d &= 302 \text{ mm} & \delta_{tump} &= 0.5 & f'_c &= 30 \text{ Mpa} & \beta_1 &= 0.83 \\
 d' &= 48 \text{ mm} & As D16 &= 200.96 \text{ mm} & \rho_{\max} &= 0.02864 & \rho_b &= 0.038192
 \end{aligned}$$

Decking = 30 mm

Eksterior

Lt.	Balok	Letak	Mu (Nmm)	Mn (Nm)	Rn	ρ_{δ}	ρ_{δ} pakai	ρ'	ρ' pakai	ρ	ρ pakai	As	As'	Tul tanik	Tul tekan
1	A - B	Tump -	60000000	66666667	1218270	0.003568	0.0040	0.004139	0.004139	0.008139	0.008139	737.353	368.677	4 D 16	2 D 16
	A - B	Tump +	39739600	44155111	0.806893	0.002343	0.0040	0.002741	0.004000	0.008000	0.008000	724.800	362.400	4 D 16	2 D 16
2	A - B	Tump -	55000000	61111111	1116748	0.003264	0.0040	0.003794	0.004000	0.008000	0.008000	724.800	362.400	4 D 16	2 D 16
	A - B	Tump +	43238560	48042844	0.877937	0.002553	0.0040	0.002982	0.004000	0.008000	0.008000	724.800	362.400	4 D 16	2 D 16
3	A - B	Tump -	55000000	61111111	1116748	0.003264	0.0040	0.003794	0.004000	0.008000	0.008000	724.800	362.400	4 D 16	2 D 16
	A - B	Tump +	45069120	50076800	0.915106	0.002663	0.0040	0.003109	0.004000	0.008000	0.008000	724.800	362.400	4 D 16	2 D 16
4	A - B	Tump -	50000000	55555556	1.015225	0.002961	0.0040	0.003449	0.004000	0.008000	0.008000	724.800	362.400	4 D 16	2 D 16
	A - B	Tump +	42242200	46935778	0.857707	0.002493	0.0040	0.002914	0.004000	0.008000	0.008000	724.800	362.400	4 D 16	2 D 16
5	A - B	Tump -	50000000	55555556	1.015225	0.002961	0.0040	0.003449	0.004000	0.008000	0.008000	724.800	362.400	4 D 16	2 D 16
	A - B	Tump +	42987440	47763822	0.872839	0.002538	0.0040	0.002965	0.004000	0.008000	0.008000	724.800	362.400	4 D 16	2 D 16
6	A - B	Tump -	49000000	54444444	0.994921	0.002900	0.0040	0.003380	0.004000	0.008000	0.008000	724.800	362.400	4 D 16	2 D 16
	A - B	Tump +	48767280	54185867	0.990195	0.002886	0.0040	0.003364	0.004000	0.008000	0.008000	724.800	362.400	4 D 16	2 D 16
7	A - B	Tump -	47000000	52222222	0.954312	0.002780	0.0040	0.003242	0.004000	0.008000	0.008000	724.800	362.400	4 D 16	2 D 16
	A - B	Tump +	50371840	55968711	1.022775	0.002983	0.0040	0.003474	0.004000	0.008000	0.008000	724.800	362.400	4 D 16	2 D 16
8	A - B	Tump -	36000000	40000000	0.730962	0.002119	0.0040	0.002483	0.004000	0.008000	0.008000	724.800	362.400	4 D 16	2 D 16
	A - B	Tump +	31229920	34699911	0.634108	0.001835	0.0040	0.002154	0.004000	0.008000	0.008000	724.800	362.400	4 D 16	2 D 16

Lanjutan Tabel-7.6. Penulangan Lentur Balok Portal 4 Tumpuan

Dimensi balok

$b = 300 \text{ mm}$ $\text{Tul.utm} = 16 \text{ mm}$ $\rho_{\min} = 14/f_y = 0.00400$ $m = 13.72549$
 $h = 350 \text{ mm}$ $\text{Tul. seng} = 10 \text{ mm}$ $f_y = 350 \text{ Mpa}$
 $d = 302 \text{ mm}$ $\delta_{\text{tump}} = 0.5$ $f'_c = 30 \text{ Mpa}$ $\beta_1 = 0.83$
 $d' = 48 \text{ mm}$ $As D16 = 200.96 \text{ mm}^2$ $\rho_{\max} = 0.02864$ $\rho_b = 0.038192$
 Decking = 30 mm

Interior

Lt.	Balok	Letak	Mu (Nmm)	Mn (Nmm)	Rn	ρ_{δ} perlu	ρ_{δ} pakai	ρ'	ρ' pakai	ρ	ρ pakai	As	As'	Tul tarik	Tul tekan
1	B - C	Tump -	55000000	61111111	1.116748	0.003264	0.0040	0.003794	0.004000	0.008000	0.008000	724.800	362.400	4 D 16	2 D 16
	B - C	Tump +	41269200	45854667	0.837951	0.002435	0.0040	0.002847	0.004000	0.008000	0.008000	724.800	362.400	4 D 16	2 D 16
2	B - C	Tump -	55000000	61111111	1.116748	0.003264	0.0040	0.003794	0.004000	0.008000	0.008000	724.800	362.400	4 D 16	2 D 16
	B - C	Tump +	41230960	45812178	0.837174	0.002433	0.0040	0.002844	0.004000	0.008000	0.008000	724.800	362.400	4 D 16	2 D 16
3	B - C	Tump -	55000000	61111111	1.116748	0.003264	0.0040	0.003794	0.004000	0.008000	0.008000	724.800	362.400	4 D 16	2 D 16
	B - C	Tump +	41288320	45875911	0.838339	0.002436	0.0040	0.002848	0.004000	0.008000	0.008000	724.800	362.400	4 D 16	2 D 16
4	B - C	Tump -	60000000	66666667	1.218270	0.003568	0.0040	0.004139	0.004139	0.008139	0.008139	737.353	368.677	4 D 16	2 D 16
	B - C	Tump +	36383200	40425778	0.738743	0.002142	0.0040	0.002510	0.004000	0.008000	0.008000	724.800	362.400	4 D 16	2 D 16
5	B - C	Tump -	60000000	66666667	1.218270	0.003568	0.0040	0.004139	0.004139	0.008139	0.008139	737.353	368.677	4 D 16	2 D 16
	B - C	Tump +	35899940	39888822	0.728930	0.002113	0.0040	0.002476	0.004000	0.008000	0.008000	724.800	362.400	4 D 16	2 D 16
6	B - C	Tump -	60000000	66666667	1.218270	0.003568	0.0040	0.004139	0.004139	0.008139	0.008139	737.353	368.677	4 D 16	2 D 16
	B - C	Tump +	40641280	45156978	0.825201	0.002397	0.0040	0.002803	0.004000	0.008000	0.008000	724.800	362.400	4 D 16	2 D 16
7	B - C	Tump -	60000000	66666667	1.218270	0.003568	0.0040	0.004139	0.004139	0.008139	0.008139	737.353	368.677	4 D 16	2 D 16
	B - C	Tump +	41003040	45558933	0.832546	0.002419	0.0040	0.002828	0.004000	0.008000	0.008000	724.800	362.400	4 D 16	2 D 16
8	B - C	Tump -	46000000	51111111	0.934007	0.002719	0.0040	0.003173	0.004000	0.008000	0.008000	724.800	362.400	4 D 16	2 D 16
	B - C	Tump +	25493920	28326578	0.517641	0.001494	0.0040	0.001758	0.004000	0.008000	0.008000	724.800	362.400	4 D 16	2 D 16

Lanjutan Tabel-7.6. Penulangan Lentur Balok Portal 4 Tumpuan

Dimensi balok

$b = 300 \text{ mm}$ $\text{Tul.utm} = 16 \text{ mm}$ $\rho_{\min} = 1.4/f_y = 0.00400$ $m = 13.72549$
 $h = 350 \text{ mm}$ $\text{Tul. seng} = 10 \text{ mm}$ $f_y = 350 \text{ Mpa}$
 $d = 302 \text{ mm}$ $\delta_{tump} = 0.5$ $f_{c'} = 30 \text{ Mpa}$ $\beta_1 = 0.83$
 $d' = 48 \text{ mm}$ $As D16 = 200.96 \text{ mm}$ $\rho_{\max} = 0.02864$ $\rho_b = 0.038192$
 Decking = 30 mm

Interior

Lt.	Balok	Letak	Mu (Nmm)	Mn (Nmm)	Rn	ρ_{δ} perlu	ρ_{δ} pakai	ρ'	ρ' pakai	ρ	ρ pakai	As	As'	Tul.tarik	Tul.tekan
1	E - F	Tump. -	46939600	52155111	0.95309	0.0028	0.0040	0.0032	0.0040	0.0080	0.0080	724.800	362.400	4 D 16	2 D 16
	E - F	Tump. +	46203100	51336778	0.93813	0.0027	0.0040	0.0032	0.0040	0.0080	0.0080	724.800	362.400	4 D 16	2 D 16
2	E - F	Tump. -	50381200	55979111	1.02297	0.0030	0.0040	0.0035	0.0040	0.0080	0.0080	724.800	362.400	4 D 16	2 D 16
	E - F	Tump. +	49590700	55100778	1.00691	0.0029	0.0040	0.0034	0.0040	0.0080	0.0080	724.800	362.400	4 D 16	2 D 16
3	E - F	Tump. -	52580000	58422222	1.06761	0.0031	0.0040	0.0036	0.0040	0.0080	0.0080	724.800	362.400	4 D 16	2 D 16
	E - F	Tump. +	51755000	57505556	1.05086	0.0031	0.0040	0.0036	0.0040	0.0080	0.0080	724.800	362.400	4 D 16	2 D 16
4	E - F	Tump. -	39879000	44310000	0.80972	0.0024	0.0040	0.0028	0.0040	0.0080	0.0080	724.800	362.400	4 D 16	2 D 16
	E - F	Tump. +	53542900	59492111	1.08716	0.0032	0.0040	0.0037	0.0040	0.0080	0.0080	724.800	362.400	4 D 16	2 D 16
5	E - F	Tump. -	38461500	42735000	0.78094	0.0023	0.0040	0.0027	0.0040	0.0080	0.0080	724.800	362.400	4 D 16	2 D 16
	E - F	Tump. +	54860300	60955889	1.11391	0.0033	0.0040	0.0038	0.0040	0.0080	0.0080	724.800	362.400	4 D 16	2 D 16
6	E - F	Tump. -	56786400	63096000	1.15302	0.0034	0.0040	0.0039	0.0040	0.0080	0.0080	724.800	362.400	4 D 16	2 D 16
	E - F	Tump. +	55895400	62106000	1.13493	0.0033	0.0040	0.0039	0.0040	0.0080	0.0080	724.800	362.400	4 D 16	2 D 16
7	E - F	Tump. -	57933600	64370667	1.17631	0.0034	0.0040	0.0040	0.0040	0.0080	0.0080	724.800	362.400	4 D 16	2 D 16
	E - F	Tump. +	57024600	63360667	1.15786	0.0034	0.0040	0.0039	0.0040	0.0080	0.0080	724.800	362.400	4 D 16	2 D 16
8	E - F	Tump. -	40821200	45356889	0.82885	0.0024	0.0040	0.0028	0.0040	0.0080	0.0080	724.800	362.400	4 D 16	2 D 16
	E - F	Tump. +	40180700	44645222	0.81585	0.0024	0.0040	0.0028	0.0040	0.0080	0.0080	724.800	362.400	4 D 16	2 D 16

Lanjutan Tabel-7.7. Penulangan Lentur Balok Portal 4 Lapangan

Dimensi balok

$b = 300 \text{ mm}$ $Tul.utm = 16 \text{ mm}$ $\rho_{\min} = 1.4/f_y = 0.00400$ $be = 1250 \text{ mm}$ $bf = 475 \text{ mm}$
 $h = 350 \text{ mm}$ $Tul. seng = 10 \text{ mm}$ $f_y = 350 \text{ Mpa}$ $m = 13.72549$
 $d = 302 \text{ mm}$ $\delta. tump = 0.5$ $f_{ct} = 30 \text{ Mpa}$ $\beta_1 = 0.83$
 $d' = 48 \text{ mm}$ $As D16 = 200.96 \text{ mm}$ $\rho_{\max} = 0.02864$ $\rho_b = 0.038192$

Decking = 30 mm

Interior

Lt	Balok	Letak	Mu (Nmm)	Mn (Nmm)	Rn1	ρ'	ρ pakai	a	b pakai	Rn2	ρ'	ρ pakai	As	As'	Tul.tarik	Tul.tekan
1	D - E	Lap.	39300000	43666667	1.59593	0.004712	0.004712	19.5325	475	0.383024	0.001103	0.004000	573.8	287	3 D 16	2 D 16
2	D - E	Lap.	39400000	43777778	1.59999	0.004725	0.004725	19.5839	475	0.383999	0.001106	0.004000	573.8	287	3 D 16	2 D 16
3	D - E	Lap.	39400000	43777778	1.59999	0.004725	0.004725	19.5839	475	0.383999	0.001106	0.004000	573.8	287	3 D 16	2 D 16
4	D - E	Lap.	39500000	43888889	1.60406	0.004737	0.004737	19.6354	475	0.384973	0.001108	0.004000	573.8	287	3 D 16	2 D 16
5	D - E	Lap.	39500000	43888889	1.60406	0.004737	0.004737	19.6354	475	0.384973	0.001108	0.004000	573.8	287	3 D 16	2 D 16
6	D - E	Lap.	39600000	44000000	1.60812	0.004749	0.004749	19.6868	475	0.385948	0.001111	0.004000	573.8	287	3 D 16	2 D 16
7	D - E	Lap.	39600000	44000000	1.60812	0.004749	0.004749	19.6868	475	0.385948	0.001111	0.004000	573.8	287	3 D 16	2 D 16
8	D - E	Lap.	26700000	29666667	1.08426	0.003167	0.004000	16.5804	475	0.260223	0.000747	0.004000	573.8	287	3 D 16	2 D 16

Lanjutan Tabel-7.7. Penulangan Lentur Balok Portal 4 Lapangan

Dimensi balok

$b = 300 \text{ mm}$ $Tul.utm = 16 \text{ mm}$ $\rho_{\min} = 1.4/f_y = 0.00400$ $be = 1250 \text{ mm}$ $bf = 475 \text{ mm}$
 $h = 350 \text{ mm}$ $Tul. seng = 10 \text{ mm}$ $f_y = 350 \text{ Mpa}$ $m = 13.72549$
 $d = 302 \text{ mm}$ $\delta. tump = 0.5$ $f_{ct} = 30 \text{ Mpa}$ $\beta_1 = 0.83$
 $d' = 48 \text{ mm}$ $As D16 = 200.96 \text{ mm}$ $\rho_{\max} = 0.02864$ $\rho_b = 0.038192$

Decking = 30 mm

Eksterior

Lt	Balok	Letak	Mu (Nmm)	Mn (Nmm)	Rn1	ρ'	ρ pakai	a	b pakai	Rn2	ρ'	ρ pakai	As	As'	Tul.tarik	Tul.tekan
1	E - F	Lap.	41100000	45666667	1.66903	0.004936	0.004936	20.4596	475	0.400567	0.001154	0.004000	573.8	287	3 D 16	2 D 16
2	E - F	Lap.	40700000	45222222	1.65279	0.004886	0.004886	20.2533	475	0.396669	0.001142	0.004000	573.8	287	3 D 16	2 D 16
3	E - F	Lap.	40700000	45222222	1.65279	0.004886	0.004886	20.2533	475	0.396669	0.001142	0.004000	573.8	287	3 D 16	2 D 16
4	E - F	Lap.	40700000	45222222	1.65279	0.004886	0.004886	20.2533	475	0.396669	0.001142	0.004000	573.8	287	3 D 16	2 D 16
5	E - F	Lap.	40700000	45222222	1.65279	0.004886	0.004886	20.2533	475	0.396669	0.001142	0.004000	573.8	287	3 D 16	2 D 16
6	E - F	Lap.	40800000	45333333	1.65685	0.004899	0.004899	20.3049	475	0.397643	0.001145	0.004000	573.8	287	3 D 16	2 D 16
7	E - F	Lap.	40600000	45111111	1.64873	0.004874	0.004874	20.2018	475	0.395694	0.001139	0.004000	573.8	287	3 D 16	2 D 16
8	E - F	Lap.	28100000	31222222	1.14111	0.003337	0.004000	16.5804	475	0.273867	0.000787	0.004000	573.8	287	3 D 16	2 D 16

Lanjutan Tabel-7.7. Penulangan Lentur Balok Portal 4 Lapangan

Dimensi balok

$b = 300 \text{ mm}$ $Tul. utm = 16 \text{ mm}$ $\rho_{\min} = 1.4/f_y = 0.00400$ $be = 1250 \text{ mm}$ $bf = 475 \text{ mm}$
 $h = 350 \text{ mm}$ $Tul. seng = 10 \text{ mm}$ $f_y = 350 \text{ Mpa}$ $m = 13.72549$
 $d = 302 \text{ mm}$ $\delta. tump = 0.5$ $f'_c = 30 \text{ Mpa}$ $\beta_1 = 0.83$
 $d' = 48 \text{ mm}$ $As D16 = 200.96 \text{ mm}$ $\rho_{\max} = 0.02864$ $\rho_b = 0.038192$

Decking = 30 mm

Interior

Lt	Balok	Letak	Mu (Nmm)	Mn (Nmm)	Rn1	ρ'	ρ pakai	a	b pakai	Rn2	ρ'	ρ pakai	As	As'	Tul tarik	Tul tekan
1	D - E	Lap.	39300000	43666667	1.59593	0.004712	0.004712	19.5325	475	0.383024	0.001103	0.004000	573.8	287	3 D 16	2 D 16
2	D - E	Lap.	39400000	43777778	1.59999	0.004725	0.004725	19.5839	475	0.383999	0.001106	0.004000	573.8	287	3 D 16	2 D 16
3	D - E	Lap.	39400000	43777778	1.59999	0.004725	0.004725	19.5839	475	0.383999	0.001106	0.004000	573.8	287	3 D 16	2 D 16
4	D - E	Lap.	39500000	43888889	1.60406	0.004737	0.004737	19.6354	475	0.384973	0.001108	0.004000	573.8	287	3 D 16	2 D 16
5	D - E	Lap.	39500000	43888889	1.60406	0.004737	0.004737	19.6354	475	0.384973	0.001108	0.004000	573.8	287	3 D 16	2 D 16
6	D - E	Lap.	39600000	44000000	1.60812	0.004749	0.004749	19.6868	475	0.385948	0.001111	0.004000	573.8	287	3 D 16	2 D 16
7	D - E	Lap.	39600000	44000000	1.60812	0.004749	0.004749	19.6868	475	0.385948	0.001111	0.004000	573.8	287	3 D 16	2 D 16
8	D - E	Lap.	26700000	29666667	1.08426	0.003167	0.004000	16.5804	475	0.260223	0.000747	0.004000	573.8	287	3 D 16	2 D 16

Lanjutan Tabel-7.7. Penulangan Lentur Balok Portal 4 Lapangan

Dimensi balok

$b = 300 \text{ mm}$ $Tul. utm = 16 \text{ mm}$ $\rho_{\min} = 1.4/f_y = 0.00400$ $be = 1250 \text{ mm}$ $bf = 475 \text{ mm}$
 $h = 350 \text{ mm}$ $Tul. seng = 10 \text{ mm}$ $f_y = 350 \text{ Mpa}$ $m = 13.72549$
 $d = 302 \text{ mm}$ $\delta. tump = 0.5$ $f'_c = 30 \text{ Mpa}$ $\beta_1 = 0.83$
 $d' = 48 \text{ mm}$ $As D16 = 200.96 \text{ mm}$ $\rho_{\max} = 0.02864$ $\rho_b = 0.038192$

Decking = 30 mm

Eksterior

Lt	Balok	Letak	Mu (Nmm)	Mn (Nmm)	Rn1	ρ'	ρ pakai	a	b pakai	Rn2	ρ'	ρ pakai	As	As'	Tul tarik	Tul tekan
1	E - F	Lap.	41100000	45666667	1.66903	0.004936	0.004936	20.4596	475	0.400567	0.001154	0.004000	573.8	287	3 D 16	2 D 16
2	E - F	Lap.	40700000	45222222	1.65279	0.004886	0.004886	20.2533	475	0.396669	0.001142	0.004000	573.8	287	3 D 16	2 D 16
3	E - F	Lap.	40700000	45222222	1.65279	0.004886	0.004886	20.2533	475	0.396669	0.001142	0.004000	573.8	287	3 D 16	2 D 16
4	E - F	Lap.	40700000	45222222	1.65279	0.004886	0.004886	20.2533	475	0.396669	0.001142	0.004000	573.8	287	3 D 16	2 D 16
5	E - F	Lap.	40700000	45222222	1.65279	0.004886	0.004886	20.2533	475	0.396669	0.001142	0.004000	573.8	287	3 D 16	2 D 16
6	E - F	Lap.	40800000	45333333	1.65685	0.004899	0.004899	20.3049	475	0.397643	0.001145	0.004000	573.8	287	3 D 16	2 D 16
7	E - F	Lap.	40600000	45111111	1.64873	0.004874	0.004874	20.2018	475	0.395694	0.001139	0.004000	573.8	287	3 D 16	2 D 16
8	E - F	Lap.	28100000	31222222	1.14111	0.003337	0.004000	16.5804	475	0.273867	0.000787	0.004000	573.8	287	3 D 16	2 D 16

Lanjutan Tabel 7.8. Penulangan Lentur Balok Portal C Tumpuan

Dimensi balok

$b = 300 \text{ mm}$ $\text{Tul. utm} = 16 \text{ mm}$ $\rho_{\min} = 1.4/f_y = 0.00400$ $m = 13.72549$
 $h = 350 \text{ mm}$ $\text{Tul. seng} = 10 \text{ mm}$ $f_y = 350 \text{ Mpa}$
 $d = 302 \text{ mm}$ $\delta_{\text{tump}} = 0.5$ $f_{c'} = 30 \text{ Mpa}$ $\beta_1 = 0.83$
 $d' = 48 \text{ mm}$ $As D16 = 200.96 \text{ mm}$ $\rho_{\max} = 0.0286444$ $\rho_b = 0.0381925$
 Decking = 30 mm

Interior

Lt.	Balok	Letak	Mu (Nmm)	Mn (Nmm)	Rn	ρ_{δ} perlu	ρ_{δ} pakai	ρ'	ρ' pakai	ρ	ρ pakai	As	As'	Tul tarik	Tul tekan
1	2 - 3	Tump. -	14500000	16111111	0.294415	0.000846	0.004000	0.001000	0.004000	0.008000	0.008000	724.800	362.400	2 D 22	1 D 22
		Tump. +	49014136.67	54460152	0.995208	0.002901	0.004000	0.003381	0.004000	0.008000	0.008000	724.800	362.400	2 D 22	1 D 22
2	2 - 3	Tump. -	11000000	12222222	0.223350	0.000641	0.004000	0.000759	0.004000	0.008000	0.008000	724.800	362.400	4 D 16	2 D 16
		Tump. +	30124700	33471889	0.611667	0.001769	0.004000	0.002078	0.004000	0.008000	0.008000	724.800	362.400	4 D 16	2 D 16
3	2 - 3	Tump. -	24000000	26666667	0.487308	0.001406	0.004000	0.001655	0.004000	0.008000	0.008000	724.800	362.400	4 D 16	2 D 16
		Tump. +	21318200	23686889	0.432855	0.001247	0.004000	0.001470	0.004000	0.008000	0.008000	724.800	362.400	4 D 16	2 D 16
4	2 - 3	Tump. -	25000000	27777778	0.507613	0.001465	0.004000	0.001724	0.004000	0.008000	0.008000	724.800	362.400	4 D 16	2 D 16
		Tump. +	12932533.33	14369481	0.262589	0.000754	0.004000	0.000892	0.004000	0.008000	0.008000	724.800	362.400	4 D 16	2 D 16
5	2 - 3	Tump. -	30000000	33333333	0.609135	0.001762	0.004000	0.002069	0.004000	0.008000	0.008000	724.800	362.400	4 D 16	2 D 16
		Tump. +	16592916.67	18436574	0.336911	0.000969	0.004000	0.001145	0.004000	0.008000	0.008000	724.800	362.400	4 D 16	2 D 16
6	2 - 3	Tump. -	22500000	25000000	0.456851	0.001317	0.004000	0.001552	0.004000	0.008000	0.008000	724.800	362.400	4 D 16	2 D 16
		Tump. +	12872533.33	14302815	0.261370	0.000751	0.004000	0.000888	0.004000	0.008000	0.008000	724.800	362.400	4 D 16	2 D 16
7	2 - 3	Tump. -	15000000	16666667	0.304568	0.000875	0.004000	0.001035	0.004000	0.008000	0.008000	724.800	362.400	4 D 16	2 D 16
		Tump. +	14714900	16349889	0.298779	0.000859	0.004000	0.001015	0.004000	0.008000	0.008000	724.800	362.400	4 D 16	2 D 16
8	2 - 3	Tump. -	18500000	20555556	0.375633	0.001081	0.004000	0.001276	0.004000	0.008000	0.008000	724.800	362.400	4 D 16	2 D 16
		Tump. +	14609300	16232556	0.296635	0.000853	0.004000	0.001008	0.004000	0.008000	0.008000	724.800	362.400	4 D 16	2 D 16

Lanjutan Tabel 7.8. Penulangan Lentur Balok Portal C Tumpuan

Dimensi balok

$$\begin{aligned}
 b &= 300 \text{ mm} & \text{Tul.utm} &= 16 \text{ mm} & \rho_{\min} &= 1.4/f_y = 0.00400 & m &= 13.72549 \\
 h &= 350 \text{ mm} & \text{Tul. seng} &= 10 \text{ mm} & f_y &= 350 \text{ Mpa} \\
 d &= 302 \text{ mm} & \delta_{tump} &= 0.5 & f_c' &= 30 \text{ Mpa} & \beta_1 &= 0.83 \\
 d' &= 48 \text{ mm} & \text{As D16} &= 200.96 \text{ mm} & \rho_{\max} &= 0.0286444 & \rho_b &= 0.0381925 \\
 \text{Decking} &= 30 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Interior

Lt.	Balok	Letak	Mu (Nmm)	Mn (Nmm)	Rn	ρ_{δ} perlu	ρ_{δ} pakai	ρ'	ρ' pakai	ρ	ρ pakai	As	As'	Tul.tarik	Tul.tekan
1	3 - 4	Tump. -	54500000	60555556	1.106595	0.003233	0.004000	0.003759	0.004000	0.008000	0.008000	724.800	362.400	2 D 22	1 D 22
		Tump. +	39159367	43510407	0.795111	0.002308	0.004000	0.002701	0.004000	0.008000	0.008000	724.800	362.400	2 D 22	1 D 22
2	3 - 4	Tump. -	61000000	67777778	1.238575	0.003629	0.004000	0.004208	0.004208	0.008208	0.008208	743.602	371.801	4 D 16	2 D 16
		Tump. +	32355167	35950185	0.656956	0.001902	0.004000	0.002232	0.004000	0.008000	0.008000	724.800	362.400	4 D 16	2 D 16
3	3 - 4	Tump. -	65500000	72777778	1.329945	0.003904	0.004000	0.004518	0.004518	0.008518	0.008518	771.724	385.862	4 D 16	2 D 16
		Tump. +	27535217	30594685	0.559089	0.001615	0.004000	0.001899	0.004000	0.008000	0.008000	724.800	362.400	4 D 16	2 D 16
4	3 - 4	Tump. -	68000000	75555556	1.380706	0.004058	0.004058	0.004690	0.004690	0.008748	0.008748	792.591	396.295	4 D 16	2 D 16
		Tump. +	24883233	27648037	0.505242	0.001458	0.004000	0.001716	0.004000	0.008000	0.008000	724.800	362.400	4 D 16	2 D 16
5	3 - 4	Tump. -	69000000	76666667	1.401011	0.004119	0.004119	0.004759	0.004759	0.008879	0.008879	804.408	402.204	5 D 16	3 D 16
		Tump. +	23556317	26171685	0.478299	0.001380	0.004000	0.001625	0.004000	0.008000	0.008000	724.800	362.400	4 D 16	2 D 16
6	3 - 4	Tump. -	69500000	77222222	1.411163	0.004150	0.004150	0.004794	0.004794	0.008944	0.008944	810.319	405.160	5 D 16	3 D 16
		Tump. +	23293650	25881833	0.472966	0.001364	0.004000	0.001607	0.004000	0.008000	0.008000	724.800	362.400	4 D 16	2 D 16
7	3 - 4	Tump. -	69500000	77222222	1.411163	0.004150	0.004150	0.004794	0.004794	0.008944	0.008944	810.319	405.160	5 D 16	3 D 16
		Tump. +	23264400	25849333	0.472372	0.001362	0.004000	0.001605	0.004000	0.008000	0.008000	724.800	362.400	4 D 16	2 D 16
8	3 - 4	Tump. -	57500000	63888889	1.167509	0.003416	0.004000	0.003966	0.004000	0.008000	0.008000	724.800	362.400	4 D 16	2 D 16
		Tump. +	13155717	14617463	0.267120	0.000767	0.004000	0.000907	0.004000	0.008000	0.008000	724.800	362.400	4 D 16	2 D 16

Lanjutan Tabel 7.8. Penulangan Lentur Balok Portal C Tumpuan

Dimensi balok

$b = 300 \text{ mm}$ $\text{Tul.unt} = 16 \text{ mm}$ $\rho_{\min} = 1.4/f_y = 0.00400$ $m = 13.72549$
 $h = 350 \text{ mm}$ $\text{Tul.seng} = 10 \text{ mm}$ $f_y = 350 \text{ Mpa}$
 $d = 302 \text{ mm}$ $\delta_{tump} = 0.5$ $f_c' = 30 \text{ Mpa}$ $\beta_1 = 0.83$
 $d' = 48 \text{ mm}$ $As D16 = 200.96 \text{ mm}$ $\rho_{\max} = 0.0286444$ $\rho_b = 0.0381925$
 Decking = 30 mm

Interior

Lt.	Balok	Letak	Mu (Nmm)	Mn (Nmm)	Rn	ρ_{δ} perlu	ρ_{δ} pakai	ρ'	ρ' pakai	ρ	ρ pakai	As	As'	Tul.tarik	Tul.tekan
1	3 - 4	Tump. -	54500000	60555556	1.106595	0.003233	0.004000	0.003759	0.004000	0.008000	0.008000	724.800	362.400	2 D 22	1 D 22
		Tump. +	39159367	43510407	0.795111	0.002308	0.004000	0.002701	0.004000	0.008000	0.008000	724.800	362.400	2 D 22	1 D 22
2	3 - 4	Tump. -	61000000	67777778	1.238575	0.003629	0.004000	0.004208	0.004208	0.008208	0.008208	743.602	371.801	4 D 16	2 D 16
		Tump. +	32355167	35950185	0.656956	0.001902	0.004000	0.002232	0.004000	0.008000	0.008000	724.800	362.400	4 D 16	2 D 16
3	3 - 4	Tump. -	65500000	72777778	1.329945	0.003904	0.004000	0.004518	0.004518	0.008518	0.008518	771.724	385.862	4 D 16	2 D 16
		Tump. +	27535217	30594685	0.559089	0.001615	0.004000	0.001899	0.004000	0.008000	0.008000	724.800	362.400	4 D 16	2 D 16
4	3 - 4	Tump. -	68000000	75555556	1.380706	0.004058	0.004058	0.004690	0.004690	0.008748	0.008748	792.591	396.295	4 D 16	2 D 16
		Tump. +	24883233	27648037	0.505242	0.001458	0.004000	0.001716	0.004000	0.008000	0.008000	724.800	362.400	4 D 16	2 D 16
5	3 - 4	Tump. -	69000000	76666667	1.401011	0.004119	0.004119	0.004759	0.004759	0.008879	0.008879	804.408	402.204	5 D 16	3 D 16
		Tump. +	23556317	26173685	0.478299	0.001380	0.004000	0.001625	0.004000	0.008000	0.008000	724.800	362.400	4 D 16	2 D 16
6	3 - 4	Tump. -	69500000	77222222	1.411163	0.004150	0.004150	0.004794	0.004794	0.008944	0.008944	810.319	405.160	5 D 16	3 D 16
		Tump. +	23293650	25881833	0.472966	0.001364	0.004000	0.001607	0.004000	0.008000	0.008000	724.800	362.400	4 D 16	2 D 16
7	3 - 4	Tump. -	69500000	77222222	1.411163	0.004150	0.004150	0.004794	0.004794	0.008944	0.008944	810.319	405.160	5 D 16	3 D 16
		Tump. +	23264400	25849333	0.472372	0.001362	0.004000	0.001605	0.004000	0.008000	0.008000	724.800	362.400	4 D 16	2 D 16
8	3 - 4	Tump. -	57500000	63888889	1.167509	0.003416	0.004000	0.003966	0.004000	0.008000	0.008000	724.800	362.400	4 D 16	2 D 16
		Tump. +	13155717	14617463	0.267120	0.000767	0.004000	0.000907	0.004000	0.008000	0.008000	724.800	362.400	4 D 16	2 D 16

Tabel-7.9. Perhitungan Momen Kapasitas pada Tumpuan Balok Portal 4

Dimensi balok

$$\begin{aligned}
 b &= 300 \text{ mm} & \text{Tul. utm} &= 16 \text{ mm} & \text{Deck} &= 30 \text{ mm} & \text{Mn} = \text{Cs} (d - d') + \text{Cc} (d - a/2) & c = -600 * \text{As}' * d' & \text{Mu ak,b+} = \text{Cc} (d - a/2) + \text{Cs} (d - d') \\
 h &= 350 \text{ mm} & \text{Tul. song} &= 10 \text{ mm} & f'_c &= 30 \text{ Mpa} & \text{Mkap} = 1.25 \text{ Mn} & f'_s = 600 - (x - d') / x & \text{Mkap} = 1.25 * \text{Mu ak} \\
 d &= 302 \text{ mm} & \delta, \text{tump} &= 0.5 & f_y &= 350 \text{ Mpa} & a = 0.85 * f'_c * \beta_1 * b & \text{Cc} = 0.85 * f'_c * a * b \\
 d' &= 48 \text{ mm} & \text{As D16} &= 200.96 \text{ mm} & \beta_1 &= 0.83 & b = \text{As}'(600 - 0.85 * f'_c) - \text{As} * f_y & \text{Cs} = \text{As}' (f_s - 0.85 * f'_c)
 \end{aligned}$$

Eksterior

Lt	Balok	Letak	Mu Nmm	Mn Nmm	Tul. Tarik	Tul. Tekan	As mm	As' mm	a	b	c	x mm	f'_s	a	Cc	Cs	Mu ak,b+	Mkap	Cek
														$\beta_1 * x$					
1	A - B	Tump. -	60000000	66666666.7	4	2	803.840	368.677	6349.500	-69539	-10617885	46.71	600	38.77	296738	211814.674	137660565	172075706	OK
	A - B	Tump. +	34702240	38558044.4	4	2	803.840	362.400	6349.500	-73145	-10437120	46.71	600	38.77	296588	208208.805	136705323	170881654	OK
2	A - B	Tump. -	55000000	61111111.1	4	2	803.840	362.400	6349.500	-73145	-10437120	46.71	600	38.77	296588	208208.805	136705323	170881654	OK
	A - B	Tump. +	43238560	48042844.4	4	2	803.840	362.400	6349.500	-73145	-10437120	46.71	600	38.77	296588	208208.805	136705323	170881654	OK
3	A - B	Tump. -	55000000	61111111.1	4	2	803.840	362.400	6349.500	-73145	-10437120	46.71	600	38.77	296588	208208.805	136705323	170881654	OK
	A - B	Tump. +	45069120	50076800	4	2	803.840	362.400	6349.500	-73145	-10437120	46.71	600	38.77	296588	208208.805	136705323	170881654	OK
4	A - B	Tump. -	50000000	55555555.6	4	2	803.840	362.400	6349.500	-73145	-10437120	46.71	600	38.77	296588	208208.805	136705323	170881654	OK
	A - B	Tump. +	42242200	46935777.8	4	2	803.840	362.400	6349.500	-73145	-10437120	46.71	600	38.77	296588	208208.805	136705323	170881654	OK
5	A - B	Tump. -	50000000	55555555.6	4	2	803.840	362.400	6349.500	-73145	-10437120	46.71	600	38.77	296588	208208.805	136705323	170881654	OK
	A - B	Tump. +	42987440	47763822.2	4	2	803.840	362.400	6349.500	-73145	-10437120	46.71	600	38.77	296588	208208.805	136705323	170881654	OK
6	A - B	Tump. -	49000000	54444444.4	4	2	803.840	362.400	6349.500	-73145	-10437120	46.71	600	38.77	296588	208208.805	136705323	170881654	OK
	A - B	Tump. +	48767280	54185866.7	4	2	803.840	362.400	6349.500	-73145	-10437120	46.71	600	38.77	296588	208208.805	136705323	170881654	OK
7	A - B	Tump. -	47000000	52222222.2	4	2	803.840	362.400	6349.500	-73145	-10437120	46.71	600	38.77	296588	208208.805	136705323	170881654	OK
	A - B	Tump. +	50371840	55968711.1	4	2	803.840	362.400	6349.500	-73145	-10437120	46.71	600	38.77	296588	208208.805	136705323	170881654	OK
8	A - B	Tump. -	36000000	40000000	4	2	803.840	362.400	6349.500	-73145	-10437120	46.71	600	38.77	296588	208208.805	136705323	170881654	OK
	A - B	Tump. +	31229920	34699911.1	4	2	803.840	362.400	6349.500	-73145	-10437120	46.71	600	38.77	296588	208208.805	136705323	170881654	OK

Tabel-7.9. Perhitungan Momen Kapasitas pada Tumpuan Balok Portal 4

Dimensi balok

$b = 300 \text{ mm}$
 $h = 350 \text{ mm}$
 $d = 302 \text{ mm}$
 $d' = 48 \text{ mm}$
 Tul utm = 16 mm
 Tul. seng = 10 mm
 $\delta_{\text{tump}} = 0.5$
 $As D16 = 200.96 \text{ mm}^2$
 $f'_c = 30 \text{ MPa}$
 $f_y = 350 \text{ MPa}$
 $\beta_1 = 0.83$

$$\begin{aligned}
 Mn &= Cs(d - d') + Cc(d - a/2) \\
 M_{\text{kap}} &= 1.25 Mn \\
 a &= 0.85 * f'_c * \beta_1 * b \\
 b &= As'(f_s - 0.85 * f'_c) - As * f_y
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 c &= -600 * As' * d' \\
 M_{\text{ak},b+} &= Cc(d - a/2) + Cs(d + d') \\
 f_s' &= 600 - (x - d') / x \\
 M_{\text{kap}} &= 1.25 * M_{\text{ak},b+} \\
 Cc &= 0.85 * f'_c * a * b \\
 Cs &= As' (f_s - 0.85 * f'_c)
 \end{aligned}$$

Eksterior

Lt.	Balok	Letak	Mu Nmm	Mn Nmm	Tul. Tark	Tul. Tekan	As mm	As' mm	a	b	c	x mm	f_s'	a	Cc	Cs	Mn ak,b+	Mkap	Cek
														$\beta_1 * x$					
1	A - B	Tump. -	60000000	66666666.7	4	2	803.840	368.677	6349.500	-69539	-10617885	46.73	600	38.77	296738	211814.674	137660565	172075706	OK
	A - B	Tump. +	34702240	38558044.4	4	2	803.840	362.400	6349.500	-73145	-10437120	46.71	600	38.77	296588	208208.805	136705323	170881654	OK
2	A - B	Tump. -	55000000	61111111.1	4	2	803.840	362.400	6349.500	-73145	-10437120	46.71	600	38.77	296588	208208.805	136705323	170881654	OK
	A - B	Tump. +	43238560	48042844.4	4	2	803.840	362.400	6349.500	-73145	-10437120	46.71	600	38.77	296588	208208.805	136705323	170881654	OK
3	A - B	Tump. -	55000000	61111111.1	4	2	803.840	362.400	6349.500	-73145	-10437120	46.71	600	38.77	296588	208208.805	136705323	170881654	OK
	A - B	Tump. +	45069120	50076800	4	2	803.840	362.400	6349.500	-73145	-10437120	46.71	600	38.77	296588	208208.805	136705323	170881654	OK
4	A - B	Tump. -	50000000	55555555.6	4	2	803.840	362.400	6349.500	-73145	-10437120	46.71	600	38.77	296588	208208.805	136705323	170881654	OK
	A - B	Tump. +	42242200	46935777.8	4	2	803.840	362.400	6349.500	-73145	-10437120	46.71	600	38.77	296588	208208.805	136705323	170881654	OK
5	A - B	Tump. -	50000000	55555555.6	4	2	803.840	362.400	6349.500	-73145	-10437120	46.71	600	38.77	296588	208208.805	136705323	170881654	OK
	A - B	Tump. +	42987440	47763822.2	4	2	803.840	362.400	6349.500	-73145	-10437120	46.71	600	38.77	296588	208208.805	136705323	170881654	OK
6	A - B	Tump. -	49000000	54444444.4	4	2	803.840	362.400	6349.500	-73145	-10437120	46.71	600	38.77	296588	208208.805	136705323	170881654	OK
	A - B	Tump. +	48767280	54185866.7	4	2	803.840	362.400	6349.500	-73145	-10437120	46.71	600	38.77	296588	208208.805	136705323	170881654	OK
7	A - B	Tump. -	47000000	52222222.2	4	2	803.840	362.400	6349.500	-73145	-10437120	46.71	600	38.77	296588	208208.805	136705323	170881654	OK
	A - B	Tump. +	50371840	55968711.1	4	2	803.840	362.400	6349.500	-73145	-10437120	46.71	600	38.77	296588	208208.805	136705323	170881654	OK
8	A - B	Tump. -	36000000	40000000	4	2	803.840	362.400	6349.500	-73145	-10437120	46.71	600	38.77	296588	208208.805	136705323	170881654	OK
	A - B	Tump. +	31229920	34699911.1	4	2	803.840	362.400	6349.500	-73145	-10437120	46.71	600	38.77	296588	208208.805	136705323	170881654	OK

Lanjutan Tabel-7.9. Perhitungan Momen Kapasitas pada Tumpuan Balok Portal 4

Dimensi balok

$b = 300 \text{ mm}$
 $h = 350 \text{ mm}$
 $d = 302 \text{ mm}$
 $d' = 48 \text{ mm}$
 Tul. utm = 16 mm
 Tul. seng = 10 mm
 $\delta_{\text{tump}} = 0.5$
 $As \text{ D16} = 200.96 \text{ mm}$
 $fc' = 30 \text{ Mpa}$
 $fy = 350 \text{ Mpa}$
 $\beta_1 = 0.83$

$$Mn = Cs(d - d') + Cc(d - a/2)$$

$$M_{\text{kap}} = 1.25 Mn$$

$$a = 0.85 * fc' * \beta_1 * b$$

$$b = As(600 - 0.85 * fc') - As * fy$$

$$c = -600 * As * d'$$

$$f_s' = 600 - (x - d') / x$$

$$Cc = 0.85 * fc' * a^2 * b$$

$$Cs = As'(f_s - 0.85 * fc')$$

$$Mn_{ak,b+} = Cc(d - a/2) + Cs(d + d')$$

$$M_{\text{kap}} = 1.25 * Mn_{ak}$$

Interior

Lt.	Balok	Letak	Mu Nmm	Mn Nmm	Tul. Tekan	Tul. Tekan	As mm	As' mm	a	b	c	s mm	f_s'	a	Cc	Cs	Mn ak,b+	M_{\text{kap}}	Cek
														$\beta_1 * x$					
1	C - D	Tump. -	55000000	61111111.1	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
	C - D	Tump. +	41269200	45854666.7	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
2	C - D	Tump. -	55000000	61111111.1	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
	C - D	Tump. +	41230960	45812177.8	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
3	C - D	Tump. -	55000000	61111111.1	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
	C - D	Tump. +	41288320	45875911.1	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
4	C - D	Tump. -	60000000	66666666.7	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
	C - D	Tump. +	36383200	40425777.8	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
5	C - D	Tump. -	60000000	66666666.7	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
	C - D	Tump. +	35899940	39888822.2	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
6	C - D	Tump. -	60000000	66666666.7	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
	C - D	Tump. +	40641280	45156977.8	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
7	C - D	Tump. -	55000000	61111111.1	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
	C - D	Tump. +	41003040	45558933.3	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
8	C - D	Tump. -	43000000	47777777.8	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
	C - D	Tump. +	25493920	28326577.8	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK

Lanjutan Tabel-7.9. Perhitungan Momen Kapasitas pada Tumpuan Balok Portal 4

Dimensi balok

$b = 300 \text{ mm}$
 $h = 350 \text{ mm}$
 $d = 302 \text{ mm}$
 $d' = 48 \text{ mm}$
 Tul. atas = 16 mm Deck = 30 mm
 Tul. seng = 10 mm $f'_c = 30 \text{ Mpa}$
 $\delta_{\text{tump}} = 0.5$ $f_y = 350 \text{ Mpa}$
 $A_s \text{ D16} = 200.96 \text{ mm}^2$ $\beta_1 = 0.83$

$$\begin{aligned}
 M_n &= C_s(d - d') + C_c(d - a/2) & c &= -600 * A_s * d' & M_{n,k,b+} &= C_c(d - a/2) + C_b(d - d) \\
 M_{\text{kap}} &= 1.25 M_n & f'_s &= 600 - (x - d') / x & M_{\text{kap}} &= 1.25 * M_{n,k} \\
 a &= 0.85 * f'_c * \beta_1 * b & C_c &= 0.85 * f'_c * a * b \\
 b &= A_s(600 - 0.85 * f'_c) - A_s * f_y & C_b &= A_s * (f_s - 0.85 * f'_c)
 \end{aligned}$$

Interior

Lt.	Balok	Letak	Mu Nmm	Mn Nmm	Tul. Tarik	Tul. Tekan	A _s mm	A _{s'} mm	a	b	c	x mm	f _{s'}	a	C _c	C _b	Mn ak,b+	Mkap	Cek
														$\beta_1 * x$					
1	C - D	Tump. -	55000000	61111111.1	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
	C - D	Tump. +	41269200	45854666.7	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
2	C - D	Tump. -	55000000	61111111.1	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
	C - D	Tump. +	41230960	45812177.8	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
3	C - D	Tump. -	55000000	61111111.1	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
	C - D	Tump. +	41288320	45875911.1	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
4	C - D	Tump. -	60000000	66666666.7	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
	C - D	Tump. +	36383200	40425777.8	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
5	C - D	Tump. -	60000000	66666666.7	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
	C - D	Tump. +	35899940	39888822.2	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
6	C - D	Tump. -	60000000	66666666.7	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
	C - D	Tump. +	40641280	45156977.8	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
7	C - D	Tump. -	55000000	61111111.1	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
	C - D	Tump. +	41003040	45558933.3	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
8	C - D	Tump. -	43000000	47777777.8	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
	C - D	Tump. +	25493920	28326577.8	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK

Lanjutan Tabel-7.9. Perhitungan Momen Kapasitas pada Tumpuan Balok Portal 4

Dimensi balok

$b = 300 \text{ mm}$
 $h = 350 \text{ mm}$
 $d = 302 \text{ mm}$
 $d' = 48 \text{ mm}$
 $Tul. utm = 16 \text{ mm}$
 $Tul. seng = 10 \text{ mm}$
 $\delta_{tump} = 0.5$
 $As D16 = 200.96 \text{ mm}$
 $Deck = 30 \text{ mm}$
 $f'_c = 30 \text{ Mpa}$
 $f_y = 350 \text{ Mpa}$
 $\beta_1 = 0.83$

$$\begin{aligned}
M_n &= Cs(d - d') + Cc(d - a/2) & c &= -600*As^*d' & Mn_{ak,b+} &= Cc(d - a/2) + Ch(d - d') \\
M_{kap} &= 1.25 Mn & f'_s &= 600 - (x - d') / x & M_{kap} &= 1.25 * Mn_{ak} \\
a &= 0.85*f'_c*\beta_1*b & Cc &= 0.85*f'_c*a^*b & Cs &= As'(600 - 0.85*f'_c) - As^*f_y \\
b &= As'(600 - 0.85*f'_c) - As^*f_y & Cs &= As'(fs - 0.85*f'_c)
\end{aligned}$$

Interior

Lt.	Balok	Letak	Mn Nmm	Mn Nmm	Tul. Tekan	Tul. Tahan	As mm	As' mm	a	b	c	x mm	fs' mm	a β_1*x	Cc	Cs	Mn ak,b+	Mkap	Cek
1	E - F	Tump. -	46939600	52155111.1	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
	E - F	Tump. +	46203100	51336777.8	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
2	E - F	Tump. -	50381200	55979111.1	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
	E - F	Tump. +	49590700	55100777.8	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
3	E - F	Tump. -	52580000	58422222.2	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
	E - F	Tump. +	51755000	57505555.6	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
4	E - F	Tump. -	39879000	44310000	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
	E - F	Tump. +	53542900	59492111.1	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
5	E - F	Tump. -	38461500	42735000	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
	E - F	Tump. +	54860300	60955888.9	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
6	E - F	Tump. -	56786400	63096000	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
	E - F	Tump. +	55895400	62106000	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
7	E - F	Tump. -	57933600	64370666.7	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
	E - F	Tump. +	57024600	63360666.7	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
8	E - F	Tump. -	40821200	45356888.9	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
	E - F	Tump. +	40180700	44645222.2	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK

Lanjutan Tabel-7.9. Perhitungan Momen Kapasitas pada Tumpuan Balok Portal 4

Dimensi balok

$b = 300 \text{ mm}$
 $h = 350 \text{ mm}$
 $d = 302 \text{ mm}$
 $d' = 48 \text{ mm}$
 Tul. atm = 16 mm
 Tul. seng = 10 mm
 $\delta_{\text{tump}} = 0.5$
 As D16 = 200.96 mm

$\text{Deck} = 30 \text{ mm}$
 $f'_c = 30 \text{ Mpa}$
 $f_y = 350 \text{ Mpa}$
 $\beta_1 = 0.83$
 $M_n = C_s(d - d') + C_c(d - a/2)$
 $M_{\text{kap}} = 1.25 M_n$
 $a = 0.85 * f'_c * \beta_1 * b$
 $b = A_s'(600 - 0.85 * f'_c) - A_s * f_y$

$c = -600 * A_s' * d'$
 $f_s' = 600 - (x - d') / x$
 $C_c = 0.85 * f'_c * a * b$
 $C_s = A_s' (f_s' - 0.85 * f'_c)$
 $M_n a_k, b_k = C_c(d - a/2) + C_b(d - d')$
 $M_{\text{kap}} = 1.25 * M_n a_k$

Interior

Lt.	Balok	Letak	Mu Nmm	Mn Nmm	Tul. Tarik	Tul. Tekan	As mm	As' mm	a	b	c	x mm	f_s' $\beta_1 * s$	a	C_c	C_s	Mn ak,b+	Mkap	Cek
1	E - F	Tump. -	46939600	52155111.1	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
	E - F	Tump. +	46203100	51336777.8	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
2	E - F	Tump. -	50381200	55979111.1	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
	E - F	Tump. +	49590700	55100777.8	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
3	E - F	Tump. -	52580000	58422222.2	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
	E - F	Tump. +	51755000	57505555.6	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
4	E - F	Tump. -	39879000	44310000	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
	E - F	Tump. +	53542900	59492111.1	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
5	E - F	Tump. -	38461500	42735000	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
	E - F	Tump. +	54860300	60955888.9	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
6	E - F	Tump. -	56786400	63096000	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
	E - F	Tump. +	55895400	62106000	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
7	E - F	Tump. -	57933600	64370666.7	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
	E - F	Tump. +	57024600	63360666.7	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
8	E - F	Tump. -	40821200	45356888.9	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
	E - F	Tump. +	40180700	44645222.2	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK

Lanjutan Tabel-7.10. Perhitungan Momen Kapasitas pada Tumpuan Balok Portal C

Dimensi balok

$b = 300 \text{ mm}$
 $Tul. utm = 16 \text{ mm}$
 $Deck = 30 \text{ mm}$
 $h = 350 \text{ mm}$
 $Tul. seng = 10 \text{ mm}$
 $f'_c = 30 \text{ Mpa}$
 $d = 302 \text{ mm}$
 $\delta_{\text{tump}} = 0.5$
 $f_y = 350 \text{ Mpa}$
 $d' = 48 \text{ mm}$
 $As D16 = 200.96 \text{ mm}$
 $\beta_1 = 0.83$

$$\begin{aligned}
 Mn &= Cs(d - d') + Cc(d - a/2) & c &= -600 * As' * d' & Mn_{ak,b+} &= Ce(d - a/2) / Cs(d - d') \\
 Mkap &= 1.25 Mn & f'_s &= 600 - (x - d') / x & Mkap &= 1.25 * Mn_{ak} \\
 a &= 0.85 * f'_c * \beta_1 * b & Cc &= 0.85 * f'_c * a * b & \\
 b &= As'(600 - 0.85 * f'_c) - As * f_y & Cs &= As' (f_s - 0.85 * f'_c) &
 \end{aligned}$$

Interior

Lt.	Balok	Letak	Mu Nmm	Mn Nmm	Tul. Tarik	Tul. Tekan	As mm	As' mm	a	b	c	x mm	f'_s	a $\beta_1 * x$	Cc	Cs	Mn ak,b+	Mkap	Cek
1	2 - 3	Tump. -	14500000.00	16111111.1	2	1	401.920	200.960	6349.500	-25220	-5787648	32.24	600	26.76	204724	115549.733	88436934	110546167	OK
	2 - 3	Tump. +	49014136.67	54460151.9	2	1	401.920	200.960	6349.500	-25220	-5787648	32.24	600	26.76	204724	115549.733	88436934	110546167	OK
2	2 - 3	Tump. -	11000000.00	12222222.2	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
	2 - 3	Tump. +	30124700.00	33471888.9	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
3	2 - 3	Tump. -	24000000.00	26666666.7	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
	2 - 3	Tump. +	21318200.00	23686888.9	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
4	2 - 3	Tump. -	25000000.00	27777777.8	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
	2 - 3	Tump. +	12932533.33	14369481.5	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
5	2 - 3	Tump. -	30000000.00	33333333.3	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
	2 - 3	Tump. +	16592916.67	18436574.1	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
6	2 - 3	Tump. -	22500000.00	25000000	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
	2 - 3	Tump. +	12872533.33	14302814.8	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
7	2 - 3	Tump. -	15000000.00	16666666.7	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
	2 - 3	Tump. +	14714900.00	16349888.9	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
8	2 - 3	Tump. -	18500000.00	20555555.6	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
	2 - 3	Tump. +	14609300.00	16232555.6	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK

Lanjutan Tabel-7.10. Perhitungan Momen Kapasitas pada Tumpuan Balok Portal C

Dimensi balok

b = 300 mm Tul.utm = 16 mm Deck = 30 mm
 h = 350 mm Tul. seng = 10 mm fc' = 30 Mpa
 d = 302 mm δ. tump = 0.5 fy = 350 Mpa
 d' = 48 mm As D16 = 200.96 mm β1 = 0.83

$$M_n = C_s(d - d') + C_c(d - a/2) \quad c = -600 * A_s' * d' \quad M_{n ak,b+} = C_c(d - a/2) * C_a(d - d')$$

$$M_{kap} = 1.25 M_n \quad f_s' = 600 - (x - d') / x \quad M_{kap} = 1.25 * M_{n ak}$$

$$a = 0.85 * f_c' * \beta_1 * b \quad C_c = 0.85 * f_c' * a * b$$

$$b = A_s'(600 - 0.85 * f_c') - A_s * f_y \quad C_s = A_s' (f_s' - 0.85 * f_c')$$

Interior

Lt.	Balok	Letak	Mu Nmm	Mn Nmm	Tul. Tarik	Tul. Tekan	As mm	As' mm	a	b	c	x mm	f_s'	a / β1 * s	Cc	Cs	Mn ak,b+	Mkap	Cek
1	2 - 3	Tump. -	14500000.00	16111111.1	2	1	401.920	200.960	6349.500	-25220	-5787648	32.24	600	26.76	204724	115549.733	88436934	110546167	OK
	2 - 3	Tump. +	49014136.67	54460151.9	2	1	401.920	200.960	6349.500	-25220	-5787648	32.24	600	26.76	204724	115549.733	88436934	110546167	OK
2	2 - 3	Tump. -	11000000.00	12222222.2	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
	2 - 3	Tump. +	30124700.00	33471888.9	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
3	2 - 3	Tump. -	24000000.00	26666666.7	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
	2 - 3	Tump. +	21318200.00	23686888.9	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
4	2 - 3	Tump. -	25000000.00	27777777.8	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
	2 - 3	Tump. +	12932533.33	14369481.5	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
5	2 - 3	Tump. -	30000000.00	33333333.3	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
	2 - 3	Tump. +	16592916.67	18436574.1	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
6	2 - 3	Tump. -	22500000.00	25000000	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
	2 - 3	Tump. +	12872533.33	14302814.8	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
7	2 - 3	Tump. -	15000000.00	16666666.7	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
	2 - 3	Tump. +	14714900.00	16349888.9	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
8	2 - 3	Tump. -	18500000.00	20555555.6	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK
	2 - 3	Tump. +	14609300.00	16232555.6	4	2	803.840	401.920	6349.500	-50441	-11575296	46.85	600	38.89	297495	230912.877	142710833	178388541	OK

Tabel-7.11. Hasil Perhitungan SAP90 untuk Kolom

Dari Portal 4 Kombinasi 13 (1.2D + 0.5L - 2.2Eh)

Lantai	Frame	Dimensi			h _{kol} [mm]	Momen (t m)		Geser (ton)		Normal (ton)	
		b [mm]	h [mm]	d (mm)		M _u	M _n	V _u	V _n	P _u	P _n
1	K2 - 130	450	450	389	3650	10.66	14.21	3.52	4.14	157.53	210.04
	K2 - 137	450	450	389	3650	10.56	14.08	3.54	4.17	189.75	253.00
	K2 - 144	450	450	389	3650	10.31	13.75	3.38	3.98	216.80	289.07
	K2 - 151	450	450	389	3650	10.22	13.63	3.35	3.94	194.73	259.64
	K2 - 158	450	450	389	3650	10.08	13.44	3.29	3.87	211.01	281.35
	K2 - 165	450	450	389	3650	10.10	13.47	3.35	3.94	158.48	211.31
4	K2 - 1099	450	450	389	3650	6.65	8.87	3.27	3.85	97.07	129.43
	K2 - 1106	450	450	389	3650	7.84	10.45	3.88	4.56	114.29	152.39
	K2 - 1113	450	450	389	3650	7.39	9.85	3.65	4.29	117.92	157.23
	K2 - 1120	450	450	389	3650	7.37	9.83	3.63	4.27	117.97	157.29
	K2 - 1127	450	450	389	3650	6.94	9.25	3.41	4.01	128.94	171.92
	K2 - 1134	450	450	389	3650	6.57	8.76	3.23	3.80	97.97	130.63
7	K2 - 2068	450	450	389	3650	7.67	10.23	2.97	3.49	34.16	45.55
	K2 - 2075	450	450	389	3650	7.43	9.91	3.01	3.54	41.55	55.40
	K2 - 2082	450	450	389	3650	6.72	8.96	3.96	4.66	48.67	64.89
	K2 - 2089	450	450	389	3650	6.49	8.65	2.59	3.05	45.72	60.96
	K2 - 2096	450	450	389	3650	5.72	7.63	2.23	2.62	46.82	62.43
	K2 - 2103	450	450	389	3650	6.94	9.25	2.74	3.22	34.74	46.32

Tabel-7.12. Penulangan Lentur Kolom

Dari Portal 4 Kombinasi 12 (1.2D + 0.5L + 2.2Eh)

$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ $\phi_{ulam} = 22 \text{ mm}$

$d' = 40$

$f_y = 350 \text{ MPa}$ $\phi_{weld,sig} = 10 \text{ mm}$

$\rho_{perlu} = \text{Dari diagram interaksi Mn & Pn kolom untuk 4 sisi } (\gamma = 0.6)$

Lantai	Frame	Dimensi			Mn	Pn	Mn	$\frac{0.85 \cdot f_{ck} \cdot b \cdot h^2}{0.85 \cdot f_{y} \cdot b \cdot h}$	Pn	ρ_{perlu}	$\phi_{tul.}$	As	Jml.tul	As_paku	Tul.paku
		b [mm]	h [mm]	d [mm]	[Nmm]	[N]						[mm ²]	[mm ²]		
1	K2 - 130	450	450	389	142,133,333.33	2,100,400.00	0.061	0.407	0.010	22	1750.50	5	1750.50	8 - D22	
	K2 - 137	450	450	389	140,800,000.00	2,530,000.00	0.061	0.490	0.010	22	1750.50	5	1750.50	8 - D22	
	K2 - 144	450	450	389	137,466,666.67	2,890,666.67	0.059	0.560	0.010	22	1750.50	5	1750.50	8 - D22	
	K2 - 151	450	450	389	136,266,666.67	2,596,400.00	0.059	0.503	0.010	22	1750.50	5	1750.50	8 - D22	
	K2 - 158	450	450	389	134,400,000.00	2,813,466.67	0.058	0.545	0.010	22	1750.50	5	1750.50	8 - D22	
	K2 - 165	450	450	389	134,666,666.67	2,113,066.67	0.058	0.409	0.010	22	1750.50	5	1750.50	8 - D22	
4	K2 - 1099	450	450	389	88666667	1,294,266.67	0.038	0.251	0.010	22	1750.50	5	1750.50	8 - D22	
	K2 - 1106	450	450	389	104533333	1,523,866.67	0.045	0.295	0.010	22	1750.50	5	1750.50	8 - D22	
	K2 - 1113	450	450	389	98533333	1,572,266.67	0.042	0.304	0.010	22	1750.50	5	1750.50	8 - D22	
	K2 - 1120	450	450	389	98266667	1,572,933.33	0.042	0.305	0.010	22	1750.50	5	1750.50	8 - D22	
	K2 - 1127	450	450	389	92533333	1,719,200.00	0.040	0.333	0.010	22	1750.50	5	1750.50	8 - D22	
	K2 - 1134	450	450	389	87600000	1,306,266.67	0.038	0.253	0.010	22	1750.50	5	1750.50	8 - D22	
7	K2 - 2068	450	450	389	102266667	455,466.67	0.044	0.088	0.010	22	1750.50	5	1750.50	8 - D22	
	K2 - 2075	450	450	389	99066667	554,000.00	0.043	0.107	0.010	22	1750.50	5	1750.50	8 - D22	
	K2 - 2082	450	450	389	89600000	648,933.33	0.039	0.126	0.010	22	1750.50	5	1750.50	8 - D22	
	K2 - 2089	450	450	389	86533333	609,600.00	0.037	0.118	0.010	22	1750.50	5	1750.50	8 - D22	
	K2 - 2096	450	450	389	76266667	624,266.67	0.033	0.121	0.010	22	1750.50	5	1750.50	8 - D22	
	K2 - 2103	450	450	389	92533333	463,200.00	0.040	0.090	0.010	22	1750.50	5	1750.50	8 - D22	

Keterangan : M_u , V_u , dan P_n diambil dari hasil analisa SAP 90

Tabel-7.13. Hasil Perhitungan SAP90 untuk Kolom

Dari Portal C Kombinasi 13 (1.2D + 0.5L - 2.2Eh)

Lantai	Frame	Dimensi			b _{kol} [mm]	Momen (t m)		Geser (ton)		Normal (ton)	
		b [mm]	h [mm]	d (mm)		M _u	M _n	V _u	V _n	P _u	P _n
1	K1 - 141	450	450	407.5	3650	3.60	4.80	1.79	2.11	345.34	460.45
	K1 - 142	450	450	407.5	3650	3.52	4.69	1.95	2.29	373.70	498.27
	K1 - 143	450	450	407.5	3650	5.01	6.68	1.18	1.39	401.26	535.01
	K1 - 145	450	450	407.5	3650	5.00	6.67	1.18	1.39	401.11	534.81
	K1 - 146	450	450	407.5	3650	3.52	4.69	1.95	2.29	374.45	499.27
	K1 - 147	450	450	407.5	3650	3.60	4.80	1.79	2.11	347.01	462.68
4	K1 - 1110	450	450	407.5	3650	3.37	4.49	1.55	1.82	162.56	216.75
	K1 - 1111	450	450	407.5	3650	2.80	3.73	1.27	1.49	173.50	231.33
	K1 - 1112	450	450	407.5	3650	2.41	3.21	1.17	1.38	173.76	231.68
	K1 - 1114	450	450	407.5	3650	2.39	3.19	1.16	1.36	173.56	231.41
	K1 - 1115	450	450	407.5	3650	2.82	3.76	1.27	1.49	173.98	231.97
	K1 - 1116	450	450	407.5	3650	3.40	4.53	1.57	1.85	163.61	218.15
7	K1 - 2079	450	450	407.5	3650	3.77	5.03	1.81	2.13	27.58	36.77
	K1 - 2080	450	450	407.5	3650	5.30	7.07	2.62	3.08	34.25	45.67
	K1 - 2081	450	450	407.5	3650	3.80	5.07	1.77	2.08	34.77	46.36
	K1 - 2083	450	450	407.5	3650	3.81	5.08	1.78	2.09	34.75	46.33
	K1 - 2084	450	450	407.5	3650	3.23	4.31	1.53	1.80	34.32	45.76
	K1 - 2085	450	450	407.5	3650	3.81	5.08	1.83	2.15	27.77	37.03

Tabel-7.14. Penulangan Lentur Kolom

Dari Portal C Kombinasi 12

$f'_c = 30 \text{ MPa}$ $\phi_{\text{utama}} = 22 \text{ mm}$ $d' = 40$

$f_y = 350 \text{ MPa}$ $\phi_{\text{samping}} = 10 \text{ mm}$

$p_{\text{perlu}} = \text{Dari diagram interaksi } M_n \text{ & } P_n \text{ kolom untuk 4 sisi } (\gamma = 0.6)$

Lantai	Frame	Dimensi			M _u	P _n	M _n	P _n	p perlu	ϕ_{tul}	As	Jml.tul	As_pakai	Tul.pakai	
		b [mm]	h [mm]	d [mm]	[Nm]	[N]	$0.85 f_c b \cdot h^2$	$0.85 f_y b \cdot h$			[mm ²]				
1	K1 - 141	450	450	387.5	48,000,000.00	4,604,533.33	0.021	0.892	0.010	22	1743.75	5	1743.75	8	- D22
	K1 - 142	450	450	387.5	46,933,333.33	4,982,666.67	0.020	0.965	0.010	22	1743.75	5	1743.75	8	- D22
	K1 - 143	450	450	387.5	66,800,000.00	5,350,133.33	0.029	1.036	0.010	22	1743.75	5	1743.75	8	- D22
	K1 - 145	450	450	387.5	66,666,666.67	5,348,133.33	0.029	1.036	0.010	22	1743.75	5	1743.75	8	- D22
	K1 - 146	450	450	387.5	46,933,333.33	4,992,666.67	0.020	0.967	0.010	22	1743.75	5	1743.75	8	- D22
	K1 - 147	450	450	387.5	48,000,000.00	4,626,800.00	0.021	0.896	0.010	22	1743.75	5	1743.75	8	- D22
4	K1 - 1110	450	450	387.5	44933333	2,167,466.67	0.019	0.420	0.010	22	1743.75	5	1743.75	8	- D22
	K1 - 1111	450	450	387.5	37333333	2,313,333.33	0.016	0.448	0.010	22	1743.75	5	1743.75	8	- D22
	K1 - 1112	450	450	387.5	32133333	2,316,800.00	0.014	0.449	0.010	22	1743.75	5	1743.75	8	- D22
	K1 - 1114	450	450	387.5	31866667	2,314,133.33	0.014	0.448	0.010	22	1743.75	5	1743.75	8	- D22
	K1 - 1115	450	450	387.5	37600000	2,319,733.33	0.016	0.449	0.010	22	1743.75	5	1743.75	8	- D22
	K1 - 1116	450	450	387.5	45333333	2,181,466.67	0.020	0.422	0.010	22	1743.75	5	1743.75	8	- D22
7	K1 - 2079	450	450	387.5	50266667	367,733.33	0.022	0.071	0.010	22	1743.75	5	1743.75	8	- D22
	K1 - 2080	450	450	387.5	70666667	456,666.67	0.030	0.088	0.010	22	1743.75	5	1743.75	8	- D22
	K1 - 2081	450	450	387.5	50666667	463,600.00	0.022	0.090	0.010	22	1743.75	5	1743.75	8	- D22
	K1 - 2083	450	450	387.5	50800000	463,333.33	0.022	0.090	0.010	22	1743.75	5	1743.75	8	- D22
	K1 - 2084	450	450	387.5	43066667	457,600.00	0.019	0.089	0.010	22	1743.75	5	1743.75	8	- D22
	K1 - 2085	450	450	387.5	50800000	370,266.67	0.022	0.072	0.010	22	1743.75	5	1743.75	8	- D22

Keterangan : Mu, Vu, dan Pu diambil dari hasil analisa SAP 90

Tabel-7.15. Hasil Perhitungan SAP90 untuk Braced

Dari Portal C Kombinasi 11

$f'_c = 30 \text{ MPa}$ $\phi_{\text{atas}} = 19 \text{ mm}$ $d' = 40 \text{ mm}$
 $f_y = 350 \text{ MPa}$ $\phi_{\text{samping}} = 10 \text{ mm}$

Pperlu = Dari diagram interaksi M_n & P_n kolom untuk 4 sisi ($\gamma = 0.6$)

Lt.	Frame	Dimensi			h_{braced} mm	Momen (t m)		Normal (ton)		Geser (ton)	
		b [mm]	h [mm]	d (mm)		M_u	M_n	P_u	P_n	V_u	V_n
1	298	300	300	240.5	4700	0.770	1.027	59.630	74.538	0.330	0.388
	299	300	300	240.5	4700	0.970	1.293	43.240	54.050	0.610	0.718
	300	300	300	240.5	4700	0.610	0.813	53.910	67.388	0.510	0.600
	301	300	300	240.5	4700	0.640	0.853	42.390	52.988	0.520	0.612
	302	300	300	240.5	4700	0.600	0.800	50.280	62.850	0.500	0.588
	303	300	300	240.5	4700	0.820	1.093	33.970	42.463	0.510	0.600
	304	300	300	240.5	4700	0.500	2.630	45.760	57.200	0.460	0.541
	305	300	300	240.5	4700	0.540	0.720	33.970	42.463	0.490	0.576
4	1267	300	300	240.5	4700	0.470	0.627	51.310	64.138	0.340	0.400
	1268	300	300	240.5	4700	0.610	0.813	39.300	49.125	0.520	0.612
	1269	300	300	240.5	4700	0.430	0.573	46.370	57.963	0.360	0.424
	1270	300	300	240.5	4700	0.800	1.067	36.460	45.575	0.560	0.659
	1271	300	300	240.5	4700	0.390	0.520	40.080	50.100	0.330	0.388
	1272	300	300	240.5	4700	0.510	0.680	27.730	34.663	0.400	0.471
	1273	300	300	240.5	4700	0.410	0.547	34.460	43.075	0.370	0.435
	1274	300	300	240.5	4700	0.330	0.440	23.770	29.713	0.390	0.459
7	2236	300	300	240.5	4700	0.450	0.600	27.170	33.963	0.370	0.435
	2237	300	300	240.5	4700	0.470	0.627	18.650	23.313	0.450	0.529
	2238	300	300	240.5	4700	0.430	0.573	22.890	28.613	0.370	0.435
	2239	300	300	240.5	4700	0.730	0.973	14.710	18.388	0.510	0.600
	2240	300	300	240.5	4700	0.350	0.467	17.600	22.000	0.350	0.412
	2241	300	300	240.5	4700	0.360	0.480	23.640	29.550	0.380	0.447
	2242	300	300	240.5	4700	0.300	0.400	11.930	14.913	0.340	0.400
	2243	300	300	240.5	4700	0.260	0.347	27.250	34.063	0.290	0.341

Tabel-7.16. Penulangan Lentur untuk Braced

Dari Portal C Kombinasi 11

$$f'_c = 30 \text{ MPa} \quad \phi_{\text{atas}} = 19 \text{ mm} \quad d' = 40 \text{ mm}$$

$$f_y = 350 \text{ MPa} \quad \phi_{\text{samping}} = 10 \text{ mm}$$

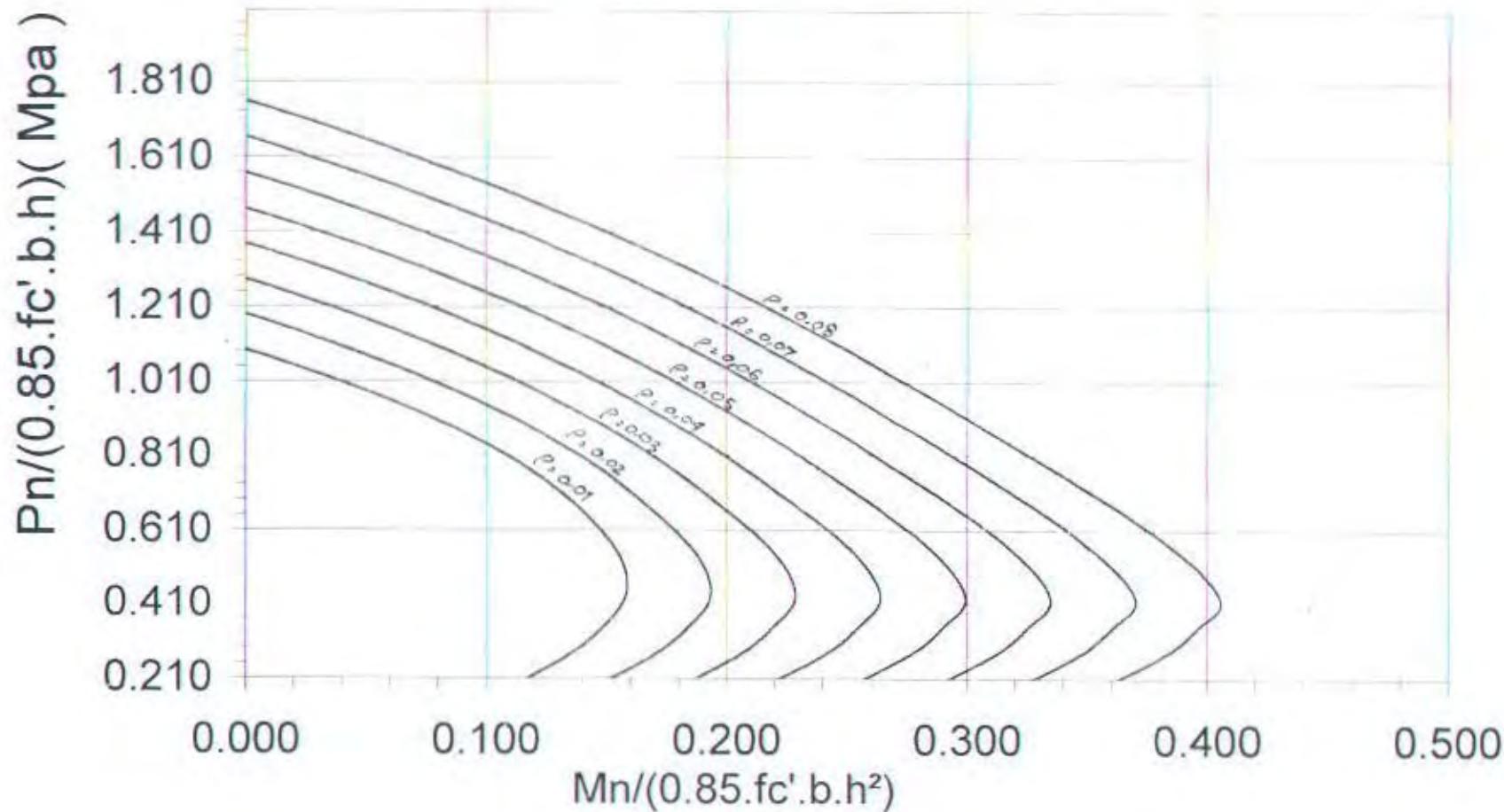
ρ_{perlu} = Dari diagram interaksi M_n & P_n kolom untuk 4 sisi ($\gamma = 0.6$)

Lantai	Frame	Dimensi			M_n [Nmm]	P_n [N]	M_n $0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot h^2$	P_n $0.85 \cdot f_y \cdot b \cdot h$	ρ_{perlu}	$\phi_{\text{tul.}}$	As [mm^2]	$Jml.tul$	As_{pakai} [mm^2]	$Tul.pakai$
		b [mm]	h [mm]	d [mm]										
1	298	300	300	240.5	10266667	745375	0.015	0.325	0.010	19	721.50	3	1133.54	4 - D19
	299	300	300	240.5	12933333	540500	0.019	0.236	0.010	19	721.50	3	1133.54	4 - D19
	300	300	300	240.5	8133333	673875	0.012	0.294	0.010	19	721.50	3	1133.54	4 - D19
	301	300	300	240.5	8533333	529875	0.012	0.231	0.010	19	721.50	3	1133.54	4 - D19
	302	300	300	240.5	8000000	628500	0.012	0.274	0.010	19	721.50	3	1133.54	4 - D19
	303	300	300	240.5	10933333	424625	0.016	0.185	0.010	19	721.50	3	1133.54	4 - D19
	304	300	300	240.5	26300000	572000	0.038	0.249	0.010	19	721.50	3	1133.54	4 - D19
	305	300	300	240.5	7200000	424625	0.010	0.185	0.010	19	721.50	3	1133.54	4 - D19
4	1267	300	300	240.5	6266667	641375	0.009	0.279	0.010	19	721.50	3	1133.54	4 - D19
	1268	300	300	240.5	8133333	491250	0.012	0.214	0.010	19	721.50	3	1133.54	4 - D19
	1269	300	300	240.5	5733333	579625	0.008	0.253	0.010	19	721.50	3	1133.54	4 - D19
	1270	300	300	240.5	10666667	455750	0.015	0.199	0.010	19	721.50	3	1133.54	4 - D19
	1271	300	300	240.5	5200000	501000	0.008	0.218	0.010	19	721.50	3	1133.54	4 - D19
	1272	300	300	240.5	6800000	346625	0.010	0.151	0.010	19	721.50	3	1133.54	4 - D19
	1273	300	300	240.5	5466667	430750	0.008	0.188	0.010	19	721.50	3	1133.54	4 - D19
	1274	300	300	240.5	4400000	297125	0.006	0.129	0.010	19	721.50	3	1133.54	4 - D19
7	2236	300	300	240.5	6000000	339625	0.009	0.148	0.010	19	721.50	3	1133.54	4 - D19
	2237	300	300	240.5	6266667	233125	0.009	0.102	0.010	19	721.50	3	1133.54	4 - D19
	2238	300	300	240.5	5733333	286125	0.008	0.125	0.010	19	721.50	3	1133.54	4 - D19
	2239	300	300	240.5	9733333	183875	0.014	0.080	0.010	19	721.50	3	1133.54	4 - D19
	2240	300	300	240.5	4666667	220000	0.007	0.096	0.010	19	721.50	3	1133.54	4 - D19
	2241	300	300	240.5	4800000	295500	0.007	0.129	0.010	19	721.50	3	1133.54	4 - D19
	2242	300	300	240.5	4000000	149125	0.006	0.065	0.010	19	721.50	3	1133.54	4 - D19
	2243	300	300	240.5	3466667	340625	0.005	0.148	0.010	19	721.50	3	1133.54	4 - D19

DIAGRAM INTERAKSI KOLOM

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

$f_y = 350 \text{ MPa}$



isa Struktur Tangga
s Akhir
an (kg/m)
em

TS

X=0 Y=0
X=3.50 Y=2
X=6.00 Y=2

RAINTS

R=1,1,1,1,1,0
R=1,1,1,1,1,0

NL=1 NSEC=5
B=1 D=0.15 N=24*1*0.15 E=2.57E9 : Tangga+Bordes
WG=1,1627.956 : Beban Tangga
WG=0,1060.2 : Beban Bordes
M=1 LP=1,0 NSL=1
M=1 LP=1,0 NSL=2

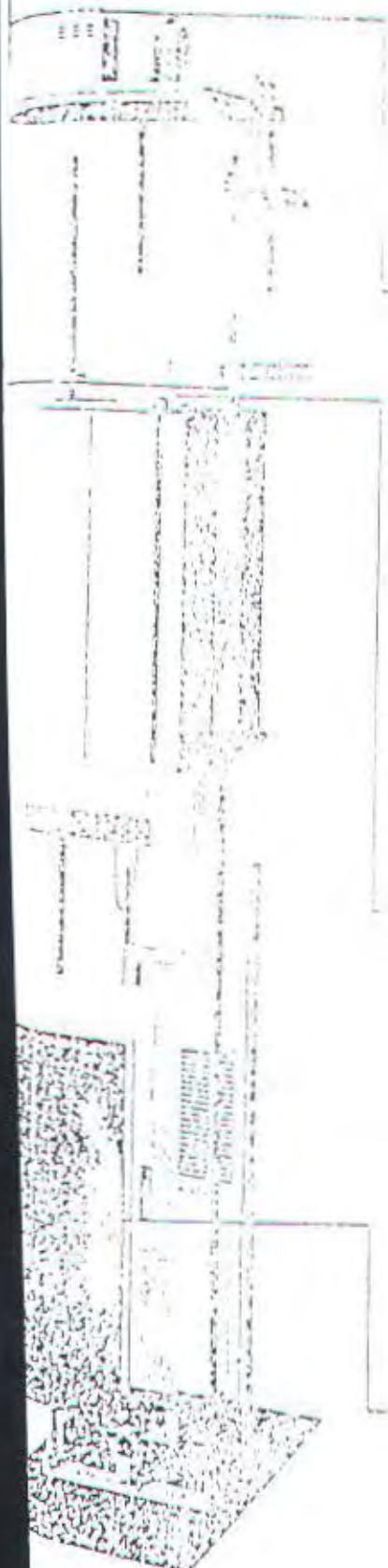
=1,0 : Beban Mati
=0,1 : Beban Hidup

Standard Dimensions and Reactions

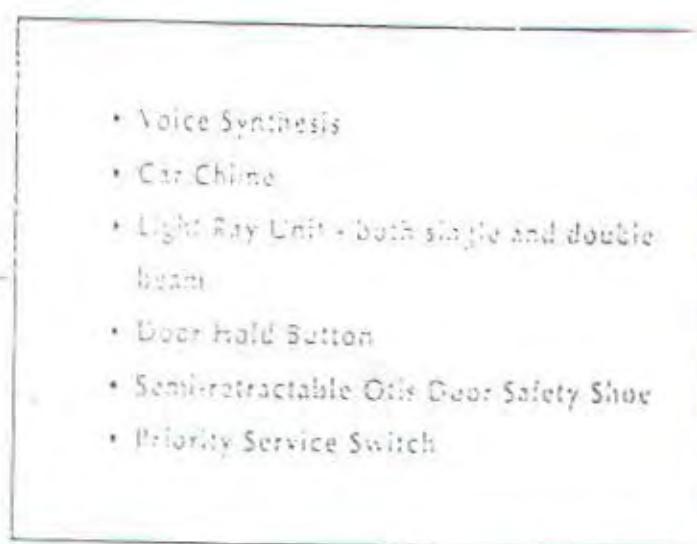
Method and Results

Speed (MHz)	Overhead (ms)	Pt. (ms)
	4435 (P6,P9)	
	4480 (P10,P11)	
	4560 (P13,P15)	1530
	4595 (P17)	
	4730 (P22)	

OPTIONAL FEATURES



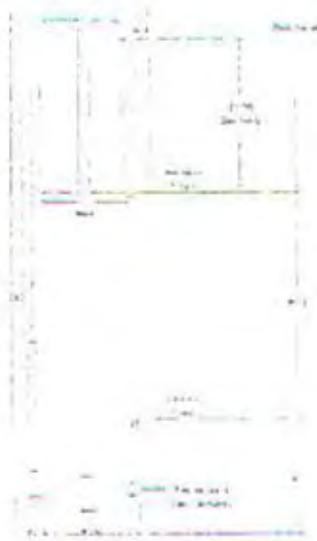
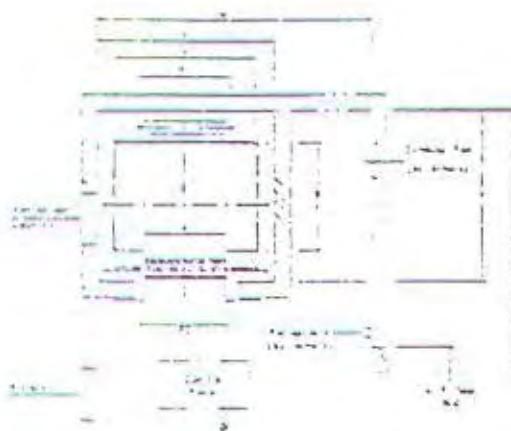
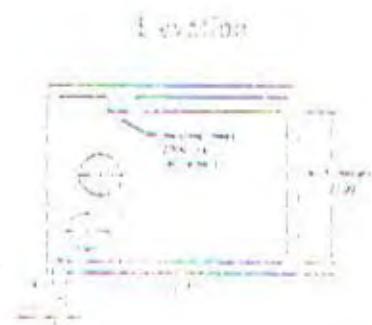
- In compliance with EN81 (555555)
- Elevator Safety Code
- Home Landing
- Emergency Power Operation
- EASY - ready
- Emergency Fireman Service
- Independent Service
- Attendant Service
- Earthquake Operation



- Out of service (Parking) Indicator
- Hall Chime
- Hall Lantern
- Landing Pass Tone

Technical Layout

Hoistway and Machine Room



Hoistway and Machine Room
for Stretched Elevator

200VFE

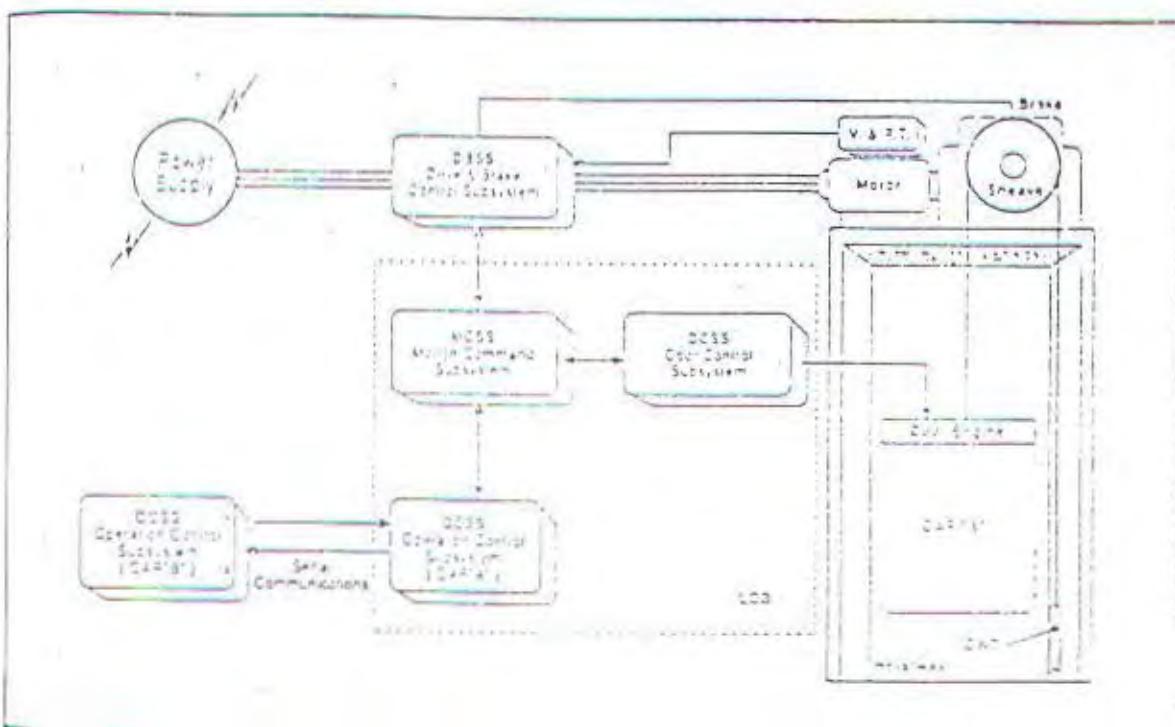
Features & Benefits

Elevator Solution for Low & Medium-Rise Housing and Commercial Projects

OTIS 200VFE is the elevator solution for low & medium-rise housing and commercial developments.

OTIS 200VFE is designed to cope with varied factors including building usage, traffic patterns, design, population density etc. This new system is more reliable, flexible and has higher ride quality at maximum safety.

Modular Control Configuration



Improved Reliability

Modular control system improves group operation capability.

Each car has the hardware and software necessary to perform all control and dispatching functions without the need of a separate group controller.

Group operation is guaranteed as long as two cars are in service.

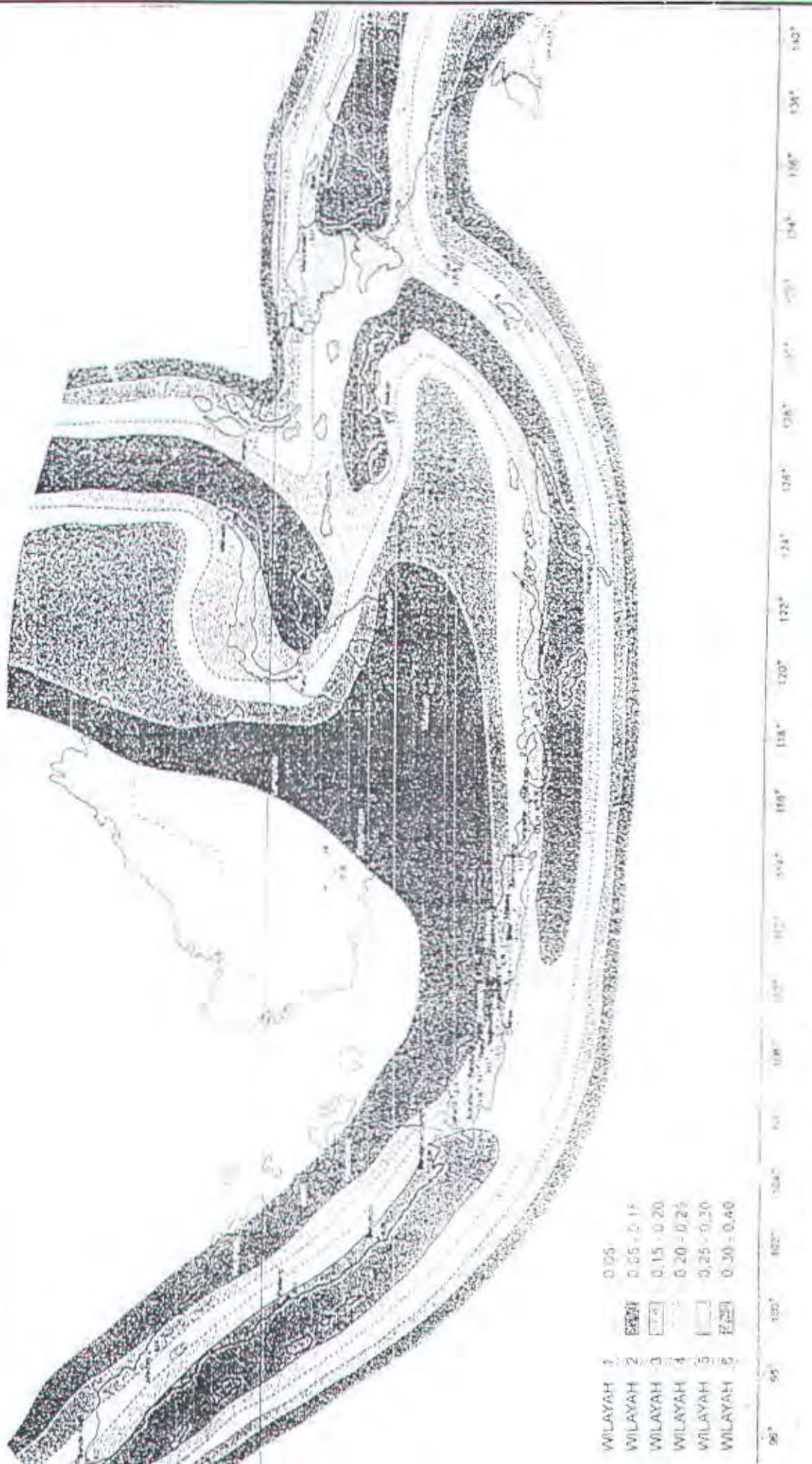
Serial link communications network guarantees reliable group operation.

Customised integrated circuits specified by OTIS allow a serial link communications network to

convert signals from the fixtures to the controller. The network system reduces c. 50% the amount of wiring in the hoistway and improves overall system reliability and efficiency.

With serial link communications network, the cars in a group are in constant communication with one another. This speeds up information communication among the cars' controllers, prevents electrical noise intrusion and improves reliability.

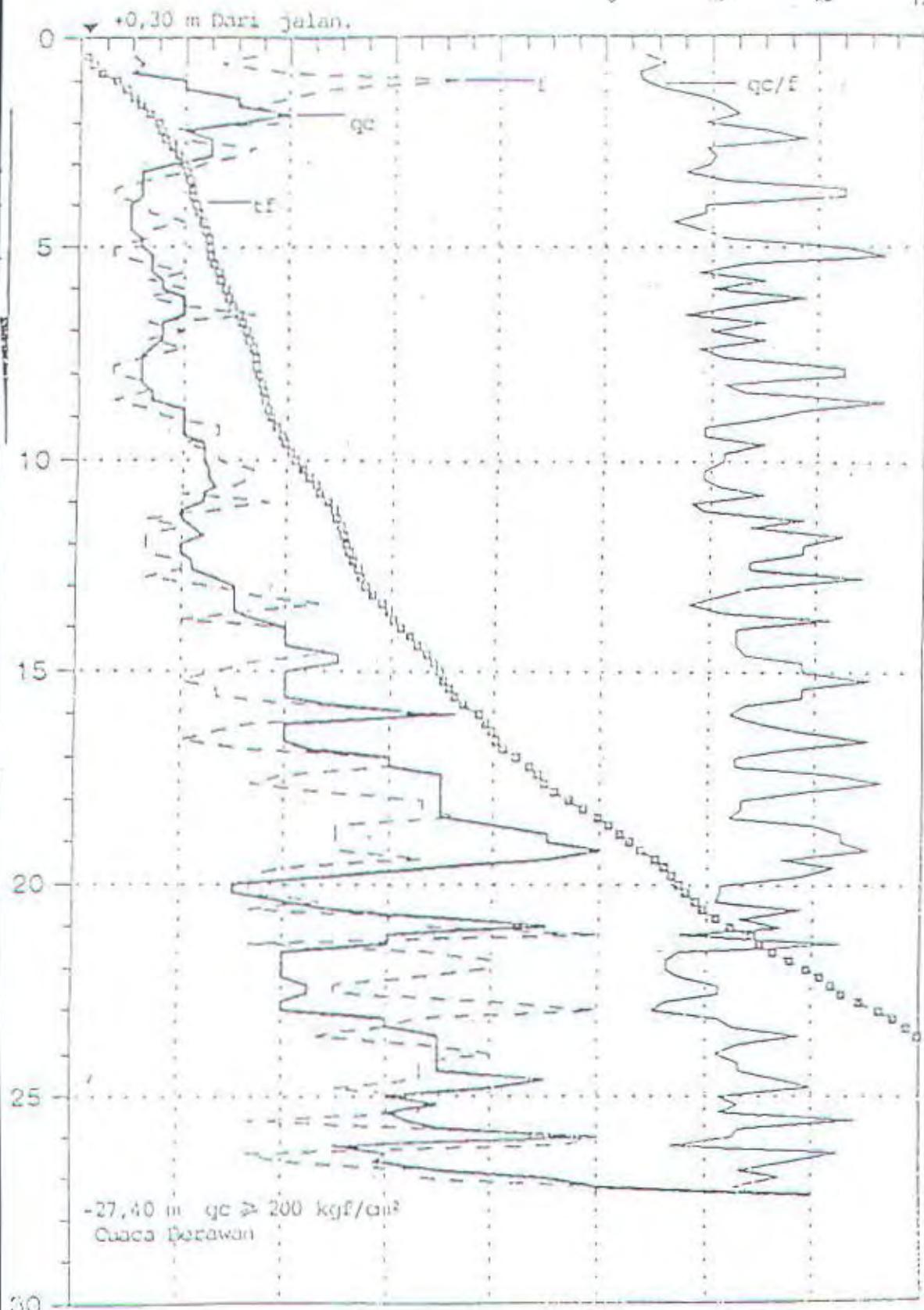
An option available is the use of optical fibre in the serial link communications network.



KOEFISIEN C_3 UNTUK MENERAPA WILAYAH DI INDONESIA

0	200	400	600	800	1000	1200	1400	1600	1800
0	0.4	0.8	1.2	1.6	2.0	2.4	2.8	3.2	3.6
0	-20	40	60	80	100	120	140	160	180

f (kg/cm²) f (kg/cm²) q_c (kg/cm²) q_c/f



PROJECT : GEDUNG 8 LANTAI

SOUNDING No.: 5.2

LOCATION : JL.CIKINI RAYA, JAKARTA PUSAT DATE of TEST : 15.Juni.1996

MKA PILE CLASSIFICATION

Pile No.	Pile Type	Pile Dia.	Pile Length	Concrete Strength		Steel Strength		Design Factor		Allowable Axial Load	
				(CHS) 250	(CHS) 300	(CHS) 350	(CHS) 400	(CHS) 450	(CHS) 500		
1	350	A1	7	8	305	615.75	3711.57	46.74	92.15	350	525
		A1	7	10	407	615.75	3734.91	66.07	88.39	420	630
		B	7	16	616	615.75	3758.65	84.46	85.07	600	930
		C	9	12	783	615.75	3731.43	100.95	83.26	600	1200
		D	9	16	783	615.75	3731.43	100.95	83.26	600	1200
2	400	A1	7	12	452	765.77	5405.70	55.25	112.37	550	525
		A1	7	16	616	765.77	5432.93	70.73	109.71	650	975
		B	9	12	783	765.77	5458.95	80.16	107.79	750	1350
		C	7	20	770	765.77	5460.06	84.84	106.83	750	1350
		D	9	16	1013	765.77	5503.81	105.53	102.62	900	1800
3	450	A1	7	12	452	929.91	7199.79	46.49	139.23	750	1100
		A2	7	16	616	929.91	7532.03	59.97	135.90	850	1200
		A3	9	12	783	929.91	7552.96	67.46	134.04	1000	1500
		C	7	20	770	929.91	7564.27	72.49	132.79	1000	1500
		D	7	24	924	929.91	7595.51	84.08	129.92	1100	1900
4	500	A1	7	16	516	1159.25	10362.44	49.45	172.66	1050	1575
		A1	7	20	720	1159.25	10399.83	60.19	169.34	1250	1800
		C	9	12	783	1159.25	10398.31	56.02	170.63	1250	1875
		A3	7	24	924	1159.25	10437.22	70.32	166.21	1400	2100
		B	7	28	1079	1159.25	10474.61	80.48	163.08	1500	2700
5	600	A1	7	20	772	1570.80	17255.62	46.00	235.40	1700	2550
		A2	7	24	924	1570.80	17303.38	54.13	232.00	1900	2850
		A3	9	20	1172	1570.80	17411.58	66.82	226.69	2200	3300
		C	7	32	1232	1570.80	17398.90	69.38	225.62	2200	3300
		D	9	24	1527	1570.80	17490.53	80.13	221.12	2500	4500
		E	9	32	2036	1570.80	17648.44	102.89	211.60	2900	5800

Notes:

- Piles generally comply to AISI A-5035 - 1987 and numbered in set. ACI 543 - 1979 & FBSI 71
- Specified Concrete cube Compressive strength is 600 Kg/cm² at 28 days
- Allowable axial load is applicable to pile acting as a short strut

TABLE 16-I—SEISMIC ZONE FACTOR Z

ZONE	1	2A	2B	3	4
Z	0.075	0.15	0.20	0.30	0.40

TE: The zone shall be determined from the seismic zone map in Figure 16-2.

TABLE 16-J—SOIL PROFILE TYPES

SOIL PROFILE TYPE	SOIL PROFILE NAME/GENERIC DESCRIPTION	AVERAGE SOIL PROPERTIES FOR TOP 100 FEET (30,480 mm) OF SOIL PROFILE		
		Shear Wave Velocity, V_s feet/second (m/s)	Standard Penetration Test, N [or N_{60} for cohesionless soil layers] (blowcount)	Un drained Shear Strength, S_u psf (kPa)
S_A	Hard Rock	> 5,000 (1,500)	—	—
S_B	Rock	2,500 to 5,000 (760 to 1,500)	—	—
S_C	Very Dense Soil and Soft Rock	1,200 to 2,500 (360 to 760)	> 50	> 2,000 (100)
S_D	Stiff Soil Profile	600 to 1,200 (180 to 360)	15 to 50	1,000 to 2,000 (50 to 100)
S_E^1	Soft Soil Profile	< 600 (180)	< 15	< 1,000 (50)

S_F Soil Requiring Site-specific Evaluation. See Section 1629.3.1.

Soil Profile Type S_E also includes any soil profile with more than 10 feet (3048 mm) of soft clay defined as a soil with a plasticity index, $PI > 20$, $w_{max} \geq 40$ percent and $r_s < 500$ psf (24 kPa). The Plasticity Index, PI , and the moisture content, w_{max} , shall be determined in accordance with approved national standards.

TABLE 16-K—OCCUPANCY CATEGORY

OCCUPANCY CATEGORY	OCCUPANCY OR FUNCTIONS OF STRUCTURE	SEISMIC IMPORTANCE FACTOR, I	SEISMIC IMPORTANCE FACTOR, I	WIND IMPORTANCE FACTOR, L
1. Essential facilities ²	Group I, Division 1 Occupancies having surgery and emergency treatment areas Fire and police stations Garages and shelters for emergency vehicles and emergency aircraft Structures and shelters in emergency-preparedness centers Aviation control towers Structures and equipment in government communication centers and other facilities required for emergency response Standby power-generating equipment for Category 1 facilities Tanks or other structures containing housing or supporting water or other fire-suppression material or equipment required for the protection of Category 1, 2 or 3 structures	1.25	1.50	1.15
2. Hazardous facilities	Group II, Divisions 1, 2, 5 and 7 Occupancies and structures therein housing or supporting toxic or explosive chemicals or substances Nonbuilding structures housing, supporting or containing quantities of toxic or explosive substances that, if contained within a building, would cause that building to be classified as a Group II, Division 1, 2 or 7 Occupancy	1.25	1.50	1.15
3. Special occupancy structures ³	Group A, Divisions 1, 2 and 2.1 Occupancies Buildings housing Group E, Divisions 1 and 3 Occupancies with a capacity greater than 300 students Buildings housing Group II Occupancies used for college or adult education with a capacity greater than 500 students Group I, Divisions 1 and 2 Occupancies with 50 or more resident incapacitated patients, but not included in Category 1 Group I, Division 3 Occupancies All structures with an occupancy greater than 5,000 persons Structures and equipment in power-generating stations, and other public utility facilities not included in Category 1 or Category 2 above, and required for continued operation	1.00	1.00	1.00
4. Standard occupancy structures ³	All structures housing occupancies or having functions not listed in Category 1, 2 or 3 and Group U Occupancy towers	1.00	1.00	1.00
5. Miscellaneous structures	Group U Occupancies except for towers	1.00	1.00	1.00

¹The limitation of I_p for panel connections in Section 1633.2.4 shall be 1.0 for the entire connector.

²Structural observation requirements are given in Section 1702.

³If anchorage of machinery and equipment required for life-safety systems, the value of I_p shall be taken as 1.5.

TABLE 16-O
TABLE 16-Q

1997 UNIFORM BUILDING CODE

FOOTNOTES TO TABLE 16-O—(Continued)

Seismic restraints may be omitted from electrical raceways, such as cable trays, conduit and bus ducts, if all the following conditions are satisfied:

12.1 Lateral motion of the raceway will not cause damaging impact with other systems.

12.2 Lateral motion of the raceway does not cause loss of system vertical support.

12.3 Rod-living supports of less than 12 inches (305 mm) in length have top connections that cannot develop moments.

12.4 Support members cantilevered up from the floor are checked for stability.

Piping, ducts and electrical raceways, which must be functional following an earthquake, spanning between different buildings or structural systems shall be sufficiently flexible to withstand relative motion of support points assuming out-of-phase motions.

Vibration isolators supporting equipment shall be designed for lateral loads or restrained from displacing laterally by other means. Restraint shall also be provided, which limits vertical displacement, such that lateral restraints do not become disengaged. α_0 and R_p for equipment supported on vibration isolators shall be taken as 2.5 and 1.5, respectively, except that if the isolation mounting frame is supported by shallow or expansion anchors, the design forces for the anchors calculated by Formulas (32-1), (32-2) or (32-3) shall be additionally multiplied by a factor of 2.0.

Equipment anchorage shall not be designed such that lateral loads are resisted by gravity friction (e.g., friction clips).

Expansion anchors, which are required to resist seismic loads in tension, shall not be used where operational vibrating loads are present.

Movement of components within electrical cabinets, rack- and skid-mounted equipment and portions of skid-mounted electro-mechanical equipment that may cause damage to other components by displacing, shall be restricted by attachment to anchored equipment or support frames.

Batteries on racks shall be restrained against movement in all directions due to earthquake forces.

Seismic restraints may include straps, chains, bolts, barriers or other mechanisms that prevent sliding, falling and breach of containment of flammable and toxic materials. Friction forces may not be used to resist lateral loads in these restraints unless positive uplift restraint is provided which ensures that the friction forces act continuously.

TABLE 16-P—R AND Ω_0 FACTORS FOR NONBUILDING STRUCTURES

STRUCTURE TYPE	R	Ω_0
1. Vessels, including tanks and pressurized spires, on braced or unbraced legs.	2.2	2.0
2. Cast-in-place concrete silos and chimneys having walls continuous to the foundations.	3.6	2.0
3. Distributed mass cantilever structures such as stacks, chimneys, silos and skirt-supported vertical vessels.	2.9	2.0
4. Trussed towers (freestanding or guyed), guyed stacks and chimneys.	2.9	2.0
5. Cantilevered column-type structures.	2.2	2.0
6. Cooling towers.	3.6	2.0
7. Bins and hoppers on braced or unbraced legs.	2.9	2.0
8. Storage racks.	3.6	2.0
9. Signs and billboards.	3.6	2.0
10. Amusement structures and monuments.	2.2	2.0
11. All other self supporting structures not otherwise covered.	2.9	2.0

TABLE 16-Q—SEISMIC COEFFICIENT C_s

SOIL PROFILE TYPE	SEISMIC ZONE FACTOR, Z				
	Z = 0.075	Z = 0.15	Z = 0.3	Z = 0.5	Z = 0.6
S _A	0.06	0.12	0.16	0.24	0.32N _s
S _B	0.08	0.15	0.20	0.30	0.40N _s
S _C	0.09	0.18	0.24	0.33	0.40N _s
S _D	0.12	0.22	0.28	0.36	0.44N _s
S _E	0.19	0.30	0.34	0.36	0.36N _s
S _F					

See Footnote 1

Site-specific geotechnical investigation and dynamic site response analysis shall be performed to determine seismic coefficients for Soil Profile Type S_F.

UNIFORM BUILDING CODE

TABLE 16-R
TABLE 16-UTABLE 16-R—SEISMIC COEFFICIENT C_v

SOIL PROFILE TYPE	SEISMIC ZONE FACTOR, Z				
	Z = 0.075	Z = 0.15	Z = 0.2	Z = 0.3	Z = 0.4
S_A	0.06	0.12	0.16	0.24	0.32
S_B	0.08	0.15	0.20	0.30	0.40
S_C	0.13	0.25	0.32	0.45	0.56
S_D	0.18	0.32	0.40	0.54	0.64
S_E	0.25	0.50	0.64	0.84	0.96
S_F	See Footnote I				

specific geotechnical investigation and dynamic site response analysis shall be performed to determine seismic coefficients for Soil Profile Type S_F .

TABLE 16-S—NEAR-SOURCE FACTOR N_s ¹

SEISMIC SOURCE TYPE	CLOSEST DISTANCE TO KNOWN SEISMIC SOURCE ²		
	≤ 2 km	5 km	≥ 10 km
A	1.5	1.2	1.0
B	1.3	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0

near-Source Factor may be based on the linear interpolation of values for distances other than those shown in the table. Location and type of seismic sources to be used for design shall be established based on approved geotechnical data (e.g., most recent mapping of active faults by United States Geological Survey or the California Division of Mines and Geology). Closest distance to seismic source shall be taken as the minimum distance between the site and the area described by the vertical projection of the source on the face (i.e., surface projection of fault plane). The surface projection need not include portions of the source at depths of 10 km or greater. The largest value of the Near-Source Factor considering all sources shall be used for design.

TABLE 16-T—NEAR-SOURCE FACTOR N_s ¹

SEISMIC SOURCE TYPE	CLOSEST DISTANCE TO KNOWN SEISMIC SOURCE ²			
	≤ 2 km	5 km	10 km	≥ 15 km
A	2.0	1.6	1.2	1.0
B	1.6	1.2	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0	1.0

near-Source Factor may be based on the linear interpolation of values for distances other than those shown in the table. Location and type of seismic sources to be used for design shall be established based on approved geotechnical data (e.g., most recent mapping of active faults by United States Geological Survey or the California Division of Mines and Geology). Closest distance to seismic source shall be taken as the minimum distance between the site and the area described by the vertical projection of the source on the face (i.e., surface projection of fault plane). The surface projection need not include portions of the source at depths of 10 km or greater. The largest value of the Near-Source Factor considering all sources shall be used for design.

TABLE 16-U—SEISMIC SOURCE TYPE¹

SEISMIC SOURCE TYPE	SEISMIC SOURCE DESCRIPTION	SEISMIC SOURCE DEFINITION ³	
		Maximum Moment Magnitude, M	Slip Rate, SR (mm/year)
A	Faults that are capable of producing large magnitude events and that have a high rate of seismic activity	$M \geq 7.0$	$SR \geq 5$
B	All faults other than Types A and C	$M \geq 7.0$ $M < 7.0$ $M \geq 6.5$	$SR < 5$ $SR > 2$ $SR < 2$
C	Faults that are not capable of producing large magnitude earthquakes and that have a relatively low rate of seismic activity	$M < 6.5$	$SR \leq 2$

Seismic sources shall be evaluated on a site-specific basis. Maximum moment magnitude and slip rate conditions must be satisfied concurrently when determining the seismic source type.

FIGURE 16-3

1997 UNIFORM BUILDING CODE

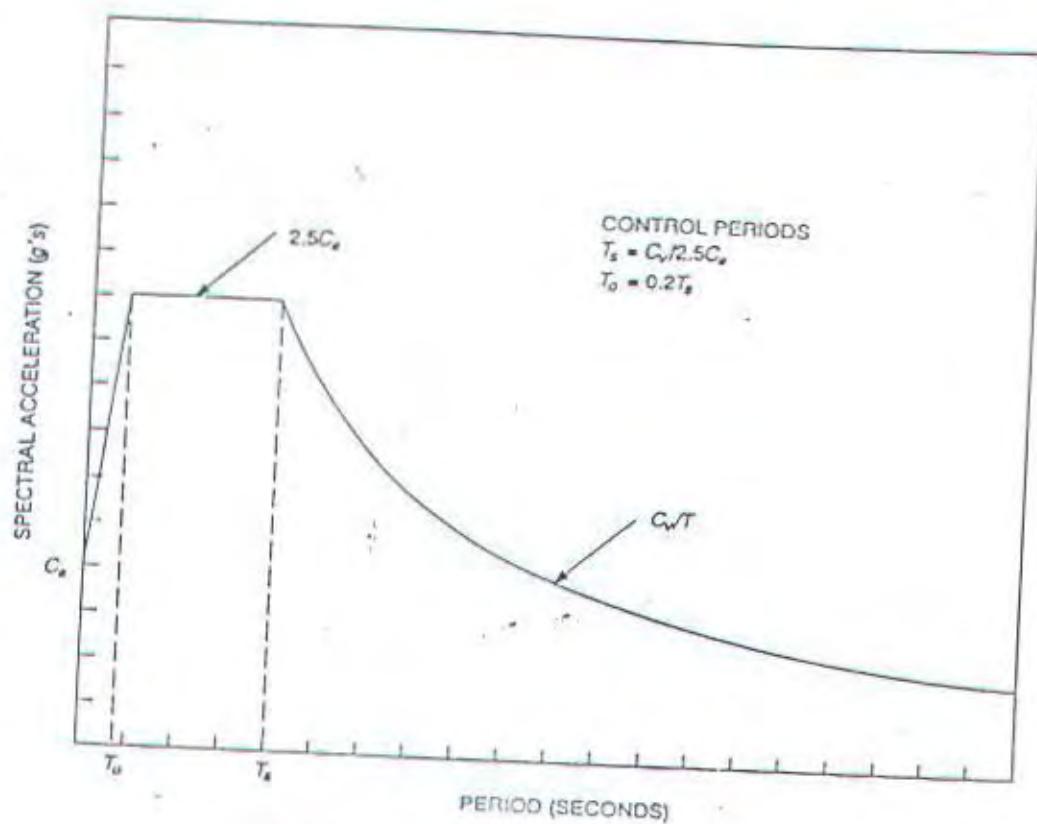


FIGURE 16-3—DESIGN RESPONSE SPECTRA

DAFTAR PUSTAKA

DAFTAR PUSTAKA

1. Departement Pekerjaan Umum Ditjen Cipta Karya, 1983. Peraturan Pembebaan untuk Gedung. Penerbit Yayasan LPBM, Bandung.
2. Paulay, T. and M.J.N Priestly, Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Building, 1992. John Willey and Sons Inc., USA.
3. Salmon, Charles G. Reinforced Concrete Design, 1991. John Willey Edisi ke-6, Addison Wesley, 1997.
4. International Conference of Building Officials, 1997. Uniform Building Code 1997, Volume 2, Section 16 dan Section 19, Whittier, California.
5. Angus J. Mac Donald, 1975. Wind Loading on Buildings, Applied Science Publishers LTD, London.
6. James Ambrose, Dimitry Vergun, 1987. Design for Lateral Forces, John Willey and Sons Inc., USA.
7. Smith, B.S. Tall Building Structures Analysis Design, 1991. John Willey & Sons Inc., New York.
8. Prosiding, Konfrensi Nasional Rekayasa Kegempaan, 1999. Pusat Studi Masalah Kegempaan dan Jurusan Teknik Sipil ITB, Bandung.

LAMPIRAN