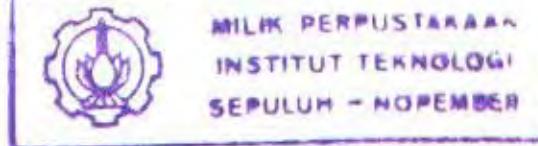


19.8.18/4/04



MILIK PERPUSTAKAAN
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH - NOPEMBER

TUGAS AKHIR

PERENCANAAN GEDUNG PERKANTORAN SURABAYA MENGGUNAKAN METODE PRACETAK DENGAN BUILDING FRAME SYSTEM DAN SHEARWALL

OLEH :

RADITYA PURNAMAHADI

3198.100.040

RSS

690.523

PUR

P - 1
2003



PERPUSTAKAAN
ITS

Tgl. Terima	25-02-2004
Terima Dari	H
No. Agenda Prp.	219697

PROGRAM SARJANA (S-1)
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA
2003

TUGAS AKHIR

PERENCANAAN GEDUNG PERKANTORAN SURABAYA MENGGUNAKAN METODE PRACETAK DENGAN BUILDING FRAME SYSTEM DAN SHEARWALL

SURABAYA, 11 DESEMBER 2003
MENGETAHUI / MENYETUJUI



PROGRAM SARJANA (S-1)
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA
2003

RADITYA THANK'S TO :

- Allah SWT atas limpahan rahmat dan berkah-Nya selama sava kuliah di Surabaya ini.
- Ayah dan Ibunda tercinta beserta kakakku (Mas Rama, Mbak Reni dan Rafi “keponakan yang imut dan lucu”) yang telah memberi motivasi dan dorongan serta berbagai hal yang telah mengisi waktu saya selama ini sampai terselesaikan tugas akhir ini.
- My best friend Didik “Slamet” pare, Yoni, Karmadi “Karpet”, Dhavu yang telah membantu dan memotivasi sehingga terselesaikannya tugas akhir ini.
- Rekan – rekan di “**D-sign**”, Awan (sms trus), Yoni (emang enak Hp hilang), Karpettoz (ojol lali Tane), Lakatur-oki, Harto (adik seperjuangan), Sulthon (Wis Kebelet ta mas), Mabui, Monyonk dan Didik (Kakak seperjuangan), Wisnu, Benny, Kuro (kapan dhuwe hp?), Gantet, Deni W, Agung P, Agus-Pati, Sigit, Bang Teguh & Eka dan Bos Ferry yang telah membantu, menghibur dan menemaniku hingga terselesaikannya tugas akhir ini.
- Warga “S-41”, Edi Sis, Iwan-Tuwek, Yudha, Rizky, Dawam, Badrus, Basu-Adji, Sumaidi, Tiyok, Roni, Idham, Pongki, Ridwan, Andrie, Reza, Rozi, Andik, Papra, Faiz, Kusnari, Narko, Mariyadi, Lutvi, Ninin, Naning, Dinta, Iin, Opit, Mila, Siti, Ani, Fitri dan semuanya yang tidak tersebut disini.
- Pak Tiyok, Pak So, Pak Damiri yang telah memberikan bantuan dalam penyusunan tugas akhir ini.
- Semua rekan – rekan di Jurusan Teknik Sipil - ITS
- Dan pada L 4163 DC yang telah setia menemaniku selama ini baik senang maupun duka “walaupun sering kehabisan bensin” serta semua pihak yang terlibat baik secara langsung maupun tidak langsung.

**PERENCANAAN GEDUNG PERKANTORAN SURABAYA
MENGGUNAKAN METODE PRACETAK DENGAN BUILDING FRAME
SYSTEM DAN SHEARWALL**

Oleh :

Raditya Purnamahadi
(3198.100.040)

Dosen Pembimbing :
Ir. Kurdian Suprapto, MS

ABSTRAK

Metode pracetak adalah pengembangan teknologi di bidang jasa konstruksi yang dapat meningkatkan efektifitas dan efisiensi kerja terutama dalam hal pemanfaatan waktu dan kualitas. Perencanaan struktur yang menggunakan komponen beton pracetak tidak boleh mengurangi kekakuan, kekuatan, daktilitas serta kestabilan dari struktur itu sendiri baik dalam menerima beban gravitasi dan beban lateral.

Dalam perancangan gedung perkantoran ini, sistem permodelan struktur yang digunakan adalah *Building Frame system dan Shearwall*, dimana beban gravitasinya dipikul sepenuhnya oleh frame dan beban lateralnya dipikul oleh shearwall. Sistem pracetak yang diterapkan adalah sistem pracetak sebagian untuk elemen – elemen balok dan pelat.

Analisa struktur utama menggunakan peraturan UBC 1997 dalam memikul beban lateral terutama beban gempa, sedangkan perhitungan penulangan elemen pracetak menggunakan tata cara perhitungan struktur beton sesuai dengan SK SNI T-15-1991-03, baik untuk penulangan penahan aksial, lentur, geser dan torsi. Juga diperhitungkan adanya tulangan angkat dan stud penahan gaya geser antara permukaan elemen pracetak dengan topping.

Elemen – elemen pracetak diperhitungkan juga terhadap gaya yang terjadi sebelum dan sesudah elemen pracetak komposit dengan elemen topping, dimana penulangan yang paling kritis yang akan menentukan tulangan yang akan dipakai.

Kata kunci : sistem pra-cetak

KATA PENGANTAR

Dengan mengucap syukur Alhamdulillah atas segala limpahan rahmat dan karunia-Nya, sehingga Tugas Akhir ini dapat terselesaikan.

Tugas Akhir ini membahas tentang perencanaan struktur dengan sistem pracetak menggunakan Building Frame System dan Shearwall, sehingga dapat menjadi salah satu alternatif perencanaan konstruksi yang efektif dan efisien.

Penulisan Tugas Akhir ini merupakan salah satu persyaratan untuk lulus dari pendidikan Strata-1 di Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS Surabaya, sehingga Tugas Akhir ini menjadi evaluasi akhir pendidikan seorang mahasiswa.

Pada kesempatan ini, penulis menyampaikan terima kasih kepada :

1. Ir. Kurdian Suprapto, MS selaku dosen pembimbing yang telah banyak memberikan bimbingan dan arahan dalam penyusunan Tugas Akhir ini.
2. Prof. Ir. Noor Endah, MSc, PhD selaku dosen wali yang telah membantu dan mengarahkan penulis selama masa studi di ITS.
3. Keluarga, teman-teman dan seluruh pihak yang telah membantu hingga terselesainya Tugas Akhir ini.

Penulis sadar bahwa Tugas Akhir ini masih jauh dari sempurna, oleh karena itu saran dan kritik yang membangun dari berbagai pihak sangatlah diharapkan, demi tercapainya pemahaman yang lebih baik bagi kita bersama.

Surabaya, Nopember 2003

Penulis

DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN	
ABSTRAK	
KATA PENGANTAR	i
DAFTAR ISI	ii
DAFTAR TABEL	iii
DAFTAR GAMBAR	iv
BAB I PENDAHULUAN	
1.1 Latar belakang	1
1.2 Tujuan	2
1.3 Lingkup Permasalahan	2
1.4 Batasan Masalah	2
1.5 Metodologi	3
BAB II DASAR-DASAR PERANCANGAN	
2.1 Umum	4
2.2 Data-data Bangunan	5
2.3 Data Tanah	5
2.4 Peraturan-peraturan Perancangan	5
2.5 Pembebatan	6
2.6 Asumsi dan Metode Analisa	7
2.6.1 Asumsi	7
2.6.2 Metode Analisa	7
2.7 Tinjauan Building Frame System	7
BAB III PENGANTAR BETON PRACETAK	
3.1 Definisi Beton Pracetak	9
3.2 Industri Beton Pracetak	9

3.3	Transportasi Komponen Pracetak	10
3.4	Pemasangan Elemen Pracetak	11
3.4.1	Site Plan	11
3.4.2	Peralatan	12
3.4.3	Siklus Pemasangan	12
3.4.4	Tenaga	12
3.5	Beberapa Type Elemen Pracetak	12
3.5.1	Pelat	13
3.5.2	Balok	13
3.6	Keuntungan Beton Pracetak	14
3.7	Aplikasi Sistem Pracetak Pada Gedung Perkantoran	15

BAB IV DESAIN STRUKTUR SEKUNDER

4.1	Umum	15
4.2	Desain Pelat	15
4.2.1	Preliminary Design	15
4.2.2	Perhitungan Tebal Pelat	18
4.2.3	Permodelan dan Analisa Struktur Pelat	21
4.2.4	Penulangan Pelat	24
4.2.4.1	Penulangan Sebelum Komposit	25
4.2.4.2	Penulangan Sesudah Komposit	27
4.2.5	Penulangan Stud Pelat Lantai	31
4.2.6	Kontrol Retak	32
4.2.7	Pengangkatan dan Penumpukan Elemen Pelat	33
4.3	Desain Tangga	43
4.3.1	Perhitungan Pelat Tangga	43
4.3.2	Penulangan Lentur Pelat Tangga dan Bordes	45
4.3.3	Penulangan Geser	47

BAB V DESAIN STRUKTUR UTAMA

5.1	Analisa Struktur Utama	49
5.1.1	Umum	49

5.1.2 Permodelan Struktur	49
5.1.3 Data-data Perancangan	49
5.1.4 Perhitungan Pembebanan Vertikal Pada Struktur	50
5.1.5 Perhitungan Beban Lateral Pada Struktur	52
5.1.5.1 Perhitungan Berat Total Bangunan	52
5.1.5.2 Perhitungan Gaya Geser Dasar	53
5.1.5.3 Perhitungan Gaya Geser Setiap Lantai	54
5.1.5.4 Beban Akibat Angin	55
5.1.6 Perhitungan Gaya Dalam	57
5.1.6.1 Kombinasi Pembebanan	59
5.1.6.2 Kontrol Periode (T) berdasarkan Metode B	61
5.1.6.3 Kontrol Drift Tiap Tingkat	62
5.2 Penulangan Struktur Utama	63
5.2.1 Penulangan Balok Induk	63
5.2.1.1 Penulangan Lentur Balok Induk	63
5.2.1.2 Penulangan Geser dan Torsi Balok	68
5.2.1.3 Penulangan Stud Balok Induk	72
5.2.1.4 Panjang Penyaluran	75
5.2.1.5 Kontrol	71
5.2.1.6 Pengangkatan dan Penumpukan Elemen Balok	79
5.2.2 Penulangan Kolom	82
5.2.2.1 Umum	82
5.2.2.2 Panjang Tekuk Kolom	82
5.2.2.3 Pembatasan Penulangan Kolom	83
5.2.2.4 Kolom Pendek	83
5.2.2.5 Kolom Panjang	84
5.2.2.6 Penulangan Lentur Kolom	86
5.2.2.7 Kontrol dengan Bresler Resiprocal Metode	90
5.2.2.8 Penulangan Geser dan Torsi Kolom	92
5.3 Perencanaan Dinding Geser (Shearwall)	94
5.3.1 Umum	94
5.3.2 Kuat Beban Aksial Rancang	95

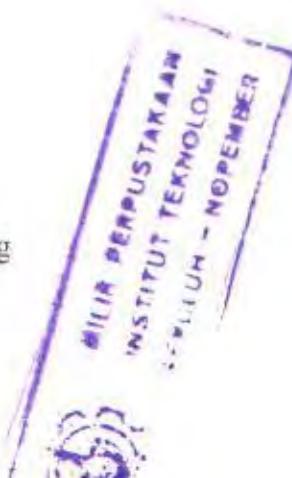
5.3.3	Perencanaan Geser	95
5.3.4	Data – data Perencanaan	98
5.3.5	Dasar – dasar Perancangan	98
5.3.6	Perhitungan Penulangan Dinding Geser	99
5.3.6.1	Kontrol Komponen Pembatas	99
5.3.6.2	Penulangan Akibat Gaya Geser Horisontal	100
5.3.6.3	Penulangan Akibat Gaya Geser Vertikal	106
5.3.6.4	Penulangan Lentur	107

BAB VI DESAIN SAMBUNGAN

6.1	Umum	109
6.2	Kriteria Perencanaan Sambungan	110
6.3	Konsep Desain Sambungan	112
6.3.1	Mekanisme Pemindahan Beban	112
6.3.2	Pola-pola Kehancuran	112
6.3.3	Stabilitas dan Keseimbangan	113
6.3.4	Klasifikasi Sistem dan Sambungannya	114
6.4	Pertimbangan-pertimbangan Perancangan	114
6.5	Penggunaan Topping Beton	116
6.6	Perencanaan Sambungan Balok-Kolom	117
6.6.1	Perencanaan Corbel Kolom	117
6.6.2	Perencanaan Bearing on Plain Concrete	122
6.6.2	Perencanaan Sambungan Balok - Kolom	124
6.7	Perencanaan Sambungan Pelat dan Balok	127

BAB VII DESAIN PONDASI

7.1	Umum	126
7.2	Data Tanah	126
7.3	Kriteria Desain	126
7.3.1	Kekuatan dan Dimensi Tiang	126
7.3.2	Tahapan Perancangan	127



7.4	Perumusan Design	127
7.4.1	Koreksi Terhadap Nilai SPT	127
7.4.2	Daya Dukung Tanah	128
7.4.2.1	Daya Dukung Tiang Tunggal	128
7.4.2.2	Daya Dukung Tiang Tunggal Dalam Grup Tiang	129
7.4.2.3	Beban Maksimum Tiang	129
7.4.2.4	Daya Dukung Tiang Akibat Gaya Lateral	130
7.5	Perhitungan Pondasi Kolom	131
7.5.1	Perhitungan Daya Dukung 1 Tiang	131
7.5.2	Perhitungan Jumlah Tiang dan Dimensi Poer	131
7.5.3	Gaya Maksimum 1 Tiang	132
7.5.4	Perhitungan Grup Tiang Pancang	133
7.5.5	Kontrol Kekuatan Tiang Pondasi Terhadap Gaya Lateral	133
7.5.6	Perhitungan Poer	134
7.5.6.1	Data – data Perancangan Poer	134
7.5.6.2	Kontrol Geser Pons Pada Poer	134
7.5.6.3	Penulangan Poer	135
7.5.7	Perancangan Sloof	136
7.5.7.1	Dimensi Sloof	137
7.5.7.2	Penulangan Sloof	137
7.6	Perhitungan Pondasi Shearwall	139
7.6.1	Perhitungan Daya Dukung 1 Tiang	139
7.6.2	Perhitungan Jumlah Tiang dan Dimensi Poer	139
7.6.3	Gaya Maksimum 1 Tiang	140
7.6.4	Perhitungan Grup Tiang Pancang	141
7.6.5	Kontrol Kekuatan Tiang Pondasi Terhadap Gaya Lateral	141
7.6.6	Perhitungan Poer	142
7.6.6.1	Data – data Perancangan Poer	142
7.6.6.2	Penulangan Poer	142
7.6.7	Perancangan Sloof	143
7.6.7.1	Dimensi Sloof	144
7.6.7.2	Penulangan Sloof	144

BAB VIII TAHAP PELAKSANAAN	
8.1 Umum	149
8.2 Proses Produksi Elemen Beton Pracetak	149
8.3 Proses Pemasangan dan Perakitan Elemen Beton Pracetak	151
8.4 Transportasi Komponen Beton Pracetak	153
8.5 Penempatan Crane	154
BAB IX PENUTUP	156
DAFTAR PUSTAKA	
LAMPIRAN	

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1 Kontribusi pembebanan pada Building Frame System	8
Gambar 4.1 Balok interior	19
Gambar 4.2 Balok eksterior	19
Gambar 4.3 Letak garis netral	35
Gambar 4.4 Kontrol retak	36
Gambar 4.5 Letak tulangan angkat pelat	38
Gambar 4.6 Penempatan titik pengangkatan	41
Gambar 4.7 Pengangkatan pada pemutaran pelat	41
Gambar 4.8 Rencana tangga	43
Gambar 4.9 Tampak atas tangga	43
Gambar 4.10 Detail tabal pelat tangga	44
Gambar 5.1 Pembebanan sebelum komposit	65
Gambar 5.2 Penampang tulangan stud	74
Gambar 5.3 Kontrol guling	79
Gambar 5.4 Momen pada saat pengangkatan	79
Gambar 5.5 Perencanaan dinding geser	99
Gambar 6.1 Model – model keruntuhan di ujung	112
Gambar 6.2 Balok pracetak menumpu pada konsol pendek	113
Gambar 6.3 Dimensi korbel	120
Gambar 6.4 Penulangan korbel	122
Gambar 6.5 Konsep gesekan geser terhadap daerah tumpuan	123
Gambar 6.6 Perencanaan sambungan balok - kolom	124
Gambar 6.7 Sambungan pelat dengan balok	127
Gambar 8.1 Skema proses produksi elemen beton pracetak	150
Gambar 8.2 Bagan tahap-tahap pemasangan elemen beton pracetak	151
Gambar 8.3 Letak penempatan crane	155

DAFTAR TABEL

Tabel 5.1	Pembebanan Tributary Area	52
Tabel 5.2	Gaya lateral tiap tingkat	55
Tabel 5.3	Beban akibat angin	57
Tabel 5.4	Kontrol periode dengan Metode B	61
Tabel 5.5	Kontrol drift	62
Tabel 5.8	Keputusan untuk kombinasi geser dan torsi	69
Tabel 7.1	Daya dukung pondasi	131



BAB I

PENDAHULUAN

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 LATAR BELAKANG

Penggunaan metode pracetak dalam pekerjaan struktur di bidang Teknik Sipil menjadi salah satu alternatif pada perencanaan konstruksi, baik di bidang konstruksi gedung, jembatan, dermaga dan lain sebagainya. Semua ini mengingat semakin besarnya tuntutan pelaksanaan konstruksi yang efektif dan efisien. Metode ini mempunyai beberapa keuntungan yang ada seperti kecepatan dan kemudahan dalam pelaksanaan serta kontrol kualitas yang dihasilkan lebih baik dan terjamin.

Dengan kelebihan-kelebihan itulah maka semakin banyaknya penggunaan metode pra-cetak pada pembangunan konstruksi-konstruksi di Indonesia, terutama penggunaan metode pra-cetak pada struktur tinggi dengan bentuk gedung typical yang akan menguntungkan jika dilaksanakan dengan menggunakan metode pra-cetak ini. Dengan digunakan metode pra-cetak ini pada struktur tinggi, maka permasalahan utamanya adalah diperlukannya suatu ketentuan yang mengatur suatu struktur dengan pra-cetak yang mempunyai kemampuan menerima gaya lateral yang besar akibat gempa yang bekerja pada struktur tersebut.

Mengingat hal diatas itulah maka pada tugas akhir ini, penulis akan merencanakan struktur gedung perkantoran Surabaya menggunakan metode pracetak dengan perancangan struktur Building Frame System dan Shearwall yang mengacu pada peraturan UBC 1997. Karena perencanaan ini diperuntukkan pemakaian di Indonesia maka pembagian zone gempanya disesuaikan dengan kondisi peraturan kegempaan di Indonesia.

Penghematan dari segi waktu dan biaya menjadi target poin yang selalu diperhitungkan oleh perencana dalam merencanakan proyek konstruksi, dengan memanfaatkan metode pra-cetak dari segi pengrajan jumlah tenaga kerja yang dibutuhkan dalam pekerjaan konstruksi dapat dikurangi tanpa harus mengesampingkan fungsi waktu, bahkan dengan metode ini diharapkan akan mampu mempercepat pelaksanaan konstruksi.

1.2 TUJUAN

Tujuan utama penulisan Tugas Akhir ini adalah melakukan perancangan gedung perkantoran di Surabaya dengan menggunakan metode pracetak dan cor setempat serta menggunakan permodelan struktur Building Frame System dan Shearwall dengan menerapkan peraturan UBC 1997.

1.3 LINGKUP PERMASALAHAN

Permasalahan yang timbul dalam pemanfaatan beton pracetak akan berbeda apabila dibandingkan menggunakan beton dengan pengecoran setempat. Permasalahan misalnya bagaimana menciptakan struktur bangunan yang monolit yang mampu menahan beban gravitasi maupun beban lateral. Detailing sambungan pada komponen pracetak juga harus mendapatkan porsi pemikiran yang lebih, dalam metode beton pracetak, kendala lain yang selalu harus diatasi yaitu bagaimana merencanakan dimensi dari beton pracetak sehingga mampu mendapatkan dimensi yang efisien tanpa meninggalkan kesan estetis dari bangunan.

Demikian pula halnya dengan masalah produksi, pengangkutan, pengangkatan dan pemasangan diperlukan pertimbangan ekonomi dalam perencanaan elemen pracetak. Dengan mempertimbangkan hal diatas maka akan didapatkan sistem yang tepat dan efisien.

1.4 BATASAN MASALAH

Adapun batasan-batasan dalam Tugas Akhir ini, adalah :

1. Dalam merancang struktur gedung perkantoran ini yang menggunakan metode pracetak adalah :

No	Sistem Pracetak	Sistem Cast In Situ
1.	Balok	-
2.	-	Kolom
3.	-	Tangga
4.	Pelat	-
5.	-	Overtopping dan Shearwall

2. Setiap tingkat ditinjau mampu memikul beban gempa pada waktu pelaksanaan.
3. Perencanaan struktur meliputi struktur atas dan struktur bawah.
4. Pondasi direncanakan menggunakan tiang pancang dalam kondisi perletakan jepit penuh, sedangkan untuk poer direncanakan cor setempat.

1.5 METODOLOGI

Dalam perencanaan struktur umumnya digunakan metode pelaksanaan berbentuk beberapa tahapan yang saling mendukung dalam perencanaan struktur. Adapun metode yang digunakan dapat dibagi menjadi :

1. Mengumpulkan dan mempelajari literature yang berkaitan dengan perencanaan.
2. Pendefinisian obyek perencanaan, masuk dalam tahapan ini adalah penentuan gedung sebagai obyek perencanaan, peruntukan gedung, lokasi di bangunnya gedung yang selanjutnya dapat digunakan dalam pemilihan daktilitas untuk perencanaan ketahanan struktur bangunan terhadap beban gempa.
3. Preliminary desain yang mencakup perkiraan dimensi elemen struktur dengan memperhatikan kemudahan dalam pelaksanaan.
4. Analisa pembebanan
5. Pemodelan struktur meliputi :
 - a. Struktur utama dimodelkan sebagai Struktur Building Frame dengan Shearwall ⇔ sebagai penahan beban lateral.
 - b. Lantai dimodelkan sebagai sebuah diafragma yang memiliki tumpuan jepit pada perletakannya.
 - c. Struktur Sekunder yaitu tangga dimodelkan sebagai frame 2 dimensi dengan perletakan sendi pada level lantai dan rol pada bagian bordes.
5. Analisa gaya-gaya dalam akibat pembebanan yang terjadi pada struktur.
6. Detail elemen struktur termasuk didalamnya pemilihan tipe sambungan yang akan digunakan.
7. Dilakukan perhitungan Pondasi dari struktur gedung
8. Perhitungan dibuat dalam bentuk tabel dan dituangkan dalam bentuk gambar.

BAB II

DASAR - DASAR PERANCANGAN

BAB II

DASAR – DASAR PERANCANGAN

2.1 UMUM

Dalam penggerjaan Tugas Akhir ini penulis menggunakan gedung dengan tipe typical untuk kemudahan dalam merencanakan menggunakan teknologi precast. Dasar – dasar perancangan adalah segala sesuatu yang akan mendukung dalam merencanakan sebuah struktur. Dasar perancangan meliputi data – data teknis dilapangan, asumsi perancangan, maupun metode perhitungan yang digunakan.

Data – data teknis dapat diambil dari gambar perancangan misalnya ukuran fisik dari elemen bangunan seperti dimensi kolom maupun balok, tebal pelat dan sebagainya. Data teknis dapat pula didapatkan dari mengenai keadaan dilapangan misalnya pencatatan keadaan tanah untuk selanjutnya dapat dimanfaatkan dalam perhitungan pondasi, pengamatan dilokasi juga untuk menentukan zone gempa dari lokasi tempat dibangunnya sebuah bangunan atau penentuan beban angin yang akan diterima bangunan.

Asumsi perancangan adalah suatu permodelan yang sifatnya sangat penting untuk mengarahkan sebuah perhitungan. Asumsi teknik haruslah berdasar pada logika teknik yang biasa diterapkan pada perancangan sebuah struktur dan disesuaikan dengan data – data teknik yang didapatkan. Dalam perhitungan pembebanan Frame diasumsikan tidak menahan beban lateral baik beban gempa maupun beban angin, namun demikian Frame hendaknya harus memenuhi konsep dasar perencanaan gempa dimana Frame hendaknya tidak boleh rusak dalam menerima gempa kecil dan tidak boleh runtuh dalam menerima gempa besar.

Dasar perancangan diatas selanjutnya untuk menentukan metode perhitungan yang akan digunakan menghitung pelat, elemen unsur – unsur sekunder, elemen unsur – unsur primer guna.

2.2 DATA – DATA BANGUNAN

Gedung yang direncanakan oleh penulis mempunyai fungsi utama sebagai gedung perkantoran. Untuk lebih mengefektifkan penerapan metoda pracetak yang digunakan dalam perancangan gedung ini, maka penulis beberapa modifikasi pada struktur gedung. Adapun data – data gedung adalah sebagai berikut :

- | | | |
|-----------------------|---|---|
| 1. Nama gedung | : | Gedung Perkantoran |
| 2. Lokasi | : | Daerah Surabaya |
| 3. Tinggi gedung | : | 36 meter |
| 4. Jumlah lantai | : | 8 lantai |
| 5. Fungsi tiap lantai | : | Ruangan perkantoran |
| 6. Bahan struktur | : | <ul style="list-style-type: none">➤ Beton pracetak untuk elemen balok utama, pelat atap dan lantai.➤ Beton Cast in situ untuk elemen kolom, tangga, dinding geser dan overtopping. |

2.3 DATA TANAH

Data tanah didapatkan setelah dilakukan penyelidikan tanah, dari data hasil penyelidikan tanah dapat diketahui jenis tanah yang ada dan nilai SPT. Dalam perancangan jumlah tiang pancang yang diperlukan, digunakan data tanah hasil uji dari Standard Penetration Test (SPT).

2.4 PERATURAN – PERATURAN PERANCANGAN

Adapun peraturan – peraturan yang digunakan penulis dalam perancangan struktur adalah :

1. Tata Cara Perhitungan Struktur beton untuk Bangunan Gedung SKSNI T-15-1991-03.
2. Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung 1983.
3. Uniform Building Code 1997 untuk perancangan struktur terhadap beban lateral.
4. Peraturan beton bertulang Indonesia N. 1-2 cetakan ke-7 1979.
5. PCI Design Handbook.

2.5 PEMBEBANAN

Pembebanan yang dimaksud dalam pembahasan berikut adalah beban – beban yang diperkirakan akan bekerja pada struktur gedung perkantoran yang dirancang oleh penulis. Adapun jenis pembebanan yang diperhitungkan dalam perancangan gedung ini meliputi :

a. *Beban mati (PPI 1983 Bab I pasal 1 ayat 1)*

Beban mati adalah berat dari seluruh bagian dari suatu gedung yang tetap, termasuk segala unsur tambahan, penyelesaian mesin – mesin serta peralatan tetap yang merupakan bagian yang terpisahkan dari gedung itu.

b. *Beban hidup (PPI 1983 Bab I pasal 1 ayat 1)*

Beban yang dihasilkan oleh kegunaan fungsi gedung, tidak termasuk beban mati, beban konstruksi dan beban lingkungan. Beban hidup merupakan beban yang bekerja karena pemakaian struktur yang bersangkutan, dan dapat berpindah - pindah serta besarnya sangat bervariasi.

Untuk beban hidup yang bekerja pada lantai gedung harus diambil menurut tabel 3.1 PPI 1983 dimana beban hidup tersebut termasuk perlengkapan ruang sesuai dengan kegunaan lanruang yang bersangkutan, dan juga dinding – dinding pemisah ringan dengan berat $\leq 100 \text{ kg/m}^2$. Untuk gedung perkantoran yang dirancang oleh penulis ini memiliki beban hidup pada lantai adalah sebagai berikut :

- Lantai 1-7 : 250 kg/m^2 (tabel 3.1 ayat c PPI 1983)
- Atap : 100 kg/m^2

c. *Beban Angin (UBC 1997 Division III Wind Design)*

Beban angin merupakan beban yang harus diterima oleh struktur akibat adanya angin dengan kecepatan tertentu yang mengenai struktur. Beban angin mungkin kecil pengaruhnya pada struktur yang tidak terlalu tinggi, namun sangat besar pengaruhnya pada struktur yang tinggi. Pada perancangan gedung perkantoran ini kecepatan angin adalah 70 mph.

d. *Beban Gempa (UBC 1997 Division IV)*

Dalam tugas akhir ini penulis merencanakan beban gempa untuk struktur gedung perkantoran ini menggunakan analisa dinamis.

2.6 ASUMSI DAN METODE ANALISA

2.6.1 Asumsi

Asumsi yang diterapkan oleh penulis berkaitan dengan perancangan gedung perkantoran ini adalah :

- Struktur tangga direncanakan sebagai frame 2 dimensi. Untuk perletakan bawah diasumsikan sebagai perletakan jepit dan perletakan pada bordes diasumsikan rol. Hal ini diasumsikan guna memberikan kesempatan bagi elemen tangga untuk mengalami pergerakan arah horizontal apabila menerima gaya horizontal.
- Untuk perletakan kolom dasar diasumsikan sebagai jepit.
- Frame hanya menahan beban gravitasi, sedangkan beban lateral ditahan oleh penahan gaya lateral yaitu shearwall.

2.6.2 Metode Analisa

Metode analisa yang dimaksud adalah bentuk – bentuk atau cara – cara untuk membantu dalam penyelesaian analisa Tugas Akhir ini. Metode Analisa yang digunakan oleh penulis adalah sebagai berikut :

1. Untuk analisa pembebanan dan penentuan gaya dalam menggunakan bantuan software analisa struktur utama menggunakan bantuan software SAP 2000.
2. Untuk analisa pada elemen sekunder menggunakan bantuan software, software SAP 2000.
3. Analisa gaya dalam struktur sekunder (pelat) menggunakan tabel koefisien pada PBI 1971 dan mengikuti prosedur perancangan yang diatur dalam SKSNI T – 15 – 1991 – 03.

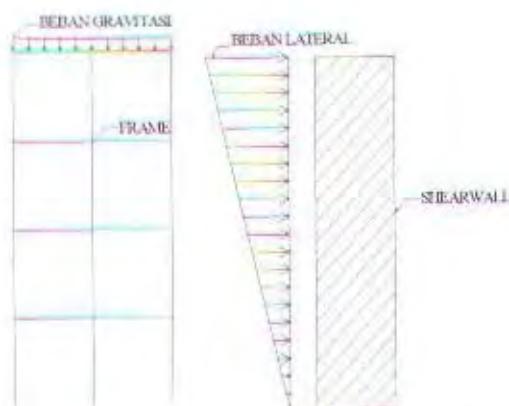
2.7 TINJAUAN BUILDING FRAME SYSTEM

Sistem struktur dalam Uniform Building Code (UBC) 1997 disebutkan ada beberapa macam sistem struktur antara lain : Bearing Wall System, Building Frame System, Dual System dan Moment Resisting Frame.

Pengertian Building Frame adalah sebuah sistem struktur dengan frame ruang yang cukup kuat untuk menopang beban gravitasi. Sedang untuk menopang beban lateral ditopang oleh braced frame ataupun shearwall. Pada zone gempa

kuat (3 dan 4) braced frame atau shearwall harus didisain seaman mungkin (1921.6), sedang pada zone gempa lemah tidak ada desain khusus untuk shearwall atau braced frame. Frames yang tidak dirancang untuk ikut menahan gaya lateral (NLFR) harus mampu menopang beban gravitasi saat terjadi deformasi yang disebabkan oleh gaya gempa. Desain ini dijelaskan dalam pasal 1921.7. Bagian yang perlu dari frame untuk mendapatkan detailing khusus adalah pada daerah frames yang berhubungan langsung dengan pengaku lateral (collector Element).

Dalam perancangan gedung perkantoran ini diasumsikan terletak pada daerah zone gempa 2 sehingga gaya lateral direncanakan keseluruhan ditopang oleh shearwall.



Gambar. 2.1 Kontribusi Pembebaan pada Building Frame System



BAB III

PENGANTAR BETON PRACETAK

BAB III

PENGANTAR BETON PRACETAK

3.1 DEFINISI BETON PRACETAK

Sistem beton pracetak di Indonesia telah mulai dikembangkan sebagai alternatif pelaksanaan konstruksi selain metode cor setempat (Cast in situ) karena terbukti memiliki beberapa kelebihan di bandingkan metode pelaksanaan konstruksi cast in situ terutama di bidang penghematan waktu yang hampir selalu berpengaruh dalam sebuah proyek konstruksi.

Definisi beton pracetak dapat disebutkan sebagai berikut :

1. Definisi beton pracetak menurut SKSNI T-15-1991-03 (pasal 3.9.1)

Beton pracetak adalah komponen beton yang dicor setempat yang bukan merupakan posisi akhir didalam suatu struktur.

2. Definisi beton pracetak menurut *Plant Cast Precast and Prestressed Concrete (A Desain Guide)*

Beton pracetak adalah (*Precast Concrete*) adalah beton yang dicetak di beberapa lokasi (baik di lingkungan proyek maupun di pabrik-pabrik) yang pada akhirnya dipasang pada posisinya dengan suatu sistem sambungan sehingga rangkaian elemen demi elemen beton pracetak menjadi satu kesatuan yang utuh sebagai suatu struktur.

3.2 INDUSTRI BETON PRACETAK

Pembuatan elemen pracetak dalam sebuah proyek konstruksi dapat dibagi menjadi dua macam pabrikasi antara lain :

1. Pabrikasi yang bersifat sementara

Pembuatan elemen pracetak dilapangan atau pabrikasi yang bersifat sementara dilakukan apabila luas areal dimana proyek tersebut dikerjakan cukup memadai. Disamping itu pula lingkungannya mendukung untuk pergerakan transportasi dari komponen pracetak itu sendiri. Pabrikasi akan berakhir seiring dengan selesainya pengerjaan proyek konstruksi.

2. Pabrikasi yang bersifat permanen

Pabrikasi yang permanen ini untuk melayani segala kebutuhan sesuai dengan kapasitas atau kemampuan produksi dari pabrik tersebut. Pabrik yang permanen biasanya membutuhkan areal yang sangat luas, dikarenakan produksinya akan dilakukan secara massal dan tentunya harus didukung dengan lokasi sumber bahan baku yang relatif dekat dekat ke lokasi pabrik. Begitu pun halnya dengan sarana jalan yang memadai guna transportasi komponen pracetak dari pabrik ke lokasi proyek yang dituju.

3.3 TRANSPORTASI KOMPONEN PRACETAK

Transportasi pemindahan elemen-elemen pracetak sejak dari lokasi Pabrikasi sampai ke lokasi proyek apabila misalkan elemen pracetak tidak di pabrikasikan di tempat proyek merupakan bagian yang terpenting dari rencana penggunaan elemen pracetak. Alat transportasi seperti truk dan trailer juga harus disesuaikan dengan elemen yang akan diangkut, demikian pula halnya dengan jalan yang akan dilewati harus cukup memenuhi syarat baik lebar, kemampuan maksimal dari jalan dalam menerima beban sesuai desain awalnya dan syarat-syarat lainnya yang mendukung kelancaran pergerakan dari transportasi elemen pracetak tersebut.

Dalam perencanaan pengangkutan elemen pracetak dari lokasi pabrik sampai pada posisi terakhir elemen pracetak tersebut akan dipasang minimal harus dipertimbangkan :

1. Berapa lama waktu yang diperlukan untuk mencapai lokasi
2. Jadwal pemasangan elemen pracetak sesuai schedule rencana
3. Alternatif jalan lain yang dilewati seandainya pada salah satu jalan alternatif terjadi hambatan.
4. Daya tampung gudang diproyek dalam menerima pengiriman elemen pracetak.
5. Kemampuan tower crane dalam mengangkat elemen pracetak
6. Kejelian dalam pemberian tanda lokasi dimana elemen pracetak akan ditempatkan sehingga sekecil mungkin dihindarkan kesalahan pengangkatan oleh tower crane yang disebabkan kesalahan pemberian tanda lokasi pada elemen pracetak dalam struktur.

Ketepatan tersedianya elemen pracetak di lokasi proyek adalah merupakan hal yang sangat ideal apabila elemen-elemen pracetak tepat sampai di lokasi pada saat elemen tersebut akan dipasang sehingga apabila hal tersebut benar-benar tercapai maka akan mempekecil luas total areal penumpukan (luas gudang) di lokasi, sehingga hal itu akan sangat menguntungkan karena ruang-ruang kerja di lokasi proyek menjadi luas. Demikian pula halnya penggunaan peralatan, waktu dan tenaga menjadi lebih efisien.

3.4 PEMASANGAN ELEMEN PRACETAK

Teknik pemasangan elemen pracetak sangat dipengaruhi oleh beberapa hal yang harus dipertimbangkan oleh perencana sebagai berikut :

1. Site Plan
2. Peralatan
3. Siklus Pemasangan
4. Tenaga

3.4.1 Site Plan

Dalam pemasangan elemen pracetak sangat penting untuk mengetahui site plan dari proyek yang akan dikerjakan. Dengan site plan yang ada maka akan diperoleh hal-hal sebagai berikut :

- Dapat direncanakan penempatan Tower Crane di lokasi proyek sehingga dapat difungsikan semaksimal mungkin dalam pengoperasiannya untuk pemasangan elemen-elemen pracetak ke posisi terakhirnya.
- Dapat direncanakan tempat penumpukan elemen pracetak disesuaikan dengan posisi Tower Crane atau dalam pengertian lain gudang penumpukan elemen pracetak dalam jangkauan Tower Crane.
- Perencanaan jalannya proyek hendaknya seefisien mungkin terkait dengan posisi Tower Crane dan gudang penumpukan. Oleh karena itu, site plan sangat penting untuk dipelajari, agar pelaksanaan dari proyek dapat seefisien mungkin dan semaksimal mungkin.

3.4.2 Peralatan

Dalam penggunaan elemen pracetak yang perlu menjadi pertimbangan perencana adalah sebagai berikut :

- Berapa Tower Crane yang diperlukan dalam suatu proyek agar Tower Crane dapat difungsikan semaksimal mungkin.
- Berapa diameter perputaran Tower Crane.
- Berapa kapasitas angkat maksimal Tower Crane.
- Peralatan pembantu serta jumlah kebutuhan guna mendukung siklus pemasangan elemen pracetak seperti truk dan lain sebagainya.

3.4.3 Siklus Pemasangan

Secara garis besarnya siklus pemasangan dari elemen-elemen pracetak dapat dijabarkan sebagai berikut :

- Pemasangan elemen balok
- Pemasangan elemen pelat
- Pemasangan elemen overtopping

3.4.4 Tenaga

Dalam penggunaan elemen pracetak pemakaian tenaga menjadi lebih sedikit dibandingkan dengan penggunaan sistem konvensional (*cast in situ*). Justru yang patut menjadi perhatian dalam hal ini adalah koodinasi dari tenaga yang ada guna menjamin kelancaran pergerakan elemen pracetak dilapangan sampai pada pemasangan ke posisi terakhirnya dalam struktur.

3.5 BEBERAPA TYPE ELEMEN PRACETAK

Pada tugas akhir ini elemen pracetak (*precast*) adalah pelat lantai atau pelat atap dan balok. Pada elemen pelat lantai/atap, setelah terpasang dilapangan ditambah dengan overtopping. Jenis-jenis elemen pracetak (*precast*) yang umum dipakai adalah :

3.5.1 Pelat

Untuk pelat pracetak (*precast slab*) ada (2) dua macam jenis yang umum dipakai yaitu :

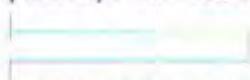
1. Pelat pracetak berlubang (*Hollow Core Slab*)

Pelat pracetak dimana lebih tebal dan biasanya menggunakan kabel pratekan. Keuntungannya adalah lebih ringan, durabilitas tinggi, dan ketahanan terhadap api sangat tinggi. Ketebalan hollow core slab 15,2 cm – 30,5 cm, lebarnya bervariasi 0,6 m, 1 m, 1,2 m, 2,4 m.



2. Pelat pracetak tanpa berlubang (*Non Hollow Core Slab*)

Pelat pracetak dimana ketebalannya lebih tipis dibanding dengan pelat pracetak berlubang dan keuntungannya tidak banyak makan tempat sewaktu penumpukan. Ketebalan pelat penuh 8,9 – 20,3 cm, lebarnya 2,4 – 3,7 cm.



namun pada umumnya ukuran ini dapat menyesuaikan dengan permintaan perancang.

3.5.2 Balok

Untuk balok pracetak (*precast beam*) ada (2) macam jenis yang sering dipakai yaitu :

1. Balok berpenampang berbentuk persegi (*Rectangular Beams*)

Keuntungan dari jenis ini adalah sewaktu pabrikasi lebih mudah dengan bekisting yang lebih ekonomis dan tidak perlu memperhitungkan tulangan akibat cor waktu pelaksanaan.

2. Balok berpenampang bentuk U (*U-Shell Beams*)

Keuntungan dari jenis ini adalah lebih ringan dan dapat digunakan pada bentang yang panjang serta penyambungan pada joint lebih monolit.

3.6 KEUNTUNGAN BETON PRACETAK

Kualitas komponen beton pracetak dan beton pracetak pratekan yang diproduksi dibawah kondisi kontrol kualitas yang ideal akan mempunyai beberapa keuntungan sebagai berikut :

1. Ketebalan elemen kecil (*Shallow Construction Depth*)

Elemen pracetak yang dipraktekan akan menyebabkan tebalnya menjadi minimum. Mampu dipergunakan untuk bentang panjang dan terpenting dari segi struktur bisa meringankan berat struktur secara keseluruhan.

2. Daya dukung beban tinggi (*High Load Capacity*)

Mempunyai kekuatan lebih tinggi guna menerima beban yang cukup berat.

3. Keawetan (*Durability*)

Beton dengan kualitas ideal memiliki kepadatan dan kekedapan air yang lebih tinggi sehingga beton pracetak lebih tahan terhadap korosi, cuaca dan kerusakan-kerusakan lain khususnya kerusakan yang tergantung waktu.

4. Bentang Panjang (*Long Span*)

Bentang yang lebih panjang akan lebih leluasa untuk desain interior gedung.

5. Fleksibel untuk dikembangkan (*Flexibility for Expansion*)

Pracetak dapat diproduksi untuk fasilitas arah vertikal dan horisontal secara lebih mudah. Misalnya untuk listrik, saluran air kotor dengan biaya lebih rendah.

6. Sedikit Perawatan (*Low Maintenance*)

Proses pabrikasi dari beton pracetak dengan kontrol kualitas yang baik akan dihasilkan beton dengan kepadatan yang tinggi sehingga lebih tahan terhadap korosi, sehingga penggunaannya hanya diperlukan sedikit perawatan.

7. Penyediaannya mudah (*Ready Availability*)

Penyediaan beton pracetak dapat dilakukan dengan mudah terutama untuk produksi massal disesuaikan dengan jadwal pemasangan.

8. Ekonomis (*Economy*)

Mempunyai keuntungan biaya rendah dan dapat dilakukan penghematan biaya yang lain. Mahalnya tenaga kerja dilapangan dapat dikurangi sehingga dapat menghemat biaya pelaksanaan.

9. Kontrol Kualitas (*Quality Control*)

Produksi beton pracetak lebih mudah dilakukan kontrol kualitas disesuaikan dengan spesifikasi yang direncanakan. Dalam pelaksanaannya kontrol kualitas merupakan program utama untuk standar tinggi dari pabrikasi.

10. Transmisi kegaduhan rendah (*Low Noise Transmission*)

Dikarenakan kegiatan elemen sudah banyak dilaksanakan di pabrik dan di lokasi proyek hanya tinggal pemasangan saja, maka tingkat kegaduhan akan sangat berkurang jika dibandingkan dengan cara konvensional.

11. Kontrol dari Creep dan Shrinkage (*Control of Creep and Shrinkage*)

Elemen pracetak biasanya dirawat dalam tempat penyimpanan sesudah dicetak 30 sampai 60 hari sebelum dikirim ke lokasi. Bagian terpenting 30% atau lebih pergerakan dari creep dan shrinkage jangka panjang mungkin terjadi sebelum komponen-komponen tergabung dalam satu kesatuan struktur.

12. Kecepatan konstruksi (*Speed of Construction*)

Konstruksi beton pracetak akan sangat menghemat waktu pelaksanaan karena seluruh elemen pracetak telah diproduksi terlebih dahulu sehingga beberapa tahapan pekerjaan dapat dilaksanakan secara sekaligus.

3.7 APLIKASI SISTEM PRACETAK PADA GEDUNG PERKANTORAN DI SURABAYA

Dari keseluruhan metode sambungan yang diperkenalkan untuk pemilihannya tergantung pada kondisi tempat dimana proyek akan dilaksanakan. Untuk perancangan gedung perkantoran ini, penulis merencanakan jenis-jenis elemen pracetak yang akan digunakan, sistem pabrikasi dan sistem sambungannya adalah sebagai berikut :

1. Pelat lantai dan pelat atap direncanakan menggunakan jenis pelat pracetak tidak berlubang (*Non Hollow Core Slab*)
2. Balok utama dan kolom direncanakan menggunakan jenis balok pracetak berpenampang persegi (*Rectangular*)
3. Sambungan yang dipakai adalah sambungan daktail dengan cor setempat atau sambungan basah serta sambungan kering dengan pengelasan.
4. Elemen pracetak diasumsikan dicetak di lokasi proyek.

BAB IV

DESAIN STRUKTUR SEKUNDER

BAB IV

DESAIN STRUKTUR SEKUNDER

4.1 UMUM

Struktur gedung terbagi menjadi dua bagian yaitu struktur utama (dibahas pada bab berikutnya) dan struktur sekunder. Struktur sekunder merupakan bagian dari struktur gedung yang tidak menahan kekakuan secara keseluruhan, namun tetap mengalami tegangan-tegangan akibat pembebanan yang bekerja pada bagian tersebut secara langsung, ataupun tegangan akibat perubahan bentuk dari struktur primer. Bagian dari struktur sekunder meliputi pelat dan tangga.

4.2 DESAIN PELAT

Perancangan gedung perkantoran di daerah Surabaya ini menggunakan pelat solid slab yaitu gabungan antara pelat pracetak dan cor setempat yang diharapkan akan membentuk suatu kerja komposit.

Pelat dalam perhitungan dapat dibagi dalam dua macam yaitu :

1. *Pelat satu arah* yaitu pelat yang panjangnya apabila dibandingkan dengan lebarnya, besarnya lebih dari 2. Pada pelat satu arah pembebanan yang diterima pelat akan diteruskan pada balok-balok (pemikul bagian yang lebih panjang) dan hanya sebagian kecil saja yang akan diteruskan kepada gelegar (pemikul pada bagian panel yang lebih pendek).
2. *Pelat dua arah* yaitu pelat yang rasio panjang dibandingkan dengan lebar kurang dari 2, sehingga besar pembebanan yang diterima diteruskan pada keseluruhan pemikul disekeliling panel dari pelat.

Dalam desain ini menggunakan tipe pelat kombinasi antara pelat pracetak dengan cor setempat yaitu pada bagian topping dari pelat. Pelat pracetak yang dikerjakan secara pabrikasi diharapkan mampu memiliki sifat komposit dengan overtopping dari pelat.

Pemodelan struktur yang digunakan adalah Building Frame System, dimana pelat difokuskan hanya menerima beban gravitasi. Pelat pada sisi-sisinya diasumsikan merupakan perlakuan jepit elastis.

4.2.1 Preliminary Design

Sebelum menentukan dimensi pelat, perlu diadakan preliminary design untuk menentukan besarnya pembebanan pada pelat

Dimensi Balok Induk

Menurut persyaratan SK SNI T-15-1991-03 untuk dimensi balok pada dua tumpuan adalah sebagai berikut :

$$h = \frac{1}{16} \times L_b \times \left[0.4 \times \frac{f_y}{700} \right] \quad (\text{SK SNI T-15-1991-03 tabel 3.2.5 - (a)})$$

$$1.5 \leq \frac{h}{b} \leq 2 \quad (\text{Wong - Salmon})$$

Pada balok dengan $L_b = 5,5$ meter, dengan persyaratan f_y diambil 320 Mpa.

$$h = \frac{1}{16} \times 550 \times \left[0.4 \times \frac{320}{700} \right] = 29,46 \text{ cm}, \text{ digunakan } h \text{ setinggi } 60 \text{ cm}$$

$$1.5 \leq \frac{60}{b} \leq 2, \quad b = 30 \text{ cm}, \text{ lebar balok digunakan } 40 \text{ cm}$$

Balok induk yang digunakan ukuran 40/60

dimana :

L_b = bentang kotor balok (cm)

f_y = mutu tulangan baja (Mpa)

h = tinggi balok (cm)

b = lebar balok (cm)

Untuk memenuhi syarat lendutan, ketebalan minimum dari pelat harus memenuhi persyaratan SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.2.5 – 3.3, yaitu :

$$h_{\min} = \frac{\ln \left(0,8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 5\beta \left[\alpha_m - 0,12 \left(1 + \frac{1}{\beta} \right) \right]} \quad (\text{SK SNI T-15-1991-03 pers. 3.2 - 12})$$

tetapi tidak boleh kurang dari :

$$h_{\min} = \frac{\ln \left(0,8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 9\beta} \quad (\text{SK SNI T-15-1991-03 pers. 3.2 - 13})$$



dan tidak perlu lebih dari :

$$h_i = \frac{\ln \left(0,8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36} \quad (\text{SK SNI T-15-1991-03 pers. 3.2 - 14})$$

"Ketiga perumusan diatas menggunakan nilai f_y dengan satuan Mpa."

Berdasarkan SK SNI T-15-1991-03 3.2.5.1 bahwa dalam segala hal tebal minimum dari pelat tidak boleh lebih kurang dari harga berikut :

- ❖ Untuk $\alpha_m < 2$ 120 mm
- ❖ Untuk $\alpha_m \geq 2$ 90 mm

Dimana :

l_n = panjang bentang bersih arah memanjang pelat.

β = rasio panjang bentang bersih arah memanjang pelat terhadap arah memendek pelat.

α_m = nilai rata-rata dari α untuk semua balok pada tepi dari suatu panel.

α = rasio dari kekakuan lentur penampang balok terhadap kekakuan pelat.

$$= \frac{E_{cb} \times l_b}{E_{cs} \times l_s} \Rightarrow E_{cb} = E_{cs}$$

dimana :

E_{cb} = modulus elastisitas balok

E_{cs} = modulus elastisitas pelat

$$l_b = \frac{1}{12} \times b_w \times h^3 \times k$$

$$l_s = \frac{1}{12} \times b_s \times t^3$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} \right) \left(\frac{t}{h} \right) \left[4 - 6 \left(\frac{t}{h} \right) + 4 \left(\frac{t}{h} \right)^2 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1 \right) \left(\frac{t}{h} \right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1 \right) \left(\frac{t}{h} \right)}$$

Wang - Salmon

dimana :

b_e = lebar efektif, harga minimum (cm) Wang - Salmon

b_w = lebar balok (cm)

t = tebal rencana pelat (cm)

h = tinggi balok (cm)

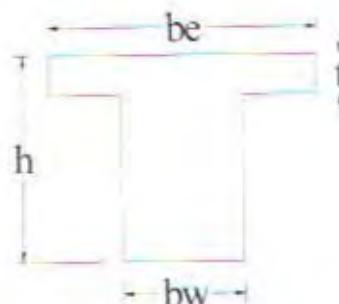
Menurut SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.1.10 disebutkan beberapa kriteria menentukan lebar efektif (be) dari balok T.

Interior

$$be_1 = \frac{1}{4} L_b$$

$$be_2 = 2 \times 8t$$

$$be_3 = \frac{1}{2} (L_b - bw)$$



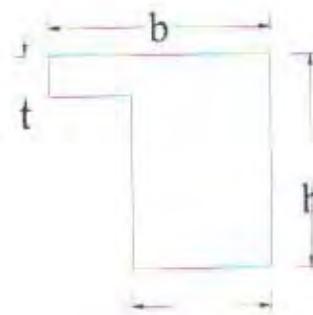
Gambar 4.1 balok interior

Eksterior

$$be_1 = \frac{1}{12} \times L_b$$

$$be_2 = 6t$$

$$be_3 = \frac{1}{2} (L_b - bw)$$



Gambar 4.2 balok eksterior

Struktur gedung ini terdapat enam macam bentuk pelat :

Tipe pelat A (550 cm x 550 cm)

$$Ln = 550 - \left(\frac{40}{2} + \frac{40}{2} \right) = 510 \text{ cm}$$

$$Sn = 550 - \left(\frac{40}{2} + \frac{40}{2} \right) = 510 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{Ln}{Sn} = \frac{510}{510} = 1 < 2$$

Pelat dua arah

Tipe pelat B (550 cm x 500 cm)

$$Ln = 550 - \left(\frac{40}{2} + \frac{40}{2} \right) = 510 \text{ cm}$$

$$Sn = 500 - \left(\frac{40}{2} + \frac{40}{2} \right) = 460 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{Ln}{Sn} = \frac{510}{460} = 1,109 < 2$$

Pelat dua arah

Tipe Pelat C (550 cm x 400 cm)

$$Ln = 550 - \left(\frac{40}{2} + \frac{40}{2} \right) = 510 \text{ cm}$$

$$Sn = 400 - \left(\frac{40}{2} + \frac{40}{2} \right) = 360 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{Ln}{Sn} = \frac{510}{360} = 1,417$$

Pelat dua arah

Tipe pelat D (500 cm x 500 cm)

$$Ln = 500 - \left(\frac{40}{2} + \frac{40}{2} \right) = 460 \text{ cm}$$

$$Sn = 500 - \left(\frac{40}{2} + \frac{40}{2} \right) = 460 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{Ln}{Sn} = \frac{460}{460} = 1$$

Pelat dua arah

Tipe pelat E (500 cm x 400 cm)

$$Ln = 500 - \left(\frac{40}{2} + \frac{40}{2} \right) = 460 \text{ cm}$$

$$Sn = 400 - \left(\frac{40}{2} + \frac{40}{2} \right) = 360 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{Ln}{Sn} = \frac{460}{360} = 1,28$$

Pelat dua arah

Tipe pelat F (400 cm x 400 cm)

$$Ln = 400 - \left(\frac{40}{2} + \frac{40}{2} \right) = 360 \text{ cm}$$

$$Sn = 400 - \left(\frac{40}{2} + \frac{40}{2} \right) = 360 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{Ln}{Sn} = \frac{360}{360} = 1,00$$

Pelat dua arah

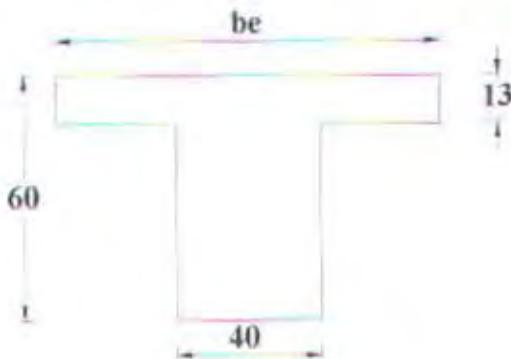
4.2.2 Perhitungan Tebal Pelat

Contoh perhitungan menggunakan pelat dengan dimensi 550 cm x 550 cm

Pelat bertumpu pada empat balok interior

Direncanakan menggunakan ketebalan pelat 13 cm

- Balok as C dan D pada sumbu (4-5) dan balok as 4 dan 5 pada sumbu (C-D)



$$be_1 = \frac{1}{4} L \\ = 0,25 \times 550 = 137,5 \text{ cm}$$

$$be_2 = 2 \times (8 \times t) \\ = 2 \times (8 \times 13) \\ = 208 \text{ cm}$$

$$be_3 = \frac{1}{2} \times (L_b - bw) \\ = 0,5 \times (550 - 40) \\ = 255 \text{ cm}$$

be diambil 137,5 cm

$$k = \frac{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1 \right) \left(\frac{t}{h} \right) \left[4 - 6 \left(\frac{t}{h} \right) + 4 \left(\frac{t}{h} \right)^2 + \left(\frac{be}{bw} - 1 \right) \left(\frac{t}{h} \right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1 \right) \left(\frac{t}{h} \right)}$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{137,5}{40} - 1 \right) \left(\frac{13}{60} \right) \left[4 - 6 \left(\frac{13}{60} \right) + 4 \left(\frac{13}{60} \right)^2 + \left(\frac{137,5}{40} - 1 \right) \left(\frac{13}{60} \right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{137,5}{40} - 1 \right) \left(\frac{13}{60} \right)}$$

$$= 1,483$$

$$lb = \frac{1}{12} \times bw \times h^3 \times k = \frac{1}{12} \times 40 \times 60^3 \times 1,483 = 1067760 \text{ cm}^4$$

$$ls = \frac{1}{12} \times bs \times t^3$$

$$= \frac{1}{12} \times 550 \times 13^3 = 100695,833 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_{1,2,3,4} = \frac{lb}{ls} = 10,603$$

$$\alpha_m = \frac{1}{4} (10,603 + 10,603 + 110,603 + 10,603) = 10,603$$

Syarat ketebalan pelat dua arah menurut SK SNI T-15-1991-03 yaitu tidak kurang dari :

$$h_i = \frac{\ln \left(0,8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 5\beta \left[\alpha_i - 0,12 \left(1 + \frac{1}{\beta} \right) \right]} \quad (\text{SK SNI T-15-1991-03 pers 3.2-12})$$

$$h = \frac{510 \left(0,8 + \frac{320}{1500} \right)}{36 + 5 \cdot 1 \left[10,603 - 0,12 \left(1 + \frac{1}{1} \right) \right]} = 5,89 \text{ cm}$$

tetapi tidak boleh kurang dari :

$$h_i = \frac{\ln \left(0,8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 9\beta} \quad (\text{SK SNI T-15-1991-03 pers 3.2-13})$$

$$h = \frac{510 \left(0,8 + \frac{320}{1500} \right)}{36 + 9 \cdot 1} = 11,48 \text{ cm}$$

dan tidak perlu lebih dari :

$$h_1 = \frac{\ln \left(0,8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36} \quad (\text{SK SNI T-15-1991-03 pers 3.2-14})$$

$$h_1 = \frac{510 \left(0,8 + \frac{320}{1500} \right)}{36} = 14,36 \text{ cm}$$

Jadi tebal pelat 13 cm memenuhi

4.2.3 Permodelan dan Analisa Struktur Pelat

Desain tebal pelat direncanakan menggunakan ketebalan 13 cm dengan perincian tebal pelat pracetak 8 cm dengan cor setempat setebal 5 cm. Peraturan yang digunakan sebagai patokan menentukan besar beban yang bekerja pada struktur pelat adalah peraturan pembebanan Indonesia untuk Gedung 1983 (PPIUG 1983). Desain pelat direncanakan pada dua keadaan yaitu :

1. *Sebelum komposit.* Keadaan ini terjadi pada saat awal pengecoran topping yaitu komponen pracetak dan komponen topping belum menyatu (monolit) dalam memikul beban. Perletakan pelat dapat dianggap sebagai *perletakan bebas*.
2. *Sesudah komposit.* Keadaan ini terjadi apabila topping dan elemen pracetak telah bekerja bersama-sama (monolit) dalam memikul beban. Perletakan yang terjadi adalah *perletakan jepit*.

Permodelan pelat terutama pada perletakan baik pada saat sebelum komposit dan sesudah komposit akan digunakan untuk perhitungan tulangan pelat. Pelat pada saat awal pemasangan atau pada saat sebelum komposit diasumsikan memiliki perletakan bebas dengan penggunaan hanya tulangan lapangan saja. Sedangkan pada saat setelah komposit diasumsikan sebagai perletakan jepit. Penulangan akhir nantinya merupakan penggabungan pada dua keadaan diatas (yang memiliki kondisi paling kritis).

Selain tulangan untuk menahan beban gravitasi perlu juga diperhitungkan tulangan angkat yang sesuai pada pemasangan pelat pracetak. Tulangan ini diperlukan pada waktu pemindahan pelat pracetak baik pada saat pemasangan pelat pracetak tersebut.

1. Pembebanan Pelat Lantai

o Sebelum komposit

1. Beban mati (DL)

$$\begin{array}{lcl} \text{- Berat sendiri} & : 0.08 \times 2400 & = 192 \text{ kg/m}^2 \\ \text{- Berat topping} & : 0.05 \times 2400 \dots (\text{a}) & = 120 \text{ kg/m}^2 \end{array}$$

2. Beban hidup (LL)

$$\text{- Beban kerja....(b)} \quad = 200 \text{ kg/m}^2$$

Dalam pembebanan sebelum komposit akan diperhitungkan dua kondisi yaitu :

- Pemasangan pelat pracetak ataupun pengecoran topping, dalam hal ini dianggap yang bekerja adalah beban kerja (b), beban berat toppling (a) belum bekerja.
- Topping telah terpasang tapi belum berkomposit dengan pelat pracetak, sehingga yang terjadi hanya beban topping (a).

“ Pada kedua keadaan ini dicari nilai yang paling kritis”

o Sesudah komposit

1. Beban mati (DL)

$$\begin{array}{lcl} \text{- Berat sendiri} & : 0.13 \times 2400 & = 312 \text{ kg/m}^2 \\ \text{- Penutup lantai (teraso)} & & = 24 \text{ kg/m}^2 \\ \text{- Spesi (t = 2 cm)} & : 0.02 \times 2200 & = 44 \text{ kg/m}^2 \\ \text{- Plafon + penggantung} & & = 18 \text{ kg/m}^2 \\ \text{- Ducting AC + pipa} & & = \underline{\underline{30 \text{ kg/m}^2}} \\ \text{DL} & & = 428 \text{ kg/m}^2 \end{array}$$

2. Beban hidup (LL)

$$= 250 \text{ kg/m}^2$$

2. Pembebanan Pelat Atap

o Sebelum komposit

1. Beban mati (DL)

$$\begin{array}{lcl} \text{- Berat sendiri} & : 0.08 \times 2400 & = 192 \text{ kg/m}^2 \\ \text{- Berat topping} & : 0.05 \times 2400 & = 120 \text{ kg/m}^2 \end{array}$$

2. Beban hidup (LL)

$$\text{- Beban kerja} \quad = 200 \text{ kg/m}^2$$

○ Sesudah komposit

1. Beban mati (DL)

$$\begin{aligned}
 -\text{Berat sendiri} &: 0,13 \times 2400 &= 312 \text{ kg/m}^2 \\
 -\text{Aspal (t = 2 cm)} &: 0,02 \times 1400 &= 28 \text{ kg/m}^2 \\
 -\text{Ducting AC + pipa} &&= 30 \text{ kg/m}^2 \\
 -\text{Plafon + penggantung} &&= 18 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{DL} &&= 388 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

2. Beban hidup (LL)

$$-\text{Pasal 3.2 PPIUG'83} &= 110 \text{ kg/m}^2$$

Kombinasi Pembebatan

Kombinasi pembebatan yang digunakan berdasarkan SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.2.2

$$Q_u = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL}$$

Beban Kombinasi Pelat Lantai

➢ Beban kombinasi sebelum komposit

$$\begin{aligned}
 Q_{U1} &= 1,2 (192) + 1,6 (200) && (\text{keadaan 1, ada beban kerja}) \\
 &= 550,4 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{U1} &= 1,2 (192+120) + 1,6 (0) && (\text{keadaan 2, topping telah terpasang}) \\
 &= 374,4 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

➢ Beban kombinasi setelah komposit

$$\begin{aligned}
 Q_{U2} &= 1,2 (428) + 1,6 (250) \\
 &= 888,6 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

Beban Kombinasi Pelat Atap

➢ Beban kombinasi sebelum komposit

$$\begin{aligned}
 Q_{U3} &= 1,2 (192) + 1,6 (200) \\
 &= 550,4 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{U3} &= 1,2 (192+120) + 1,6 (0) \\
 &= 374,4 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

- Beban kombinasi setelah komposit

$$\begin{aligned} Q_{U4} &= 1.2(388) + 1.6(100) \\ &= 625,6 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

4.2.4 Penulangan Pelat

Perhitungan penulangan akan direncanakan dalam dua tahap untuk memilih tulangan yang layak untuk digunakan, yang tentu saja memperhitungkan tulangan yang paling kritis diantara kedua keadaan diatas, tulangan pelat mempergunakan tulangan yang sama untuk mempermudah pelaksanaannya.

Tahapan yang digunakan penulis dalam menentukan tulangan lentur pelat antara lain :

1. Menentukan data-data d, fy, fc' dan Mu
2. Menentukan batasan harga tulangan dengan menggunakan rasio tulangan yang diisyaratkan sebagai berikut :

$$\rho_b = \frac{0.85 \times f_c \times \beta_1}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \quad \dots \dots \dots \text{SK SNI T-15-1991-03 pers. 3.1 - 1}$$

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

$$\rho_{\min} = 0,0020 \quad \dots \dots \dots \text{SK SNI T-15-1991-03 3.16.12-2.1}$$

Hitung rasio tulangan yang dibutuhkan :

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right), \text{ dan dibandingkan dengan harga } \rho_{\min}$$

3. Menentukan luas tulangan (As) dari ρ yang didapatkan

$$As = \rho \times b \times d$$

Adapun data-data perancangan untuk penulangan pelat lantai :

- Dimensi pelat $(5,5 \times 5,5) \text{ m}^2$
- Tebal pelat 80 cm
- Tebal decking 10 cm
- Diameter tulangan rencana 10 mm
- Mutu tulangan dengan f_y 320 Mpa
- Mutu beton f_c' 30 Mpa

Untuk sebelum komposit

- $dx = 80 - 10 - \frac{1}{2}(10) = 65 \text{ cm}$
- $dy = 80 - 10 - 10 - \frac{1}{2}(10) = 55 \text{ cm}$

Untuk sesudah komposit

- $dx = 130 - 10 - \frac{1}{2}(10) = 115 \text{ cm}$
- $dy = 130 - 10 - 10 - \frac{1}{2}(10) = 105 \text{ cm}$
- $\beta_1 = 0,85$ untuk f_c' hingga 30 Mpa (SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.3.2-7)

4.2.4.1 Penulangan sebelum komposit

$$Q_{\text{ultimate}} = 550,4 \text{ kg/m}^2$$

$$dx = 65 \text{ mm}$$

$$dy = 55 \text{ mm}$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times 30 \times 0,85}{320} \left(\frac{600}{600 + 320} \right) \\ = 0,044$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times 0,044$$

$$= 0,033$$

$$\rho_{\min} = 0,002$$



$$S_n = 550 \quad \frac{L_n}{S_n} = \frac{550}{550} = 1$$

$$L_n = 550$$

“Perletakan dianggap sebagai perletakan bebas.”

Dengan menggunakan koefisien momen PBI 1971 tabel 13.3.1 didapat persamaan momen :

- $M_lx = 0,001 q l_x^2 x$; dengan nilai $x = 44$
- $M_ly = 0,001 q l_y^2 x$; dengan nilai $x = 44$

Sehingga :

$$\text{Mlx} = 0,001 \times 550,4 \times 5,5^2 \times 44 \\ = 732,582 \text{ kgm}$$

$$\text{Mly} = 0,001 \times 550,4 \times 5,5^2 \times 44 \\ = 732,582 \text{ kgm}$$

❖ Penulangan Arah x

$$R_n = \frac{\text{Mu}}{0,8 \times 1000 \times dx^2} = \frac{0,733 \times 10^7}{0,8 \times 1000 \times 65^2} = 2,168 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{320}{0,85 \times 30} = 12,55 \quad \rho = \frac{1}{12,55} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,55 \times 2,168}{320}} \right) = 0,0071$$

ternyata $\rho_{\min} (=0,002) < \rho < \rho_{\max} (=0,033)$

maka digunakan $\rho = 0,0071$

Tulangan arah x sebelum komposit

$$As_{\text{perlu}} = \rho b d$$

$$= 0,0071 \times 1000 \times 65 = 461,5 \text{ mm}^2$$

Menurut SK SNI T-15-1991-03 3.16.6-5 disebutkan :

Jarak tulangan utama $\leq 3 \times$ tebal pelat ($=240 \text{ cm}$)
 $\leq 500 \text{ mm}$

Digunakan tulangan lentur $\varnothing 10 - 150$

$$As_{\text{ada}} = (\pi \times \frac{1}{4} \times 10^2) \times (\frac{1000}{150})$$

$$= 523,6 \text{ mm}^2 > 461,5 \text{ mm}^2$$



.....OK!

Kontrol Kekuatan :

$$\rho = \frac{As_{\text{ada}}}{b \times d_{\text{ada}}} = \frac{532,6}{1000 \times 65} = 0,0082 > \rho_{\min} (= 0,002)$$

$$Mu = \phi A f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad a = \frac{532,6 \times 320}{0,85 \times 30 \times 1000} = 6,68 \text{ mm}$$

$$= 0,85 \times 532,6 \times 320 \left(65 - \frac{6,68}{2} \right)$$

$$= 0,893 \times 10^7 \geq Mlx (= 0,733 \times 10^7) \text{ Nmm} \quad \text{.....OK!}$$

❖ Penulangan Arah y

$$R_n = \frac{Mu}{0,8 \times 1000 \times dy^2} = \frac{0,733 \times 10^7}{0,8 \times 1000 \times 55^2} = 3,03 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_{c'}} = \frac{320}{0,85 \times 30} = 12,55 \quad \rho = \frac{1}{12,55} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,55 \times 3,03}{320}} \right) = 0,010$$

ternyata $\rho_{\min} (=0,002) < \rho < \rho_{\max} (=0,033)$

maka digunakan $\rho = 0,010$

Tulangan arah y sebelum komposit

$$As_{\text{perlu}} = \rho b dy$$

$$= 0,010 \times 1000 \times 55 = 550 \text{ mm}^2$$

Menurut SK SNI T-15-1991-03 3.16.6-5 disebutkan :

Jarak tulangan utama $\leq 3 \times$ tebal pelat ($=240 \text{ cm}$)

$$\leq 500 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan lentur $\varnothing 10 - 100$

$$As_{\text{ada}} = (\pi \times \frac{1}{4} \times 10^2) \times (\frac{1000}{100}) \\ = 785,4 \text{ mm}^2 > 550 \text{ mm}^2 \quad \dots \dots \dots \text{OK!}$$

Kontrol Kekuatan :

$$\rho = \frac{As_{\text{ada}}}{b \times d} = \frac{785,4}{1000 \times 55} = 0,0143 > \rho_{\min} (= 0,002)$$

$$Mu = \phi A f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad a = \frac{785,4 \times 320}{0,85 \times 30 \times 1000} = 9,856 \text{ mm} \\ = 0,85 \times 785,4 \times 320 \left(55 - \frac{9,856}{2} \right) \\ = 1,069 \times 10^7 \geq Mlx (= 0,733 \times 10^7) \text{ Nmm} \quad \dots \dots \dots \text{OK!}$$

4.2.4.2 Penulangan setelah komposit

$$Q_{\text{ultimate}} = 888,6 \text{ kg/m}^2$$

$$dx = 115 \text{ mm}$$

$$dy = 105 \text{ mm}$$

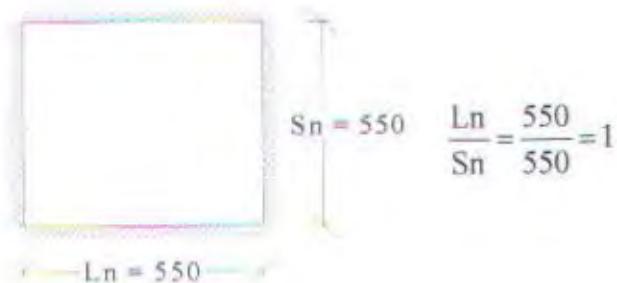
$$\rho_s = \frac{0.85 \times 30 \times 0.85}{320} \left(\frac{600}{600+320} \right)$$

$$= 0.044$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \times 0.044$$

$$= 0.033$$

$$\rho_{\min} = 0.002$$



“Perletakan dianggap sebagai perletakan jepit.”

Dengan menggunakan koefisien momen PBI 1971 tabel 13.3.1 didapat persamaan momen :

- $M_{lx} = 0,001 q l_x^2 x$; dengan nilai $x = 21$
- $M_{ly} = 0,001 q l_y^2 x$; dengan nilai $x = 21$
- $M_{tx} = -0,001 q l_x^2 x$; dengan nilai $x = 52$
- $M_{ty} = -0,001 q l_y^2 x$; dengan nilai $x = 52$

Sehingga :

$$M_{lx} = 0,001 \times 888,6 \times 5,5^2 \times 21$$

$$= 564,483 \text{ kgm}$$

$$M_{ly} = 0,001 \times 888,6 \times 5,5^2 \times 21$$

$$= 564,483 \text{ kgm}$$

$$M_{tx} = 0,001 \times 888,6 \times 5,5^2 \times 52$$

$$= -1397,768 \text{ kgm}$$

$$M_{ty} = 0,001 \times 888,6 \times 5,5^2 \times 52$$

$$= -1397,768 \text{ kgm}$$

❖ Penulangan Arah x

Tulangan Lapangan

$$R_n = \frac{Mu}{0,8 \times 1000 \times dx^2} = \frac{0,564 \times 10^7}{0,8 \times 1000 \times 115^2} = 0,533 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{320}{0,85 \times 30} = 12,55 \quad \rho = \frac{1}{12,55} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,55 \times 0,533}{320}} \right) = 0,00168$$

ternyata $\rho_{min} (=0,002) < \rho < \rho_{max} (=0,033)$

maka digunakan $\rho = 0,002$

$$\begin{aligned} As_{perlu} &= \rho b d \\ &= 0,002 \times 1000 \times 115 = 230 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menurut SK SNI T-15-1991-03 3.16.6-5 disebutkan :

Jarak tulangan utama $\leq 3 \times$ tebal pelat ($=240 \text{ cm}$)

$$\leq 500 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan lentur $\varnothing 10 - 200$

$$\begin{aligned} As_{ada} &= (\pi \times \frac{1}{4} \times 10^2) \times (\frac{1000}{200}) \\ &= 392,7 \text{ mm}^2 > 230 \text{ mm}^2 \quad \dots \dots \dots \text{OK!} \end{aligned}$$

Kontrol Kekuatan :

$$\rho = \frac{As_{ada}}{b \times d_{ada}} = \frac{392,7}{1000 \times 115} = 0,00341 > \rho_{min} (= 0,002)$$

$$\begin{aligned} Mu &= \phi A f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad a = \frac{392,7 \times 320}{0,85 \times 30 \times 1000} = 4,928 \text{ mm} \\ &= 0,85 \times 392,7 \times 320 \left(115 - \frac{4,928}{2} \right) \\ &= 1,202 \times 10^7 \geq Mlx (= 0,564 \times 10^7) \text{ Nmm} \quad \dots \dots \dots \text{OK!} \end{aligned}$$

Tulangan Tumpuan

$$R_n = \frac{Mu}{0,8 \times 1000 \times dx^2} = \frac{1,397 \times 10^7}{0,8 \times 1000 \times 115^2} = 1,32 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{320}{0,85 \times 30} = 12,55 \quad \rho = \frac{1}{12,55} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,55 \times 1,32}{320}} \right) = 0,00423$$

ternyata $\rho_{\min} (=0,002) < \rho < \rho_{\max} (=0,033)$

maka digunakan $\rho = 0,00423$

$$A_s \text{ perlu} = \rho b d$$

$$= 0,00423 \times 1000 \times 115 = 487,49 \text{ mm}^2$$

Menurut SK SNI T-15-1991-03 3.16.6-5 disebutkan :

Jarak tulangan utama $\leq 3 \times$ tebal pelat ($=240$ cm)

≤ 500 mm

Digunakan tulangan lentur Ø 10 – 120

$$As_{ads} = (\pi \times \frac{1}{4} \times 10^2) \times (\frac{1000}{120})$$

= 654,5 mm² > 487,49 mm² OK!

Kontrol Kekuatan :

$$\rho = \frac{A_{\text{S,ada}}}{b \times d_{\text{ada}}} = \frac{654,5}{1000 \times 115} = 0,00569 > \rho_{\min} (= 0,002)$$

$$Mu = \phi A fy \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad a = \frac{654,5 \times 320}{0,85 \times 30 \times 1000} = 8,213 \text{ mm}$$

$$= 0,85 \times 654,5 \times 320 \left(115 - \frac{8,213}{2} \right)$$

$$= 1.974 \times 10^7 \geq Ml_x (= 1.397 \times 10^7) \text{ Nmm} \quad \text{OK!}$$

❖ Penulangan Arah y

Tulangan Lapangan

$$R_n = \frac{M_u}{0.8 \times 1000 \times dx^2} = \frac{0,564 \times 10^7}{0.8 \times 1000 \times 105^2} = 0,639 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{320}{0,85 \times 30} = 12,55 \quad \rho = \frac{1}{12,55} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,55 \times 0,639}{320}} \right) = 0,00202$$

ternyata $\rho_{\min} (-0,002) < \rho < \rho_{\max} (=0,033)$

maka digunakan $\rho = 0,00202$

$$A_s \text{ perlu} = p b d$$

$$= 0.00202 \times 1000 \times 105 = 212.52 \text{ mm}^2$$

Menurut SK SNI T-15-1991-03 3.16.6-5 disebutkan :

Jarak tulangan utama $\leq 3 \times$ tebal pelat ($=240$ cm)

$$\leq 500 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan lentur $\varnothing 10 - 200$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ ada}} &= (\pi \times \frac{1}{4} \times 10^2) \times (\frac{1000}{200}) \\ &= 392,7 \text{ mm}^2 > 212,52 \text{ mm}^2 \quad \dots \dots \dots \text{OK!} \end{aligned}$$

Kontrol Kekuatan :

$$\rho = \frac{A_{s \text{ ada}}}{b \times d_{\text{ada}}} = \frac{392,7}{1000 \times 105} = 0,00374 > \rho_{\min} (= 0,002)$$

$$\begin{aligned} Mu &= \phi A_fy \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad a = \frac{392,7 \times 320}{0,85 \times 30 \times 1000} = 4,928 \text{ mm} \\ &= 0,85 \times 392,7 \times 320 \left(105 - \frac{4,928}{2} \right) \\ &= 1,095 \times 10^7 \geq M_{lx} (= 0,564 \times 10^7) \text{ Nmm} \quad \dots \dots \dots \text{OK!} \end{aligned}$$

Tulangan Tumpuan

$$R_n = \frac{Mu}{0,8 \times 1000 \times dx^2} = \frac{1,397 \times 10^7}{0,8 \times 1000 \times 105^2} = 1,584 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{320}{0,85 \times 30} = 12,55 \quad \rho = \frac{1}{12,55} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,55 \times 1,584}{320}} \right) = 0,0051$$

ternyata $\rho_{\min} (=0,002) < \rho < \rho_{\max} (=0,033)$

maka digunakan $\rho = 0,0051$

$$A_{s \text{ perlu}} = \rho b d$$

$$= 0,0051 \times 1000 \times 105 = 536,95 \text{ mm}^2$$

Menurut SK SNI T-15-1991-03 3.16.6-5 disebutkan :

Jarak tulangan utama $\leq 3 \times$ tebal pelat ($=240$ cm)

$$\leq 500 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan lentur $\varnothing 10 - 120$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ ada}} &= (\pi \times \frac{1}{4} \times 10^2) \times (\frac{1000}{120}) \\ &= 654,5 \text{ mm}^2 > 536,95 \text{ mm}^2 \quad \dots \dots \dots \text{OK!} \end{aligned}$$

Kontrol Kekuatan :

$$\rho = \frac{A_{s_{\text{ada}}}}{b \times d_{\text{ada}}} = \frac{654,5}{1000 \times 105} = 0,0062 > \rho_{\min} (= 0,002)$$

$$\begin{aligned} Mu &= \phi A f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) & a &= \frac{654,5 \times 320}{0,85 \times 30 \times 1000} = 8,213 \text{ mm} \\ &= 0,85 \times 654,5 \times 320 \left(105 - \frac{8,213}{2} \right) \\ &= 1,796 \times 10^7 \geq M_{lx} (= 1,391 \times 10^7) \text{ Nmm} \end{aligned}$$

..... OK!

Daerah	Sebelum Komposit	Setelah Komposit
Tul. Lapangan X	$\varnothing 10 - 150$	$\varnothing 10 - 200$
Tul. Lapangan Y	$\varnothing 10 - 100$	$\varnothing 10 - 200$
Tul. Tumpuan X	-	$\varnothing 10 - 120$
Tul. Tumpuan Y	-	$\varnothing 10 - 120$

Dari perhitungan diatas digunakan diameter kritis dari arah X dan arah Y dari keadaan sebelum komposit dan sesudah komposit

Tulangan Lapangan arah X = $\varnothing 10 - 150$

Tulangan Lapangan arah Y = $\varnothing 10 - 100$

Tulangan Tumpuan arah X = $\varnothing 10 - 120$

Tulangan Tumpuan arah Y = $\varnothing 10 - 120$

4.2.5 Kontrol Lendutan dan Retak

- **Kontrol Lendutan Pelat**

Kontrol lendutan perlu dilakukan pada semua jenis pelat, baik pada kondisi sebelum komposit maupun setelah komposit. Untuk jenis pelat dua arah tidak perlu dilakukan kontrol lendutan karena tebal pelat yang direncanakan sudah memenuhi persyaratan yang ada di SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.2.5.3 butir 3 sedangkan untuk jenis pelat satu arah perlu diadakan kontrol terhadap lendutan karena tebal pelat yang direncanakan tidak memenuhi persyaratan yang ada dalam peraturan SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.2.5.2 tabel 3.2.5(a).

Kondisi lendutan jangka panjang akibat besar dan lamanya beban bekerja harus ditinjau untuk pelat pracetak SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.2.5.2.5 butir 2.

Lendutan ijin maksimum yang diijinkan pada kondisi pelat sebelum maksimum :

- $L/360$ untuk lantai yang tidak memikul atau berhubungan dengan komponen struktural yang dapat rusak akibat lendutan yang besar.
- $L/180$ untuk atap yang tidak memikul atau berhubungan dengan komponen struktural yang dapat rusak akibat lendutan yang besar.

Lendutan ijin maksimum yang diijinkan untuk kondisi pelat sesudah komposit:

- $L/480$ untuk lantai maupun atap yang tidak memikul atau berhubungan dengan komponen struktural yang dapat rusak akibat lendutan yang besar.

Contoh perhitungan kontrol lendutan jika diperlukan menggunakan pelat lantai ukuran 550×550 cm.

$$\Delta = \frac{5 M (ln)^2}{48 E c I g}$$

$$\begin{aligned} M &= 0,001 \times 200 \times 5,5^2 \times 44 \\ &= 266,2 \text{ kgm} = 2,662 \times 10^6 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$E_c = 4700 \sqrt{f_c'} = 25742 \text{ MPa}$$

$$= 2,347 \times 10^{-3} \text{ mm}$$

$$\Delta = \frac{5 \times 2,662 \cdot 10^6 \times (5100)}{48 \times 25742 \times 2,347 \cdot 10^{-3}} = 1,194 \text{ mm}$$

$$\Delta = 1,194 \text{ mm} \leq \frac{L}{360} = \frac{5500}{360} (= 15,278 \text{ mm}) \quad \text{OK!}$$

Apabila lendutan ditinjau terhadap penampang retak :

$$L_t = l_g + l_{cr}$$

Luas tulangan sepanjang lebar pelat :

$$\text{Tulangan arah x} = 36 \times (3,14 \times 10^2 \times \frac{1}{4}) = 2827,433 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan arah y} = \varnothing \text{ tulangan} \times \text{lebar} = 10 \times 5500 = 55000 \text{ mm}^2$$

$$Y = \frac{\frac{1}{2} h \cdot (b \times h) + n \cdot A_{s_x} \cdot d_x + n \cdot A_{s_y} \cdot d_y}{(b \times h) + (n \times A_{s_x}) + (n \times A_{s_y})} ; n = 9 \text{ (rasio dari Es dan Ec)}$$

$$= \frac{\frac{1}{2} 80 (5500 \times 80) + (9 \times 2827,433 \times 65) + (9 \times 55000 \times 55)}{(5500 \times 80) + (9 \times 2827,433) + (9 \times 55000)}$$

$$= 48,39 \text{ mm}$$



Gambar 4.3 Letak Garis netral

$$I_{cr} = \frac{1}{3} \cdot b \cdot h^3 + n \cdot A_{s_x} \cdot (d_x - y)^2 + n \cdot A_{s_y} \cdot (d_y - y)^2$$

$$= \frac{1}{3} \times 5500 \times 80^3 + 9 \times 2827,433 \times (65 - 48,39)^2 + 9 \times 55000 \times (55 - 48,39)^2$$

$$= 967314854,018 \text{ mm}^2$$

$$I_t = 1202014854,02 \text{ mm}^2$$

$$\frac{I_t}{I_{cr}} = 1,243$$

$$\Delta \times \frac{I_t}{I_{cr}} = 1,194 \times 1,243$$

$$= 1,484 \text{ mm} \leq \text{lendutan ijin} (= 15,278 \text{ mm}) \quad \dots \dots \text{OK!}$$

• Kontrol Retak

Distribusi tulangan lentur harus diatur sedemikian rupa untuk membatasi retak lentur yang terjadi. Bila tegangan leleh rencana f_y untuk tulangan tarik melebihi 300 Mpa, penampang dengan momen positif dan negatif maksimum harus dipropsersikan sedemikian hingga nilai Z yang diberikan oleh :

$$Z = f_s \sqrt[3]{dc \times A} \quad \dots \dots \text{SK SNI T-1991-15-03 3.3.6-4}$$

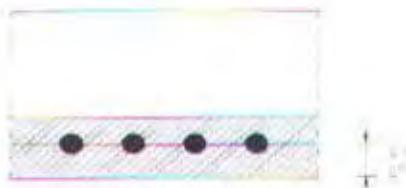
tidak melebihi 30 MN/m untuk penampang didalam ruangan.

f_s = tegangan dalam tulangan yang dihitung pada beban kerja, f_s dapat diambil $0,6 \times f_y$

$$= 0,6 \times 320 \text{ MPa} = 192 \text{ MPa}$$

d_c = tebal selimut beton diukur dari serat tarik terluar ke pusat batang tulangan.
 $= 15 \text{ mm (decking + jari-jari tulangan)}$

A = Luas efektif beton tarik di sekitar tulangan lentur tarik dan mempunyai titik pusat yang sama dengan titik pusat tulangan tersebut dibagi menjadi jumlah batang tulangan.



Gambar 4.4 Kontrol Relak

$$A = (0,05 \times 1\text{m}) : 4 = 0,0125 \text{ m}^2$$

$$Z = 192 \times \sqrt[3]{0,015 \times 0,0125} \\ = 10,989 \text{ MN/m} < 30 \text{ MN/m} \dots\dots \text{OK!}$$

4.2.6 Gaya Geser Friksi

Rumus kuat geser : $V_n = A_v \cdot f_y \cdot \mu \leq (0,2 \times f_c' \times A_c)$

Dimana :

A_v = luas tulangan geser

μ = koefisien friksi ($1,4 \lambda$ untuk beton yang dicor monolit)

A_c = luas penampang beton yang menahan geser

$A_v \times 320 \times 1,4$ (beton normal $\lambda = 1$) $\leq 0,2 \times 30 \times (1 \times 10^6) \text{ mm}^2$

$A_v = 13392,8 \text{ mm}^2$ seluas 1 m^2

$A_v = 115,73 \text{ mm}^2$ sepanjang 1 m

Luas tulangan yang diperlukan sangat kecil sehingga dapat diambil praktis digunakan tulangan geser friksi $\varnothing 10 - 500$ ($A_s = 157 \text{ mm}^2$)

4.2.7 Penulangan Stud (Shear Connector) Pada Pelat

Sesuai dengan konsep undereinforced yang mengharuskan bahwa daerah tekan pada penampang pelat komposit masih mampu memikul daerah regangan yang terjadi (sebelum terjadi retak pada beton) pada saat tulangan tarik mengalami regangan lelehnya. Dengan kata lain, tegangan yang terjadi saat itu harus mampu dipikul oleh seluruh penampang.

Stud pelat berfungsi sebagai sengkang pengikat antara elemen pracetak dengan elemen cor setempat. Stud harus mampu mentransfers gaya-gaya dalam yang bekerja pada penampang tekan menjadi gaya geser horisontal yang bekerja pada permukaan pertemuan antara kedua elemen, sehingga kedua elemen tersebut menjadi satu elemen dalam memikul beban.

Berdasarkan SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.10.5.3 gaya geser horisontal bisa dikontrol dengan menghitung perubahan aktual dari gaya tekan dan gaya tarik didalam sembarang segmen dan dengan menentukan bahwa gaya tersebut dipindahkan sebagai gaya geser horisontal ke elemen-elemen pendukung.

Contoh : Pelat lantai 1 (5,5 m x 5,5 m) direncanakan menggunakan Ø 10 – 150 (As = 523,60 mm²)

$$C_c = 0,85 \times f_{c'} \times A_{topping}$$

$$= 0,85 \times 30 \times 30,25 \times 1000 = 771375 \text{ N} = 771,375 \text{ kN}$$

$$C = T$$

$$= A_s \times f_y$$

$$= 754 \times 320 = 167551 \text{ N} = 167,551 \text{ kN} \quad \dots \dots \dots \text{(kasus a)}$$

$$\text{jadi } F_{nh} = C = 167,551 \text{ kN}$$

$$0,6 \times A_c = 0,6 \times (b_v \times L_v)$$

$$= 0,6 \times 1000 \times 5500/2 = 1650000 \text{ N} = 1650 \text{ kN} > F_{nh} (167,551 \text{ kN})$$

Karena F_{nh} kurang dari 0,6 A_c sehingga menurut SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.10.5.2.2 dan 3 bila permukaan temunya bersih dan bebas dari serpihan dan tidak dikasarakan maka dipasang sengkang pengikat minimum. Berdasarkan SK SNI 3.10.6.1 Jarak sengkang tidak boleh melebihi 4 kali dimensi terkecil dari elemen yang didukung ataupun 600 mm, sehingga :

$$\text{Jarak sengkang pelat (stud)} \leq 4 \times t_{topping} = 4 \times 50 = 200 \text{ mm}$$

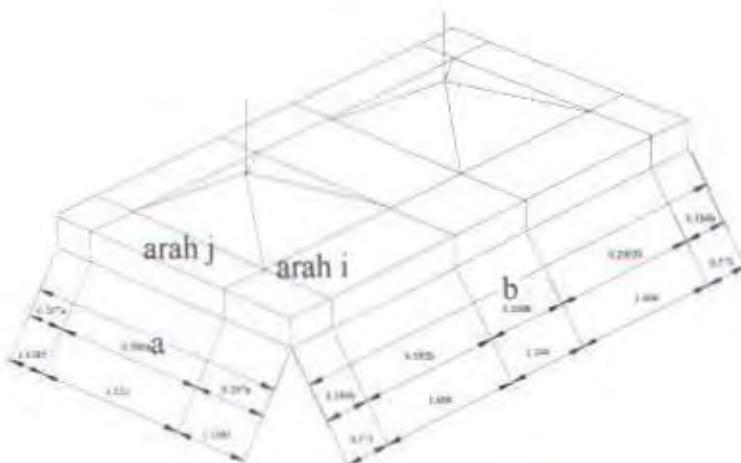
$$A_{v \min} = \frac{b \times s}{3 \times f_y} = \frac{1000 \times (4 \times 50)}{3 \times 320} = 208,33 \text{ mm}^2$$

Maka dipakai stud $\varnothing 10 - 200 \text{ mm}$ ($392,70 \text{ mm}^2$)

Karena As terbesar terdapat pada pelat A maka untuk jenis pelat yang lain menggunakan stud lantai dengan sengkang minimum.

4.2.8 Perhitungan Tulangan Angkat

Dalam pemasangan pelat pracetak harus pula diingat bahwa pelat akan mengalami pengangkatan sehingga perlu direncanakan tulangan angkat untuk pelat. Pada saat pengangkatan pelat dianggap sebagai balok sederhana, pelat diangkat pada delapan titik tumpu dengan jarak penanaman seperti pada gambar.



Gambar 4.5 Letak tulangan angkat pelat

Contoh perhitungan pelat dimensi $550 \times 550 \text{ cm}$ dengan empat titik pengangkatan (four point pick-up). Gaya akibat pengangkatan akan ditransformasikan kedua arah horizontal, yaitu : arah i dan j.

Tinggi pengangkatan dari muka pelat diambil 50 cm.

Pada perhitungan beban ultimate ditambahkan koefisien kejut (1,2) saat pengangkatan.

Beban-beban yang bekerja pada pelat pracetak :

Beban Mati (DL) :

$$\begin{aligned}
 - \text{Berat sendiri} : 5,5 \times 5,5 \times 0,08 \times 2400 &= 5808 \text{ kg} \\
 - \text{Stud - tulangan} : 1 \% \times 5808 &= 58,08 \text{ kg} \\
 &= 5866,08 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Jadi setiap tumpuan memikul beban mati sebesar : $5866,08 / 8 = 733,26 \text{ kg}$

Beban Hidup :

$$- \text{Beban Hidup (2 orang pekerja)} = 200 \text{ kg}$$

$$\text{Jadi beban ultimate} = (1,2 \cdot 733,26 + 1,6 \cdot 200) \times 1,2 = 1439,90 \text{ kg}$$

Menurut PPBBI pasal 2.2.2, tegangan tarik ijin baja U 32

$$\sigma_{\text{tarik ijin}} = \frac{f_y}{1,5} = \frac{3200}{1,5} = 2133,33 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Maka diameter tulangan angkat} = \sqrt{\frac{4 \times 1439,90}{\pi \times 2133,33}} = 0,93 \text{ cm}$$

Akibat gaya horizontal :

$$T_i = 1439,90 \times \cos 43,41^\circ = 1046,022 \text{ kg}$$

$$T_j = 1439,90 \times \cos 46,41^\circ = 992,80 \text{ kg}$$

Menurut PPBBI pasal 2.2.6, tegangan geser baja U 32 :

$$P_{\text{geser}} = 0,58 \times 2133,33 = 1237,14 \text{ kg/m}^2$$

Maka :

$$\begin{aligned}
 \phi_{\text{tul angkat}} &\geq \sqrt{\frac{4 \times 1046,022}{\pi \times 1237,14}} & \phi_{\text{tul angkat}} &\geq \sqrt{\frac{4 \times 992,80}{\pi \times 1237,14}} \\
 &\geq 1,04 \text{ cm} & &\geq 1,01 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

dipasang tulangan angkat 8 Ø 12 mm

4.2.9 Kontrol Tegangan Handling

4.2.9.1 Kontrol tegangan handling pada saat pengangkatan pelat

a. Lentur arah memanjang pelat

$f_{\text{plat}} \leq f_{\text{cr}}$ f_{cr} untuk beton 3 hari adalah 2,4 MPa.

Berdasarkan PC1 Design Handbook, momen maksimum diperhitungkan

$$M_i = M_y = 0,0027 \times wab^2$$

$$a = b = 5,5 \text{ m} = 5500 \text{ mm}$$

$$t = 0,08 \text{ m} = 80 \text{ mm}$$

$$Z = 1/6 \times (b/2) \times t^2$$

$$= 1/6 \times 1200 \times 80^2 = 1,28 \text{ E6 mm}^3$$

$$M_y = 0,0027 \times wab^2$$

$$= 0,0027 \times (2400 \times 0,08) \times 5,5 \times 5,5^2$$

$$= 86,25 \text{ kgm} = 0,863 \text{ E6 Nmm}$$

momen tambahan akibat sudut angkat :

$$Y_c = \frac{1}{2} \text{ tebal pelat} + \text{tinggi stud (sama dengan tebal overtopping)} = 0,09 \text{ m}$$

$$M_t = (\frac{1}{2} P) Y_c / \tan \theta = \frac{P}{\tan \theta} Y_c$$

$$= \frac{1,2 \times 2400 \times 5,5^2 \times 0,08}{8} \times \frac{0,09}{\tan 43,41} = 15,07 \text{ kgm} = 15,07 \text{ E4 Nmm}$$

$$M_{\text{total}} = 86,25 + 15,07 = 97,32 \text{ E4 Nmm}$$

$$f_t - f_b = \frac{M_y}{Z} = \frac{97,32 \text{ E4}}{1,28 \text{ E6}} = 0,76 \text{ MPa} < 2,4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{OK!}$$

b. Lentur arah melintang pelat

M_x ditahan oleh penampang dengan lebar $15t$ atau $b/4$, diambil yang terkecil

$$15t = 15 \times 80 = 1200 \text{ mm} \quad b/4 = 5500/4 = 1375 \text{ mm}$$

Berdasarkan PCI Design Handbook, momen maksimum diperhitungkan

$$Z = 1/6 \times 15t \times t^2$$

$$= 1/6 \times 1200 \times 80^2 = 1,28 \text{ E6 mm}^3$$

$$M_j = M_x = 0,0054 \times wab^2$$

$$= 0,0054 \times (2400 \times 0,08) \times 5,5^2 \times 5,5 = 172,50 \text{ kgm}$$

$$= 172,50 \text{ E4 Nmm}$$

momen tambahan akibat sudut angkat :

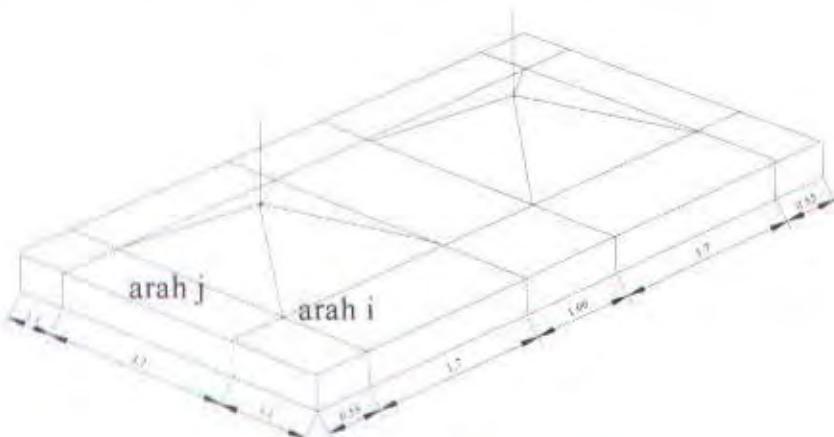
$$Y_c = \frac{1}{2} \text{ tebal pelat} + \text{tinggi stud} (\text{sama dengan tebal overtopping}) = 0,09 \text{ m}$$

$$M_t = \left(\frac{1}{2} P\right) Y_c / \tan \theta = \frac{P}{\tan \theta} Y_c$$

$$= \frac{1,2 \times 2400 \times 5,5^2 \times 0,08}{8} \times \frac{0,09}{\tan 46,41} = 13,57 \text{ kgm} = 13,57 \text{ E4 Nmm}$$

$$M_{\text{total}} = 172,5 - 13,57 = 186,07 \text{ E4 Nmm}$$

$$f_t = f_b = \frac{M_y}{Z} = \frac{186,07 \text{ E4}}{1,28 \text{ E6}} = 1,453 \text{ MPa} < 2,4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{OK!}$$



Gb.4.10 Penempatan titik pengangkatan

4.2.9.2 Kontrol tegangan handling pada saat pemutaran pelat



Gb.4.7 Pengangkatan pada pemutaran pelat

Momen arah melintang pelat :

$$R_L = \frac{1/2 \times w \times a^2}{4,4} = \frac{1,2 \times (0,5 \times 2400 \times 0,08 \times 5,5 \times 4,4^2)}{4,4 \times 4}$$

$$= 696,96 \text{ kg}$$

$$R_R = (w \times a) - R_L = 1,2 \times (2400 \times 0,08 \times 5,5) \times \frac{4,4}{4} - 696,96 = 464,64 \text{ kg}$$

$$M_b = 0,5 \times w \times 0,8^2 = \frac{1,2 \times (2400 \times 0,08 \times 5,5)}{2 \times 4} \times 0,5^2$$

$$= 101,376 \text{ kgm} = 101,376 \text{ E4 Nmm}$$

$$M_b \text{ max di } \frac{R_R}{w} = \frac{464,64}{316,8} = 1,47 \text{ m}$$

$$M_b = R_R (1,47) - 0,5 \times w (1,47)^2$$

$$= 465,485 (1,47) - 0,5 \times 316,8 (1,47)^2 = 341,976 \text{ kgm} = 341,976 \text{ E4 Nmm}$$

$$Z_e = 1,28 \text{ E6 mm}^3$$

Umur beton 21 hari, $f'_t = 3,7 \text{ MPa}$

$$f_t = \frac{101,376 \text{ E4}}{1,28 \text{ E6}} = 0,792 \text{ MPa} < 3,7 \text{ MPa} \quad \dots \dots \dots \text{OK!}$$

$$f_b = \frac{341,976 \text{ E4}}{1,28 \text{ E6}} = 2,672 \text{ MPa} < 3,7 \text{ MPa} \quad \dots \dots \dots \text{OK!}$$

Penumpukan Elemen Pelat

W pelat tipe (5,5 x 5,5 m) : $0,8 \times 5,5 \times 5,5 \times 2400 = 58080 \text{ kg} (=580800\text{N})$

Ditumpuk pada umur beton 28 hari ($f_t = 0,7 \sqrt{f_{c'}} = 3,834 \text{ Mpa}$)

Tumpuan menggunakan kayu dimensi 10 x 10 x 60 cm

Kontrol tegangan yang terjadi pada tengah bentang :

$$\text{Pelat A : } \frac{l_2 \times W_{\text{pelat}}}{A_{\text{bidangkontak}}} = \frac{l_2 \times 580800}{100 \times 5000} = 0,580 \text{ Mpa}$$

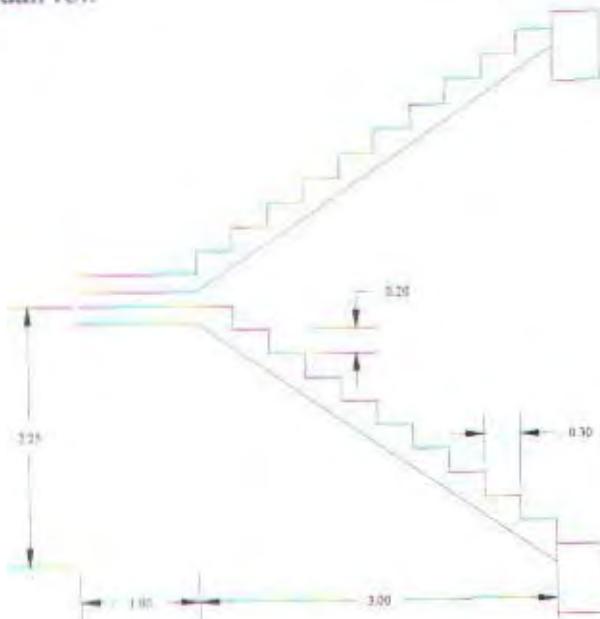
$$\text{Ditumpuk sebanyak } \frac{3,834}{0,580} = 6,61 \rightarrow 6 \text{ tumpuk}$$



4.3 DESAIN TANGGA

Tangga direncanakan menggunakan tangga dengan cor setempat, pembuatan tangga harus sama untuk setiap lantai karena akan dikerjakan secara massal.

Tumpuan untuk tangga pada perhitungan analisa struktur diasumsikan sebagai tumpuan sendi dan rol.

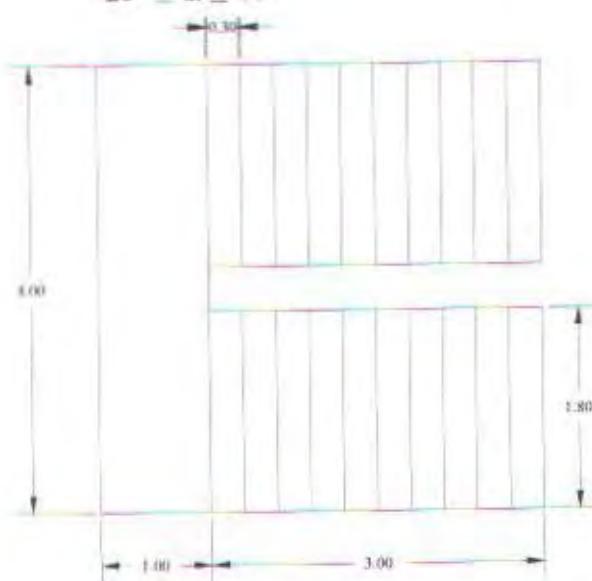


Gambar 4.8 Rencana Tangga

4.3.1 Perhitungan Pelat Tangga

Syarat perencanaan : $60 < (2t+I) < 64$

$$25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ$$



Gambar 4.9 Tampak atas tangga

dimana : t = tinggi injakan (cm)
 l = lebar injakan (cm) α = kemiringan tanjakan

Data-data Perancangan

- Mutu Beton ($f_{c'}$) = 30 MPa
- Mutu tulangan = 320 MPa
- Lebar tangga = 180 cm
- Panjang bordes = 400 cm
- Lebar bordes = 100 cm
- Tinggi antar lantai = 450 cm
- Tinggi injakan = 15 cm
- Lebar injakan = 30 cm
- Kemiringan tangga = $\text{arc tan}(20/30) = 35^\circ$

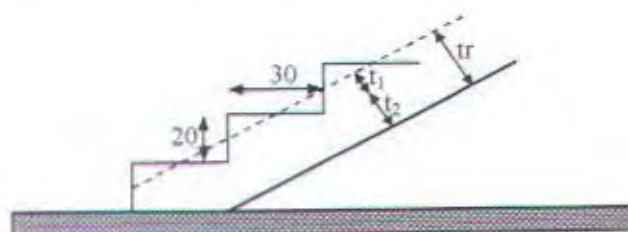
Perhitungan Tebal Rata-rata Pelat

$$t_1 = 15 \text{ cm} ; t_2 = \frac{1}{2} 15 \times \cos(35^\circ)$$

$$= 6,144 \text{ cm}$$

$$tr = t_1 + t_2$$

$$= 15 + 7 = 22 \text{ cm}$$



Gambar 4.10 Detail tebal pelat tangga

Perhitungan Pembebatan Tangga dan Bordes

1. Pelat Tangga

• Beban Mati (DL)

- Berat sendiri = $0,22 \times 2400 \times 1,8 \text{ m}$ = 950,4 kg/m
- Spesi (=2 cm) = $0,02 \times 2400 \times 1,8 \text{ m}$ = 86,4 kg/m
- Tegel = $24 \text{ kg/m}^2 \times 1,8 \text{ m}$ = 43,2 kg/m
- Sandaran = 20 kg/m +
- = 1100 kg/m

- Beban hidup (LL) = 300 kg/m
- $$Q_{uh} = ((1,2 \times 1100) + (1,6 \times 300)) = 1800 \text{ kg/m}$$

2. Pelat Bordes

- Beban Mati (DL)
 - Berat sendiri = $0,15 \times 2400 \times 2,0$ = 720 kg/m
 - Spesi = $0,02 \times 2400 \times 2,0$ = 96 kg/m
 - Tegel = $24 \text{ kg/m}^2 \times 2,0$ = 48 kg/m +
- $$\begin{array}{rcl} & & \hline \\ & & = 864 \text{ kg/m} \\ \hline \end{array}$$
- Beban hidup (LL) = 300 kg/m
- $$Q_{uh} = ((1,2 \times 864) + (1,6 \times 300)) = 1516,8 \text{ kg/m}$$

“Perletakan tangga ditentukan sebagai perletakan jepit dan rol.”

Untuk perhitungan gaya dalam digunakan bantuan software SAP 2000 didapatkan :

$$\begin{array}{ll} \text{Pelat anak tangga} & = 4081,28 \text{ kgm} \\ \text{Pelat bordes} & = 3100,05 \text{ kgm} \end{array}$$

4.3.2 Penulangan Lentur Pelat Tangga dan Bordes

• Penulangan Lentur Pelat Tangga

Penulangan Lentur Arah X

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0.85 \times f_c \times \beta_1}{320} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0.85 \times 30 \times 0.85}{320} \left(\frac{600}{600 + 320} \right) \dots \text{ SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.1.4.3} \\ &= 0,044 \end{aligned}$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b = 0,033$$

$$\rho_{\min} = 0,0020 \dots \text{ SK SNI T-15-1991-03 3.16.12-2.1}$$

Direncanakan menggunakan tulangan $\varnothing 12 \text{ mm}$

$$d = 220 - 20 - (0,5 \times 12) = 194 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{Mu}{0,8 \times 1000 \times d^2} = \frac{4,081 \times 10^7}{0,8 \times 1000 \times 194^2} = 1,414 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{320}{0,85 \times 30} = 12,55 \quad \rho = \frac{1}{12,55} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,55 \times 1,414}{320}} \right) = 0,00455$$

maka $\rho_{min} (= 0,002) < \rho_{perlu} = 0,00455 < 0,033 \rightarrow$ digunakan ρ_{perlu}

$$As_{perlu} = 0,00455 \times 1000 \times 194$$

$$= 882,7 \text{ mm}^2$$

dipasang $\varnothing 12 - 120 \text{ mm}$

$$As_{tul} = \frac{1}{4} \times 3,14 \times 12^2 \times 1000 / 120$$

$$= 942,5 \text{ mm}^2 > As_{perlu} (= 882,7 \text{ mm}^2) \quad \dots \dots \dots \text{OK!}$$

Penulangan Arah Y

Direncanakan sebagai pelat satu arah, maka penulangan arah Y adalah tulangan pembagi dengan jumlah tulangan :

$$\begin{aligned} \text{Tulangan pembagi} &= 0,002 \times A_{bruto} \\ &= 0,002 \times 1000 \times 194 \\ &= 388 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

dipasang tulangan $\varnothing 10 - 200 \text{ mm}$ ($A = 392,7 \text{ mm}^2$) $\geq 388 \text{ mm}^2$

• Penulangan Lentur Pelat Bordes

Penulangan Lentur Arah X

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \times f_c \times \beta_1}{320} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 30 \times 0,85}{320} \left(\frac{600}{600 + 320} \right) \dots \text{SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.1.4.3} \\ &= 0,044 \end{aligned}$$

$$\rho_{max} = 0,75 \rho_b = 0,033$$

$$\rho_{min} = 0,0020 \dots \text{SK SNI T-15-1991-03 3.16.12-2.1}$$

Direncanakan menggunakan tulangan $\varnothing 12 \text{ mm}$

$$d = 150 - 20 - (0,5 \times 12) = 124 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{Mu}{0,8 \times 1000 \times d^2} = \frac{3,100 \times 10^7}{0,8 \times 1000 \times 124^2} = 1,654 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_{c'}} = \frac{320}{0,85 \times 30} = 12,55 \quad \rho = \frac{1}{12,55} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,55 \times 1,654}{320}} \right) = 0,0053$$

maka ρ_{min} (= 0,002) < ρ_{perlu} = 0,0053 < 0,033 → digunakan ρ_{perlu}

$$\begin{aligned} A_s_{perlu} &= 0,0053 \times 1000 \times 124 \\ &= 657,2 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

dipasang ø 12 – 150 mm

$$\begin{aligned} A_s_{ada} &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 12^2 \times 1000 / 150 \\ &= 754 \text{ mm}^2 > A_s_{perlu} (= 657,2 \text{ mm}^2) \quad \dots \dots \dots \text{OK!} \end{aligned}$$

Penulangan Arah Y

Direncanakan sebagai pelat satu arah, maka penulangan arah Y adalah tulangan pembagi dengan jumlah tulangan :

$$\begin{aligned} \text{Tulangan pembagi} &= 0,002 \times A_{bruto} \\ &= 0,002 \times 1000 \times 124 \\ &= 248 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

dipasang tulangan ø 10 – 200 mm ($A = 392,7 \text{ mm}^2$) $\geq 348 \text{ mm}^2$

4.3.3 Penulangan Geser

Perhitungan tulangan geser pada perencanaan tangga sama dengan perhitungan tulangan geser balok pada tangga.

• Penulangan Geser Pelat Tangga

$$V_u = 3526,68 \text{ kg}$$

Sambungan kekuatan geser beton menurut SK SNI T-15-1991-03

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f_{c'}} \times b_w \times d$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,6 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 1000 \times 194 \\ &= 106258,18 \text{ N} = 10625,82 \text{ kg} > V_u \end{aligned}$$

karena $V_u < \phi V_c$, maka tidak perlu tulangan geser

Untuk seluruh elemen-elemen pada pelat tangga didapatkan bahwa gaya geser yang terjadi adalah dibawah kekuatan geser beton sehingga tidak diperlukan tulangan geser untuk menambah kekuatan.

• Penulangan Geser Pelat bordes

$$V_u = 3848,65 \text{ kg}$$

Sumbangan kekuatan geser beton menurut SK SNI T-15-1991-03

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

$$\phi V_c = 0,6 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 1000 \times 124$$

$$= 67917,597 \text{ N} = 6791,76 \text{ kg} > V_u$$

Karena $V_u < \phi V_c$, maka tidak perlu tulangan geser

Dari hasil pehitungan diatas kebutuhan penulangan tangga adalah sebagai berikut :

Tulangan Pelat Tangga

Tulangan lentur arah X : $\phi 12 - 120 \text{ mm}$

Tulangan lentur arah Y : $\phi 10 - 200 \text{ mm}$

Tulangan Pelat Bordes

Tulangan lentur arah X : $\phi 12 - 150 \text{ mm}$

Tulangan lentur arah X : $\phi 10 - 200 \text{ mm}$



BAB V

DESAIAN STRUKTUR UTAMA

BAB V

DESAIN STRUKTUR UTAMA

5.1 Analisa Struktur Utama

5.1.1 Umum

Didalam analisa struktur, struktur utama merupakan suatu komponen utama dimana kekakuananya mempengaruhi perilaku dari gedung tersebut. Struktur utama ini berfungsi untuk menahan pembebanan yang berasal dari beban gravitasi dan beban lateral berupa beban gempa maupun angin. Komponen struktur utama ini terdiri dari balok, kolom dan shearwall.

Didalam analisa struktur utama dari gedung perkantoran ini, pemodelan struktur mengacu kepada Peraturan UBC' 97 dengan sistem yang dipergunakan adalah Building Frame System. BFS ini merupakan suatu sistem dimana beban gravitasi dipikul sepenuhnya oleh frame sedangkan gaya lateral yang bekerja padanya dipikul sepenuhnya oleh shearwall.

5.1.2 Permodelan Struktur

Perancangan gedung Perkantoran ini memodelkan struktur sebagai Building Frame System (BFS), yaitu suatu gedung dengan asumsi bahwa frame akan memikul hanya beban mati dan beban hidup atau beban gravitasi, sedangkan beban lateral dibebankan pada struktur penahan beban lateral dibebankan pada struktur penahan beban lateral baik berupa bracing ataupun shearwall. Permodelan struktur ini mengambil permodelan yang disyaratkan dalam peraturan UBC 1997

5.1.3 Data-data Perancangan

Perancangan gedung perkantoran didaerah Surabaya ini didasarkan atas data-data sebagai berikut :

1. Mutu beton (f_c') : 30 MPa
2. Mutu baja tulangan : 320 MPa
3. Jumlah lantai : 8 lantai (lantai 9 → atap)
4. Tinggi tiap lantai : 4.5 meter

- | | |
|--------------------|-------------------|
| 5. Tinggi bangunan | : 36 meter |
| 6. Ukuran bangunan | : 33,5 m x 23,5 m |
| 7. Dimensi Kolom | : 60 cm x 60 cm |
| 8. Dimensi balok | : 45 cm x 60 cm |
| 9. Wilayah Gempa | : zona 2 |
| 10. Tipe tanah | : S _D |

5.1.4 Perhitungan Pembebanan Vertikal Pada Struktur

Pembebanan vertikal pada struktur pada Building Frame System hanya diterima oleh frame saja, dimana pembebanan dari pelat akan dihitung menggunakan metode tributary area hasil perhitungan tersebut akan dibebankan secara merata pada frame, sedangkan untuk berat sendiri dari balok dan kolom, akan diperhitungkan lewat program analisa struktur SAP 2000.

Perhitungan Pembebanan Pelat

Dari perhitungan pembebanan pelat pada bab IV didapatkan :

Beban Pelat Lantai

Beban Mati $q = 428 \text{ kg/m}^2$

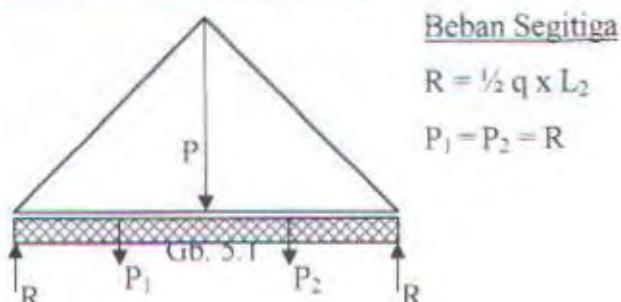
Beban Hidup $q = 250 \text{ kg/m}^2$

Beban Pelat Atap

Beban Mati $q = 388 \text{ kg/m}^2$

Beban Hidup $q = 110 \text{ kg/m}^2$

Pembebanan Tributary Area



$$R = \frac{1}{2} P \left(\frac{1}{2} L_x \right)$$

$$= \frac{1}{2} P L_x$$

Momen Maksimum ditengah bentang :

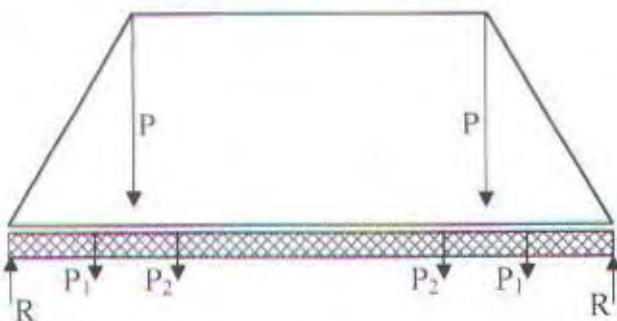
$$\text{Beban segitiga} : M_{\max} = \frac{1}{4} PL_x (\frac{1}{2} L_x) - PL_x (\frac{1}{3} \times \frac{1}{2} L_x) \\ = \frac{1}{12} PL_x^2$$

$$\text{Beban Equivalen} : M_{\max} = \frac{1}{8} q_{ek} L_x^2$$

M_{\max} segitiga = M_{\max} Equivalen

$$\frac{1}{12} PL_x^2 = \frac{1}{8} q_{ek} L_x^2$$

$$q_{ek} = \frac{1}{3} q L_x$$



Beban Trapesium

$$P = \frac{1}{2} L_x$$

$$P_1 = \frac{1}{2} P (\frac{1}{2} L_x) = \frac{1}{2} PL_x$$

$$P_2 = \frac{1}{2} P (L_y - L_x)$$

$$\text{Beban Trapesium: } M_{\max} = R \frac{1}{2} L_y - P_1 (\frac{1}{2} L_y - \frac{2}{3} \frac{1}{2} L_x) - P_2 \frac{1}{2} \frac{1}{4} (L_y - L_x)$$

$$= [\frac{1}{4} PL_x + \frac{1}{2} P(L_y + L_x)] \times \frac{1}{2} L_y - \frac{1}{4} PL_x (\frac{1}{2} L_y - \frac{1}{2} L_x) - \frac{1}{2} P(L_y - L_x) \frac{1}{2} \frac{1}{2} (L_y - L_x)$$

$$= \frac{1}{8} PL_y^2 - \frac{1}{2} P_x^2$$

$$\text{Beban Equivalen} : M_{\max} = \frac{1}{8} q_{ek} L_x^2$$

M_{\max} segitiga = M_{\max} Equivalen

$$\frac{1}{8} PL_y^2 + \frac{1}{2} P_x^2 = \frac{1}{8} q_{ek} L_x^2$$

$$q_{ek} = \frac{1}{2} q L_x (1 + \frac{1}{3} (\frac{L_x}{L_y})^2)$$

Tabel 4.1 Pembebanan Tributary Area

Pembebanan	q equivalen (kg/m)	Jenis Pembebanan	
		Mati	Hidup
Lantai 9 (Atap)	q_1	517,33	146,67
	q_2	1034,67	293,33
	q_3	511,27	131,77
	q_4	1018,5	315,1
	q_5	1293,34	366,67
	q_6	394,58	111,86
	q_7	1031,22	292,35
	q_8	1273,29	361
	q_9	1347,97	382,17
Lantai 1 - 8	q_1	600	333,33
	q_2	1200	666,67
	q_3	512,71	299,48
	q_4	1226,04	716,16
	q_5	1426,67	833,33
	q_6	435,24	254,23
	q_7	1219,91	664,44
	q_8	1429,4	820,42
	q_9	1490,87	868,54

5.1.5 Perhitungan Gaya Lateral Pada Struktur

5.1.5.1 Perhitungan Berat Total Bangunan

1. Berat Lantai 9 (Atap)

Beban Mati

$$\text{Pelat} : (33,5 \times 23,5) \times 2400 \times 0,13 = 245622 \text{ kg}$$

$$\text{Balok} : (0,6 - 0,13) \times 0,40 \times 2400 \times ((23,5 \times 8) + (33,5 \times 6)) = 175516,8 \text{ kg}$$

$$\text{Kolom} : 42 \times 0,6 \times 0,6 \times 2,25 \times 2400 = 81648 \text{ kg}$$

$$\text{Aspalt (t = 2cm)} : 0,02 \times 23,5 \times 33,5 \times 1400 = 22043 \text{ kg}$$

$$\text{Spesi penutup} : 33,5 \times 23,5 \times 44 = 34639 \text{ kg}$$

$$\text{Ducting AC - Pipa} : 33,5 \times 23,5 \times 30 = 23617,5 \text{ kg}$$

$$= 583086,3 \text{ kg}$$

Beban Hidup (reduksi = 0,3)

$$\text{Beban Air Hujan} : 0,3 \times 33,5 \times 23,5 \times 30 = 7085,25 \text{ kg}$$

$$\text{Beban hidup} : 0,3 \times 33,5 \times 23,5 \times 100 = 23617,5 \text{ kg}$$

$$= 30702,75 \text{ kg}$$

“ Total Berat Atap = 613789,05 kg”

2. Berat Lantai 1 – 8

Beban Mati

Pelat : $(33,5 \times 23,5) \times 2400 \times 0,13$	= 245622 kg
Balok : $(0,6 - 0,13) \times 0,40 \times 2400 \times ((23,5 \times 8) + (33,5 \times 6))$	= 175516,8 kg
Kolom : $42 \times 0,6 \times 0,6 \times 2,25 \times 2400$	= 81648 kg
Tegel : $24 \times 23,5 \times 33,5$	= 18894 kg
Tangga : $((1100 \times 3) + (864 \times 1)) \times 2$	= 8328 kg
Spesi penutup : $33,5 \times 23,5 \times 44$	= 34639 kg
Ducting AC + Pipa : $33,5 \times 23,5 \times 30$	= 23617,5 kg
	= 588265,3 kg

Beban Hidup (reduksi = 0,3)

$0,3 \times 23,5 \times 33,5 \times 250$	= 59043,75 kg
" Total Berat lantai 1 – 8 = $8 \times (588265,2 + 59043,75)$	= 8 x 647309,05 kg = 5178472,4 kg

Jadi Berat Total keseluruhan lantai = 5792261,45 kg

5.1.5.2 Perhitungan Gaya Geser Dasar

Untuk perencanaan gaya gempa dipergunakan peraturan UBC 1997 termasuk didalamnya menghitung gaya geser dasar. Perhitungan gaya gempa dasar ini dipergunakan untuk menganalisa gaya gempa yang dihasilkan pada analisa dinamis, dimana besarnya gempa yang dihasilkan pada analisa dinamis tidak boleh kurang dari 90 % dari perhitungan analisa statis.

Dalam section 1630.2.1 UBC'97 design geser gempa dasar ditetapkan sebagai berikut :

Total gaya geser dasar yang bekerja dapat dihitung berdasarkan :

$$V = \frac{C_v I}{R T} W \quad \dots \dots \dots \text{Pers (30-4)}$$

Dimana total gaya geser tidak perlu lebih melebihi :

$$V = \frac{2,5 C_u I}{R} W \quad \dots \dots \dots \text{Pers (30-5)}$$

Dan total gaya geser dasar tidak boleh kurang dari :

$$V \geq 0,11 C_s I W \quad \dots \dots \dots \text{Pers (30-6)}$$

o Periode dasar struktur (T)

Perhitungan T dengan metode A :

$$T = C_1 (h_e)^{3/4} \quad \dots \dots \dots \text{Pers (30-8) section 1630.2.2 UBC 1997}$$

dimana : $C_1 = 0,0853$ untuk steel moment resisting frames

$C_1 = 0,0731$ untuk reinforced concrete moment resisting frame dan eccentrically braced frames

$C_1 = 0,0488$ untuk gedung yang lain

$$T = 0,0488 \times (40)^{3/4} = 0,776 \text{ detik}$$

o BFS $\rightarrow R = 5,5$ dan $\Omega_o = 2,8$ Tabel 16-N UBC'97

o Zona 2 $\rightarrow Z = 0,2$ Tabel 16-I UBC'97

o Zona 2 dan tipe tanah $S_D, C_y = 0,40$ Tabel 16-R UBC'97

o Zona 2 dan tipe tanah $S_D, C_a = 0,28$ Tabel 16-Q UBC'97

o Perkantoran (fasilitas umum), $I = 1,0$ Tabel 16-K UBC'97

o Dari data-data diatas dapat dihitung besarnya gaya geser dasar :

$$V = \frac{C_y I}{R T} W = \frac{0,4 \times 1,0}{5,5 \times 0,776} \times 5792261,45 = 542854,90 \text{ kg}$$

$$V = \frac{2,5 C_a I}{R} W = \frac{2,5 \times 0,28 \times 1,0}{5,5} \times 5792261,45 = 737196,91 \text{ kg}$$

$$V \geq 0,11 C_s I W = 0,11 \times 0,28 \times 1,0 \times 5792261,45 = 178401,66 \text{ kg}$$

Dari perhitungan diatas didapatkan $V = 542854,90 \text{ kg}$

5.1.5.3 Perhitungan Gaya Geser Setiap Lantai

Gaya geser yang telah didapatkan pada perhitungan diatas, akan didistribusikan secara vertikal ke masing-masing lantai.

Penyebaran gaya lateral dilakukan sesuai section 1630.5 UBC'97 dengan perumusan sebagai berikut :

Menghitung gaya gempa yang diterima tiap lantai

$$F_x = \frac{(V - F_t) w_s h_s}{\sum w_i h_i} \quad \dots \dots \dots \text{Pers (30-15) UBC'97}$$

dimana :

V = Gaya geser dasar

F_t = Gaya gempara pada puncak struktur, untuk $T > 0,7$

$$F_t = 0,07 \times T \times V = 29487,90 \text{ kg}$$

Syarat $F_t < 0,25 \times V = 135713,73 \text{ kg} \dots \dots \text{OK!}$

w_i = Berat struktur per tingkat

h_i = Tinggi lantai

Tabel 5.2 Gaya Lateral Tiap Lantai

Tingkat (i)	w_i (kg)	h_i (m)	V (kg)	$w_i h_i$ (kg m)	F_x (kg)	ΣF_x
9	613789.05	40.5	542854.9	24858457	104026.1526	104026.1526
8	647309.05	36	542854.9	23303126	97517.49943	201543.652
7	647309.05	31.5	542854.9	20390235	85327.812	286871.464
6	647309.05	27	542854.9	17477344	73138.12457	360009.5886
5	647309.05	22.5	542854.9	14564454	60948.43714	420958.0257
4	647309.05	18	542854.9	11651563	48758.74971	469716.7754
3	647309.05	13.5	542854.9	8738672.2	36569.06229	506285.8377
2	647309.05	9	542854.9	5825781.5	24379.37486	530665.2126
1	647309.05	4.5	542854.9	2912890.7	12189.68743	542854.9
Total	5792261.45			129722523	542854.9	

5.1.5.4 Beban akibat Angin

Berdasarkan UBC'97 dikatakan bahwa untuk segala macam gedung atau struktur haruslah didesign dan dibangun untuk mampu manahan akibat beban angin. Dimana pada UBC'97 beban angin dihitug berdasarkan Section 1615 Division III – Wind Design.

- Kecepatan angin 70 mph

Tabel 16 F UBC'97, tekanan angin $q_s = 61,59 \text{ kg/m}^2$

➤ Faktor exposure (C)

Nilai faktor exposure didapatkan dari tabel 16-G UBC'97. Pada tabel 16-G satuan menggunakan satuan feet sehingga pada perhitungan Ce nilai ketinggian yang tidak sesuai dengan tabel harus diinterpolasi.

Contoh perhitungan faktor Ce

Tingkat 9 :

$$h_s = 40,5 \text{ m maka } \frac{40,5}{0,3048} \text{ ft} = 132,874 \text{ ft}$$

Dari tabel : $h_x = 160, Ce = 1,79$

$h_x = 120, Ce = 1,67$

$$\text{maka untuk } h_x = 132,874 \text{ ft} \rightarrow Ce = 1,67 + \frac{132,874 - 120}{160 - 120} \times (1,79 - 1,67) \\ = 1,71$$

Untuk tingkat gedung yang lainnya nilai Ce dihitung dengan cara yang sama.

➤ $I_w = 1$

➤ Koefisien tekanan, C_q untuk struktur frame utama :

Tabel 16-H UBC'97 $\rightarrow C_q = 0,8$ untuk dinding pada arah datangnya angin
 $\rightarrow C_q = 0,5$ untuk dinding pada arah balik angin

Tekanan angin = $C_e \times C_q \times q_s \times I_w$

Gaya tekan angin = tekanan \times tinggi tributary \times luas pengaruh angin
 $= (C_e \times C_q \times q_s \times I_w) \times$ tinggi tributary $\times 5,5$

Contoh perhitungan gaya akibat angin pada tingkat 9

Pada arah datangnya angin :

$$\begin{aligned} \text{Tekanan angin} &= 1,71 \times 0,8 \times 61,59 \times 1 \\ &= 84,255 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya angin} &= \text{Tekanan angin} \times \text{tinggi tributary} \times \text{luas pengaruh angin} \\ &= 84,255 \times 2,25 \times 5,5 = 1024,66 \text{ kg} \end{aligned}$$

Pada arah dibalik angin :

$$\begin{aligned} \text{Tekanan angin} &= 1,71 \times 0,5 \times 61,59 \times 1 \\ &= 52,659 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya angin} &= \text{Tekanan angin} \times \text{tinggi tributary} \times \text{luas pengaruh angin} \\ &= 52,659 \times 2,25 \times 5,5 = 651,661 \text{ kg} \end{aligned}$$

Untuk perhitungan yang lain ditabelkan pada tabel 5.3

Tabel 5.3 – Beban akibat angin

Level	Tributary (m)	Cq		Iw	Tinggi		Angin Tekan			Angin Hisap		
		A Tekan	A Hisap		(m)	(feet)	Ce	Tekanan	Gaya	Ce	Tekanan	Gaya
9	2,25	0,8	0,5	1	40,5	132,9	1,71	84,25512	1042,7	1,71	52,65945	651,66
8	4,5	0,8	0,5	1	36	118,1	1,66	81,79152	2024,3	1,66	51,1197	1265,2
7	4,5	0,8	0,5	1	31,5	103,3	1,62	79,82064	1975,6	1,62	49,8879	1234,7
6	4,5	0,8	0,5	1	27	88,58	1,56	76,86432	1902,4	1,56	48,0402	1189
5	4,5	0,8	0,5	1	22,5	73,82	1,5	73,908	1829,2	1,5	46,1925	1143,3
4	4,5	0,8	0,5	1	18	59,06	1,42	69,96624	1731,7	1,42	43,7289	1082,3
3	4,5	0,8	0,5	1	13,5	44,29	1,34	66,02448	1634,1	1,34	41,2653	1021,3
2	4,5	0,8	0,5	1	9	29,53	1,23	60,60456	1500	1,23	37,87785	937,48
1	4,5	0,8	0,5	1	4,5	14,76	1,06	52,22832	1292,7	1,06	32,6427	807,91

Selanjutnya perhitungan beban angin yang bekerja pada tiap portal dapat dihitung yang kemudian dimasukan sebagai beban horizontal pada pemodelan struktur, dimana perhitungan beban angin pada tiap portal dapat dilihat pada lampiran.

5.1.6 Perhitungan Gaya Dalam

Didalam perancangan gedung perkantoran ini gedung dimodelkan sebagai Building Frame System dengan shearwall. Didalam pemodelan Building Frame System, shearwall didesain untuk menerima total beban lateral frame dan frames didesain untuk menahan seluruh beban gravitasi. Namun demikian karena shearwall dan balok-kolom berada pada satu struktural sistem dengan pelat sebagai diafragma yang kaku akan mengalami translasi sama besarnya, sehingga perlu diperhatikan didalam mendesain struktur dimana balok-kolom harus didesain tidak runtuh akibat translasi yang besar akibat dari beban lateral dan tidak runtuh dalam menerima beban gempa yang kecil.

Untuk memenuhi persyaratan yang disebut diatas maka pada pemodelan struktur ini pemodelan dibagi menjadi 3 macam pemodelan struktur, dimana pemodelan I digunakan untuk mencari gaya dalam elemen LFRS sekaligus mencari

translasi yang ditimbulkan oleh beban lateral, pemodelan II untuk mencari gaya dalam frames NLFRS akibat gempa, sedangkan pemodelan III digunakan untuk mencari gaya dalam pada frames akibat deformasi lateral pada pemodelan II.

Perhitungan gaya-gaya dalam struktur Building Frame System menggunakan bantuan software analisa struktur SAP 2000.

Pembagian pemodelan struktur dijabarkan sebagai berikut :

Permodelan I

Permodelan I adalah permodelan struktur dalam 3 dimensi yang digunakan untuk kepentingan mendapatkan besarnya reaksi akibat pembebanan lateral pada struktur, yang digunakan pada pengaku lateral (LRFS) pada struktur, yang dalam hal ini adalah shearwall dan kolektor elemen sedangkan elemen struktur lainnya yang bukan bagian dari penahan gaya gempa tidak menerima gaya lateral tersebut.

Untuk itu maka kekakuan dari frames NLFRS ditiadakan dalam hal ini direduksi menjadi 1/100 kalinya sedangkan kekakuan dari shearwall tetap ada sehingga seolah-olah gaya lateral dapat diterima sepenuhnya oleh shearwall..

Permodelan I memiliki dua tujuan yaitu :

1. Untuk mendapatkan besarnya Δm yang terjadi pada komponen penahan.

gaya lateral yaitu : shearwall

Δm didapatkan dari perumusan :

$$\Delta m = 0,7 \times R \times \Delta s$$

Δs adalah besarnya output displacement yang didapatkan pada running pemodelan I

2. Untuk mendapatkan gaya-gaya dalam akibat gempa pada struktur LRFS

Dari perhitungan gaya lateral yang terjadi dapat dilihat bahwa gaya lateral yang disebabkan oleh gempa jauh lebih besar daripada gaya lateral yang disebabkan angin sehingga gaya lateral yang ditinjau hanya gaya lateral yang disebabkan oleh gaya gempa.

Permodelan II

Permodelan struktur yang ke II ini ditujukan untuk mendapatkan gaya dalam pada struktur NLRFS akibat beban gempa yang bekerja padanya, pemodelan ini sesuai dengan konsep dasar perencanaan gempa bahwa frames tidak boleh rusak alam menerima beban gempa kecil.

Untuk itu pemodelan II ini kekakuan semua elemen tetap ada dengan beban yang bekerja padanya adalah beban gempa dan torsi yang diakibatkan oleh tidak esentrisnya kekakuan struktur dengan pusat gempa massanya (dalam hal ini struktur yang direncanakan simetris jadi antara pusat kekakuan struktur "CR" dan pusat gempa massanya "CM" berhimpit atau CR=CM)..

Permodelan III

Pemodelan yang ke III ini dimaksudkan bahwa frames harus mampu menahan beban gravitasi pada saat displacement terbesar tiap tingkat kearah lateral yang disebabkan oleh gempa, hal ini di maksudkan bahwa struktur NLRFS tidak boleh runtuh pada saat beban gempa terjadi.

Untuk itu pada pemodelan ke III ini struktur mempunyai perilaku yang sama dengan pemodelan II namun beban yang bekerja pada struktur adalah pembebanan joints displacement sebesar Δ_m arah melintang yang disebabkan oleh beban gravitasi dan beban angin. Pemodelan ini selanjutnya dikombinasikan dengan pemodelan I yang kemudian dibandingkan dengan pemodelan II untuk menentukan konsep perhitungan yang bekerja pada struktur NLRFS.

5.1.6.1 Kombinasi Pembebaan

Kombinasi pembebaan yang bekerja pada struktur utam didasarkan pada UBC'97 section 161.2.1 dimana secara umum kombinasi pembebaan yang bekerja adalah sebagai berikut :

1. $1,4D + 1,7L$
2. $0,75(1,4D + 1,7L + 1,W)$
3. $0,9D + 1,3W$

4. $1,1(1,2D + f_1L + 1,0E)$

$f_1 = 1,0$ untuk lantai umum beban hidup yang lebih dari 100 pcf ($4,9 \text{ kN/m}^2$)
dan untuk beban hidup garasi.

$= 0,5$ untuk beban hidup lain.

5. $1,1(0,9D + 1,0E)$

6. $1,4D + 1,4L + E$

7. $0,9D + E$

dimana :

D = beban mati

L = beban hidup

E = beban gempa W = beban angin

dimana :

$E = \rho Eh + Ev$ $\rho = 1$ untuk zona gempa 2

Eh = komponen gaya gempa horizontal yaitu gaya geser dasar (V)

Ev = komponen gaya gempa vertikal

$= 0,5 Ca \times I \times D$

Kombinasi pembebanan pada frames dibagi menjadi 2 keadaan yaitu kombinasi untuk struktur NLRFS dan kombinasi untuk struktur LRFS.

➤ Kombinasi pembebanan untuk LRFS

1. $1,4D + 1,7L$

2. $0,75(1,4D + 1,7L + 1,W)$

3. $0,9D + 1,3W$

4. $1,1(1,2D + f_1L + 1,0E) = 1,32D + 1,1L + 1,1Eh$

5. $1,1(0,9D + 1,0E) = 0,99D + 1,1Eh$

➤ Kombinasi pembebanan untuk NLRFS

1. $1,4D + 1,7L$

2. $1,4D + 1,4L - E = 1,4D + 1,4L + Eh$

3. $0,9D + E$

5.1.6.2 Kontrol Periode (T) Berdasarkan Metode B

Periode yang didapatkan pertama kali dari perumusan :

$$T = C_1 \cdot (h_n)^{3/4} \quad \text{Pers.(30-8)}$$

selanjutnya harus ditinjau dengan Metode B dengan perumusan :

$$T = 2\pi \sqrt{\left(\sum_{i=1}^n w_i \cdot \delta_i^2 \right) + \left(g \sum_{i=1}^n f_i \cdot \delta_i \right)} \quad \text{Pers.(30-10)}$$

dimana :

w_i = berat struktur pada lantai I

δ_i = defleksi elastis pada lantai I

g = percepatan gravitasi

f_i = gaya gempa pada lantai I



Sesuai dengan UBC'97 section 1630.2.2 bahwa perlu dipenuhi periode yang dihitung dengan analisa dinamis (TB) tidak boleh melebihi periode yang dihitung melalui pendekatan (TA) sebesar 30% untuk zona gempa 4 dan tidak boleh melebihi 40% untuk zona 1,2 dan 3.

Dari analisa struktur yang dilakukan didapatkan δ . Harga δ tiao tingkat digunakan untuk mendapatkan displacement relatif tingkat (δ_i). Hasil yang didapat dari perhitungan-perhitungan diatas dan harga f_i , dan w_i didapat dari hasil perhitungan sebelumnya, kemudian ditabelkan.

Tabel 5.4 Kontrol periode dengan Metode B

No	W_i (Kg)	δ (m)	δ_i (m)	δ_i^2 (m ²)	$\delta_i^2 \cdot W_i$ (Kgm ²)	F_i (Kg)	$\delta_i^2 \cdot F_i$ (Kgm)
9	613789,05	0,12	0,02	0,00035	215,3251166	104026,1526	1948,409838
8	647309,05	0,11	0,02	0,00035	225,6318035	97517,49943	1820,651714
7	647309,05	0,09	0,02	0,00033	216,3037565	85327,812	1559,792403
6	647309,05	0,07	0,02	0,0003	197,107224	73138,12457	1276,260274
5	647309,05	0,05	0,02	0,00026	166,9562805	60948,43714	978,8319005
4	647309,05	0,04	0,01	0,0002	126,5103397	48758,74971	681,6473209
3	647309,05	0,02	0,01	0,00012	80,61949402	36569,06229	408,1107352
2	647309,05	0,01	0,01	5,6E-05	36,50829515	24379,37486	183,0891052
1	647309,05	0	0	8,8E-06	5,671462972	12189,68743	36,08147479
	5792261,45			0,00198	1270,633773		8892,874766

$$TB = 2\pi \sqrt{\left(\sum_{i=1}^{10} w_i \cdot \delta_i^2 \right) / \left(g \cdot \sum_{i=1}^{10} f_i \cdot \delta_i \right)}$$

$$= 0,756 \text{ detik}$$

Hasil Metode A $\rightarrow T = 0,776 \text{ detik}$

$$T + 0,4 T = 1,0864 \text{ detik}$$

Hasil Metode B $\rightarrow TB = 0,756 \text{ detik} < 1,0864 \text{ detik}$ OK!

Dari hasil diatas dapat disimpulkan bahwa periode yang digunakan tidak perlu dirubah dengan periode yang didapat dari metode B.

5.1.6.3 Kontrol Drift Tingkat

Displacement yang terjadi kearah lateral perlu dikontrol dengan melakukan kontrol drift seperti yang tertuang pada UBC'97 section 1630.10

Perumusan drift pada setiap tingkat :

$$\Delta_M = 0,7 \cdot R \cdot \Delta_s \dots \dots \dots \text{Pers.(30-17)}$$

nilai $R = 5,5$ untuk *Concrete dengan sistem Building frame system menggunakan Shearwalls*

untuk struktur dengan periode $T > 0,7$ detik batasan yang diberikan section 1630.10.2 UBC 1997 adalah $\Delta_M \leq 0,02 h_s$

$$\leq 0,02 \times 4500 \text{ mm}$$

$$\leq 90 \text{ mm}$$

Kontrol terhadap nilai drift selanjutnya ditabelkan :

Tabel 5.5 Kontrol drift

Lantai	Δ (mm)	Δ_s (mm)	Δ_M (mm)	Batas (mm)	Keterangan
9	124,8	18,73	72,1105	90	OK!
8	106,07	18,67	71,8795	90	OK!
7	87,4	18,28	70,378	90	OK!
6	69,12	17,45	67,1825	90	OK!
5	51,67	16,06	61,831	90	OK!
4	35,61	13,98	53,823	90	OK!
3	21,63	11,16	42,966	90	OK!
2	10,47	7,51	28,9135	90	OK!
1	2,96	2,96	11,396	90	OK!

5.2 Penulangan Struktur Utama

5.2.1 Penulangan Balok Induk

Perancangan struktur utama dapat dilakukan setelah mendapatkan gaya-gaya dalam yang terjadi pada struktur utama hasil dari analisa menggunakan software analisa struktur. Perhitungan penulangan struktur utama akan menggunakan peraturan SKSNI T-15-1991-03 serta peraturan lainnya yang menunjang.

Perencanaan tulangan balok induk dihitung dalam dua kondisi, yaitu :

1. *Kondisi Pertama*

Kondisi pada saat balok belum komposit dengan elemen struktur yang lain seperti Overtopping, Kolom dll.

2. *Kondisi kedua*

Kondisi pada saat balok sudah berkomposit dengan elemen struktur yang lain.

Dari kedua kondisi ini dihitung tulangan yang lebih kritis untuk digunakan dalam perencanaan selanjutnya.

Data-data perancangan :

- Mutu beton (f_c') : 30 Mpa
- Mutu baja (f_y) : 320 Mpa
- Dimensi balok : 40/60

5.2.1.1 Penulangan lentur balok induk

Penulangan lentur sebelum komposit

Balok yang menggunakan sistem pracetak pada saat sebelum komposit dihitung sebagai balok sederhana pada tumpuan dua sendi. Balok sebelum komposit ini dianggap balok persegi biasa, karena dianggap beban belum monolit terhadap balok.

Konsep perhitungan pembebanan pada balok induk sebelum komposit sama dengan sesudah komposit, namun beban yang dihitung adalah pembebanan dari pelat, overtopping dan balok itu sendiri. Pembebanan merata pada balok induk menggunakan pula konsep *Tributary Area*.

Pembebanan :

- beban mati

$$\text{berat sendiri pelat pracetak} = 0,08 \times 2400 = 192 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{berat overtopping} = 0,05 \times 2400 = 120 \text{ kg/m}^2$$

$$q = 312 \text{ kg/m}^2$$

- beban kerja

$$q = 200 \text{ kg/m}^2$$

beban equivalen yang bekerja pada balok (pelat 550 cm x 550 cm)

$$\text{beban mati} : q_{ek} = \frac{1}{3} q_1 x$$

$$= \frac{1}{3} \times 312 \times 5,5 = 572 \text{ kg/m}$$

$$\text{beban hidup} : q_{ek} = 0,6 \times \frac{1}{3} \times 200 \times 5,5 = 220 \text{ kg/m}$$

beban mati juga mendapatkan tambahan dari berat sendiri balok :

$$q_{ek} = 572 + (0,60 - 0,13) \times 0,40 \times 2400 = 1023,2 \text{ kg/m}$$

kombinasi pembebanan :

$$q_u = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL}$$

$$= 1,2 (1023,2) + 1,6 (220) = 1579,84 \text{ kg/m}$$

$$\text{momen lapangan (M)} = \frac{1}{8} q l^2$$

$$= \frac{1}{8} \times 1579,84 \times 5,5^2 = 5973,77 \text{ kgm}$$

Svarat Untuk Penulangan Balok Induk

- Rasio tulangan balance

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \times f'_c \times \beta_1}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 30 \times 0,85}{320} \left(\frac{600}{600 + 320} \right) \quad \beta_1 = 0,85 \text{ untuk } 0 < f'_c \leq 30 \text{ Mpa} \\ &= 0,044 \end{aligned}$$

- Rasio tulangan maksimum

$$\rho_{\min} = 0,75 \rho_b$$

$$= 0,75 \times 0,044 = 0,033$$

- Rasio tulangan minimum

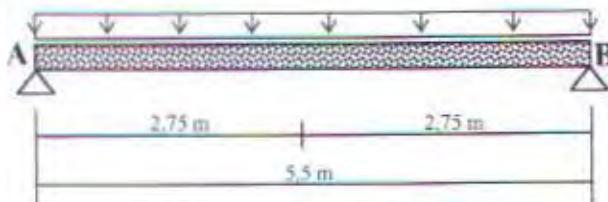
$$\rho_{\max} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{320} = 0,0044 \quad \text{SK SNI T-15-1991-03 ps 3.3.5-1}$$

- Rasio antara baja dan beton

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{320}{0,85 \times 30} = 12,55$$

Contoh perhitungan :

Dimensi balok induk 40/60 cm Bentang balok induk = 5,5 m



Gb. 5.1 Pembebanan sebelum komposit

Dari perhitungan diatas didapatkan :

$$Mu = 5973,77 \text{ kgm}$$

$$Mu = 5,973 \times 10^7 \text{ Nmm}$$

Momen yang terjadi diperletakan tidak (perletakan sederhana), maka tidak dihitung penulangan pada perletakan (tulangan tumpuan).

Direncanakan menggunakan :

$$\text{Diameter tulangan}(D) = 22 \text{ mm}$$

$$\text{Decking} = 40 \text{ mm}$$

$$d = 600 - 130 - 40 - \frac{1}{2} 22 = 419 \text{ mm}$$

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

$$R_n = \frac{Mu}{0,8 \times b \times d^2} = \frac{5,973 \times 10^7}{0,8 \times 400 \times 419^2} = 1,063$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right] \\ &= \frac{1}{12,55} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,55 \times 1,063}{320}} \right] = 0,0034 < \rho_{\text{Min}} = 0,0044 \end{aligned}$$

ternyata $\rho < \rho_{\text{perlu}}$ (maka dipakai $\rho = 0,0044$)

$$As_{\text{perlu}} = \rho \times b \times d = 0,0044 \times 400 \times 419 = 737,44 \text{ mm}^2$$

Untuk di daerah lapangan pada keadaan sebelum komposit digunakan tulangan 2D22 ($As = 760,265 \text{ mm}^2$)

Penulangan lentur setelah komposit

Syarat untuk penulangan :

- Rasio Tulangan Balance (ρ_b) = 0,044
- Rasio Tulangan Maksimum (ρ_{max}) = 0,033
- Rasio Tulangan Maksimum (ρ_{min}) = 0,0044
- Rasio antara baja dan beton (m) = 12,55

Contoh perhitungan :

Dimensi balok induk 40/60 cm pada lantai 7, bentang balok induk = 5,5 m

Dari analisa struktur dengan software SAP 2000 didapatkan nilai momen sebagai berikut :

$$M_{tumpuan} = 10248,16 \text{ kgm} = 10,25 \times 10^7 \text{ Nmm}$$

$$M_{lapangan} = 5440,392 \text{ kgm} = 5,44 \times 10^7 \text{ Nmm}$$

Pada Tumpuan → diasumsikan sebagai balok persegi

- Tulangan Tumpuan Atas

Balok dianggap sebagai balok persegi karena pada tumpuan tulangan atas mengalami tarik sehingga, lebar flens (dari pelat) tidak berpengaruh

$$b = 400 \text{ cm}$$

$$d = 600 - 40 - 10 - \frac{1}{2} 22 = 539 \text{ cm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{0,8 \times b \times d^2} = \frac{10,25 \times 10^7}{0,8 \times 400 \times 539^2} = 1,10$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{12,55} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,55 \times 1,10}{320}} \right] = 0,00351 < \rho_{min} = 0,0044$$

Karena $\rho_{perlu} < \rho_{min}$, maka digunakan $\rho_{alternatif}$

$$\begin{aligned} \rho_{alt} &= 4/3 \times \rho_{perlu} \quad \dots \dots \dots \text{(SK SNI T-15-1991-03 ps 3.3.5-2)} \\ &= \frac{4}{3} \times 0,00351 = 0,00468 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s,perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,00468 \times 400 \times 539 = 1009,008 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

digunakan tulangan 3D22 ($A_s = 1140,398 \text{ mm}^2$)

- Tulangan Tumpuan Bawah

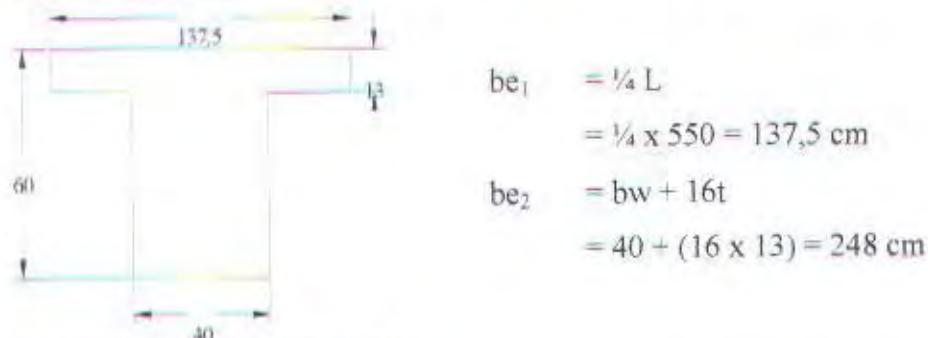
Tulangan tumpuan bawah diasumsikan $\delta = 0,5$

Sesuai dengan SKSNI T-15-1991-03 ps 3.14.3.2-2 bahwa kuat momen positif tidak boleh kurang dari $\frac{1}{2}$ kuat momen negatif pada sebarang penampang pada komponen struktur.

$$\begin{aligned} As' &= 0,5 \times As_{\text{perlu}} \\ &= 0,5 \times 1140,398 \text{ mm}^2 = 570,20 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

digunakan tulangan 2Ø22 ($As' = 760,265 \text{ mm}^2$)

Pada Lapangan → diasumsikan sebagai balok T palsu



diangap sebagai balok T palsu

$$b = be = 1375 \text{ mm}$$

$$d = 600 - 40 - 10 - \frac{1}{2} 22 = 539 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{Mu}{0,8 \times b \times d^2} = \frac{5,44 \times 10^7}{0,8 \times 400 \times 539^2} = 0,585$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{12,55} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,585}{0,85 \times 30}} \right] = 0,00184 < \rho_{\text{min}} = 0,0044$$

Karena $\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\text{min}}$, maka digunakan $\rho_{\text{alternatif}}$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{alt}} &= \frac{4}{3} \times 0,00184 \\ &= 0,00245 \end{aligned}$$

$$a = \frac{\rho \times d \times f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{0,00245 \times 540,5 \times 320}{0,85 \times 30} = 16,636 \text{ mm} < t_{\text{pelat}} (= 130 \text{ mm})$$

anggapan balok sebagai balok T palsu sesuai karena letak dari garis netral balok didalam flens ($a < t_{\text{pelat}}$), dengan $b = bE$ (lebar efektif)

○ Tulangan Lapangan Bawah

$$As = \rho \times bE \times d$$

$$= 0,00245 \times 1375 \times 540,5 = 1820,81 \text{ mm}^2$$

digunakan tulangan 5D22 (As_{ada} = 1900,664 mm²)

○ Tulangan Lapangan Atas

$$As' = 0,5 \times As_{\text{perlu}}$$

$$= 0,5 \times 1820,81 \text{ mm}^2 = 910,405 \text{ mm}^2$$

digunakan tulangan 3D22 (As_{ada} = 1140,857 mm²)

Dari hasil perhitungan diatas dapat disimpulkan kebutuhan tulangan lentur sebagai berikut :

Tulangan tumpuan atas digunakan : 3 D 22

Tulangan tumpuan bawah digunakan : 2 D 22

Tulangan lapangan atas digunakan : 3 D 22

Tulangan lapangan bawah digunakan : 5 D 22

5.2.1.2 Penulangan geser dan torsi

Perencanaan penampang yang diakibatkan oleh geser harus didasarkan pada perumusan :

$$Vu \leq \Phi Vn \quad \dots \quad \text{SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.4.1 pers. 3.4-1}$$

dimana :

Vu = geser berfaktor pada penampang yang ditinjau

Φ = faktor reduksi geser (0,6)

Vn = kuat geser nominal ($Vc + Vs$)

Vc = kuat geser beton

Vs = kuat geser nominal tulangan geser

$$Vc = \frac{\rho \sqrt{fc'} bw.d}{\sqrt{1 + \left(2,5 C_t \frac{T_u}{V_u} \right)}} \quad \dots \quad \text{SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.4.3 butir 1-4}$$

$$C_t = \frac{bw.d}{\sum x^2 y}$$

Perencanaan penampang yang diakibatkan oleh torsi harus didasarkan pada perumusan sebagai berikut :

$T_u \leq \phi T_n$ SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.4.6 pers. 3.4-20

dimana :

T_u = momen torsi terfaktor pada penampang yang ditinjau

ϕ = faktor reduksi geser dan torsi (0,6)

T_n = kuat momen torsi ($T_c + T_s > T_{u_{min}}$)

T_c = kuat momen torsi nominal yang disumbang oleh beton

T_s = kuat momen torsi nominal tulangan geser

$$T_{u_{min}} = \gamma_{20} \Phi \sqrt{f'_c} \sum x^2 y \quad \dots \dots \dots \text{batas } T_u$$

$$T_c = \frac{\gamma_{15} \sqrt{f'_c} \sum x^2 y}{\sqrt{1 + \left(\frac{0.4 V_u}{C_t T_u} \right)^2}} \quad \dots \dots \dots \text{SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.4.6 butir 6-1}$$

Tabel 5.7 Keputusan untuk kombinasi geser dan torsi

Zone	Kondisi Desain	Referensi SK SNI T-15-991-03	Tulangan perlu
1	a. $T_u < \phi \gamma_{20} \sqrt{f'_c} \sum x^2 y$ torsi dapat diabaikan b. $V_u < \phi \frac{1}{2} V_c$	Pasal 3.4.6 butir 1 Pasal 3.4.5 butir 5-1	Tidak ada
2	a. $T_u < \phi \gamma_{20} \sqrt{f'_c} \sum x^2 y$ torsi dapat diabaikan b. $\phi V_c > V_u > \phi \frac{1}{2} V_c$	Pasal 3.4.6 butir 1 Pasal 3.4.5 butir 5-3	Geser minimum saja $A_v = \frac{bw.s}{3.f_y} \quad (3.4-14)$
3	a. $T_u < \phi \gamma_{20} \sqrt{f'_c} \sum x^2 y$ torsi dapat diabaikan b. $V_u > \phi \frac{1}{2} V_c$	Pasal 3.4.6 butir 1 Pasal 3.4.5 butir 6-1	Hitung minimum saja $A_v = \frac{(V_u - \phi V_c)s}{\phi.f_y.d} \quad (3.4-17)$
4	a. $T_u < \phi \gamma_{20} \sqrt{f'_c} \sum x^2 y$ b. $V_u < \phi \frac{1}{2} V_c$	Pasal 3.4.6 butir 1 Pasal 3.4.5 butir 5-1	Torsi minimum saja $2At = \frac{bw.s}{3.f_y} \quad (3.4-16)$ $A_t = (3.4-24) \text{ atau } (3.4-25)$

5	a. $T_u > \phi T_c$ b. $\phi V_c > V_u > \phi \frac{1}{2} V_c$	Pasal 3.4.6 butir 1 Pasal 3.4.5 butir 5-5	Kombinasi geser dan torsi $A_v + 2A_t = \frac{bw.s}{3.f_y}$ (3.4-25)
6	a. $T_u > \phi T_c$ b. Momen torsi di butuhkan untuk keseimbangan c. Desain untuk T_u	Pasal 3.4.6 butir 9-1 Pasal 3.4.5 butir 2	Hitung kombinasi geser dan torsi $A_t = \frac{(T_u - \phi T_c)s}{\phi.f_y.\alpha_1.x_1.y_1}$ (3.4-16) $A_t = \text{pers. 3.4-24 dan 3.4-25}$
7	a. $T_u > \phi T_c$ b. Analisa penampang tak retak untuk momen torsi c. T_u Desain untuk T_u atau desain berlebih untuk torsi retak $T_u = \phi \left(\frac{1}{9} \sqrt{f'_c} \frac{\sum x^2 y}{3} \right)$	Pasal 3.4.6 butir 9-1	Hitung kombinasi geser dan torsi $A_t = \frac{(T_u - \phi T_c)s}{\phi.f_y.\alpha_1.x_1.y_1}$ $A_t = \text{pers. (3.4-24) atau (3.4-25)}$
8	$T_u > 4 T_c$	Pasal 3.4.6 butir 9-4	Besarkan penampang

Contoh perhitungan :

Dimensi balok induk $40/60$ cm pada lantai 7

Dari output program SAP 2000 dibandingkan gaya-gaya dalam geser dan torsi, kemudian dipergunakan nilai yang paling kritis untuk penulangan geser dan torsi.

Nilai geser dan torsi adalah sebagai berikut :

$$V_u = 11353,44 \text{ kg} = 11,126 \times 10^4 \text{ N}$$

$$T_u = 197,70 \text{ kgm} = 1,94 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

Direncanakan :

Diameter tulangan geser = 10 mm

Kuat tekan beton (f'_c) = 30 MPa

$$d = 600 - 40 - \frac{1}{2} 10 = 555 \text{ mm}$$

- Torsi maksimum yang mampu dipikul oleh penampang

Geser torsi minimal (batas) :



$$Tu = \frac{1}{20} \sqrt{fc'} \sum x^2 y$$

dimana :

$$\sum x^2 y = (400)^2 (540) + (130)^2 (487,5) = 9,46 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

$$\sum x^2 y = (400)^2 (410) + (130)^2 (1375) = 8,88 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

diambil yang terbesar yaitu : $9,46 \times 10^7 \text{ mm}^3$

$$Tu = \frac{1}{20} \times \sqrt{30} \times 9,46 \times 10^7 = 2,59 \times 10^7 \text{ Nmm} > 1,94 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

torsi dapat diabaikan dan dilakukan perhitungan geser minimum saja.

b. Kebutuhan tulangan geser

$$\begin{aligned}\phi Vc &= \frac{\phi \sqrt{fc'}}{6} bw d \\ &= \frac{0,6 \times \sqrt{30}}{6} 400 \times 555 = 12,16 \times 10^4 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\frac{\phi Vc}{2} = \frac{12,16 \times 10^4}{2} = 6,08 \times 10^4 \text{ N}$$

$$\frac{\phi Vc}{2} < Vu (= 11,126 \times 10^4 \text{ N}) < \phi Vc \quad \dots \dots \dots \text{Kondisi desain zone 2}$$

$$Av = \frac{bw \times s}{3 \times fy}$$

$$\begin{aligned}s &= \frac{Av \times 3 \times fy}{bw} = \frac{(10^2 \times 0,25 \times \pi) \times 3 \times 320}{400} \\ &= 188,50 \text{ mm}\end{aligned}$$

Pada lokasi sepanjang d dari muka kolom, spasi maksimum tulangan geser tidak boleh melebihi SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.14.9.3 :

- $\frac{d}{4} = \frac{555}{4} = 138,75 \text{ mm}$
- $10 \times \text{diameter tulangan longitudinal} = 10 \times 22 = 220 \text{ mm}$
- $24 \times \text{tulangan geser} = 24 \times 10 = 240 \text{ mm}$
- 300 mm

Untuk daerah diluar jarak daerah muka kolom, spasi maksimum tulangan geser yang diijinkan tidak boleh melebihi SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.4.5.4

$$\checkmark \frac{d}{2} = \frac{555}{2} = 277,50 \text{ mm}$$

\checkmark 600 mm

Dari pembatasan diatas tulangan geser :

Pada tumpuan digunakan $\varnothing 10 - 100$

Pada lapangan digunakan $\varnothing 10 - 200$

Untuk perhitungan tulangan geser pada balok lainnya, ditabelkan.

5.2.1.3 Penulangan Stud Balok Induk

Transfer gaya horizontal

Mekanisme dari transfer gaya geser horizontal dihitung berdasarkan besarnya gaya geser yang dipindahkan melalui permukaan temu. ACI 318.83 mengusulkan dua metode alternatif untuk merencanakan transfer gaya horizontal, yaitu :

1. Perencanaan berdasarkan pada gaya geser berfaktor vertical pada penampang yang ditinjau.
2. Perencanaan berdasarkan pada kekuatan geser friksi pada bidang temu dimana kekuatan geser tersebut mampu menjamin perubahan aktual gaya tekan/tarik yang terjadi pada penampang yang ditinjau.

Dalam perancangan ini dipakai metode yang kedua, karena lebih mendekati kenyataan. Dimana dasar desain :

$$V_u \leq \phi V_{nh} \dots \dots \dots \text{SK SNI T-15-1991-03 pers 3.10-1}$$

dimana :

V_u = gaya geser horizontal berfaktor dari penampang yang ditinjau

V_{nh} = kekuatan geser horizontal nominal

ϕ = 0,65

Menurut SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.10.5 ada tiga kasus yang mungkin terjadi, yaitu :

1. Bila bidang kontaknya bersih dan bebas dari serpihan dan sengaja dikasarkan,

maka kuat geser $V_{nh} \leq 0,6 \text{ bv.d}$ (Newton)

dimana : bv = lebar bidang kontak

d = jarak dari serat tekan terluar terhadap titik pusat dari tulangan tarik untuk keseluruhan penampang komposit.

2. Bila dipasang sengkang pengikat minimum tetapi tidak sengaja dikasarkan, maka kuat geser $V_{nh} \leq 0,6 \text{ bv.d} \dots \dots \dots \text{ Newton}$

3. Bila dipasang sengkang pengikat minimum sesuai dengan pasal 3.10.6 SK SNI T-15-1991-03, bersih dan bebas dari serpihan dan sengaja dikasarkan hingga mencapai tingkat kekasaran penuh dengan tonjolan dan cekungan permukaan kira-kira 5 mm, maka kuat geser $V_{nh} \leq 2,5 \text{ bv.d} \dots \dots \dots \text{ Newton}$.

- Kuat geser nominal maksimum yang didasarkan pada beton adalah : $1,2.f'_c \cdot bv \cdot lv_h$ atau $5,5.bv \cdot lv_h$ (Newton)

Jadi dengan kata lain $F_{nh \max} = 1,2.f'_c \cdot bv \cdot lv_h$

- Luas tulangan geser horizontal dapat dihitung dengan persamaan :

$$Av_f = \frac{V_{nh}}{\mu \cdot f_y} \dots \dots \dots \text{SK SNI 91 pasal 3.4.7}$$

dimana :

Av_f = luas tulangan geser horizontal

V_{nh} = gaya geser horizontal nominal

μ = 1×1 untuk komposit

l = 1 untuk beton normal

= 0,85 untuk beton pasir ringan

= 0,75 untuk beton ringan

f_y = tegangan leleh tulangan

Tulangan geser dipasang dalam bentuk sengkang pengikat dengan jarak sengkang :

$$s = \frac{Lvh \cdot Ati}{Avi}$$

$$\begin{aligned}s_{\max} &= 4 \times \text{dimensi terkecil elemen yang didukung} \\ &= 600 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\text{Penulangan geser minimum : } Avi_{\min} = \frac{bv.lvh}{3.fy}$$

Perhitungan penulangan Stud

Stud berfungsi sebagai pengikat antara elemen pracetak dan elemen cast in place. Stud harus mampu mentransfer gaya-gaya dalam yang bekerja pada penampang tekan menjadi gaya geser horizontal yang bekerja pada permukaan pertemuan antara kedua elemen. Dengan demikian kedua elemen tersebut dapat menjadi suatu elemen yang komposit dalam memikul beban.

Sebagai contoh diambil balok As 3 (D-E) lantai 1-9 :

Penulangan stud di daerah tumpuan



Gb. 5.2 Penampang penulangan stud

$$\begin{aligned} \text{Jarak } 0 \% \text{ } l_{vh} &= 1375 \text{ mm} \\ \text{Tulangan atas} &= 3 \text{ D } 22 (\text{As} = 1140,398 \text{ mm}^2) \\ \text{Tulangan bawah} &= 2 \text{ D } 22 (\text{As} = 760,265 \text{ mm}^2) \end{aligned}$$

$$V_{nh} = T = As \times fy = 1140,398 \times 320 = 364927,36 \text{ N}$$

$$0,6 \times bv \times d = 0,6 \times 400 \times 539 = 129720 \text{ N} \leq V_{nh} (= 364927,36 \text{ N})$$

apabila dari ketiga kondisi diatas diambil kondisi ke 2, bila dipasang sengkang pengikat minimum, tetapi tidak sengaja dikasarkan, maka :

$$V_{nh} \leq 0,6 \times bv \times d \quad \dots \dots \text{ dalam Newton}$$

$$V_{nh} = 129720 \text{ N}$$

$$A_{vf} = \frac{V_{nh}}{\mu \times fy} = \frac{129720}{1 \times 320} = 405,375 \text{ mm}^2$$

Direncanakan sengkang pengikat : Ø 10 ($A_{tie} = 2 \times 78,5 = 157 \text{ mm}^2$)

$$s = \frac{Lvh \times A_{tie}}{A_{vf}} = \frac{1375 \times 157}{405,375} = 532,802 \text{ mm}^2$$

Sesuai dengan SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.10.6.1

$$s_{max} = 4 \times t \text{ pelat} \leq 600 \text{ mm}$$

$$= 4 \times 130 = 520 \text{ mm}$$

Jadi sengkang pengikat Ø 10 – 300 mm

5.2.1.4 Panjang penyaluran

Panjang penyaluran tulangan tarik

Panjang penyaluran tulangan dasar harus dihitung sesuai dengan perumusan SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.5.2 butir 2 sebagai berikut :

- Untuk batang D₃₆ atau lebih kecil

$$L_{db} = \frac{0,02 \cdot Ab \cdot fy}{\sqrt{fc'}} \quad \text{tetapi tidak kurang dari } L_{db} = 0,06 \cdot db \cdot fy$$

- Untuk batang tulangan D₄₅ diambil harga :

$$L_{db} = \frac{25 fy}{\sqrt{fc'}}$$

- Untuk batang tulangan D₅₅ diambil harga :

$$L_{db} = \frac{35 f_y}{\sqrt{f_{c'}}}$$

- Untuk kawat berprofil diambil harga :

$$L_{db} = \frac{3 db f_y}{8 \sqrt{f_{c'}}}$$

dimana :

A_b = luas satu batang tulangan (mm^2)

f_y = tegangan leleh tulangan (Mpa)

$f_{c'}$ = tegangan leleh beton (Mpa)

db = diameter batang tulangan (mm)

Panjang penyaluran dasar harus dikalikan dengan faktor-faktor yang berlaku untuk:

- tulangan berada 300 mm di atas dasar 1,4
- memakai $f_y > 400$ Mpa $\left[2 - \frac{400}{f_y} \right]$
- tulangan yang diselubung dalam spiral dengan diameter > 5 mm dan jarak lilitan < 100 mm 0,75
- Kelebihan tulangan yang dipakai untuk batang lentur $\frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ ada}}$

Contoh perhitungan :

$$L_{db} = \frac{0,02 \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 22^2 \right) 320}{\sqrt{30}} = 444,175 \text{ mm (menentukan)}$$

tetapi tidak kurang dari $L_{db} = 0,06 \times 22 \times 320 = 422,40$ mm

tulangan berada 300 mm diatas dasar

$L_{db} = 1,4 \times 444,175 = 621,845$ mm → diambil $L_{db} = 700$ mm

Panjang penyaluran tulangan tekan

Panjang penyaluran tulangan dasar harus dihitung sesuai dengan perumusan SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.5.3 sebagai berikut :

$$L_{db} = \frac{db \cdot f_y}{4 \cdot \sqrt{f_{c'}}} \quad \text{tetapi tidak kurang dari } L_{db} = 0,04 \cdot db \cdot f_y$$

Panjang penyaluran dasar harus dikalikan dengan faktor-faktor yang berlaku untuk:

1. Tulangan yang dililit spiral dengan diameter > 5 mm dan jarak lilitan < 100 mm 0,75

Panjang penyaluran tidak boleh kurang dari 200 mm.

Contoh perhitungan :

$$L_{db} = \frac{22 \times 320}{4 \times \sqrt{30}} = 321,331 \text{ mm}$$

tetapi tidak kurang dari $L_{db} = 0,04 \times 22 \times 320 = 281,60$ mm

$L_{db} = 1,4 \times 321,331 = 449,863$ mm → diambil $L_{db} = 500$ mm

5.2.1.5 Kontrol

Kontrol lendutan

Sesuai dengan SK SNI T-15-1991-03, apabila lendutan tidak dihitung maka tebal balok harus lebih besar dari tebal minimum yang disyaratkan. Adapun syarat tebal minimum yang tercantum pada table 5.2.5 a. sebagai berikut :

- balok dua tumpuan $h_{min} = \frac{1}{16} \left(0,4 + \frac{f_y}{700} \right)$
- satu ujung menerus $h_{min} = \frac{1}{18,5} \left(0,4 + \frac{f_y}{700} \right)$
- kedua ujung menerus $h_{min} = \frac{1}{21} \left(0,4 + \frac{f_y}{700} \right)$
- kantilever $h_{min} = \frac{1}{8} \left(0,4 + \frac{f_y}{700} \right)$

Dari perhitungan preliminary design telah diperhitungkan batasan ketebalan di atas.

Kontrol retak

Distribusi tulangan lentur harus diatur sedemikian rupa untuk membatasi retak lentur yang terjadi. Bila tegangan leleh rencana f_y untuk tulangan tarik melebihi 300 Mpa, penampang dengan momen positif dan negatif maksimum harus diproporsikan sedemikian hingga nilai Z yang diberikan oleh

$$Z = f_s \sqrt{dcA} \quad \dots \dots \dots \quad \text{SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.3.6}$$

tidak melebihi 30 MN/m untuk penampang di dalam ruangan.

dimana :

f_s = tegangan dalam tulangan yang dihitung pada beban kerja (0,6 fy)

$$= 0,6 \times 320 = 192 \text{ Mpa}$$

dc = tebal selimut beton diukur dari serat tarik terluar ke pusat tulangan

$$= 40 + 10 - \frac{22}{2} = 61 \text{ mm (decking - jari-jari tulangan)}$$

A = luas efektif beton tarik di sekitar tulangan lentur tarik dan mempunyai titik pusat yang sama dengan titik pusat tulangan tersebut dibagi dengan jumlah batang tulangan

$$= (0,061 \times 2 \times 0,40) \div 2 = 0,0244 \text{ m}^2$$

$$Z = 192 \sqrt{0,061 \times 0,0244} \quad \dots \dots \dots \text{OK!}$$

$$= 21,92 \text{ MN/m} < 30 \text{ MN/m}$$

Kontrol guling

Pelaksanaan pemasangan elemen pracetak sangat risikan terjadi guling pada komponen tumpuan, misalnya balok yang ditumpu oleh pelat dapat terjadi kesalahan yang mengakibatkan guling pada balok sehingga dalam pemasangan pelat pracetak perlu dilakukan kontrol guling.

- Momen pengguling

beban dari pelat

$$\text{Berat sendiri pelat} = 0,08 \times 2400 = 192 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Beban hidup pekerja} = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$qu = (1,2 \times 192) + (1,6 \times 100) = 390,4 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{beban ekivalen (q}_{ek}\text{)} \text{ trapezium} = \frac{1}{3} \times 390,4 \times 5,5 = 715,73 \text{ kg/m}$$

$$Vg = 715,73 \times 5,5 \quad Hg = 0,1 \times 3936,533 \text{ (asumsi)}$$

$$= 3936,533 \text{ kg} \quad = 393,653 \text{ kg}$$

$$\text{Momen guling} = (3936,53 \times 40) + (393,65 \times 470) = 342476,70 \text{ kgmm}$$

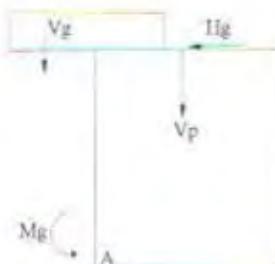
- Momen penahan

bebannya balok induk

$$W = 2400 \times 0,4 \times 0,47 \times 5,5 = 2481,60 \text{ kg}$$

$$\text{Momen penahan} = 2481,60 \times 470 = 1166352 \text{ kgmm}$$

Momen penahan > Momen gulingOK

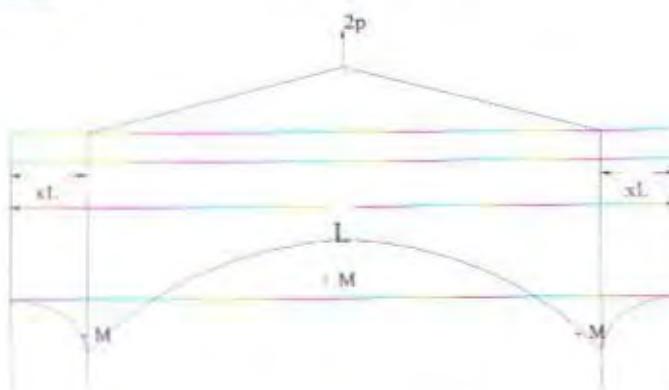


Gb. 5.3 Kontrol guling

5.2.1.6 Pengangkatan Dan Penumpukan Elemen Balok

Pengangkatan elemen balok

Balok induk diproduksi secara pracetak di lokasi, sehingga perlu dikontrol pada saat pengangkatan.



Gb. 5.4 Momen pada saat pengangkatan balok

(PCI Design Handbook)

dimana :

$$M+ = \frac{w \cdot L^2}{8} \left(1 - 4x + \frac{4 \cdot Y_c}{L \cdot \tan \theta} \right) \quad M- = \frac{w \cdot x^2 \cdot L^2}{2}$$

$$x = \frac{1 + \frac{4 \cdot Y_c}{L \cdot \tan \theta}}{2 \left[1 + \sqrt{1 + \frac{Y_t}{Y_b} \left(1 + \frac{4 \cdot Y_c}{L \cdot \tan \theta} \right)} \right]}$$

Balok induk 40 x 60

$$Y_t = Y_b = 23,5 \text{ cm}$$

$$I = \frac{1}{12} 40 \times 47^2 = 346076,67 \text{ cm}^4$$

$$Y_c = Y_t + 5 \text{ cm} = 28,5 \text{ cm}$$

$$x = \frac{1 + \frac{4 \times 28,5}{550 \times \tan 45}}{2 \left[1 + \sqrt{1 + \frac{23,5}{23,5} \left(1 + \frac{4 \times 28,5}{550 \times \tan 45} \right)} \right]} = 0,24$$

$$xL = 0,24 \times 550 = 132 \text{ cm}$$

Beban pada balok

- Berat sendiri (merata) = $0,40 \times 0,47 \times 2400 = 451,20 \text{ kg/m}$

Momen yang terjadi

1. Momen di lapangan

Akibat beban mati :

$$\begin{aligned} M+ &= \frac{w \cdot L^2}{8} \left(1 - 4x + \frac{4 \cdot Y_c}{L \cdot \tan \theta} \right) \\ &= \frac{451,20 \times 5,5^2}{8} \left(1 - 4 \times 0,24 + \frac{4 \times 0,285}{5,5 \tan 45} \right) \\ &= 421,872 \text{ kgm} = 4134345,60 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Tegangan yang terjadi :

$$\begin{aligned} F &= \frac{M}{Wt} = \frac{4134345,60}{1/6 \times 400 \times 470^2} \\ &= 0,28 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$F = 0,28 \text{ MPa} < \text{Tegangan ijin (fr} = 0,70\sqrt{f_c'} = 4,14 \text{ MPa}) \quad \dots \dots \text{OK!}$$

2. Momen di tumpuan

$$M- = \frac{w \cdot x^2 \cdot L^2}{2} = \frac{451,20 \times 1,32^2}{2} = 393,085 \text{ kgm} = 3852233 \text{ Nmm}$$

Tegangan yang terjadi

$$F = \frac{M}{Wt} = \frac{3852233}{1/6 \times 400 \times 470^2} \\ = 0,26 \text{ MPa} > \text{Tegangan ijin} (= 4,14 \text{ MPa}) \dots \text{OK!}$$

Tulangan angkat :

Diperhitungkan terhadap koefisien kejut = 1,2

$$Vu = 0,5 \times ((1,2 \times 1,2 \times 451,20) \times 5,5) = 1786,752 \text{ kg}$$

Menurut PPBBI 1983 pasal 2.2.2, tegangan ijin tarik dasar baja bertulang mutu U32 adalah $\sigma_{ijin} = 3200 / 1,5$

$$\sigma_{tarik\ ijin} = 3200 / 1,5 = 2133,33 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned} \varnothing_{\text{tulangan\ angkat}} &\geq \sqrt{\frac{Vu \times 4}{\sigma_{ijin} \times \pi}} \\ &\geq \sqrt{\frac{1786,752 \times 4}{2133,33 \times \pi}} \geq 1,032 \text{ cm} \end{aligned}$$

Dipergunakan tulangan angkat $\varnothing 12 \text{ mm}$

Penumpukan elemen balok

W balok : $5,5 \times 0,40 \times 0,47 \times 2400 = 2481,60 \text{ kg} (= 24319,68 \text{ N})$

Ditumpuk pada umur beton 3 hari = $0,40 f_c' (= 12 \text{ MPa})$

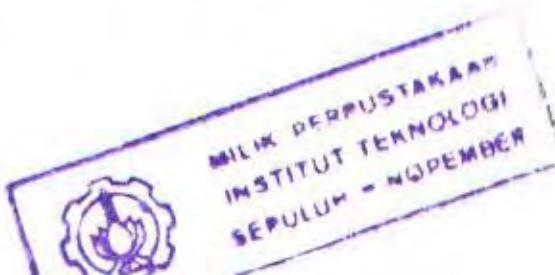
Tumpuan menggunakan kayu dimensi $10 \times 10 \times 60 \text{ cm}$



Kontrol tegangan yang terjadi pada tengah bentang :

$$\text{Balok : } \frac{\frac{1}{2} \times W_{\text{balok}}}{A_{\text{bidangkotak}}} = \frac{\frac{1}{2} \times 24319,68}{100 \times 40} = 3,04 \text{ MPa}$$

Ditumpuk sebanyak 4 tumpukan $4 \times 3,04 = 12,16 \text{ MPa} > 12 \text{ MPa}$, jadi balok ditumpuk sebanyak 3 tumpukan ($3 \times 3,04 = 9,12 \text{ MPa} < 12 \text{ MPa}$)



5.2.2 Penulangan Kolom

5.2.1.1 Umum

Dalam perancangan kolom sebagai komponen NLRFS, kolom harus dibuat lebih kuat dari balok hal ini sesuai dengan konsep perancangan gedung yaitu “*Strong Column Weak Beam*”. Perancangan kolom meliputi penulangan lentur kolom, kontrol terhadap triaksial bending kolom dengan *Bressler Reciprocal Method* dan penulangan geser kolom. Perancangan konsol pendek sebagai penyangga balok pracetak yang akan disambung dengan kolom dibahas di bab VI tentang Perancangan Sambungan.

Elemen kolom dilaksanakan dengan metode *cor setempat (cor in situ)*, mutu beton pada kolom sama dengan mutu beton pada elemen yang lain. Dari hasil perhitungan menggunakan software SAP 2000 didapat gaya dalam yang bekerja pada kolom. Pedoman peraturan perencanaan yang dipakai adalah SK SNI T-15-1991-03, *Reinforced Concrete Design* oleh Chu-Kia Wang serta grafik bantu interaksi M-N empat sisi dari Laboratorium Konstruksi Jurusan Teknik Sipil ITS.

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

Dengan adanya faktor tekuk akibat pengaruh kelangsungan ini, pada komponen struktur tekan dan lentur akan terjadi momen tambahan sebesar : $M_o = P \cdot \Delta$, sehingga untuk suatu komponen struktur tekan dan lentur langsing, momen-momen pada ujung kolom harus diperbesar dengan suatu faktor pembesaran yang akan diuraikan dalam sub bab-sub bab berikut.

5.2.2.2 Panjang tekuk kolom

Panjang tekuk kolom adalah panjang bersih kolom antara pelat lantai balok di ujung-ujungnya yang dikaitkan dengan suatu faktor tekuk (k) yang besarnya :

- $k \geq 1$ untuk kolom tanpa pengaku samping (unbraced)
- $k \leq 1$ untuk kolom dengan pengaku samping (braced)

Factor tekuk (k) merupakan fungsi dari tingkat penjepit ujung atas (ψ_A) dan tingkat penjepit ujung bawah (ψ_B) dimana tingkat penjepit ujung kolom tersebut dihitung dengan persamaan :

$$\omega(A/B) = \frac{\sum(EIc/Lc)kolom}{\sum(EIb/Lb)balok}$$

dimana :

$\omega(A/B)$ = tingkat penjepitan ujung atas dan bawah

Ib, Ic = momen inersia balok, kolom

Lb, Lc = panjang elemen balok, kolom

Nilai dari factor tekuk (k) dapat diperoleh dari *nomogram* atau *grafik Alignment dari Structural Stability Research Council Guide* dengan cara menarik garis yang menghubungkan nilai ψ_A dan ψ_B yang disesuaikan apakah kolom yang direncanakan tergolong *braced frame* atau *unbraced frame*.

5.2.2.3 Pembatasan penulangan kolom

Nilai dari ρ adalah $0,01 \leq \rho \leq 0,08$. Hal ini berarti rasio penulangan kolom disyaratkan untuk tidak boleh kurang dari 1 % dan tidak boleh lebih dari 8 % dari luas bruto penampang kolom (SK SNI T-15-1991-02 pasal 3.3.9.1).

Pembatasan rasio tulangan minimum ini ditujukan untuk mencegah terjadinya rangkak (*creep*) yang terjadi pada beton. Pertimbangan lainnya adalah untuk kemudahan pelaksanaan di lapangan.

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

5.2.2.4 Kolom pendek

Suatu unsur tekan pendek bila dibebani gaya aksial lebih besar dari kapasitasnya akan mengalami keruntuhan bahan (runtuhnya beton) sebelum mencapai ragam keruntuhan tekuknya. Oleh sebab itu untuk perancangan struktur tekan pendek, bahaya akibat tekuk tidak perlu diperhitungkan.

Suatu komponen struktur tekan dikatakan pendek apabila perbandingan kelangsungan yaitu perbandingan panjang tekuk kolom ($k \cdot L_n$) terhadap radius girasi (r) :

$$\frac{k \cdot L_n}{r} < 34 - 12 \frac{M_{1b}}{M_{2b}}$$

dimana :

- $M_2 > M_1$ (braced frame)
- Nilai $\frac{M_{1b}}{M_{2b}} = 1 \rightarrow \frac{k \cdot L_n}{r} < 22$ (unbraced frame)
- Nilai r dapat diambil sebesar $\sqrt{\frac{I}{A}}$ atau

$r = 0,3 h$ dalam arah momen yang ditinjau untuk kolom persegi

$r = 0,25 d$ untuk kolom bulat (d = diameter kolom)

nilai $\frac{M_1}{M_2} > 0$; single curvature

$\frac{M_1}{M_2} < 0$; double curvature

5.2.2.5 Kolom panjang

Apabila nilai perbandingan kelangsungan untuk kolom pendek atas tidak terpenuhi maka suatu komponen struktur boleh dikatakan kolom panjang.

Kolom dengan perbandingan kelangsungan besar akan menimbulkan lendutan kesamping (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 diperhitungkan terhadap panjang tekuk kolom.

Dalam peraturan ACI, perhitungan dari pengaruh kelangsungan dapat didekati dengan menggunakan cara pembesaran momen, dimana jumlah dari momen primer dan sekunder dikalikan dengan suatu faktor pembesaran δ .

SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.3.11.5 menyebutkan bahwa apabila suatu kolom adalah kolom panjang, maka momen yang terjadi harus diperbesar dengan suatu faktor pembesaran menjadi :

$$M_c = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s} \quad \dots \dots \text{SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.3.6}$$

dimana :

M_c = momen rencana kolom setelah diperbesar

M_{2b} = momen berfaktor terbesar pada ujung kolom akibat beban yang tidak menimbulkan goyangan berarti seperti beban gravitasi

M_{2s} = momen berfaktor terbesar pada ujung kolom akibat beban yang menimbulkan goncangan kesamping seperti beban gempa

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \left(\frac{P_u}{\phi P_c} \right)} \geq 1 \quad \dots \dots \text{SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.3.7}$$

$$\delta_s = \frac{C_m}{1 - \left(\sum \frac{P_u}{\phi P_c} \right)} \geq 1 \quad \dots \dots \text{SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.3.8}$$

$$C_m = 0,6 + 0,4 \left(\frac{M_{1b}}{M_{2b}} \right) > 0,4 \quad \dots \dots \text{SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.3.12}$$

Menurut SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.3.11.5-1, untuk *unbraced frame* kedua nilai δ_b dan δ_s harus dihitung, sedangkan untuk *braced frame* δ_s harus diambil sebesar 1.

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(kLn)^2} \quad \dots \dots \text{SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.3.9}$$

$$EI = \frac{0,2 Ec Ig + Es ls}{1 + \beta d} \quad \dots \dots \text{SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.3.10}$$

$$\approx 0,3 Ec Ig \text{ (pendekatan)}$$

ϕ = faktor reduksi kekuatan

= 0,65 untuk komponen kolom dengan tulangan spiral maupun sengkang ikat

5.2.2.6 Penulangan lentur kolom

Dari perhitungan pembesaran momen untuk kolom panjang diatas, maka penulangan lentur kolom dapat dicari dengan bantuan diagram interaksi M-N non dimensi dari Grafik dan Table Perhitungan Beton Bertulang berdasarkan SK SNI T-15-1991-03, W.C. Vis dan Gideon Kusuma.

Tahapan-tahapan penulangan lentur kolom :

1. Tetapkan apakah kolom termasuk braced atau unbraced. Dalam hal ini jenis kolom adalah *braced* karena terdapat dinding geser yang dapat dianggap mampu menahan ke arah lateral.
2. Tetapkan apakah kolom termasuk kolom pendek atau kolom panjang. Seperti telah dijelaskan diatas, bila termasuk kolom pendek maka tidak perlu dilakukan pembesaran momen, dan sebaliknya. Peninjauan kolom pendek atau kolom panjang dilakukan pada kedua arah sumbu global. Hal ini dilakukan sebagai langkah keamanan.
3. Momen yang telah diperoleh dari langkah 2, kemudian dihitung momen ekivalensinya. Dimana momen dua arah (*biaxial*) dijadikan satu arah, ke arah yang kritis. Rumus yang digunakan adalah:

$$\phi \cdot M_{nx} = M_{ux} + M_{uy} \cdot \frac{b}{h} \cdot \frac{1-\beta}{\beta} \quad \text{untuk } M_{ux} > M_{uy}$$

$$\phi \cdot M_{ny} = M_{ux} + M_{uy} \cdot \frac{b}{h} \cdot \frac{1-\beta}{\beta} \quad \text{untuk } M_{ux} < M_{uy}$$

Harga β berkisar antara 0,55 sampai dengan 0,65 dan untuk desain lebih akurat biasa digunakan 0,65. Dari dua harga momen di atas dipilih yang terbesar untuk mendesain tulangan dengan bantuan diagram interaksi.

Diagram interaksi M-N tersebut dibuat berdasarkan bermacam-macam mutu beton dan mutu baja tulangan, sumbu ordinatnya menyatakan P_u dan sumbu absisnya menyatakan M_u dengan rumus sebagai berikut :

$$K_y = \frac{\phi \cdot P_u}{A_g} \quad \dots \dots \dots \text{untuk sumbu ordinat (y)}$$

$$K_x = \frac{\phi \cdot M_u}{A_g \cdot n} \quad \dots \dots \dots \text{untuk sumbu absis (x)}$$

nilai P_n diperoleh dari hasil analisa SAP 2000, sedangkan M_n diperoleh dari rumus di atas. Besarnya ρ pelu diperoleh dengan menarik garis sejajar sumbu x sebesar K_x yang dipotongkan dengan garis sejajar sumbu y sebesar K_y . Diagram interaksi kolom dapat dilihat pada lampiran.

4. Memilih jumlah tulangan sesuai dengan A_{perlu} , dimana perumusannya $A_{perlu} = \rho_{perlu} \cdot b \cdot h$ yang nantinya akan menghasilkan A_{ada} .
5. Pengontrolan membandingkan P_n penampang dengan P_n yang terjadi
 P_n penampang > P_n yang terjadi kolom kuat
 P_n penampang < P_n yang terjadi kolom tidak kuat

Contoh perhitungan :

Contoh perhitungan menggunakan kolom lantai 5 pada (grid 3-f), gaya – gaya yang bekerja pada kolom (dari output SAP 2000) :

- N_u	= 106832,8 kg	= 1046961,44 N
- V_{ux}	= 1467,33 kg	= 14379,834 N
- V_{uy}	= 1023,31 kg	= 10028,438 N
- $M_{2b}(x)$	= 2473,57 kgm	= 24240,986 Nm
- $M_{2b}(y)$	= 1130,39 kgm	= 11077,822 Nm
- $M_{1b}(x)$	= 2461,29 kgm	= 24120,642 Nm
- $M_{1b}(y)$	= 1126,81 kgm	= 11042,738 Nm
- $M_{2s}(x)$	= 8299,02 kgm	= 81330,396 Nm
- $M_{2s}(y)$	= 7933,53 kgm	= 77748,594 Nm

Data-data perancangan :

- Dimensi kolom : 600 x 600 mm²
- Mutu beton(f_c') : 30 MPa
- Mutu baja (f_y) : 320 MPa
- Decking : 40 cm
- Tulangan utama : Ø 22
- Beugel : Ø 10
- d' : $600 - 40 - 10 - \frac{1}{2} 22 = 539$ mm
- Tinggi kolom : 4200 mm
- Jenis kolom : braced (dengan pengaku)

1. Perhitungan faktor tekuk (k)

$$Ec = 4700 \times \sqrt{fc'} = 4700 \times \sqrt{30} = 25742,96 \text{ MPa}$$

EI balok (ukuran 40 cm x 60 cm)

$$Ig = \frac{1}{12} \times 400 \times 600^3 = 7,20 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$Icr = \frac{1}{2} Ig = 3,60 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$EI = Ec \times Icr = 9,267 \times 10^{13}$$

EI kolom (ukuran 60 cm x 60 cm)

$$Ig = \frac{1}{12} \times 600 \times 600^3 = 10,8 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$EI = Ec \times Ig = 2,78 \times 10^{14}$$

Faktor jepitan atas

$$\psi_A = \frac{\sum(EIc/Lc)\text{kolom}}{\sum(EIb/Lb)\text{balok}} = \frac{2 \times (2,78 \times 10^{14} / 4500)}{2 \times (9,267 \times 10^{13} / 5500)} = 3,67$$

Faktor jepitan bawah

$\psi_B = 0$ (secara teoritis), tetapi *Structural Stability Research Council* menyarankan bahwa untuk tujuan praktik ψ_B tidak boleh kurang dari 1 sehingga nilai $\psi_B = 1$.

Dari nomogram non dimensi didapatkan faktor tekuk (k) = 0,83

2. Kontrol kelangsingan

Jenis kolom pada perancangan ini adalah kolom dengan pengaku samping (braced frame)

$$\text{Jari-jari grasi (r)} = 0,3h = 0,3 \times 600 = 180$$

$$\text{Nilai kelangsingan} = \frac{k \times L_n}{r} = \frac{1 \times 4500}{180} \\ = 25$$

Batas kelangsingan :

$$34 - 12 \times \frac{M_{1b}}{M_{2b}} = 34 - 12 \times \frac{24120,642}{24240,986} = 22,06$$

$$\frac{k \times L_u}{r} > 34 - 12 \times \frac{M_{1b}}{M_{2b}}$$

Nilai kelangsungan > batas kelangsungan, berarti kolom termasuk kolom panjang (langsing). Karena jenis kolom termasuk kolom langsing maka dalam menentukan tulangan lentur kolom menggunakan perhitungan perbesaran momen.

3. Perhitungan pembesaran momen

$$\text{EI} = \frac{0,2 \cdot E_c \cdot l_g + E_s \cdot I_s}{1 + \beta \cdot d}$$

$$= 0,3 \times E_c \times l_g = 0,3 \times 2,78 \times 10^{14} = 8,34 \times 10^{13}$$

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(k \cdot L_n)^2} \quad C_m = 0,6 + 0,4 \left(\frac{M_{1b}}{M_{2b}} \right) > 0,4$$

$$= \frac{\pi^2 \times 8,34 \times 10^{13}}{(1 \times 6000)^2} \quad = 0,6 + 0,4 \times \frac{24120,642}{24240,986}$$

$$= 22864583,53 \text{ N} \quad = 0,98 > 0,4 \quad \text{OK!}$$

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \left(\frac{P_u}{\phi P_c} \right)} \geq 1$$

$$= \frac{0,98}{1 - \left(\frac{1046961,44}{0,65 \times 22864583,53} \right)}$$

$$= 1,064 > 1 \quad \text{OK!}$$

$$M_u(x) = \delta_b M_2 b + \delta_s M_2 s$$

$$= (1,064 \times 24240,986) + (1 \times 81330,396)$$

$$= 107135,316 \text{ Nm} = 107135316 \text{ Nmm}$$

$$M_u(y) = \delta_b M_2 b + \delta_s M_2 s$$

$$= (1,064 \times 11077,822) + (1 \times 77748,594)$$

$$= 89535,40 \text{ Nm} = 89535400 \text{ Nmm}$$

4. Perhitungan tulangan lentur

Menentukan tulangan lentur dengan diagram interaksi, berdasarkan tabel grafik dan diagram interaksi untuk perhitungan struktur beton (SK SNI 1992)

$$\phi M_{nx} = M_{ux} + M_{uy} \cdot \frac{b}{h} \cdot \frac{1-\beta}{\beta}$$

$$= 107135316 + 89535400 \times 1 \times \frac{1-0,65}{0,65} = 155346685,231 \text{ Nmm}$$

$$\phi \cdot M_{Ny} = M_{Uy} + M_{Ux} \cdot \frac{b}{h} \cdot \frac{1-\beta}{\beta}$$

$$= 89535400 + 107135316 \times 1 \times \frac{1-0,65}{0,65} = 147223647,08 \text{ Nmm}$$

$$k_y = \frac{P_u}{A_g} = \frac{1046961,44}{600^2} = 2,91$$

$$k_x = \frac{M_u}{A_g \times h} = \frac{155346685,231}{600^2 \times 600} = 0,72$$

Dari diagram interaksi M-N F 320-30-0,8-4 diperoleh $\rho = 1,27 \%$

Sehingga diperoleh :

$$A_{S\text{perlu}} = \rho \times A_g$$

$$= 0,0127 \times (600 \times 600) = 4572 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan 12 Ø 25 ($A_s = 5890,486 \text{ mm}^2$)

$$\rho_{\text{aktual}} = \frac{5890,486}{600^2} = 0,013 = 1,64 \%$$

5.2.2.7 Kontrol dengan *Bresler Resiprocal Method*

Bresler Resiprocal Method merupakan salah satu teori dalam pengecekan kolom yang mengalami momen dari dua arah (*biaxial bending*). Sebagai alat bantunya digunakan diagram interaksi yang sama dengan yang digunakan untuk merencanakan tulangan lentur kolom di atas.

Prosedur perhitungannya adalah sebagai berikut :

1. Hitung harga $\frac{e}{h}$ untuk masing-masing arah momen. Momen yang digunakan ialah momen yang dihasilkan dari langkah-langkah perencanaan tulangan lentur kolom.
2. Dari harga $\frac{e}{h}$ untuk masing-masing arah momen dan ρ yang digunakan, lalu titik pertemuannya diproyeksikan sejajar sumbu x untuk memperoleh harga $\frac{\phi \cdot P_n}{A_g}$. Maka harga P_n untuk arah x dan y dapat diperoleh.

Kekuatan penampang tekan yang memperoleh gaya aksial dan momen lentur dalam dua arah sumbu utamanya (*momen biaxial*) dapat dirumuskan sebagai berikut :

$$\frac{1}{P_{nb}} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_{ob}} \geq P_{n_{ad}}$$

dimana :

P_{nx} = gaya aksial nominal arah x

P_{ny} = gaya aksial nominal arah y

P_{ob} = kekuatan nominal tanpa eksentrisitas

= $0,8 \phi [0,85.f'_c(Ag - Ast) + fy.Ast]$ SKSNI T-15-1991-03 pers.3.1-2

dengan harga $\frac{e_x}{h}, \frac{e_y}{h}$ dan ρ yang telah terpasang, maka nilai P_{ox} dan P_{oy} dapat

dicari dengan diagram interaksi M-N dengan rumus :

$$P_{nx} = \frac{kx \cdot Ag}{0,65}$$

$$P_{ny} = \frac{ky \cdot Ag}{0,65}$$

dimana kx dan ky adalah konstanta yang didapat pada sumbu ordinat diagram interaksi M-N untuk P_{nx} dan P_{ny} . Diagram interaksi dapat dilihat pada lampiran.

Kontrol Biaxial Bending Moment dengan BresslerResiprocal Method :

Perhitungan P_{ob}

$$\begin{aligned} P_{ob} &= 0,8 \phi (f'_c (Ag - Ast) + Ast \times fy) \\ &= 0,8 \times 0,65 (30 \times (600^2 - 4561,593) + 4561,593 \times 320) \\ &= 6303889,224 \text{ N} \end{aligned}$$

Perhitungan P_{nx}

$$\frac{M_{ux}}{Ag \times h} = \frac{155346685,231}{600^2 \times 600} = 0,72$$

Dari diagram interaksi F320-30-0,8-4, dengan $\rho = 0,013$ didapat

$$\frac{\phi P_{nx}}{Ag} = 15,4 \quad P_{nx} = \frac{15,4 \times 600^2}{0,65} = 8529230,769 \text{ N}$$

Perhitungan Pny

$$\frac{M_{ux}}{Ag \times h} = \frac{147223647,08}{600^2 \times 600} = 0,68$$

Dari diagram interaksi F320-30-0,8-4, dengan $\rho = 0,0105$ didapat

$$\frac{\phi P_{nx}}{Ag} = 15,4 \quad P_{nx} = \frac{15,4 \times 600^2}{0,65} = 8529230,769 \text{ N}$$

Maka :

$$\begin{aligned} \frac{1}{P_{nb}} &= \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} + \frac{1}{P_{ob}} \\ &= \frac{1}{8529230,769} + \frac{1}{8529230,769} + \frac{1}{6303889,224} \end{aligned}$$

$$P_{nb} = 2543752,78 \text{ N}$$

$$P_u = 1046961,4 \text{ N}$$

$$P_n = \frac{1046961,4}{0,65} = 1610709,846 \text{ N}$$

$$P_{nb} = 2543752,78 \text{ N} > P_n = 1610709,846 \text{ N} \quad \dots \dots \dots \text{OK!}$$

5.2.2.8 Penulangan geser dan torsi kolom

Penulangan geser dan torsi kolom pada dasarnya adalah sama dengan penulangan geser dan torsi pada balok, hanya pada kolom daerah ujung-ujung kolom harus mendapat perhatian khusus sebagai syarat bagi suatu struktur bangunan beton bertulang tahan gempa (diatur dalam PB 1989 Appendiks A).

Adapun hal-hal yang perlu diperhatikan dalam merencanakan tulangan geser-torsi pada kolom adalah sebagai berikut :

- Rasio tinggi antara kolom terhadap dimensi terkecil kolom tidak boleh lebih besar dari 25.
- Pada seluruh tinggi kolom harus dipasang tulangan transversal dari sengkang tertutup maupun sengkang majemuk.
- Spasi maksimum dari sengkang tertutup pada kolom tidak boleh lebih dari $d/5$, sepuluh kali diameter tulangan longitudinal terkecil, 24 kali diameter sengkang dan 300 mm.

- Pada daerah yang tidak memerlukan sengkang tertutup, sengkang harus dipasang dengan spasi tidak lebih dari $d/2$ pada seluruh panjang komponen struktur tersebut.
- Pada daerah ujung sejarak d dari muka kolom, kuat geser yang disumbangkan oleh beton (ΦV_c) harus diambil sebesar setengah dari yang disyaratkan dalam SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.4.
- Pada komponen struktur kolom, torsi kompatibilitas tidak boleh dipakai karena pada kolom tidak terjadi redistribusi gaya-gaya dalam kecuali untuk suatu komponen kolom khusus.
- Selanjutnya untuk langkah-langkah perhitungan penulangan geser-torsi dapat dilihat pada sub bab penulangan geser-torsi pada perancangan balok.

Contoh perhitungan :

Data – data perencanaan :

$$\begin{aligned}
 - N_u &= 1046961,4 \text{ N} \\
 - V_u &= 14379,834 \text{ N} \\
 - T_u &= 831,72 \text{ kgm} = 0,831 \text{ tm} \\
 - b_w &= 400 \text{ mm} \\
 - \phi_{\text{utama}} &= \phi 22 \\
 - \phi_{\text{sngkang}} &= \phi 10 \\
 - d &= 600 - 40 - 10 - \frac{1}{2} 22 \\
 &= 539 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Cek torsi minimum

$$\begin{aligned}
 T_{u \min} &= \phi \frac{\sqrt{f_c}}{20} \sum x^2 y \\
 &= 0,6 \times \frac{\sqrt{30}}{20} \times (600^2 \times 600) = 35492421,73 \text{ Nmm} = 3,621 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

Torsi yang terjadi = $0,831 \text{ tm} < T_{u \min}$, sehingga torsi dapat diabaikan.



Sumbangan kekuatan geser beton

$$\begin{aligned} V_c &= 2 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d \left(1 + \frac{N_u}{14 \times A_g} \right) \\ &= 2 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times 400 \times 539 \left(1 + \frac{1046961,4}{14 \times 600^2} \right) \\ &= 475398,86 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\phi V_c = 0,6 \times 475398,86 = 285239,32 \text{ N}$$

$$\frac{\phi V_c}{2} = \frac{285239,32}{2} = 142619,66 \text{ N}$$

Karena $V_u = 14379,834 \text{ N} < \frac{\phi V_c}{2} = 142619,66 \text{ N}$, maka dipasang sengkang

minimum sebesar :

$$A_v \min = \frac{b_w \times s}{3 \times f_y} \Rightarrow s = \frac{A_v \times 3 \times f_y}{b_w}$$

Dipakai sengkang $\varnothing 10$, $A_s = 78,54 \text{ mm}^2$ sehingga :

$$s = \frac{2 \times (78,54 \times 3 \times 320)}{400} = 376,992 \text{ mm}$$

$$s \text{ maksimum} \leq 0,5 \times h = 0,5 \times 600 = 300 \text{ mm}$$

$$\leq 10 \times d_b = 10 \times 22 = 220 \text{ mm}$$

$$\leq 200 \text{ mm}$$

Pasang tulangan sengkang $\varnothing 10 - 200$

5.3 Perencanaan Dinding Geser (Shearwall)

5.3.1 Umum

Dalam perencanaan gedung perkantoran ini sangat tergantung pada shearwall sebagai penahan gaya lateral baik yang berasal dari beban angin maupun beban gempa. Perancangan shearwall berdasarkan SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.3 sebagai struktur pemikul beban lentur dan aksial serta pasal 3.7 sebagai struktur dinding.

5.3.2 Kuat Beban Aksial Rancang

Perencanaan kuat beban aksial rancang ϕP_{nw} berdasarkan SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.7.5.2 pers 3.7.1 :

$$\phi P_{nw} = 0,55 \times \phi f_c' \times A_g \left[1 - \left(\frac{kL_e}{32h} \right)^2 \right]$$

dimana :

$$\phi = 0,7$$

$$k = 0,80 \text{ (dikekang pada salah satu ujungnya)}$$

$$L_e = \text{jarak vertikal antara 2 tumpuan}$$

$$h = \text{tebal dinding}$$

5.3.3 Perencanaan Geser

Perencanaan geser harus dilakukan berdasarkan SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.4.10 dimana dinyatakan bahwa :

Perencanaan dinding geser pada struktur dasar dibedakan dengan struktur diatasnya, perbedaan ini terletak pada kuat geser rencana pada dinding geser. Pada dinding geser selain lantai dasar kekuatan lantai geser beton (V_c) turut menyumbangkan kekuatan untuk memikul gaya geser yang terjadi, sedangkan pada lantai dasar gaya geser pada dinding geser diasumsikan diterima hanya oleh tulangan sehingga akan terjadi keadaan paling kritis pada lantai dasar, dimana apabila terjadi pembesaran dinamis tulangan shearwall pada lantai dasar tetap mampu untuk manahan gaya yang terjadi, sehingga sendi plastis diharapkan terjadi pada bagian bawah shearwall. (lantai terbawah)

Perencanaan dinding geser harus mengikuti ketentuan sebagai berikut :

- » Kuat geser rencana bagi dinding geser pada penampang dasar sehubungan dengan adanya pembesaran dinamis.

$$V_{adma} = \omega_d \times 0,7 \times \frac{M_{kap,d}}{M_{E,adma}} \times V_{E,adma} \quad \text{SK SNI T-15-1991-03 ps 3.14.7.3}$$

dimana :

$M_{kap,d}$ = Momen kapasitas dinding geser pada penampang dasar yang dihitung berdasarkan luas baja tulangan terpasang dan dengan tegangan tarik baja tulangan sebesar $1,25 f_y$.

$M_{l,dmaks}$ = Momen lentur maksimum dinding geser akibat beban gempa tak berfaktor pada penampang dasar.

$V_{E,dmaks}$ = Gaya geser maksimum dinding geser akibat beban gempa tak berfaktor pada penampang

- » Kuat geser V_n pada sembarang penampang horizontal terhadap geser bidang dinding tidak boleh lebih besar dari $\left(5 \frac{\sqrt{f'_c}}{6} h d \right)$
- » Untuk kuat geser V_c diambil dari nilai terkecil dari persamaan sesuai dengan SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.4.10.6 :

$$V_c = \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{4} \right) h d + \frac{N_u d}{4 l_w} \quad \text{SK SNI T-15-1991-03 pers 3.4.32}$$

atau

$$V_c = \left[\left(\frac{\sqrt{f'_c}}{2} + \frac{l_w \sqrt{f'_c} + 2 \frac{N_u}{l_w h}}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right) \div 10 \right] h d \quad \text{SK SNI T-15-1991-03 pers 3.4.33}$$

dimana :

l_w = panjang horizontal dinding

d = $0,8 l_w$ (SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.4.10.4)

tidak berlaku jika $(\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2})$ bernilai negatif, sedangkan V_c tidak

boleh lebih dari $\left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6} \right) h d$ (SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.4.10.5)

- » Rasio (ρ_b) dari tulangan geser horizontal terhadap luas bruto penampang tidak boleh kurang dari 0,0025 (SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.4.10-9 (2))
- » Spasi dari tulangan geser horizontal S_2 tidak boleh lebih dari $\frac{l_w}{5}$, $3h$ ataupun 500 mm (SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.4.10-9 (3))

- » Rasio (ρ_u) dari luas tulangan geser vertikal terhadap luas bruto penampang horizontal beton tidak boleh kurang dari :

$$\rho_u = 0,0025 + 0,5 \left(2,5 - \frac{h_w}{l_w} \right) (\rho_h - 0,0025) \text{ ataupun } 0,0025, \text{ tetapi tidak harus}$$

lebih besar dari tulangan geser horizontal perlu (SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.4.10-9 (4))

Svarat-svarat penulangan pada dinding geser :

1. Diameter tulangan $< \frac{1}{10} dd$ (tebal dinding)
2. untuk dinding dengan tebal $d \geq 200$ mm, maka setiap arah harus dipasang 2 lapisan tulangan (SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.14.9.7 (2b))
persyaratan diatas bertujuan untuk :
 - Melindungi kerusakan beton akibat adanya beban tertukar terutama pada keadaan inelastis
 - Mengendalikan lebar retak yang akan timbul pada dinding karena penyebaran tulangan lebih merata sepanjang dan setinggi dinding tersebut.
3. Jarak antar tulangan vertikal ≤ 200 mm didalam daerah ujung dan ≤ 300 mm diluar daerah ujung (SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.14.9.7 (3f))
4. Jarak antar tulangan horizontal :
Didalam daerah ujung tidak bole diambil lebih dari 200 mm (≤ 200 mm) SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.14.9.7 (3h)
Diluar daerah ujung tidak boleh lebih dari $3 \times$ tebal dinding ($\leq 3 dd$), seperlima lebar dinding ($\leq \frac{ld}{5}$) dan ≤ 450 mm SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.14.9.7 (3g)
5. Panjang daerah ujung tidak boleh kurang dari lebar dinding ($\geq ld$), seperenam dari tinggi dinding ($\geq hd/6$) dan tidak boleh lebih besar dari $2 \times$ lebar dinding ($\leq 2 hd$) SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.14.9.7 (3i)

5.3.4 Data – Data Perencanaan

1. Mutu bahan

Mutu beton (f_c') = 30 MPa

Mutu baja (f_y) = 320 MPa

2. Dimensi

Tinggi dinding (lantai 1 – 10) = 450 cm

Tebal dinding = 30 cm

5.3.5 Dasar – Dasar Perancangan

1. Rasio tulangan minimum dari luas tulangan vertikal terhadap penampang bruto beton harus memenuhi :
 - 0,0012 untuk tulangan $< D16$, dengan mutu baja < 400 MPa
 - 0,0015 untuk batang deform lainnya, atau
 - 0,0012 untuk jaringan kawat baja las tidak lebih besar dari W31 atau D31
(SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.7.3.2)
2. Rasio tulangan minimum dari luas tulangan horizontal terhadap penampang bruto beton harus memenuhi :
 - 0,002 untuk tulangan $< D16$, dengan mutu baja < 400 MPa
 - 0,0025 untuk batang deform lainnya, atau
 - 0,002 untuk jaringan kawat baja las tidak lebih besar dari W31 atau D31
(SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.7.3.2)
3. Bila tebal dinding lebih besar atau sama dengan 200 mm, maka dinding harus dipasang 2 lapis tulangan. (SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.14.5.2 (2))
4. Jarak antar tulangan vertikal sepanjang lo dari ujung tiang tidak boleh lebih besar dari 200 mm diluar daerah sepanjang lo
(SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.14.5.3 (6))
5. Jarak antar tulangan diluar daerah ujung lo tidak boleh lebih besar dari $3 \times$ tebal dinding, seperlima lebar dinding dan 450 mm
(SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.14.5.3 (7))

6. Jarak antar tulangan horizontal dalam daerah ujung sepanjang lo tidak boleh lebih dari $6 \times$ diameter tulangan vertikal, setengah tebal dinding atau 150 mm.
(SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.14.5.3 (8))
7. Panjang daerah ujung lo tidak boleh kurang dari lebar dinding seperenam dari tinggi dinding dan tidak perlu lebih besar dari $2 \times$ lebar dinding.
(SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.14.3 (9))

5.3.6 Perhitungan Penulangan Dinding Geser

Perhitungan dinding geser lantai dasar diperhitungkan dengan mengasumsikan sendi plastis akan terjadi pada shearwall lantai dasar.

5.3.6.1 Kontrol komponen pembatas

Dalam SK SNI T-15-1991-03 disebutkan apabila pada batas dan sekeliling sisi-sisi bukaan dari dinding dan diafragma struktur, tegangan serat terluar maksimum akibat gaya terfaktor, dimana termasuk pengaruh gempa melampaui $0,2 f_c'$ harus dipasang komponen pembatas.

$f_c > 0,2 f_c'$ · perlu komponen pembatas

$$f_c = \frac{M_n}{W} + \frac{P_n}{A_c}$$

$$= \frac{9459142182}{\frac{1}{6} \times 300 \times 5500^2} \cdot 0,8 + \frac{2098922,84}{300 \times 5500} \cdot 0,8 \leq (= 0,2 \times 30)$$

$$= 9,41 \text{ MPa} \geq 6 \text{ MPa} \Rightarrow \text{perlu komponen pembatas}$$

Dimensi komponen pembatas



Gambar. 5.5 Perencanaan dinding geser

Syarat dimensi komponen pembatas (Fig 5.36 Paulay-Priestley)

$$b \geq b_w ; \quad b_i \geq \frac{b_c \times l_w}{10h} ; \quad b \geq b_c ; \quad b_i \geq \frac{b_c^2}{b}$$

$$b \geq \frac{h_1}{16} ; \quad b_i \geq \frac{h_1}{16}$$

$$bc = 0,017 \times l_w \sqrt{\mu\phi} \quad \mu\phi = 19 \text{ (Fig 5.33 Paulay-Priestley)}$$

$$bc = 0,017 \times 5500 \times \sqrt{19} = 407,56 \text{ mm}$$

nilai b diambil 500 mm dan nilai b₁ diambil 500 mm

5.3.6.2 Penulangan akibat gaya geser horizontal

Penulangan shearwall lantai dasar

Data-data perencanaan :

- Tinggi dinding = 450 cm
- Tebal dinding = 30 cm
- $P_u = 214175,80 \text{ Kg} = 2098922,84 \text{ N}$
- $V_u = 91828,76 \text{ Kg} = 899921,848 \text{ N}$
- $M_u = 965218,59 \text{ Kgm} = 9459142182 \text{ Nmm}$
- Mutu baja (f_y) = 320 MPa
- Mutu beton (f_{c'}) = 30 MPa
- $l_w = 5500 \text{ mm}$
- $l_0 \text{ diambil} = 5500 \text{ mm}$
- $d = 0,8 \times 5500 = 4400 \text{ mm}$
- a. Kekuatan beton pada dinding geser

Kuat geser maksimum yang mampu dipikul oleh penampang sesuai dengan (SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.4.1 butir 3) :

$$V_n = \left[\frac{5\sqrt{f_c'}}{6} \right] h d = \left[\frac{5 \times \sqrt{30}}{6} \right] \times 4500 \times 4400 = 90374221,98 \text{ N}$$

$$\frac{V_u}{\phi} = \frac{899921,848}{0,6} = 1499869,747 \text{ N}$$

$$V_n \geq \frac{V_u}{\phi} \Rightarrow 90374221,98 \text{ N} > 1499869,747 \text{ N}$$

Berarti dinding geser mampu memikul gaya geser

- b. Kemampuan dinding geser terhadap gaya aksial

$$\phi P_{nw} = 0,55 \phi f'_c A_g \left[1 - \left(\frac{kL_e}{32h} \right)^2 \right]$$

dimana :

$$\phi = 0,70 \quad L_e = 4500 \text{ mm}$$

$k = 0,80$ (dikekang pada salah satu ujung)

$$A_g = 300 \times 5500 = 1650000$$

$$h = 300 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}\phi P_{nw} &= 0,55 \times 0,70 \times 30 \times 1650000 \left[1 - \left(\frac{0,8 \times 4500}{32 \times 300} \right)^2 \right] \\ &= 16377539,0625 \text{ N} > 1891873,036 \text{ N}\end{aligned}$$

Berarti dinding geser mampu menerima beban aksial

c. Penulangan geser horizontal

Untuk kuat geser V_c diambil dari nilai terkecil dari persamaan sesuai dengan SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.4.10.6

$$V_c = \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{4} \right) h d + \frac{N_u d}{4l_w} \quad \text{SK SNI T-15-1991-03 pers 3.4.32}$$

atau

$$V_c = \left[\left(\frac{\sqrt{f'_c}}{2} + \frac{l_w \sqrt{f'_c} + 2 \frac{N_u}{l_w h}}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right) \div 10 \right] h d \quad \text{SK SNI T-15-1991-03 pers 3.4.33}$$

nilai V_c tidak boleh lebih besar dari :

$$V_c = \frac{5}{6} \sqrt{f'_c} h d \quad \text{SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.4.10.5}$$

$$V_c = \frac{5}{6} \times \sqrt{30} \times 300 \times 4400 = 6024948,1325 \text{ N}$$

$$V_s = V_u - \phi V_c = (899921,848 - 0,6 \times 6024948,1325) < 0$$

karena penampang beton cukup kuat untuk menahan gaya geser, maka cukup digunakan tulangan minimum dari Ø 12 ($A_s = 113,04 \text{ mm}^2$)

$$\rho_h = \rho_{min} = 0,0025$$

$$A_{\text{perlu}} = 0,0025 \times 1000 \times 300 = 750 \text{ mm}^2$$

Jarak antar tulangan diluar daerah ujung lo harus kurang dari :

- $3 \times bw = 3 \times 300 = 900 \text{ mm}$
- $1/5 \cdot l_w = 0,20 \times 5500 = 1100 \text{ mm}$
- 450 mm

SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.14.5.3 (7)

Untuk tebal dinding **diatas 200 mm** digunakan 2 lapisan tulangan dipakai tulangan Ø 12 ($2 A_s = 226,08 \text{ mm}^2$)

Tulangan geser horizontal : Ø 12 – 200

$$A_{\text{ada}} = 226,08 \times \frac{1000}{200} = 11304,40 \text{ mm}^2 > A_{\text{perlu}} (= 750 \text{ mm}^2)$$

Penulangan shearwall lantai 2

Data-data perencanaan :

Dimulai dari level 13500 mm – 27000 mm

- $P_u = 147715,721 \text{ Kg} = 1447614,066 \text{ N}$
- $V_u = 70583,12 \text{ Kg} = 691714,576 \text{ N}$
- $M_u = 738592,10 \text{ Kgm} = 723820258 \text{ Nmm}$

a. Kekuatan beton pada dinding geser

Kuat geser maksimum yang mampu dipikul oleh penampang sesuai dengan SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.4.1 butir 3) :

$$V_n = \left[\frac{5 \sqrt{f_c'}}{6} \right] h d = \left[\frac{5 \times \sqrt{30}}{6} \right] \times 4500 \times 4400 = 90374221,98 \text{ N}$$

$$\frac{V_u}{\phi} = \frac{691714,576}{0,6} = 1152857,63 \text{ N}$$

$$V_n \geq \frac{V_u}{\phi} \Rightarrow 90374221,98 \text{ N} > 1152857,63 \text{ N}$$

Berarti dinding geser mampu memikul gaya geser

b. Kemampuan dinding geser terhadap gaya aksial

$$\phi P_{nw} = 0,55 \phi f'_c A_g \left[1 - \left(\frac{k L_e}{32 h} \right)^2 \right]$$

dimana :

$$\phi = 0,70 \quad L_e = 4500 \text{ mm}$$

$k = 0,80$ (dikekang pada salah satu ujung)

$$A_g = 300 \times 5500 = 1650000 \quad h = 300 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \phi P_{nw} &= 0,55 \times 0,70 \times 30 \times 1650000 \left[1 - \left(\frac{0,8 \times 4500}{32 \times 300} \right)^2 \right] \\ &= 16377539,0625 \text{ N} > 1447614,066 \text{ N} \end{aligned}$$

Berarti dinding geser mampu menerima beban aksial

- c. Penulangan geser horizontal

Untuk kuat geser V_c diambil dari nilai terkecil dari persamaan sesuai dengan SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.4.10.6

$$V_c = \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{4} \right) h d + \frac{N_u d}{4l_w} \quad \text{SK SNI T-15-1991-03 pers 3.4.32}$$

atau

$$V_c = \left[\left(\frac{\sqrt{f'_c}}{2} + \frac{l_w \sqrt{f'_c} + 2 \frac{N_u}{l_w h}}{M_u l_w} \right) \div 10 \right] h d \quad \text{SK SNI T-15-1991-03 pers 3.4.33}$$

nilai V_c tidak boleh lebih besar dari :

$$V_c = \frac{5}{6} \sqrt{f'_c} h d \quad \dots \dots \quad \text{SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.4.10.5}$$

$$V_c = \frac{5}{6} \times \sqrt{30} \times 300 \times 4400 = 6024948,1325 \text{ N}$$

$$V_s = V_u - \phi V_c = (691714,576 - 0,6 \times 6024948,1325) < 0$$

karena penampang beton cukup kuat untuk menahan gaya geser, maka cukup digunakan tulangan minimum dari $\varnothing 12$ ($A_s = 113,04 \text{ mm}^2$)

$$\rho_h = \rho_{min} = 0,0025$$

$$A_{s_{\text{perlu}}} = 0,0025 \times 1000 \times 300 = 750 \text{ mm}^2$$

Untuk tebal dinding **diatas 200 mm** digunakan 2 lapisan tulangan dipakai tulangan $\varnothing 12$ ($2 A_s = 226,08 \text{ mm}^2$) \Leftrightarrow Tulangan geser horizontal $\varnothing 12 - 200$

$$A_{s_{\text{ada}}} = 226,08 \times \frac{1000}{200} = 11304,40 \text{ mm}^2 > A_{s_{\text{perlu}}} (= 750 \text{ mm}^2)$$

Penulangan shearwall lantai 3

Dimulai dari level 27000 mm – 36000 mm

- $P_u = 102379,979 \text{ Kg} = 1003323,7942 \text{ N}$
- $V_u = 63365,73 \text{ Kg} = 620984,154 \text{ N}$
- $M_u = 625264,65 \text{ Kgm} = 6127593570 \text{ Nmm}$

- a. Kekuatan beton pada dinding geser

Kuat geser maksimum yang mampu dipikul oleh penampang sesuai dengan SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.4.1 butir 3) :

$$V_n = \left[\frac{5\sqrt{f'_c}}{6} \right] h d = \left[\frac{5 \times \sqrt{30}}{6} \right] \times 4500 \times 4400 = 90374221,98 \text{ N}$$

$$\frac{V_u}{\phi} = \frac{620984,154 \text{ N}}{0,6} = 1034973,59 \text{ N}$$

$$V_n \geq \frac{V_u}{\phi} \Rightarrow 90374221,98 \text{ N} > 1034973,59 \text{ N}$$

Berarti dinding geser mampu memikul gaya geser

- b. Kemampuan dinding geser terhadap gaya aksial

$$\phi P_{nw} = 0,55 \phi f'_c A_g \left[1 - \left(\frac{k L_e}{32 h} \right)^2 \right]$$

dimana :

$$\phi = 0,70 \quad L_e = 4500 \text{ mm}$$

$$k = 0,80 \text{ (dikekang pada salah satu ujung)}$$

$$A_g = 300 \times 5500 = 1650000 \quad h = 300 \text{ mm}$$

$$\phi P_{nw} = 0,55 \times 0,70 \times 30 \times 1650000 \left[1 - \left(\frac{0,8 \times 4500}{32 \times 300} \right)^2 \right]$$

$$= 16377539,0625 \text{ N} > 1003323,7942 \text{ N}$$

Berarti dinding geser mampu menerima beban aksial

- c. Penulangan geser horizontal

Untuk kuat geser V_c diambil dari nilai terkecil dari persamaan sesuai dengan SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.4.10.6

$$V_c = \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{4} \right) h d + \frac{N_v d}{4l_w}$$

SK SNI T-15-1991-03 pers 3.4.32

atau

$$V_c = \left[\left(\frac{\sqrt{f'_c}}{2} + \frac{l_w \sqrt{f'_c} + 2 \frac{N_u}{l_w h}}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right) \div 10 \right] h d \quad \text{SK SNI T-15-1991-03 pers 3.4.33}$$

nilai V_c tidak boleh lebih besar dari :

$$V_c = \frac{5}{6} \sqrt{f'_c} h d \quad \text{SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.4.10.5}$$

$$V_c = \frac{5}{6} \times \sqrt{30} \times 300 \times 4400 = 6024948,1325 \text{ N}$$

$$V_s = V_u - \phi V_c = (620984,154 - 0,6 \times 6024948,1325) < 0$$

karena penampang beton cukup kuat untuk menahan gaya geser, maka cukup digunakan tulangan minimum dari $\varnothing 12$ ($A_s = 113,04 \text{ mm}^2$)

$$\rho_h = \rho_{\min} = 0,0025$$

$$A_{s_{\text{perlu}}} = 0,0025 \times 1000 \times 300 = 3375 \text{ mm}^2$$

Untuk tebal dinding **diatas 200 mm** digunakan 2 lapisan tulangan dipakai tulangan $\varnothing 12$ ($2 A_s = 226,08 \text{ mm}^2$)

Tulangan geser horizontal : $\varnothing 12 - 200$

$$A_{s_{\text{ada}}} = 226,08 \times \frac{1000}{200} = 11304,40 \text{ mm}^2 > A_{s_{\text{perlu}}} (= 750 \text{ mm}^2)$$

5.3.6.3 Penulangan akibat gaya geser vertikal

Shearwall dengan tulangan terpusat diujung, nilai $\rho_v = 0,0025$

$$A_{n \text{ vertikal}} = 0,0025 \times 300 \times 5500 \\ = 4125 \text{ mm}^2$$

Spasi maksimum tulangan vertikal (SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.4.10.9.5) adalah:

$$S_{\max} < \frac{l_w}{3} = 1833,33 \text{ mm} \\ < 3 h = 900 \text{ mm} \\ < 500 \text{ mm (menentukan)}$$

Untuk tebal dinding **diatas 200 mm** maka digunakan 2 lapisan tulangan dipakai tulangan $\varnothing 12$ ($2 A_s = 226,08 \text{ mm}^2$)

$$\text{Maka dibutuhkan tulangan} = \frac{4125}{226,08} = 18,245 \approx 20 \text{ buah}$$

Jadi digunakan tulangan geser vertikal $\varnothing 12 - 200$

$$A_{nada} = 226,08 \times \frac{5500}{200} = 6217,20 \text{ mm}^2 > 4125 \text{ mm}^2$$

Untuk penulangan geser vertikal lantai selanjutnya digunakan $\varnothing 12 - 200$

5.3.6.4 Penulangan lentur

Tulangan lentur lantai dasar

Untuk penulangan lentur digunakan tulangan D 25

$$M_n = A_s \times l \times f_y \geq \frac{M_u}{0,8} = A_s \times (5500 - 500) \times 320 \geq \frac{9459142182}{0,8}$$

$$A_s > 7389,954 \text{ mm}^2$$

Tulangan D 25 ($A_s = 490,63$)

Dipasang 16 D 25 ($A_s = 7850,08 \text{ mm}^2$) sampai level 9 m

Penulangan lentur selanjutnya sepanjang 9 m sampai level 18 m untuk efisiensi dan kemudahan pelaksanaan, dengan asumsi panjang tulangan yang tersedia adalah 12 m

➤ Level 9 m – 18 m

Digunakan tulangan 12 D 25 ($A_s = 5887,59 \text{ mm}^2$)

$$M_n = 5887,59 \times 5000 \times 320$$

$$= 9,42 \times 10^9 \text{ Nmm} \geq \frac{M_u}{0,8} (= 9,04 \times 10^9)$$

➤ Level 18 m – 27 m

Digunakan tulangan 8 D 25 ($A_s = 3925,04 \text{ mm}^2$)

$$M_n = 3925,04 \times 5000 \times 320$$

$$= 6,28 \times 10^9 \text{ Nmm} \geq \frac{M_u}{0,8} (= 6,27 \times 10^9)$$

➤ Level 27 m – 36 m

Digunakan tulangan 4 D 25 ($A_s = 3925,04 \text{ mm}^2$)

$$M_n = 3925,04 \times 5000 \times 320$$

$$= 4,71 \times 10^9 \text{ Nmm} \geq \frac{M_u}{0,8} (= 3,49 \times 10^9)$$

Untuk tulangan transversal digunakan $\varnothing 10 - 100$

BAB VI

DESAIN SANBUNGAN

BAB VI

DESAIN SAMBUNGAN

6.1 Umum

Bab ini akan membahas kriteria dari desain sambungan yaitu: konsep, jenis sambungan dan hal-hal yang berkaitan dalam proses penyambungan. Dalam hal ini penggunaan sambungan basah (*wet-connection*) relatif lebih mudah dalam pelaksanaannya jika dibandingkan dengan sambungan kering (*dry-connection*) seperti *mechanical connection* dan *welding connection* yang cukup kompleks.

Untuk sambungan basah dalam daerah joint, diberikan tulangan yang dihitung berdasarkan panjang penyaluran, sambungan lewatan. Selain itu juga dilakukan perhitungan geser friksi yaitu geser beton yang berbeda umurnya antara beton pracetak dengan beton topping. Di dalam pelaksanaan biasanya dipakai stud tulangan (*shear connector*) yang berfungsi sebagai penahan geser dan sebagai pengikat antara pelat pracetak dan pelat topping agar pelat bersifat secara monolit dalam satu kesatuan integritas struktur.

Sambungan berfungsi sebagai penyalur gaya-gaya yang dipikul oleh elemen struktur ke elemen struktur yang lainnya. Gaya-gaya tersebut untuk selanjutnya diteruskan ke pondasi. Selain itu desain sambungan dibuat untuk menciptakan kestabilan. Suatu sambungan diharapkan dapat mentransfer beberapa gaya secara bersamaan.

Dalam pelaksanaan kontruksi beton pracetak, sebuah sambungan yang baik selalu ditinjau dari segi praktis dan ekonomis. Selain itu perlu juga ditinjau serviceability, kekuatan dan produksi. Faktor kekuatan khususnya harus dipenuhi oleh suatu sambungan karena sambungan harus mampu menahan gaya-gaya yang dihasilkan oleh beberapa macam beban. Beban-beban tersebut dapat berupa beban mati, beban hidup, beban gempa dan kombinasi dari beban-beban tersebut.

Selain itu desain sambungan antar komponen pracetak memegang peranan penting dalam menjamin suatu gedung berespon menjadi satu kesatuan disaat terjadi gempa kuat, baik itu untuk struktur yang rumit ataupun yang sederhana.

Sambungan antar elemen beton pracetak tersebut harus mempunyai cukup kekuatan, kekakuan dan dapat memberikan kebutuhan daktilitas yang disyaratkan selama terjadi gempa besar dengan waktu ulang 200 tahun.

Baik sambungan cor setempat maupun sambungan grouting sudah banyak dipergunakan sebagai salah satu pemecahan masalah dalam mendesain konstruksi pracetak yang setara dengan konstruksi cor setempat (*cast in situ*).

6.2 Kriteria perencanaan sambungan

Kriteria perencanaan sambungan disesuaikan dengan desain, karena ada perbedaan kriteria untuk masing-masing tipe sambungan. Persyaratan suatu sambungan dapat menjadi syarat yang tidak terlalu penting untuk sambungan lain. Hal ini diakibatkan karena perbedaan asumsi /anggapan atau perbedaan spesifikasi dari pihak perancang dan pemilik struktur.

a. Kekuatan

Sambungan harus mempunyai kekuatan untuk menahan gaya-gaya (gaya gravitasi, angin, gempa dan perubahan volume) yang diterapkan sepanjang umur dari sambungan.

b. Daktilitas

Daktilitas didefinisikan sebagai kemampuan relatif struktur dalam mengalami deformasi yang besar tanpa terjadi keruntuhan. Daktilitas diukur dengan total deformasi yang terjadi saat leleh awal terhadap leleh batas (*ultimate failure*).

Daktilitas pada portal sering digabungkan dengan ketahanan terhadap momen, hal ini digunakan dalam perencanaan gempa. Pada elemen sambungan tahan momen, tegangan tarik lentur biasanya ditahan oleh komponen baja. Dan kondisi runtuh akhir dapat terjadi karena kondisi putusnya baja, hancurnya beton atau kegagalan dari sambungan baja dan beton.

c. Perubahan volume

Perubahan akibat dari rangkak, susut dan penurunan suhu dapat menyebabkan beberapa tegangan pada elemen beton pracetak ataupun perletakannya ditarik pergerakannya. Tegangan ini harus dimasukkan dalam perencanaan dan akan lebih baik bila sambungan diijinkan untuk berpindah tempat untuk mengurangi besarnya tegangan tersebut.

d. Daya tahan

Sambungan perlu diawasi dan dipelihara. Sambungan yang diperkirakan akan langsung dapat bersentuhan dengan cuaca harus dilakukan tindakan perlindungan dengan beton atau dengan cat (*galvanis*). Daya tahan yang buruk dapat diakibatkan oleh retak, spelling beton dan yang paling sering diakibatkan oleh korosi dari komponen baja elemen beton pracetak.

e. Ketahanan terhadap kebakaran

Sambungan beton pracetak tak mudah terpengaruh akibat api, seperti pada perletakan antara pelat dan balok yang secara umum tidak memerlukan perlindungan secara khusus terhadap api. Apabila pelat diletakkan di atas *bearing pads* yang terbuat dari bahan yang mudah terbakar, maka perlindungan khusus dari *bearing pads* tersebut tidak perlu karena keadaan terburuk dari *pads* tidak akan menyebabkan runtuh, tetapi sesudah kebakaran *pads* harus diganti. Untuk sambungan yang tidak tahan api memerlukan perlindungan khusus seperti dengan melapisi beton, gypsum wallboard atau bahan lain yang tahan api.

f. Kesederhanaan sambungan

Semakin sederhana sambungan maka diharapkan akan semakin ekonomis.

Kriteria penyederhanaan sambungan adalah :

- Memakai bahan-bahan standar
- Menggunakan detail yang sama (berulang)
- Mengurangi bagian-bagian yang perlu ditancapkan pada elemen sehingga memerlukan presisi tinggi untuk menempatkannya.
- Mempersiapkan cara-cara pergantian.

g. Kesederhanaan pemasangan

Kesederhanaan pemasangan elemen beton pracetak sangat menentukan keberhasilan pencapaian tujuan penerapan konstruksi beton pracetak. Kesederhanaan pemasangan tidak lepas dari bentuk dan type sambungan yang dipilih. Kesederhanaan suatu sambungan biasanya menjamin dalam kemudahan pemasangan.

6.3 Konsep Disain Sambungan

6.3.1 Mekanisme Pemindahan Beban

Tujuan dari sambungan adalah memindahkan beban dari satu elemen pracetak ke elemen lainnya atau sebaliknya. Pada setiap sambungan, beban akan ditransfer melalui elemen sambungan dengan mekanisme yang bermacam-macam. Pemindahan beban diteruskan ke kolom melalui beberapa tahap :

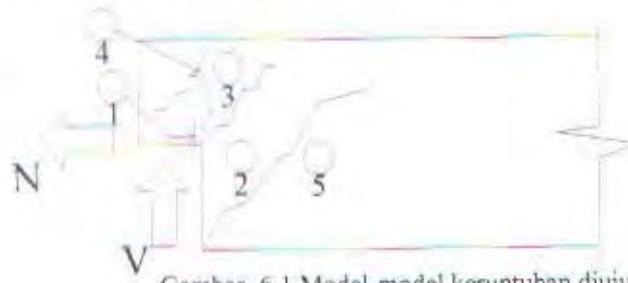
- Beban diserap pelat dan ditransfer ke perletakan dengan kekuatan geser
- Perletakan ke *haunch* melalui gaya tekan *pads*
- Haunch* menyerap gaya vertikal dari perletakan dengan kekuatan geser dan lentur dari profil baja.
- Gaya geser vertikal dan lentur diteruskan ke pelat baja melalui titik las.
- Kolom beton memberikan reaksi terhadap profil baja yang tertanam.

Mekanisme pemindahan gaya tarik akibat susut, dapat dijelaskan sebagai berikut

- Balok beton ke tulangan dengan lekatan / ikatan.
- Tulangan baja siku di ujung balok diikat dengan las.
- Baja siku di ujung balok ke *haunch* melalui gesekan di atas dan di bawah bearing *pads*. Sebagian gaya akibat perubahan volume dikurangi dengan adanya deformasi pada *pads*.
- Sebagian kecil dari gaya akibat perubahan volume dipindahkan melalui las ke pelat baja, gaya ditahan oleh perletakan dan diteruskan oleh *stud* ke kolom beton melalui ikatan / lekatan.

6.3.2 Pola-pola Kehancuran

Perencana diharuskan untuk menguji masing-masing pola kehancuran. Pada dasarnya pola kehancuran kritis pada sambungan sederhana akan tampak nyata. Sebagai contoh pada kehancuran dari sambungan sederhana dapat dilihat pada gambar 6.1

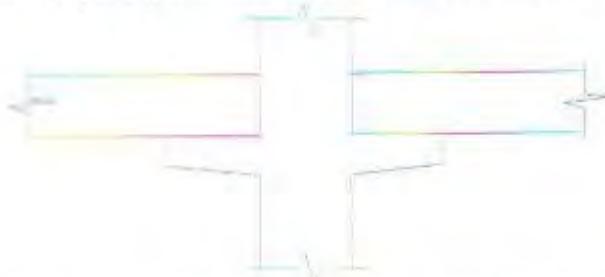


Gambar. 6.1 Model-model keruntuhan diujung

PCI Design Hanbook memberikan lima pola kehancuran yang harus diselidiki pada waktu perencanaan *dapped-end* dari balok, yaitu sebagai berikut :

1. lentur dan gaya tarik aksial pada ujung
2. tarik diagonal yang berasal dari sudut ujung
3. geser langsung antar tonjolan dengan bagian utama balok
4. tarik diagonal pada ujung akhir
5. perletakan pada ujung atau tonjolan

Dalam tugas akhir ini, penulis merencanakan system balok pracetak yang mampu menumpu pada kolom dengan bantuan konsol pendek dengan menggunakan sistem sambungan las pada pertemuan antara balok dan kolom (gambar 6.2)



Gambar. 6.2 Balok pracetak menumpu pada konsol pendek

6.3.3 Stabilitas dan Keseimbangan

Adapun permasalahan utama pada struktur beton pracetak biasanya disebabkan oleh kesalahan perencana pada waktu menghitung stabilitas dan keseimbangan dari struktur dan komponen-komponennya, bukan hanya pada kedudukan akhir tetapi juga selama fase pelaksanaan konstruksi.

Sebagai contoh pada balok induk, karena eksentrisitas beban pada balok terjadi torsi dan balok cenderung berputar pada perletakan. Jadi dalam perencanaannya perlu diperhitungkan kondisi pada saat pemasangan balok tersebut.

Pada kenyataannya struktur balok pracetak, diinginkan agar stabilitas lateral diciptakan oleh shearwall atau bracing atau dapat juga oleh portal tahan momen. Gaya lateral didistribusikan ke setiap bagian struktur lateral melalui aksi diafragma dari pelat lantai.

6.3.4 Klasifikasi Sistem dan Sambungannya

Sistem pracetak didefinisikan dalam dua kategori yaitu lokasi penyambungan dan jenis alat penyambungan :

1. Lokasi penyambungan

Portal daktail dapat dibagi sesuai dengan letak penyambung dan lokasi yang diharapkan terjadi peleahan atau tempat sendi daktailnya. Simbol-simbol di bawah ini digunakan untuk mengidentifikasi perilaku dan karakteristik pelaksanaannya.

- *Strong*, sambungan elemen-elemen pracetak yang kuat dan tidak akan leleh akibat gempa-gempa yang besar.
- *Sendi*, sambungan elemen-elemen pracetak bila dilihat dari momen akibat beban lateral gempa dapat bersifat sebagai sendi.
- *Daktail*, sambungan elemen-elemen pracetak yang daktail dan berfungsi sebagai pemencar energi.
- Lokasi sendi plastis

2. Jenis alat penyambungan

- *Shell pracetak* dengan bagian intinya di cor beton setempat
- *Cold joint* yang diberi tulangan biasa
- *Cold joint* yang diberi tulangan pracetak parsial, dimana joint *digROUT*.
- *Cold joint* yang diberi tulangan pracetak parsial, dimana joint tidak *digROUT*.
- Sambungan-sambungan mekanik

6.4 Pertimbangan – pertimbangan perancangan

1. Sambungan-sambungan sendi

Menentukan letak sambungan pada titik momen minimum, namun sambungan tersebut masih harus didesain terhadap momen yang masih terjadi. Momen yang terjadi lantai per lantai akibat beban mati + beban hidup juga biasanya tidak banyak berbeda, tetapi pergeseran-pergeseran bidang momen akibat ragam-ragam yang lebih tinggi dalam keadaan *in elastis* perlu diperhatikan.

2. Sambungan daktail pemencar energi

Sambungan diletakkan pada titik-titik dimana sendi plastis akan terjadi, maka penyambungnya harus mampu berotasi bolak-balik secara plastis tanpa mengurangi kekuatan momen dan kapasitas geser dari joint tersebut.

Sistem sambungan terjadi sangat kompleks oleh karena itu keadaan ini cenderung dihindari oleh para perencana dan letak joint dengan lokasi sendi plastis berusaha dipisahkan. Peletakan lokasi joint yang sama dengan lokasi sendi plastis sangatlah ekonomis sebab elemen-elemen tunggal dan berbentuk lurus dan pengangkutan serta pengangkatannya lebih mudah.

Sebelum pelat mencapai momen lelehnya, keretakan mungkin terjadi pada kolom, sehingga rotasi *post elastis* akan terjadi pada suatu daerah yang menyebabkan peningkatan kekangan pada joint dan *defleksi post yield* elemen baloknya sehingga menghasilkan retakan yang besar pada joint. Regangan-regangan tinggi yang berulang dan bolak-balik pada tulangan yang dimaksud mengakibatkan penurunan momen yang besar jika tidak direncanakan penulangannya. Bila beban tarik kemudian diberi gaya tekan kembali mengakibatkan gaya lateral yang cukup besar pada beton yang berada di sekeliling tulangan, hal ini dapat mengakibatkan pengurangan kapasitas beton untuk menerima gaya tekan bolak-balik. Untuk struktur beton bertulang cor setempat, degradasi ini diatasi dengan adanya tulangan lateral (*sengkang*). Efektifitas tulangan tersebut terletak pada suatu *cold joint* sampai sekarang belum begitu terbukti..

3. Alat penyambung kuat (tidak leleh dulu dibandingkan sendi plastisnya)

Untuk menghindari letak joint antar elemen pracetak yang bertepatan dengan letak sendi plastis adalah dengan cara memaksakan agar letak sendi tersebut jauh dari joint. Kapasitas elastis pada permukaan kolom harus melebihi dari yang diperkirakan dengan meletakkan sendi plastis tersebut pada pelat.

Kapasitas momen elastis pada bagian muka kolom harus lebih besar daripada kapasitas momen plastis pada lokasi sendi. Regangan dan gaya geser yang lebih tinggi akan timbul jika peleahan dan variasinya sama seperti yang digunakan untuk komponen-komponen lain yang sama yaitu sendi plastis dengan komponen pracetak lain.

Agar mekanisme yang diharapkan dapat tercapai maka kapasitas momen kolom harus lebih besar daripada kapasitas yang dihasilkan pada saat sendi plastis menempel pada kolom. Sambungan-sambungan dapat direncanakan secara plastis dengan kemungkinan jenis-jenis sambungan yang dapat dipakai diantaranya sambungan las, sambungan post tension atau sambungan grouting.

4. Sambungan cold joint yang diberi tulangan biasa

Joint ini diletakkan di daerah momen yang kecil. Pemakaiannya yaitu dengan menggunakan sendi yang bebas berputar, disebabkan di daerah secara analisa memang terjadi persendian (*inflection point*).

Pada permukaan elemen pracetak direncanakan suatu sambungan yang tidak akan terjadi peleahan sambungan. Dari sudut pelaksanaannya adalah sangat menguntungkan dan mengurangi kemungkinan besarnya momen yang terjadi.

Transfer bond dari tegangan yang berasal dari tulangan tarik biasanya sering dipilih sebab tidak akan menimbulkan masalah yang berarti pada waktu pemasangan *mechanical aplices*. Transfer geser diperbaiki dengan mengubah tulangan pengekang. Pada sambungan basah biasanya tidak dapat dipakai pada sambungan kolom sehingga kebanyakan digunakan sambungan *dowel* atau sambungan-sambungan mekanik. Untuk gempa besar biasanya jenis sambungan ini tidak dapat memenuhi persyaratan. Selain terjadi gaya geser yang cukup besar yang harus ditransferkan, juga terjadi momen yang cukup besar akibat pergeseran *inflection point* akibat sifat-sifat *in elastis* dari sendi-sendi plastis pada struktur.

6.5 Penggunaan topping beton

Penggunaan topping beton komposit disebabkan karena berbagai pertimbangan. Tujuan utamanya adalah :

1. Untuk menjamin agar lantai beton pracetak dapat bekerja sebagai satu kesatuan diafragma horizontal yang cukup kaku.
2. Agar penyebaran atau distribusi beban hidup vertical antar komponen pracetak lebih merata.
3. Meratakan permukaan beton karena adanya perbedaan penurunan atau camber mereduksi kebocoran air.

Tebal topping umumnya berkisar antara 50 mm sampai 100 mm.

Pemindahan sepenuhnya gaya geser akibat beban lateral pada komponen struktur komposit tersebut akan bekerja dengan baik selama tegangan geser horizontal yang timbul $< 5,50 \text{ kg/cm}^2$. Bila tegangan geser $> 5,50 \text{ kg/cm}^2$, maka topping beton tidak boleh dianggap sebagai struktur komposit, melainkan harus dianggap sebagai beban mati yang bekerja pada komponen beton pracetak tersebut.

Kebutuhan baja tulangan pada topping dalam menampung gaya geser horizontal tersebut dapat direncanakan dengan menggunakan geser friksi (*shear friction concept*).

$$A_{vf} = \frac{Vn}{f_y \mu} \geq A_{vf \min}$$

dimana :

A_{vf} = luas tulangan geser friksi

Vn = luas geser nominal $< 0,2 f_c A_c$ (Newton)

$$< 5,5 A_c \quad (\text{Newton})$$

A_c = luas penampang beton yang memikul penyaluran geser

f_y = kuat leleh tulangan

μ = koefisien friksi (1)

$A_{vf \ min} = 0,018 A_c$ untuk baja tulangan mutu 400 Mpa

$= 0,018 \frac{400}{f_y} A_c$ untuk tulangan $f_y > 400$ Mpa diukur pada regangan leleh
0,35%

= dalam segala hal tidak boleh kurang dari 0,0014 A_c

6.6 Perencanaan sambungan balok - kolom

6.6.1 Perencanaan Corbel Kolom

Penulis merencanakan *corbel* pada kolom sebagai tumpuan untuk meletakkan balok induk precast. Pada pelaksanaannya, pengecoran dari *corbel* bersama-sama dengan pengecoran kolom. Jadi direncanakan antara *corbel* dan kolom bersifat monolit. Pada setiap kolom tempat menempatkan balok precast, dimensi dari *corbel* direncanakan sama semua.

Adapun prosedur pendesainan dari *corbel* adalah sebagai berikut :

- $\frac{a}{d} \leq 1$
- $N_u \leq V_u \quad \phi = 0,65$ untuk semua perhitungan
- Jangkar pada bagian muka dari *corbel* harus disediakan dengan las
- Beban-beban terpusat dari *corbel* menerus boleh didistribusikan

Langkah-langkah perhitungannya adalah sebagai berikut :

1. tetapkan dimensi *corbel* b, d, h dan a

hitung V_u

$$N_{uc} = 1,6 \text{ N}$$

$$> 0,2 V_u$$

$$\leq V_u$$

$$M_u = V_u \cdot a + N_u (h-d)$$

SK SNI T-15-19991-03 pasal 3.4.9.3-3

dimana :

V_u = gaya vertikal atau reaksi yang terjadi pada konsol pendek akibat beban mati dan hidup

N_{uc} = Gaya tarik horizontal yang berasal dari shrinkage (susut) dan creep (rangkak) serta perubahan suhu yang terjadi pada beton

M_u = Momen yang berasal dari V_u dan N_{uc}

2. tentukan apakah $V_u < V_{u \max}$

menurut SK SNI T-15-19991-03

➤ untuk beton normal beban geser V_u

$$V_{u \max} < 0,2 f'_c b w d$$

pasal 3.4.9-3-2a

$$< 5,5, b w d N_w$$

➤ untuk beton ringan

$$V_{u \max} \leq (0,2 - 0,7 \%_d) f'_c b w d$$

pasal 3.4.9-3-2b

$$\leq (5,5 - 1,9 \%_d) b w d N_w$$

kalau $V_u > V_{u \max}$ maka perbesar dimensi

kalau $V_u < V_{u \max}$ maka hitung :

3. Desain penulangan *corbel* harus diadakan pengecekan terhadap lentur, aksial tarik, geser langsung dan *bearing*. Luas tulangan utama A_s , sesuai dengan SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.4.9 adalah :

$$A_n = \frac{N_{uc}}{\phi \cdot f_y} \quad A_{vf} = \frac{V_u}{\phi \cdot f_y \cdot \mu}$$

$$\left. \begin{aligned} A_{f_1} &= \frac{M_u}{0,85 \cdot \phi \cdot f_y \cdot d} \\ A_{f_2} &= p \cdot b \cdot w \cdot d \end{aligned} \right\} \text{ambil nilai terbesar}$$

$$\left. \begin{aligned} A_{s_1} &= \frac{1}{2} A_{vf} + A_n = \frac{1}{\phi \cdot f_y} \left(\frac{2 \cdot V_u}{3 \cdot \mu \cdot e} + N_u \right) \\ A_{s_2} &= A_f + A_n = \frac{1}{\phi \cdot f_y} \left[\frac{2 \cdot V_u}{\pi \cdot d} + N_u \left(\frac{h}{d} \right) \right] \end{aligned} \right\} \text{ambil nilai terbesar}$$

dan tidak boleh kurang dari :

$$A_{s_{min}} = 0,04 \frac{f'_c}{f_y} \cdot b \cdot d$$

dimana :

$$\phi = 0,65$$

A_n = luas tulangan yang diperlukan untuk melawan tarik aksial

N_u = gaya tarik horizontal terfaktor yang tegak lurus asumsi bidang retak (lb)

A_{vf} = luas tulangan nominal tegak lurus bidang retak

f_y = tegangan leleh dari A_{vf} (≤ 6000 psi)

V_u = gaya geser terfaktor

Sebagai tambahan, sejumlah sengkang ikat dengan luas total A_h harus disebarluaskan secara merata dalam batas $\frac{1}{3}$ tebal efektif.

$$A_{h_{min}} = 0,5 (A_s - A_n)$$

4. Kalau $A_{s_1} > A_{s_2}$ maka hitung :

$$A_s = A_{s_1}$$

$$A_h = \frac{1}{3} A_{vf}$$

kalau $A_{s_1} < A_{s_2}$ maka hitung :

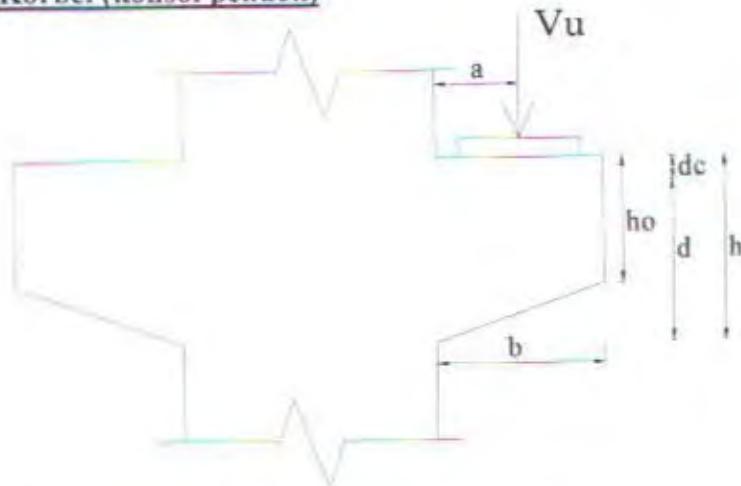
$$A_s = A_{s_2}$$

$$A_h = 0,5 (A_s - A_n)$$

5. pilih tulangan.



Perhitungan Korbel (konsol pendek)



Gambar 6.3 Dimensi korbel atau brackets

Data-data perencanaan :

- $V_u = 26030,40 \text{ kg} = 255097,92 \text{ N}$
- $N_{uc} = 0,20 \times V_u = 51019,584 \text{ N}$
- $M_u = 255097,92 \times 250 + 51019,584 (350 - 300)$
 $= 66325459,20 \text{ Nmm}$
- $f_{c'}$ = 30 MPa
- f_y = 320 MPa
- a = 250 mm - dc = 50 mm
- ho = 180 mm - h = 350 mm
- b = 200 mm - d = 300 mm

• Penulangan geser friksi Av_f

$$Av_f = \frac{V_u}{\phi \cdot f_y \cdot \mu} \quad \mu = 1,4 \lambda \quad (\lambda = 1,0 \text{ untuk beton normal})$$

$$\frac{V_u}{\phi} = \frac{255097,92}{0,65} = 392458,34 \text{ N}$$

$$Av_f = \frac{392458,34}{0,65 \times 320 \times 1,4} = 1347,73 \text{ mm}^2$$

- Penulangan lentur Af

$$\begin{aligned} Af_1 &= \frac{Mu}{0,85 \cdot \phi \cdot f_y \cdot d} \\ &= \frac{66325459,20}{0,85 \times 0,65 \times 320 \times 300} = 1250,48 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

menentukan!

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \times bw \times d^2} = \frac{66325459,20}{0,65 \times 600 \times 300^2} = 1,89 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} p_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right] = \frac{1}{12,55} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,55 \times 1,89}{320}} \right] \\ &= 0,00614 < p_{\text{min}} \end{aligned}$$

$$Af_2 = p \times bw \times d = 0,00614 \times 600 \times 300 = 1105,20 \text{ mm}^2$$

- Tulangan tambahan An

$$\begin{aligned} An &= \frac{Nuc}{\phi \times f_y} \\ &= \frac{51019,584}{0,65 \times 320} = 245,286 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Tulangan tarik utama total As

$$\begin{aligned} As_1 &= Af + An \\ &= 1250,48 + 245,286 = 1495,766 \text{ mm}^2 \text{ (menentukan)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} As_2 &= 2/3 \times Avf + An \\ &= 2/3 \times 1347,73 + 245,286 = 1143,772 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} As_{\text{min}} &= 0,04 \times \frac{30}{320} \times 600 \times 300 \\ &= 675 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$As_{\text{perlu}} = 1495,766 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan 6 D19 (= 1701,172 mm²)

- Persyaratan sengkang

$$\begin{aligned} Ah_{\text{min}} &= 0,5 (As - An) \\ &= 0,5 (1495,766 - 245,286) = 625,24 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Maka dipakai 8 D12 (= 904,78 mm²)

Sengkang ikat harus disebar merata sepanjang $\frac{2}{3} d$

- **Panjang penanaman As**

$$\begin{aligned} Ld_{\text{ada}} &= bw - \text{selimut} - \frac{1}{2} \text{diameter tulangan As} \\ &= 600 - 50 - \frac{1}{2} 19 = 540,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

As 6Ø19



Gambar 6.4 Penulangan corbel atau brackets

6.6.2 Perencanaan Bearing on Plain Concrete

Jika diinginkan agar suatu elemen tidak perlu diperkuat oleh penulangan untuk mempertinggi daya dukung elemen pada bagian tepi, seperti tepi pada ujung balok yang mendukung pelat, maka perlu dilakukan pemeriksaan bearing on plain concrete.

Menurut SK SNI T-15-1991-03, daya dukung dari *plain concrete* adalah :

$$\phi \cdot V_n = \phi \cdot Cr(0,85 \cdot f'_c \cdot A_1) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2 \cdot f'_c \cdot A_1$$

dimana :

$$\phi = 0,7$$

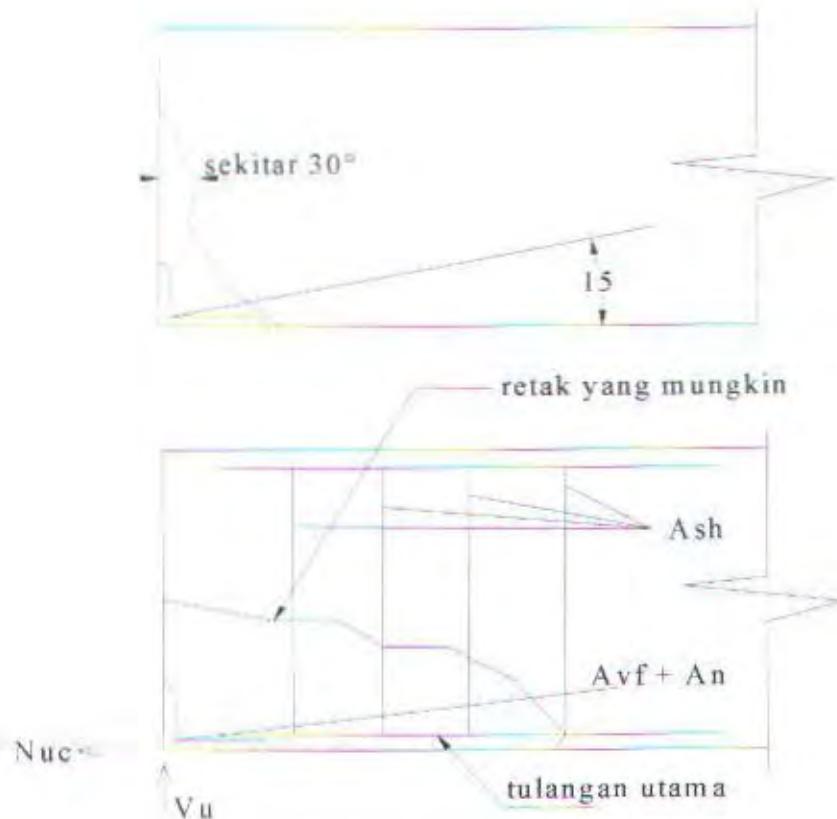
$$Cr = \left(\frac{sw}{200} \right)^{\frac{(Na_{Vn})}{(Na_{Vn})}} = 1 \quad \text{bila tidak ada gaya horizontal yang berarti}$$

A_1 = luas permukaan beton yang mendukung beton

A_2 = luas proyeksi permukaan A_1

Batas bearing strength adalah :

$$\phi \cdot V_c = 0,85 \cdot \Phi \cdot f'_c \cdot bw$$



Gambar 6.5 Konsep gesekan geser terhadap daerah tumpuan balok

Penulangan end bearing

Jika $V_u > \phi V_n$ hasil desain *bearing strength on plain concrete*, maka perlu tulangan *end bearing*. Penulangan *end bearing* berdasarkan analisa gesekan friksi.

Prosedur yang digunakan PCI adalah sebagai berikut :

1. diasumsikan sudut retak adalah vertical $\theta = 0^\circ$
2. hitung tulangan horizontal :

$$A_t = A_{vf} + A_n = \frac{V_u}{\phi f_y \mu} + \frac{N_u}{\phi f_y}$$

sudut penanaman adalah 15° seperti yang disarankan pada referensi.

Sedangkan nilai μ diambil secara konservatif $\rightarrow \mu = 1,4$ $\lambda = 1,4 \times 1 = 1,4$

Sedangkan nilai $\phi = 0,6$ untuk A_{vf} dan $\phi = 0,8$ untuk A_n .

3. perhitungan tulangan sengkang

perhitungan tulangan sengkang A_{sh} untuk retak horizontal adalah :

$$A_{sh} = \frac{A_t f_y}{\mu f_y}$$

Perhitungan

Data-data perencanaan :

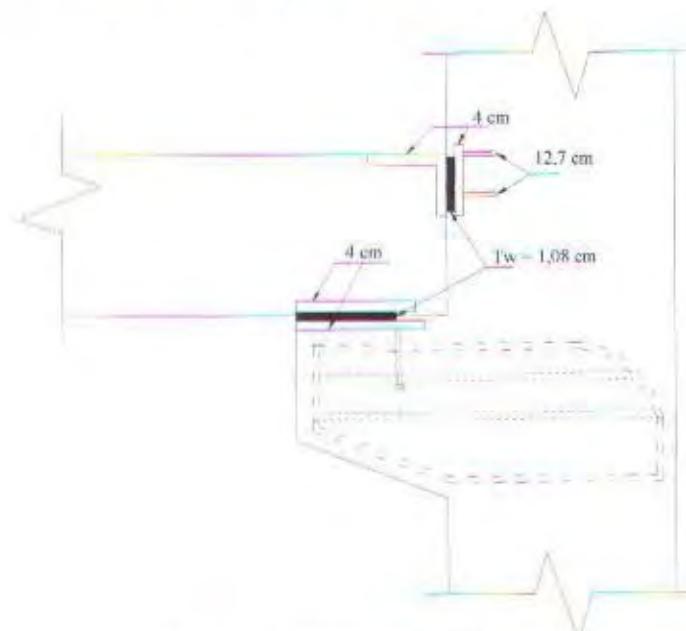
$$\text{- } V_u = 26030,40 \text{ kg} = 255097,92 \text{ N}$$

$$\text{- } N_{uc} = 0,20 \times V_u = 51019,584 \text{ N}$$

$$\phi \cdot V_n = 0,7 \times 1 \times (0,85 \times 30 \times 8000) \times \sqrt{\frac{80000}{80000}}$$

$$= 1428000 \text{ N} > V_u = 255097,92 \rightarrow \text{beton tidak diberi perkuatan}$$

6.6.3 Perencanaan Sambungan Balok-Kolom



Gambar 6.6 Perencanaan sambungan balok - kolom

Perencanaan sambungan ini memiliki kelebihan :

- mudah dalam penggerjaan / instalasi
- memiliki ketahanan momen pada sambungan

- **Perencanaan las**

Data-data perencanaan :

$$V_u = 26030,40 \text{ kg} = 255097,92 \text{ N}$$

$$M_u = 66325459,20 \text{ Nmm}$$

Perencanaan las pada daerah sendi plastis (Fig 6.5.12) :



$$I_p = \frac{d^3}{12} = \frac{7,5^3}{12} \quad (\text{panjang las diambil } 7,5 \text{ inch}) \\ = 35,156 \text{ in}^3$$

$$f_y = \frac{P_y}{A_w} + \frac{M_t x}{I_p}$$

dimana :

$$P_y = Vu$$

x = jarak horizontal dari pusat massa dari las grup ke titik yang ditinjau
= diambil 0 (bukan las grup)

$$M_t = \text{momen torsi}$$

$$f_y = \frac{255097,92}{\frac{(1000 \times 4,48)}{7,5 tw}} \quad \text{asumsi } f_y = f_x \\ = \frac{7,59}{tw} \text{ kip/in}$$

$$f_r = \sqrt{f_y^2 + f_x^2} \\ = \sqrt{\left(\frac{7,59}{tw}\right)^2 + \left(\frac{7,59}{tw}\right)^2} \\ = \left(\frac{10,73}{tw}\right)$$

dari tabel 6.20.1 PCI Design Handbook untuk elektrode E70 $f_r = 31,5$ ksi

$$31,5 = \frac{10,73}{tw} \quad \text{dipasang } tw = 9 \text{ mm}$$

$$tw = 0,340 \text{ in} (= 8,65 \text{ mm})$$

- Perencanaan Connection Angle



$$P_u = V_u \frac{ev}{ei}$$

$$= 255097,92 \times \frac{100}{\frac{2}{3} \times 100}$$

$$= 191323,44 \text{ N}$$

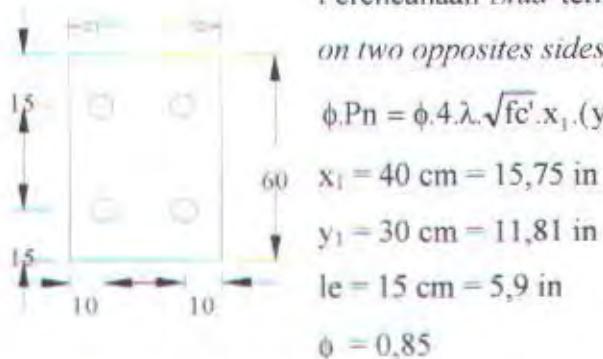
$$t = \sqrt{\frac{4 \cdot V_u \cdot ev}{\phi \cdot f_y \cdot b_n}} \quad (\text{Eq. 6.5.19}) \quad \text{dimana } b_n = \text{panjang pelat}$$

$$t = \sqrt{\frac{4 \times 255097,92 \times 50}{0,9 \times 390 \times 100}}$$

$$= 38,69 \text{ mm} \approx 4 \text{ cm}$$

- Perencanaan Stud

Perencanaan Stud termasuk dalam kasus 3 (*free edges on two opposite sides*)



$$\phi \cdot P_n = \phi \cdot 4 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_{c'} \cdot x_1} \cdot (y_1 + 2 \cdot l_e)$$

$$x_1 = 40 \text{ cm} = 15,75 \text{ in}$$

$$y_1 = 30 \text{ cm} = 11,81 \text{ in}$$

$$l_e = 15 \text{ cm} = 5,9 \text{ in}$$

$$\phi = 0,85$$

$$\phi \cdot P_n = 0,85 \times 4 \times 1 \sqrt{5000} \times 15,75 \times (11,81 + 2 \times 5,9) / 1000$$

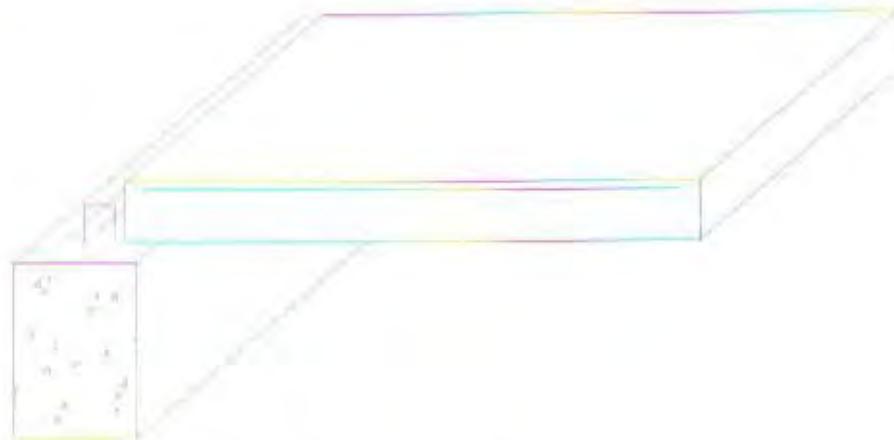
$$= 89,4 \text{ kips}$$

Dari tabel 6.70 PCI Design Handbook didapatkan panjang stud 5 in (= 12,7 cm)

6.8 Perencanaan sambungan pelat - balok

Sambungan ini selanjutnya akan dimanfaatkan untuk pelat lantai, pelat atap dan pelat bordes dari tangga.

Untuk perencanaan sambungan pelat dan balok induk, penulis merencanakan sambungan basah dengan tidak menambahkan tulangan pada sambungan karena pelat dapat cukup kuat bertumpu pada balok memanfaatkan tulangan *stud* pada balok.



Gambar 6.7 Sambungan pelat dan balok

BAB VII

DESAIN PONDASI

BAB VII

PERENCANAAN PONDASI

7.1 Umum

Pondasi sebagai struktur bawah mempunyai peran yang penting untuk menikul beban – beban yang bekerja diatasnya. Didalam perancangan gedung perkantoran di daerah surabaya ini data tanah yang ada mempunyai dua bagian yang dominan yaitu tanah lanau berpasir dan lanau pasir berkerikil.

Jenis tiang pancang yang digunakan dalam perancangan gedung perkantoran adalah tiang pancang beton pratekan (*Prestressed Concrete Pile*) dengan bentuk penampang bulat berongga (*Round Hollow*) produksi PT. Wijaya Karya (WIKA). Perencanaan pondasi meliputi perhitungan jumlah tiang pancang yang diperlukan serta perencanaan poer dan sloof.

7.2 Data tanah

Penyelidikan tanah berfungsi untuk mengetahui jenis dari tanah dimana gedung akan dibangun sehingga dapat ditentukan perancangan jenis pondasi yang sesuai dengan jenis dan kemampuan daya dukung tanah tersebut.

Perancangan pondasi pada gedung perkantoran ini sesuai dengan penyelidikan tanah di lapangan. Dari data hasil penyelidikan tanah dapat diketahui jenis tanah yang ada dan nilai SPT. Dalam perencanaan jumlah tiang pancang yang diperlukan akan digunakan data tanah hasil uji dari *Standard Penetration Test (SPT)*.

7.3 Kriteria design

7.3.1 Kekuatan dan Dimensi Tiang

WIKA PILE KLASIFIKASI

Pile Diameter (mm)	Class	Area of Steel (cm ²)	Area of Concrete (cm ²)	Section Modulus (cm ³)	Moment Crack (tm)	Moment Ultimate (tm)
600	C	20,36	1570,80	17648,44	29,00	58,00

7.3.2 Tahapan Perancangan

Perancangan pondasi untuk gedung perkantoran ini memerlukan tahapan-tahapan, tahapan itu sebagai berikut :

1. perhitungan gaya-gaya yang bekerja (axial, horizontal dan momen) akibat dari struktur atas.
2. perhitungan daya dukung tanah dasar.
3. perhitungan jumlah tiang dalam satu poer / kelompok.
4. perhitungan daya dukung tanah.

7.4 Perumusan design

7.4.1 Koreksi Terhadap Nilai SPT (N-Lapangan)

Perhitungan daya dukung tanah pondasi tiang pancang berdasarkan data tanah yaitu data standard penetration test (SPT). Dan untuk perhitungan daya dukung tiang pancang digunakan metode Luciano Dacourt (1982) yaitu dengan memperhitungkan tahanan (resistance) pada dasar pondasi yaitu daerah 4D dibawah ujung tiang pancang dan 4D diatas ujung tiang pancang, dan tahanan (resistance) akibat lekatan lateral. Harga SPT yang dipakai adalah harga rata-rata SPT pada daerah tersebut.

7.4.2 Daya Dukung Tanah

7.4.2.1 Daya dukung tiang tunggal

Untuk menghitung daya dukung tiang pancang berdasarkan hasil uji SPT digunakan metode Luciano Dacourt (1982)

➤ Tahanan Ujung Tiang Pancang

$$Q_p = q_p \times A_p = (N_p \times K) \times A_p$$

dimana :

N_p = Harga rata-rata SPT disekitar 4B diatas hingga 4B dibawah dasar tiang

$$\text{Pancang (}B = \text{diameter pondasi}) \Rightarrow \sum_{i=1}^n N_i / n$$

K = Koefisien karakteristik tanah :

$$25 \text{ t/m}^2 = 245 \text{ kPa} \rightarrow \text{untuk tanah lanau berpasir}$$

A_p = luas penampang dasar tiang (cm^2)

q_p = Tahanan di ujung tiang pancang

➤ Tahanan Akibat Lekatan Lateral

$$Q_s = q_s \times A_s = (\frac{1}{3}, N_s + 1) \times A_s$$

dimana :

q_s = tegangan akibat lekatan lateral dalam t/m^2

N_s = harga rata² sepanjang tiang yang tertanam, dengan batasan $3 \leq N \leq 50$

A_s = keliling x panjang tiang yang terbenam (luas selimut tiang)

Besar daya dukung ijin untuk satu tiang pancang yang berdiri sendiri (berdasarkan cara klasik) adalah :

$$Q_u = \frac{Q_p}{2} + \frac{Q_s}{3}$$

7.4.2.2 Daya dukung tiang tunggal dalam group tiang

Untuk mengitung daya dukung tiang tunggal dalam group tiang, maka jarak antar tiang mempengaruhi effisiensi dari tiang tersebut. Oleh karena itu daya dukung tiang dalam group tiang harus dikoreksi dengan effisiensi yang terjadi.

$$P_{ijn\ group} = n.P_{ijn\ (tunggal)}.\text{Eff}$$

dimana :

N = jumlah tiang dalam group

P_{ijn} = daya dukung tiang tunggal

Eff = effisiensi tiang

Perumusan harga effisiensi dari group tiang adalah menggunakan perumusan dari *Converse Lubare* sebagai berikut :

$$\text{Eff} = 1 - \frac{\theta \{(n-1)m + (m-1)n\}}{90mm}$$

dimana :

θ = arc tan (D/s)

m = jumlah tiang per baris (lajur x)

D = diameter tiang

n = jumlah tiang per baris (lajur y)

s = jarak antar sumbu

Pada perhitungan ini dipakai jarak antar tiang (s) $\rightarrow 2D \leq s \leq 3D$, dimana D adalah diameter tiang pancang.

7.4.2.3 Beban maksimum tiang

Beban maksimum yang bekerja pada satu tiang dalam kelompok tiang dihitung berdasarkan gaya aksial dan momen-momen yang bekerja pada tiang.

Adapun rumus yang digunakan yaitu :

$$P_{\text{maks}} = \frac{\sum P_u}{n} + \frac{M_y \cdot x_{\text{max}} \cdot 0,3}{\sum x^2} + \frac{M_x \cdot y_{\text{max}}}{\sum y^2} \leq \bar{P}_{\text{ijin}} \cdot l_{\text{tiang}}$$

dimana :

P_u = daya dukung ijin tiang dalam satu kelompok

P_{maks} = beban maksimum 1 tiang pancang

$\sum P_u$ = jumlah total beban aksial

n = banyaknya tiang dalam kelompok tiang

M_x = momen yang terjadi pada arah x

M_y = momen yang terjadi pada arah y

x_{max} = absis terjauh terhadap titik berat kelompok tiang

y_{max} = ordinat terjauh terhadap titik berat kelompok tiang

$\sum x^2$ = jumlah dari kuadrat absis tiap tiang

$\sum y^2$ = jumlah dari kuadrat ordinat tiap tiang

7.4.2.4 Daya dukung tiang akibat gaya lateral

Tiang pancang harus mampu menerima gaya tekan aksial dan momen akibat gaya horizontal dengan cara mengubah gaya horizontal menjadi momen tambahan yang bekerja pada tiang pancang. Momen ini kemudian harus di cek terhadap kekakuan *bending* dari tiang pancang yang digunakan.

Untuk mendapatkan momen akibat gaya horizontal ini, dapat digunakan rumus-rumus yang terdapat pada buku Pedoman Untuk Beton Bertulang Untuk Gedung Tahun 1983.

Untuk mengontrol kemampuan masing-masing tiang maupun kelompok tiang perlu dibedakan antara tiang panjang dan tiang pendek, dimana tiang panjang dan tiang pendek ditentukan dengan rumus :

$$L_2 = 2,2 L_1$$

$$L_1 = F + 1,5 D$$

$$F = \frac{H}{9 Cr D}$$

$$Cr = 0,5 Cu$$

dimana :

L_2 = kedalaman dimana momen lentur adalah nol

L_1 = kedalaman dimana momen lentur adalah maksimum

F = panjang daerah perlawanan

Cu = harga kohesi tanah

Untuk single pile $\rightarrow D$ = diameter tiang

Untuk group pile $\rightarrow D$ = lebar dari kelompok tiang yang tegak lurus arah beban

Apabila L tiang $> L_2$ maka tiang dianggap sebagai tiang panjang

7.5 Perhitungan pondasi kolom

Data-data perhitungan pondasi tiang pancang (pembeban beban mati dan hidup serta beban gempa) dengan perbandingan 1:1:1

$$P = 302,115 \text{ ton}$$

$$M_x = 0,188 \text{ ton m}$$

$$M_y = 0,328 \text{ ton m}$$

$$H_x = 0,218 \text{ ton}$$

$$H_y = 0,130 \text{ ton}$$

7.5.1 Perhitungan Daya Dukung 1 Tiang

Pada kedalaman 10 m

Tabel 7.1 Daya dukung tanah

Depth (d)	Harga N' (Blw)			Harga N (Blw)			Np	Ns	K (t/m ²)	Ap (m ²)	Qp (ton)	As (m ²)	Ce	Qs (ton)	Qu (ton)
	d	d - 4D	d + 4D	d	d - 4D	d + 4D									
2	11	0	14	13.0	7.5	14.5	11.67	10.25	25	0.2827	82	3.77	0.814	8.06	43.91
4	14	11	47	14.5	13.0	31.0	19.50	13.50	25	0.2827	138	7.54	0.814	18.85	75.19
6	47	14	41	31.0	14.5	28.0	24.50	18.25	25	0.2827	173	11.31	0.814	34.24	97.99
8	41	47	34	28.0	31.0	24.5	27.83	23.50	25	0.2827	197	15.08	0.814	54.45	116.51
10	34	41	25	24.5	28.0	20.0	24.17	23.17	25	0.2827	171	18.85	0.814	67.37	107.86
12	25	34	29	20.0	24.5	22.0	22.17	22.21	25	0.2827	157	22.62	0.814	78.45	104.48
14	29	25	0	22.0	20.0	7.5	16.50	21.63	25	0.2827	117	26.39	0.814	89.80	88.24

$$A_p = 0,25 \times 0,60^2 \times \pi = 0,2827 \text{ m}^2$$

$$A_s = 10 \times 0,60 \times \pi = 18,84 \text{ m}^2$$

Nilai daya dukung tiang pancang selanjutnya ditabelkan pada lampiran. Dari tabel perhitungan Pondasi untuk kedalaman 10 m didapatkan $Q_{adm} = 107,86 \text{ t/m}^2 < \text{Allowable Axial} (= 211,60 \text{ t/m}^2)$

7.5.2 Perhitungan Jumlah Tiang dan Dimensi Poer

- ❖ Jumlah tiang pancang

$$n = \frac{302,115}{107,86} = 2,8 \approx 3$$

digunakan 4 buah tiang pancang

- ❖ Jarak antar tiang terpasang

$$S_{min} = \frac{1,57 \times D \times m \times n - 2 \cdot D}{m + n - 2} \quad \text{atau} \quad S \geq 3 \cdot D \dots \dots \dots \text{J.E Bowles}$$

dimana : m = jumlah baris

n = jumlah tiang dalam satu baris

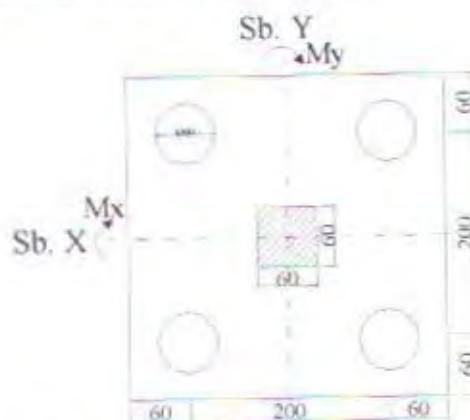
D = diameter tiang

$$S = \frac{1,57 \times 0,6 \times 2 \times 2 - 2 \times 0,6}{2 + 2 - 2} = 1,284 \text{ m} \quad \text{atau} \quad S \geq 3 \times 0,6 = 1,8 \text{ m}$$

Jarak antar tiang rencana = 2 m (pengaruh efisiensi diabaikan)

- ❖ Jarak sumbu pondasi terluar kearah tepi poer

$$S_1 = 0,6 \text{ m}$$



Gambar 7.1 Rencana Penempatan Tiang Pancang

- ❖ Dimensi poer

$$\text{Lebar arah X} = (2,0 + 2 \times 0,6) = 3,20 \text{ m}$$

$$\text{Lebar arah Y} = (2,0 + 2 \times 0,6) = 3,20 \text{ m}$$

Tebal poer (h) dicari dengan pers. $V_u = V_c$

$$[(n_c P_{\text{jin tiang}}) - (\gamma_b \cdot b \cdot l_n \cdot h)] = 0,6 \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot (h - d')$$

dimana :

$$h = d + d' \quad f_c' = 30 \text{ MPa}$$

$$P_{\text{jin tiang}} = 107,86 \text{ ton} = 10,57 \times 10^5 \text{ N}$$

$n_c = 3$ buah tiang pancang

$$\gamma_b = 2,4 \text{ t/m}^3 = 2,4 \times 10^5 \text{ N/mm}^3$$

$$b = 4 \times 3200 = 12800 \text{ mm} \quad l_n = 3200 \text{ mm}$$

$$d' = 75 + 32 + (32/2) = 123 \text{ mm}$$

$$[(3 \times 10,57 \cdot 10^5) - (2,4 \cdot 10^{-5} \times 12800 \times 3200 \times h)] = 0,6 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 12800 \times (h - 123)$$

$$h = 964,150 \text{ mm} \approx 1000 \text{ mm}$$

Digunakan ketebalan poer 100 cm

7.5.3 Gaya Maksimum 1 Tiang

$$\begin{aligned} \Sigma P_u &= 302,115 + (2,4 \times 3,2 \times 3,2 \times 1,0) \\ &= 326,691 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\Sigma X^2 = 4 \times 0,6^2 = 1,44 \text{ m}^2 \quad \Sigma Y^2 = 4 \times 0,6^2 = 1,44 \text{ m}^2$$

$$X_{\max} = 0,6 \text{ m} \quad Y_{\max} = 0,6 \text{ m}$$

N = 4 buah

$$\begin{aligned} P_{\max} &= \frac{\Sigma P_u}{n} + \frac{M_y \cdot X_{\max}}{\Sigma X^2} + \frac{M_x \cdot Y_{\max}}{\Sigma Y^2} \leq P_{\text{ult}} \\ &= \frac{326,691}{4} + \frac{0,328 \times 0,6}{1,44} + \frac{0,188 \times 0,6}{1,44} = 81,8875 \text{ ton} \leq 107,86 \text{ ton} \end{aligned}$$

7.5.4 Perhitungan Group Tiang Pancang

$$P_{\text{jin tiang}} = 107,86 \text{ ton}$$

$$D = 40 \text{ cm} \quad s = 200 \text{ cm}$$

$$m = 2 \quad n = 2$$

maka,

$$P_{\text{jin grup}} = 4 \times 107,86 = 431,44 \text{ ton} \geq 326,691 \text{ ton}$$

7.5.5 Kontrol Kekuatan Tiang Pondasi Terhadap Gaya Lateral

Gaya -gaya horisontal yang bekerja adalah :

$$H_x = 0,218 \text{ ton}$$

$$H_y = 0,130 \text{ ton}$$

$$H_o = \sqrt{(0,218)^2 + (0,130)^2} = 0,25 \text{ ton (untuk 4 tiang)}$$

$$= 0,063 \text{ ton (untuk 1 tiang)}$$

Dari data tanah diperoleh $q_u = 4 \text{ t/m}^2$

$$C_u = \frac{q_u}{2} = \frac{4}{2} = 2 \text{ t/m}^2 \quad \dots \dots \dots \text{ (Braja M Das)}$$

$$C_r = \frac{1}{2} C_u = \frac{1}{2} \times 2 = 1 \text{ t/m}^2$$

$$f = \frac{H_o}{9 \times C_r \times D} = \frac{0,063}{9 \times 1 \times 0,6} = 0,01 \text{ m}$$

$$L_1 = f + 1,5 D = 0,01 + 1,5 \times 0,6 = 0,91 \text{ m}$$

$$L_2 = 2,2 L_1 = 2,2 \times 0,91 = 2,002 \text{ m} < \text{panjang tiang pancang} \approx 10 \text{ m}$$

Berarti tiang pancang tersebut termasuk tiang panjang.

Untuk restraint pile (tiang pancang yang ujungnya tertahan) didapatkan harga kuat geser tanah :

$$\begin{aligned} H_{o, 1 \text{ tiang}} &= 9 \times C_u \times D \times (L_1 - 1,5 \cdot D) \\ &= 9 \times 2 \times 0,6 \times (0,91 - 1,5 \times 0,6) = 0,108 \text{ ton} > 0,063 \text{ ton} \dots \dots \text{OK!} \end{aligned}$$

Momen yang terjadi :

$$\begin{aligned} H &= 2,08 \text{ ton} \rightarrow M_{ult} = H_o \times (1,5 \cdot D + 0,5 \cdot f) \\ &= 0,063 \times (1,5 \times 0,6 + 0,6 \times 0,01) \\ &= 0,969 \text{ tm} < M_{ult, 1 \text{ tiang}} = 58 \text{ tm} \\ &< M_{crack} = 29 \text{ tm} \end{aligned}$$

7.5.6 Perhitungan Poer

Poer direncanakan terhadap gaya geser ponds pada penampang kritis dan penulangan akibat momen lentur.

7.5.6.1 Data-data perancangan poer

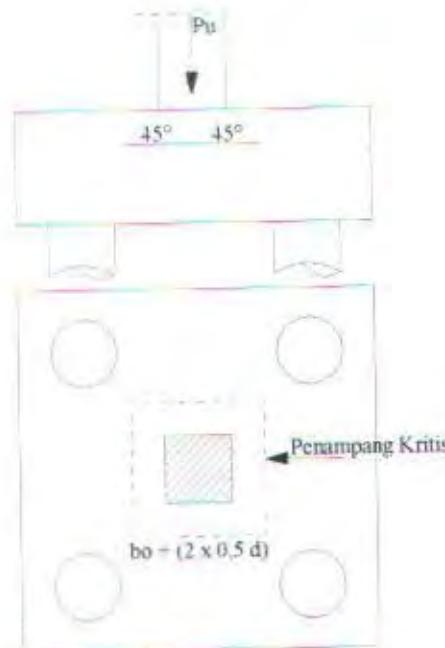
- $P_u = 326,691 \text{ ton}$
- Jumlah tiang pancang = 4
- Dimensi kolom = $600 \times 600 \text{ mm}$

Sedangkan untuk data-data dari poer adalah sebagai berikut

1. Dimensi poer = $3,2 \times 3,2 \times 1$ m
2. Mutu beton (f_c') = 30 Mpa
3. Mutu baja (f_y) = 320 Mpa
4. Diameter tulangan 25 mm ($A_v = 490,625 \text{ mm}^2$)
5. Selimut beton = 75 mm

$$\text{Tinggi efektif (d)} : dx = 1000 - 75 - 25 - \frac{1}{2}.25 = 887,5 \text{ mm}$$

$$dy = 1000 - 75 - \frac{1}{2}.25 = 912,5 \text{ mm}$$



Gambar 7.2 Rencana Pondasi Kolom

7.5.6.2 Kontrol geser ponds pada poer

Dalam merencanakan tebal poer harus dipenuhi persyaratan bahwa kekuatan gaya geser nominal beton harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Hal ini ditegaskan pada SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.4.11 butir 2. Kuat geser yang disumbangkan beton dirumuskan sebagai berikut :

$$\phi.Vc = \phi \left(1 + \frac{2}{\beta c} \right) \left(\frac{\sqrt{f_c'}}{6} \right) b_o d$$

tetapi tidak boleh kurang dari :

$$\Phi V_c = \Phi \cdot \frac{1}{3} \sqrt{f_c} \cdot b_o \cdot d \quad \text{atau} \quad \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \leq 2$$

dimana :

β_c = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek beton

b_o = keliling dari penampang kritis pada poer

Akibat kolom

- Keliling penampang kritis

$$b_o = 2(b_k + d) + (h_k + d)$$

dimana : b_k = lebar penampang kolom

h_k = tinggi penampang kolom

d = tinggi efektif poer

$$b_o = 2(600 + 892,5) + 2(600 + 892,5) = 5970 \text{ mm}$$

- Batas geser pons

$$\phi V_c = 0,6 \left(1 + \frac{2}{1} \right) \left(\frac{\sqrt{30}}{6} \right) \times 5970 \times 892,5 = 8755167,07 \text{ N} = 90875,52 \text{ ton}$$

$$\Phi V_c = 0,6 \times \frac{1}{3} \sqrt{30} \times 5970 \times 892,5 = 5836778,05 \text{ N} = 583,68 \text{ ton}$$

$$P_u = 326,691 \text{ ton} < \Phi V_c = 583,68 \text{ ton}$$

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons

7.5.6.3 Penulangan poer

Penulangan lentur

Pada penulangan lentur, poer dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Beban yang bekerja adalah beban terpusat dari tiang sebesar P dan berat sendiri poer sebesar q . Perhitungan gaya dalam pada poer didapat dengan teori mekanika statis tertentu.

Perhitungan :

$$q = 1,6 \times 1 \times 2,4 = 3,84 \text{ t/m}$$

$$M_u = (2 \times 81,8875 \times 1) - \frac{1}{2} \times 3,84 \times 1,6^2$$

$$= 158,86 \text{ tm} = 1,59 \cdot 10^9 \text{ Nmm}$$

Penulangan lentur arah x

$$R_n = \frac{1,59 \times 10^9}{0,8 \times 3200 \times 887,5^2} = 0,78 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{320}{0,85 \times 30} = 12,55$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{320} = 0,0044$$

$$\rho = \frac{1}{12,55} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,55 \times 0,78}{320}} \right) = 0,0024$$

ternyata $\rho < \rho_{\min} = 0,0044$

maka digunakan $\rho = 0,0044$

$$As_{\text{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0,0044 \times 3200 \times 892,5 = 12566,4 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur D 25 – 100

$$As_{\text{ada}} = (3,14 \times 0,25 \times 25^2) \times (3200/100)$$

$$= 15707,96 \text{ mm}^2 > 12566,40 \text{ mm}^2 \dots \dots \text{OK!}$$

Penulangan lentur arah y

$$R_n = \frac{1,59 \times 10^9}{0,8 \times 3200 \times 912,5^2} = 0,74 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{320}{0,85 \times 30} = 12,55$$

$$\rho = \frac{1}{12,55} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,55 \times 0,74}{320}} \right) = 0,0023$$

ternyata $\rho < \rho_{\min} = 0,0044$

maka digunakan $\rho = 0,0044$

$$As_{\text{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0,0044 \times 3200 \times 917,5 = 12918,40 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur D 25 – 100

$$As_{\text{ada}} = (3,14 \times 0,25 \times 25^2) \times (3200/100)$$

$$= 15707,96 \text{ mm}^2 > 12918,40 \text{ mm}^2 \dots \dots \text{OK!}$$



7.5.7 Perancangan Sloof

Struktur sloof dalam hal ini digunakan dengan tujuan agar terjadi penurunan secara bersamaan pada pondasi, atau dalam kata lain sloof mempunyai fungsi sebagai pengaku yang menghubungkan antar pondasi yang satu dengan yang lainnya.

Adapun beban-beban yang ditimpakan ke sloof meliputi : berat sendiri sloof, berat dinding pada lantai paling bawah, beban aksial tekan atau tarik yang berasal dari 10 % beban aksial kolom dan beban akibat uplift tanah (buku PPSBBSTBUG '83-6.9.2).

7.5.7.1 Dimensi sloof

Pada perancangan sloof ini, penulis mengambil ukuran sloof berdasarkan sloof yang berhubungan dengan kolom yang mempunyai gaya normal terbesar yaitu $P_u = \dots\dots$ ton. Penentuan dimensi dari sloof dilakukan dengan memperhitungkan syarat bahwa tegangan tarik yang terjadi tidak boleh melampaui tegangan tarik ijin beton yaitu sebesar :

$$f_t = f_{ct} = 0,7 \cdot \sqrt{f_c} = \frac{N_u}{0,8 \cdot b \cdot h} \quad (\text{PBI}'89 \text{ pasal 9.5.2.3})$$

Data perencanaan :

- $f_c' = 30 \text{ Mpa}$
- $f_y = 320 \text{ Mpa}$
- $b = 300 \text{ mm}$
- $h = 600 \text{ mm}$

$$f_{ct} = 0,7 \cdot \sqrt{30} = 3,834 \text{ Mpa}$$

$$f_{t,sda} = \frac{P_u}{0,8 \cdot b \cdot h} = \frac{326642}{0,8 \times 300 \times 600} = 2,27 \text{ Mpa} < f_{ct} = 3,843 \text{ Mpa} \dots\dots \text{OK!}$$

7.5.7.3 Penulangan sloof

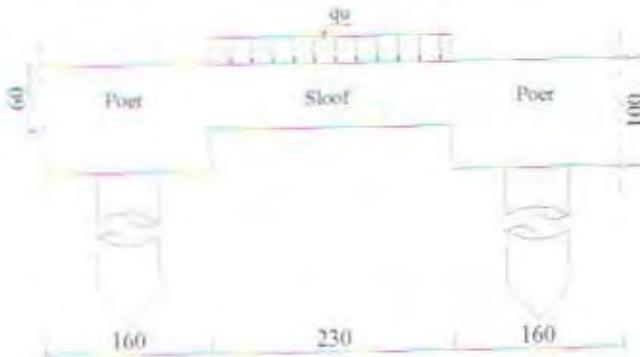
Penulangan lentur

Perhitungan penulangan lentur sloof sama dengan perhitungan kolom, dikarenakan pada sloof bekerja gaya dari dua arah yaitu berat sendiri sloof dan *uplift*.

Data perencanaan :

- Dimensi sloof = $300 \times 600 \text{ mm}$
- Decking = 75 mm
- Tulangan utama = D 25

- Tulangan sengkang = Ø 10
- $d = 600 - 75 - 10 - \frac{1}{2}25 = 502,5 \text{ mm}$



Gambar 7.3 Perencanaan Sloof

Beban yang diterima sloof:

- berat sendiri sloof: $0,3 \times 0,6 \times 2400 = 432 \text{ kg/m}$
- beban tembok: $4 \times 11 = 44 \text{ kg/m}$
beban total = 476 kg/m

$$q_u = 1,2 \times 476 = 571,2 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} M_u &= \gamma_{12} \cdot q_u \cdot l^2 \\ &= \gamma_{12} \times 571,2 \times 2,3^2 = 428,4 \text{ kgm} = 4,284 \cdot 10^6 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$P_{u_{\text{sloof}}} = 10 \% P_{u_{\text{kolom}}} = 10 \% \times 326,691 \text{ ton} = 32,67 \text{ ton}$$

$$k = \frac{P_u}{A_g} = \frac{3,267 \cdot 10^5}{300 \times 600} = 1,815$$

$$k_{\text{eh}} = \frac{M_u}{A_g \cdot h} = \frac{4,284 \cdot 10^6}{300 \times 600 \times 600} = 0,04$$

Dari digram interaksi M-N non dimensi pada lampiran didapat $\rho < \rho_{\min}$
maka dipakai $\rho_{\min} = 1 \%$.

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,01 \times 300 \times 507,5 = 1522,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipakai tulangan 4 Ø 25 ($A_s = 1962,5 \text{ mm}^2$)

Penulangan geser

Penulangan geser

Geser yang terjadi :

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{1}{2} q_u l \\ &= \frac{1}{2} \times 571,2 \times 1,6 = 913,92 \text{ kg} = 9139,20 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c_{max}} &= \phi \cdot \gamma'_c \cdot \sqrt{f_c' \cdot b \cdot d} \\ &= 0,6 \times \gamma'_c \times \sqrt{30} \times 300 \times 502,5 = 333563,04 \text{ N} > V_u \end{aligned}$$

Dipasang tulangan praktis Ø 10 – 200

7.6 Perhitungan pondasi shearwall

Data-data perhitungan pondasi tiang pancang (pembeban beban mati dan hidup serta beban gempa) dengan perbandingan 1:1:1

$$P = 412,896 \text{ ton}$$

$$M_x = 127,326 \text{ ton m}$$

$$M_y = 41,031 \text{ ton m}$$

$$H_x = 165,913 \text{ ton}$$

$$H_y = 18,023 \text{ ton}$$

7.6.1 Perhitungan Daya Dukung I Tiang

Pada kedalaman 12 m

$$A_p = 0,25 \times 0,60^2 \times \pi = 0,2827 \text{ m}^2$$

$$A_s = 10 \times 0,60 \times \pi = 18,84 \text{ m}^2$$

Nilai daya dukung tiang pancang selanjutnya ditabelkan pada lampiran. Dari tabel perhitungan Pondasi untuk kedalaman 12 m didapatkan $Q_{adm} = 104,48 \text{ t/m}^2 < \text{Allowable Axial} (= 211,60 \text{ t/m}^2)$

7.5.2 Perhitungan Jumlah Tiang dan Dimensi Poer

- ❖ Jumlah tiang pancang

$$n = \frac{412,896}{107,86} = 3,85 \approx 4$$

digunakan 15 buah tiang pancang

- Jarak antar tiang terpasang

$$S_{\min} = \frac{1,57 \times D \times m \times n - 2 \cdot D}{m + n - 2} \quad \text{atau} \quad S \geq 3 \cdot D \dots \dots \dots \text{J.E Bowles}$$

dimana : m = jumlah baris

n = jumlah tiang dalam satu baris

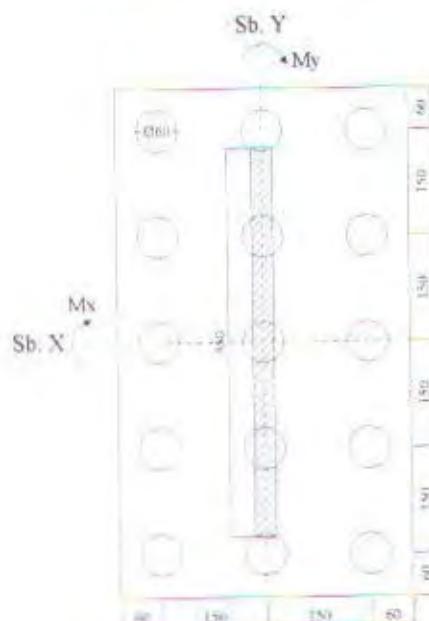
D = diameter tiang

$$S = \frac{1,57 \times 0,6 \times 3 \times 5 - 2 \times 0,6}{3 + 5 - 2} = 1,644 \text{ m} \quad \text{atau} \quad S \geq 3 \times 0,6 = 1,8 \text{ m}$$

Jarak antar tiang rencana = 1,5 m (Efisiensi tiang pancang diperhitungkan)

- Jarak sumbu pondasi terluar kearah tepi poer

$$S_1 = 0,6 \text{ m}$$



Gambar 7.4 Perencanaan Pondasi Shearwall

- Dimensi poer

$$\text{Lebar arah X} = ((4 \times 1,5) + 2 \times 0,6) = 7,20 \text{ m}$$

$$\text{Lebar arah Y} = ((2 \times 1,5) + 2 \times 0,6) = 4,20 \text{ m}$$

Tebal poer (h) dicari dengan pers.

$$V_u = V_c$$

$$[(n_e \cdot P_{\text{jumlah tiang}}) - (\gamma_b \cdot b \cdot l_n \cdot h)] = 0,6 \cdot 1 / 6 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot (h - d')$$

dimana :

$$h = d + d' \quad f'_c = 30 \text{ MPa}$$

$$P_{\text{jumlah tiang}} = 107,86 \text{ ton} = 10,57 \times 10^5 \text{ N}$$

$n_c = 15$ buah tiang pancang

$$\gamma_b = 2,4 \text{ t/m}^3 = 2,4 \times 10^5 \text{ N/mm}^3$$

$$b = (2 \times 7200) + (2 \times 4200) = 22800 \text{ mm} \quad l_n = 7200 \text{ mm}$$

$$d' = 75 - 32 - (32/2) = 123 \text{ mm}$$

$$[(15 \times 10,57,10^5) - (2,4,10^{-3} \times 22800 \times 7200 \times h)] = 0,6 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 22800 \\ \times (h - 123)$$

$$h = 530,80 \text{ mm} \approx 1000 \text{ mm} \Rightarrow \text{Digunakan ketebalan poer } 100 \text{ cm}$$

7.5.3 Gaya Maksimum 1 Tiang

$$\begin{aligned} \Sigma P_u &= 412,896 + (2,4 \times 7,2 \times 4,2 \times 1,0) \\ &= 485,472 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\Sigma Y^2 = (6 \times 3,0^2) + (6 \times 1,50^2) = 67,50 \text{ m}^2 \quad \Sigma X^2 = (10 \times 1,50^2) = 22,50 \text{ m}^2$$

$$X_{\max} = 1,50 \text{ m} \quad Y_{\max} = 3,0 \text{ m}$$

$N = 15$ buah

$$\begin{aligned} P_{\max} &= \frac{\Sigma P_u}{n} + \frac{M_y \cdot X_{\max}}{\Sigma X^2} + \frac{M_x \cdot Y_{\max}}{\Sigma Y^2} \leq P_{ul} \\ &= \frac{485,472}{15} + \frac{127,326 \times 1,50}{22,50} + \frac{41,031 \times 3,00}{67,50} = 42,6768 \text{ ton} \leq 104,48 \text{ ton} \end{aligned}$$

7.5.4 Perhitungan Group Tiang Pancang

$$P_{(\text{grup}) \text{ tiang}} = 104,48 \text{ ton}$$

$$D = 60 \text{ cm} \quad s = 150 \text{ cm}$$

$$m = 3 \quad n = 5$$

maka,

$$\text{eff} = 1 - \frac{\arctg \frac{60}{150}}{90^\circ} \times \left(2 \cdot \frac{1}{3} \cdot \frac{1}{5} \right) = 0,65$$

$$P_{(\text{grup}) \text{ tiang}} = 15 \times 104,48 \times 0,65 = 1018,68 \text{ ton} \geq 485,472 \text{ ton}$$

7.5.5 Kontrol Kekuatan Tiang Pondasi Terhadap Gaya Lateral

Gaya-gaya horisontal yang bekerja adalah :

$$H_x = 165,913 \text{ ton}$$

$$H_y = 18,023 \text{ ton}$$

$$H_o = \sqrt{(165,913)^2 + (18,023)^2} = 106,89 \text{ ton (untuk 15 tiang)}$$

$$= 7,126 \text{ ton (untuk 1 tiang)}$$

Dari data tanah diperoleh $q_u = 4 \text{ t/m}^2$

$$C_u = \frac{q_u}{2} = \frac{4}{2} = 2 \text{ t/m}^2 \quad \dots \dots \dots \text{(Braja M Das)}$$

$$C_r = \frac{1}{2} C_u = \frac{1}{2} \times 2 = 1 \text{ t/m}^2$$

$$f = \frac{H_o}{9 \times C_r \times D} = \frac{10,70}{9 \times 1 \times 0,6} = 1,98 \text{ m}$$

$$L_1 = f + 1,5 D = 1,98 + 1,5 \times 0,6 = 2,88 \text{ m}$$

$$L_2 = 2,2 L_1 = 2,2 \times 2,88 = 6,336 \text{ m} < \text{panjang tiang pancang} \approx 12 \text{ m}$$

Berarti tiang pancang tersebut termasuk tiang panjang.

Untuk restraint pile (tiang pancang yang ujungnya tertahan) didapatkan harga kuat geser tanah :

$$\begin{aligned} H_{o,1 \text{ tiang}} &= 9 \times C_u \times D \times (L_1 - 1,5 \cdot D) \\ &= 9 \times 2 \times 0,6 \times (2,88 - 1,5 \times 0,6) = 21,384 \text{ ton} > 10,70 \text{ ton} \dots \dots \text{OK!} \end{aligned}$$

Momen yang terjadi :

$$\begin{aligned} H = 7,126 \text{ ton} \rightarrow M_{ult} &= H_o \times (1,5 \cdot D + 0,5 \cdot f) \\ &= 7,126 \times (1,5 \times 0,6 + 0,6 \times 1,98) \\ &= 14,88 \text{ tm} < M_{ult,1 \text{ tiang}} = 58 \text{ tm} \\ &< M_{crack} = 29 \text{ tm} \end{aligned}$$

7.5.6 Perhitungan Poer

Poer direncanakan terhadap gaya geser ponds pada penampang kritis dan penulangan akibat momen lentur.

7.5.6.1 Data-data perancangan poer

- $P_u = 486,624 \text{ ton}$
- Jumlah tiang pancang = 15
- Dimensi kolom = $600 \times 600 \text{ mm}$

Sedangkan untuk data-data dari poer adalah sebagai berikut

- Dimensi poer = $9,6 \times 3,2 \times 1 \text{ m}$
- Mutu beton (f_c') = 30 MPa

- Mutu baja (f_y) = 320 MPa
- Dimeter tulangan 25 mm ($A_v = 490,625 \text{ mm}^2$)
- Selimut beton = 75 mm
- Tinggi efektif (d) : $d_x = 1000 - 75 - 25 - \frac{1}{2} \cdot 25 = 887,5 \text{ mm}$
 $d_y = 1000 - 75 - \frac{1}{2} \cdot 25 = 912,5 \text{ mm}$

7.5.6.2 Penulangan poer

Penulangan lentur

Pada penulangan lentur, poer dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Beban yang bekerja adalah beban terpusat dari tiang sebesar P dan berat sendiri poer sebesar q . Perhitungan gaya dalam pada poer didapat dengan teori mekanika statis tertentu.

Perhitungan :

Pemulangan lentur arah x

$$\begin{aligned} M_{\max} &= n P l - \frac{1}{2} q l^2 \\ &= (5 \times 40,65 \times 1,50) - \left(\frac{1}{2} \times (2,4 \times 7,20 \times 1) \times 2,10^2 \right) \\ &= 266,77 \text{ tm} = 2,67 \cdot 10^9 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$R_n = \frac{2,67 \times 10^9}{0,8 \times 4200 \times 887,5^2} = 1,01 \text{ MPa} \quad m = \frac{320}{0,85 \times 30} = 12,55$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{320} = 0,0044$$

$$\rho = \frac{1}{12,55} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,55 \times 1,01}{320}} \right) = 0,0032$$

ternyata $\rho < \rho_{\min} = 0,0044$

maka digunakan $\rho = 0,0044$

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,0044 \times 4200 \times 887,5 = 16401 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan lentur D 25 – 100

$$\begin{aligned} A_s \text{ ada} &= (3,14 \times 0,25 \times 25^2) \times (4200/100) \\ &= 20606,25 \text{ mm}^2 > 16401 \text{ mm}^2 \dots \dots \text{OK!} \end{aligned}$$

Penulangan lentur arah y

$$R_n = \frac{2,67 \cdot 10^9}{0,8 \times 4200 \times 912,5^2} = 0,95 \text{ Mpa} \quad m = \frac{320}{0,85 \times 30} = 12,55$$

$$\rho = \frac{1}{12,55} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,55 \times 0,95}{320}} \right) = 0,00304$$

ternyata $\rho < \rho_{\min} = 0,0044$

maka digunakan $\rho = 0,0044$

A_s perlu = $\rho \cdot b \cdot d$

$$= 0,0044 \times 4200 \times 912,5 = 16863 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur D 25 - 100

$$A_s \text{ ada} = (3,14 \times 0,25 \times 32^2) \times (4200/150)$$

$$= 20606,25 \text{ mm}^2 > 16863 \text{ mm}^2, \dots \dots \text{OK!}$$

7.5.7 Perancangan Sloof

Struktur sloof dalam hal ini digunakan dengan tujuan agar terjadi penurunan secara bersamaan pada pondasi, atau dalam kata lain sloof mempunyai fungsi sebagai pengaku yang menghubungkan antar pondasi yang satu dengan yang lainnya.

Adapun beban-beban yang ditimpakan ke sloof meliputi : berat sendiri sloof, berat dinding pada lantai paling bawah, beban aksial tekan atau tarik yang berasal dari 10 % beban aksial kolom dan beban akibat uplift tanah (buku PPSBBSTBUG '83-6.9.2).

7.5.7.2 Dimensi sloof

Pada perancangan sloof ini, penulis mengambil ukuran sloof berdasarkan sloof yang berhubungan dengan kolom yang mempunyai gaya normal terbesar yaitu $P_u = \dots \dots$ ton. Penentuan dimensi dari sloof dilakukan dengan memperhitungkan syarat bahwa tegangan tarik yang terjadi tidak boleh melampaui tegangan tarik ijin beton yaitu sebesar :

$$F_t = f_{ct} = 0,7 \cdot \sqrt{f_c} = \frac{N_u}{0,8 \cdot b \cdot h} \quad (\text{PBI}'89 \text{ pasal 9.5.2.3})$$

Data perencanaan :

- $f_{c'} = 30 \text{ Mpa}$
- $f_y = 320 \text{ Mpa}$
- $b = 300 \text{ mm}$
- $h = 600 \text{ mm}$

$$f_{ct} = 0,7 \cdot \sqrt{30} = 3,834 \text{ Mpa}$$

$$F_{r_{\text{ada}}} = \frac{P_u}{0,8 \cdot b \cdot h} = \frac{326642}{0,8 \times 300 \times 600} = 2,27 \text{ Mpa} < f_{ct} = 3,843 \text{ Mpa} \dots \dots \text{OK!}$$

7.5.7.3 Penulangan sloof

Penulangan lentur

Perhitungan penulangan lentur sloof sama dengan perhitungan kolom, dikarenakan pada sloof bekerja gaya dari dua arah yaitu berat sendiri sloof dan *uplift*.

Data perencanaan :

- Dimensi sloof = 300 x 600 mm
- Decking = 70 mm
- Tulangan utama = D 25
- Tulangan sengkang = Ø 10
- $d = 600 - 75 - 10 - \frac{1}{2} \cdot 25 = 502,5 \text{ mm}$

Beban yang diterima sloof :

$$\begin{aligned} - \text{ berat sendiri sloof : } & 0,3 \times 0,6 \times 2400 = 432 \text{ kg/m} \\ - \text{ beban tembok : } & 4 \times 11 = 44 \text{ kg/m} \\ \text{beban total} & = 476 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$q_u = 1,2 \times 476 = 571,2 \text{ kg/m}$$

$$M_u = \gamma_{12} \cdot q_u \cdot l^2$$

$$= \gamma_{12} \times 571,2 \times 2,3^2 = 428,4 \text{ kgm} = 4,284 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

$$P_{u \text{ sloof}} = 10\% P_{u \text{ kolom}} = 10\% \times 326,691 \text{ ton} = 32,67 \text{ ton}$$

$$k = \frac{P_u}{A_g} = \frac{3,267 \cdot 10^5}{300 \times 600} = 1,815$$

$$k_{ch} = \frac{M_u}{A_g \cdot h} = \frac{4,284 \cdot 10^6}{300 \times 600 \times 600} = 0,04$$

Dari diagram interaksi M-N non dimensi pada lampiran didapat $\rho < \rho_{min}$
maka dipakai $\rho_{min} = 1\%$.

$$A_s \text{ perlu} = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0,01 \times 300 \times 507,5 = 1522,5 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan 4 D 25 ($A_s = 1962,5 \text{ mm}^2$)

Penulangan geser

Penulangan geser

Geser yang terjadi :

$$V_u = \frac{1}{2} \cdot q_u \cdot l$$

$$= \frac{1}{2} \times (2,4 \times 7,2 \times 1) \times 2,1 = 18,144 \text{ ton} = 177811,20 \text{ N}$$

$$Vc_{max} = \phi \cdot \gamma'_3 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

$$= 0,6 \times \gamma'_3 \times \sqrt{30} \times 300 \times 502,5 = 330276,702 \text{ N} > V_u = 177811,20 \text{ N}$$

Dipasang tulangan praktis $\varnothing 10 - 200$



BAB VIII

TAHAP PELAKSANAAN

BAB VIII

TAHAP PELAKSANAAN

8.1 Umum

Tahap ini berfungsi untuk merealisasikan dari seluruh proses perancangan. Tahap pelaksanaan memiliki peranan yang sama penting dengan tahap perancangan. Dalam pelaksanaan proyek konstruksi terdapat bagian-bagian pekerjaan yang dibagi menjadi beberapa item pekerjaan.

Dalam produksi beton pracetak, ada 2 proses pekerjaan yang dapat dilaksanakan :

1. Proses percetakan secara pabrikasi di Industri Pracetak.

Hal-hal yang perlu dipertimbangkan dalam proses pabrikasi adalah :

- perlunya standart khusus sehingga hasil pracetak dapat diaplikasikan secara umum di pasaran.
- terbatasnya fleksibilitas ukuran yang disediakan untuk elemen pracetak yang disebabkan karena harus mengikuti kaidah sistem dimensi satuan yang disepakati bersama dalam bentuk kelipatan suatu modul.

2. Proses pencetakan di lapangan / lokasi proyek.

Untuk proses yang kedua, hal-hal yang perlu dipertimbangkan adalah :

- proses ini sering dilakukan pada proyek-proyek lokal.
- umur dari proses produksi pencetakan disesuaikan dengan usia proyek.
- proses ini lebih disukai bila dimungkinkan untuk dilaksanakan dikarenakan standarisasi hasil pencetakan disesuaikan dengan keperluan proyek.

8.2 Proses produksi elemen beton pracetak

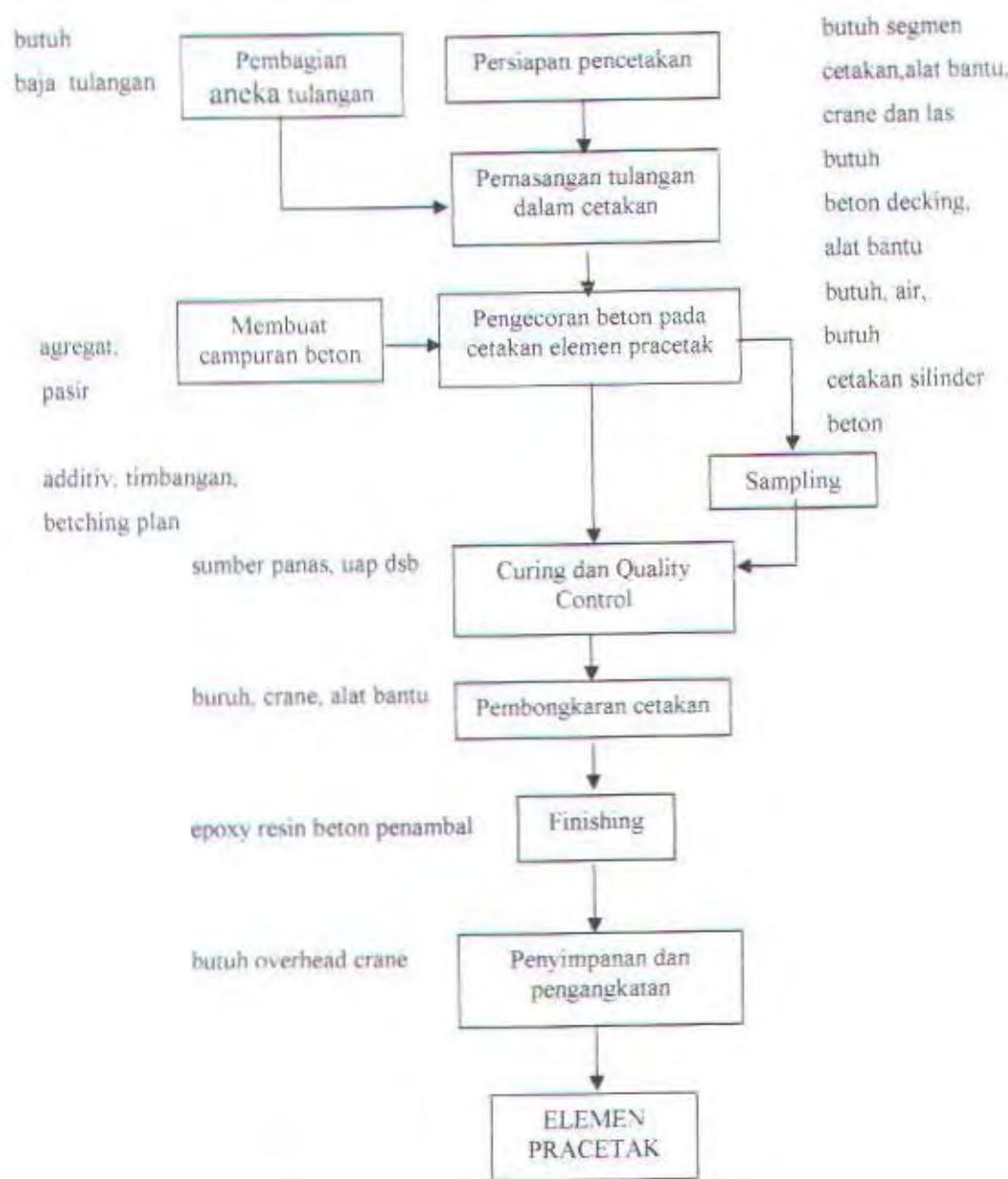
Setelah pelaksanaan pengecoran, pada beton pracetak dilakukan *curing* untuk menghindari penguapan air semen secara drastis sehingga mutu beton yang direncanakan terpenuhi. Pembukaan bekisting dilakukan setelah kekuatan beton antara 20 % - 60 % dari kekuatan akhir yang dapat tercapai, kurang lebih umur 3 – 7 hari pada suhu kamar.

Adapun syarat dari cetakan elemen beton pracetak adalah :

1. volume dari cetakan stabil untuk pencetakan berulang.
2. mudah ditangani dan tidak bocor.
3. mudah untuk dipindahkan, khusus untuk pelaksanaan pengecoran di lapangan.

Setelah pembongkaran bekisting, dilakukan finishing elemen beton pracetak.

Proses produksi beton pracetak akan dijelaskan dengan bagan berikut :

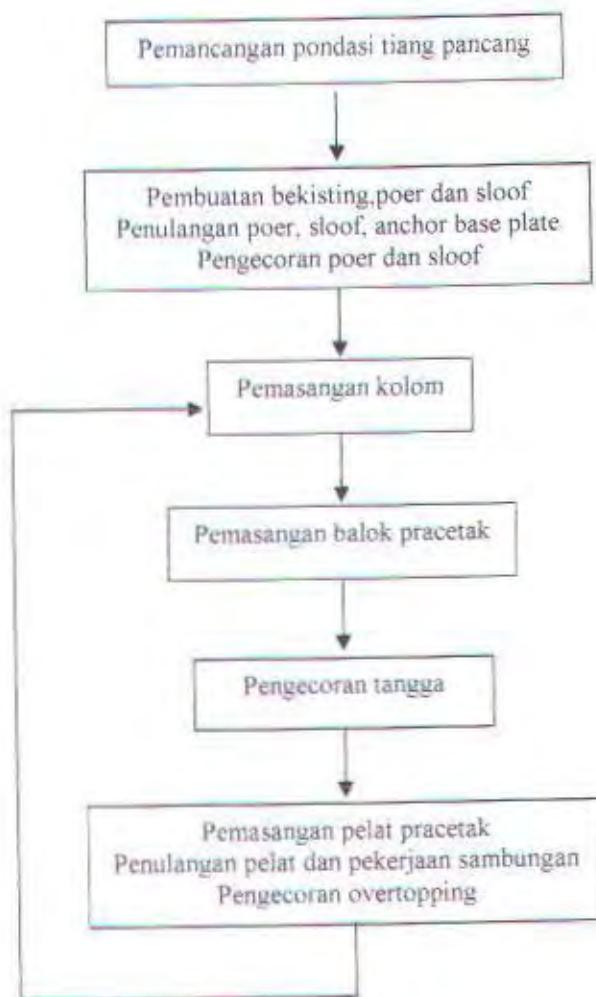


Gb.8.1 Skema proses produksi elemen beton pracetak

8.3 Proses pemasangan dan perakitan elemen beton pracetak

Secara garis besar tahapan-tahapan proses pemasangan dan perakitan elemen beton pracetak (bagan 8.2) adalah sebagai berikut :

1. pekerjaan tiang pancang
2. pekerjaan poer
3. pekerjaan sloof
4. pemasangan kolom
5. pemasangan elemen balok
6. pemasangan elemen pelat
7. pengecoran sambungan antara elemen pracetak dengan overtopping



Gb. 8.2 Bagan tahapan-tahapan pemasangan elemen beton pracetak

- **Pekerjaan Tiang Pancang**

Alat-alat pemancangan :

- o crane
- o mesin pemancang
- o theodolit

- **Pekerjaan Poer**

Adapun langkah-langkah pekerjaan sebagai berikut :

1. penggalian poer
2. pembuatan lantai kerja poer
3. pemasangan batako sebagai bekisting poer
4. pemasangan tulangan poer
5. pengecoran

- **Pekerjaan Sloof**

Adapun langkah-langkah pekerjaan sloof sebagai berikut :

1. penggalian lubang untuk sloof
2. pembuatan lantai kerja dan pemasangan batako untuk bekisting
3. pemasangan tulangan
4. pengecoran

- **Pekerjaan Kolom**

Adapun langkah-langkah pemasangan kolom sebagai berikut :

1. pekerjaan dilakukan setelah pengecoran poer dan sloof
2. kolom diangkat dari tempat penyimpanan ke lokasi akhir
3. setelah pengaturan ketepatan posisi kolom dilanjutkan dengan pemasangan kolom pada pondasi

- **Pemasangan Balok Pracetak**

Pemasangan balok pracetak dilakukan setelah pengecoran kolom. Diperlukan *crane* dan *scaffolding perancah* untuk membantu menunjang balok pracetak.

• Pemasangan Pelat Pracetak

Adapun langkah-langkah pemasangan elemen pelat pracetak sebagai berikut :

1. pemasangan elemen pelat pracetak dipasang setelah balok pracetak terpasang
2. penulangan pelat meliputi merakit tulangan susut, lentur negatif (tulangan tumpuan) dan tulangan geser antar pelat
3. pengecoran overtopping setebal 5 cm
4. alat yang dipergunakan adalah *crane* untuk mengangkat elemen pelat pracetak dan dibantu dengan *scaffolding* / tiang perancah

Untuk masalah *non structural* dan jaringan *utilitas* seperti dinding partisi, dinding perimeter, plafon dan fasilitas mekanical electrical tidak dibahas.

8.4 Transportasi komponen beton pracetak

• Sistem Transportasi

Sistem transportasi disini meliputi :

1. pemindahan beton pracetak di areal pabrik
2. pemindahan dari pabrik ke tempat penampungan di proyek
3. pemindahan dari penampungan sementara di proyek ke posisi akhir

Pemilihan jenis, ukuran dan kapasitas alat angkut dan angkat seperti truk, *mobile crane* dan *tower crane* akan sangat mempengaruhi ukuran komponen beton pracetaknya. Untuk tahap pemindahan komponen beton pracetak dari lokasi pabrikasi ke areal proyek diperlukan sarana angkut seperti truk tunggal, tandem atau tempel. Truk yang biasa digunakan untuk pengangkutan berukuran lebar 2,4 m x 16 m atau 2,4 m x 18 m dengan kapasitas angkut kurang lebih 50 ton. Untuk balok tertentu dimana panjangnya hingga 30 m dapat dipergunakan truk tempel dimana kapasitasnya dapat mencapai 80 ton. Kendala yang dipertimbangkan dalam pemilihan jenis truk adalah kondisi jalan yang akan dilalui meliputi kekuatan jalan, lebar jalan, fasilitas untuk menikung / memutar dan lain-lain. Di areal pabrikasi dan lokasi proyek juga diperlukan sarana untuk pemindahan komponen beton pracetak yang biasa mempergunakan *mobile crane*, *rail crane*, *gantry* atau *tower crane*. Tersedianya alat angkat ini juga akan mempengaruhi ukuran dari komponen beton pracetaknya.

• Jadwal Pengangkutan Komponen Beton Pracetak

Dalam jadwal pengangkutan / pemindahan perlu dipertimbangkan beberapa hal sebagai berikut :

- o ijin penggunaan jalan utama untuk mobil jenis truk yang diperbolehkan untuk dilewati ke areal proyek.
- o tersedianya peralatan angkat *mobile crane* atau *tower crane* yang siap pakai untuk menurunkan / menaikkan komponen beton pracetak dari dan ke alat angkat baik di areal pabrik atau lokasi proyek.

8.5 Penempatan Crane

Crane digunakan untuk mengangkat elemen pracetak yang baru didatangkan dari pabrik ataupun dari tempat penyimpanan menuju posisi akhir di lokasi bangunan.

Data-data Crane yang digunakan :

Jenis Crane : UNIMAC UG 55.25

Jarak jangkau minimum : 17 m, dengan beban maksimum 10 ton

Jarak jangkau maksimum : 44 m, dengan beban maksimum 3,5 ton

Elemen struktur yang dipracetak :

1. Pelat	$W = 0,08 \times 5,5 \times 5,5 \times 2400$	= 5808 kg
2. Balok (5,5 m)	$W = 0,4 \times (0,6 - 0,13) \times 5,5 \times 2400$	= 2481,6 kg
3. Balok (5 m)	$W = 0,4 \times (0,6 - 0,13) \times 5 \times 2400$	= 2256 kg
4. Balok (4 m)	$W = 0,4 \times (0,6 - 0,13) \times 4 \times 2400$	= 1804,8 kg

Untuk mengangkat beban maksimum 5808 kg, maka jangkauan lengan crane maksimum adalah 34,65 m.

Untuk menjangkau keseluruhan areal konstruksi, maka direncanakan menggunakan 2 crane.

BAB IX

PENUTUP

BAB IX

PENUTUP

Dengan penggunaan komponen beton pracetak pada gedung bertingkat akan didapat banyak keuntungan, diantaranya adalah kualitas beton yang terkontrol, waktu pelaksanaan yang dapat dipercepat yang pada akhirnya dapat menghemat biaya total konstruksi bangunan.

Dari perencanaan struktur yang telah dilakukan, ada hal yang perlu diutarakan dalam bagian penutup ini adalah :

1. Pemanfaatan elemen pracetak dapat dibuat mendekati sifat monolit dari pekerjaan yang dilakukan dengan sistem cor setempat, dengan pemilihan tipe sambungan yang disesuaikan dengan keadaan dari struktur yang direncanakan, misalnya lokasi zone gempa dari gedung yang ditinjau, analisa struktur dari gedung dan yang lainnya.
2. Sistem pracetak dapat dipergunakan pada berbagai permodelan struktur, salah satunya adalah permodelan sebagai *Building Frame System* dimana perencanaan elemen frame dimungkinkan menggunakan elemen pracetak untuk mencapai sifat permodelan struktur yang dikehendaki.
3. Pelaksanaan metode pracetak menjadi sesuatu hal yang sangat mungkin untuk diterapkan di Indonesia melihat dari metode pelaksanaannya, namun disini diperlukan keahlian dan ketelitian yang tinggi.

• SARAN

1. Perlunya pengembangan teknologi dan riset tentang beton pracetak serta memasyarakatkan penggunaan metode pracetak pada jasa kontruksi di Indonesia.
2. Perlu dibuatnya standar perencanaan beton pracetak di Indonesia sehingga dengan demikian pracetak akan lebih banyak dapat diterapkan.
3. Industri konstruksi beton pracetak hendaknya dikembangkan menjadi industri yang membuat elemen-elemen pracetak berdasarkan tuntutan konsumen seperti

segi arsitektur, bentang dan modul, sehingga beton pracetak menjadi sangat fleksibel dan kompetitif.

4. Demi efektifitas dan efisiensi dari metode pracetak, pembatasan jumlah elemen seragam yang dibuat perlu diperhatikan.
5. Perlu dibuat kerjasama yang terpadu antara produsen elemen struktur pracetak dan pelaku konstruksi di lapangan, untuk menghindari terjadinya stok elemen habis maupun terjadinya penumpukan elemen pracetak yang terlalu lama.
6. Diadakannya tinjauan kecepatan pelaksanaan konstruksi tiap lantai dan melakukan analisa biaya pada pelaksanaan konstruksi beton pracetak, karena analisa waktu dan biaya adalah alasan utama diterapkannya metode konstruksi pracetak.

DAFTAR PUSTAKA



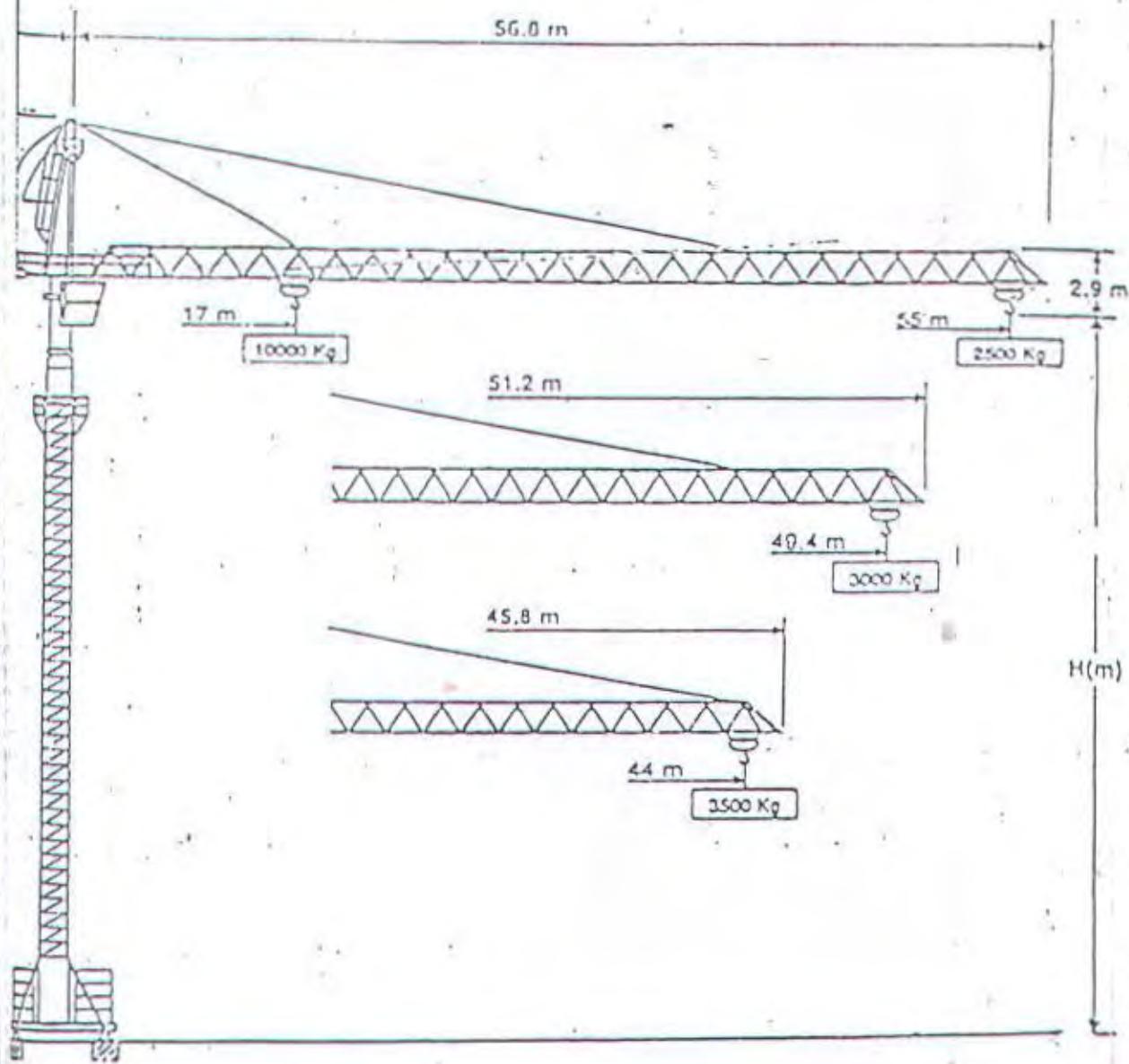
DAFTAR PUSTAKA

1. Departemen Pekerjaan Umum 1991 SK SNI T-15-1991-03 “**Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung**”, Penerbit Yayasan LPMB, Bandung
2. Uniform Building Code, ICBO 1997
3. Wang, C.K dan Salmon, C.G, “**Desain Beton Bertulang**”, Erlangga, Jakarta, 1993.
4. Dep.Pekerjaan Umum, *Peraturan Pembebatan Indonesia Untuk Gedung*, 1983.
5. Istimawan Dipohusodo, “**Struktur Beton Bertulang**”, Gramedia Pustaka Utama, Jakarta, 1994.
6. Dr. Ir. Herman Wahjudi, “**Daya Dukung Pondasi Dalam**”, Jurusan Teknik Sipil FTSP – ITS, 1999.
7. PCI Design Hand-Book PRECAST AND PRESTRESS CONCRETE, Fourth Edition, PCI, CHICAGO, ILLINOIS, 1992.

LAMPIRAN

UNIMAC

041 555.225



grams

25	27	29	31	33	35	37	39	41	43	44	45	47	49.4	51	53	55	m
7000	6500	6000	5000	4600	4350	4000	2000	3600	3400	3300	3200	3000	2500	2750	2600	2500	Kg



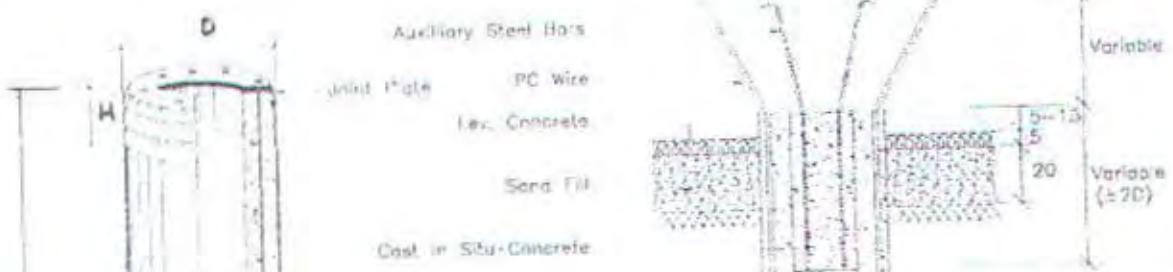
25	27	29	31	33	35	37	39	41	43	44	45	47	49.4	m
7000	6500	6000	5200	4850	4500	4150	3900	3650	3450	3400	3250	3100	3000	Kg



25	27	29	31	33	35	37	39	41	43	44	m
7000	6700	6150	5600	5000	4600	4300	4100	3750	3600	3500	Kg

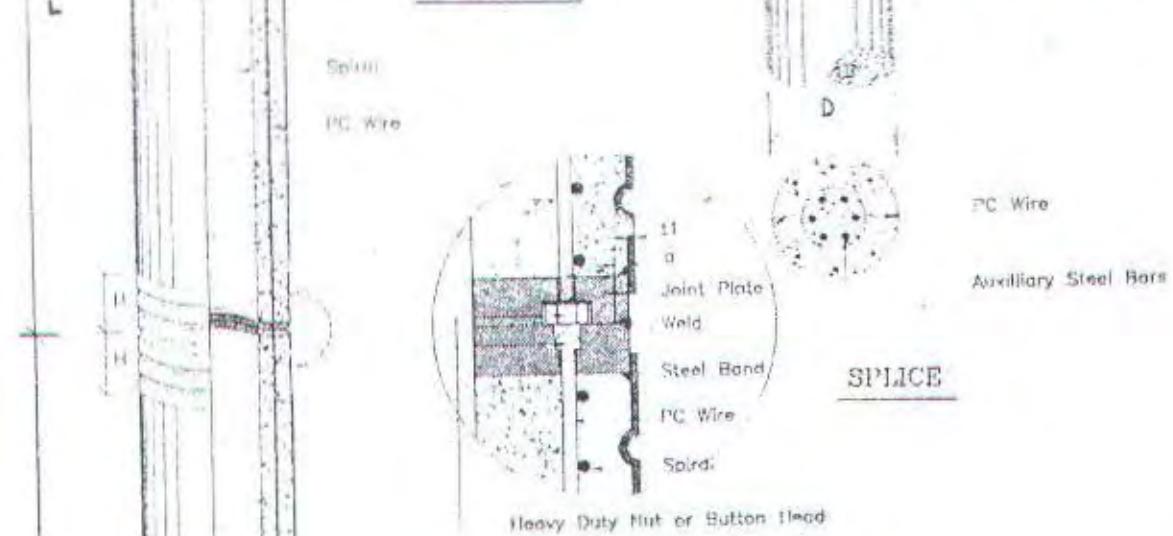


PILE HEAD, SPLICE & SHOE



PILE CAP CONNECTION DETAIL

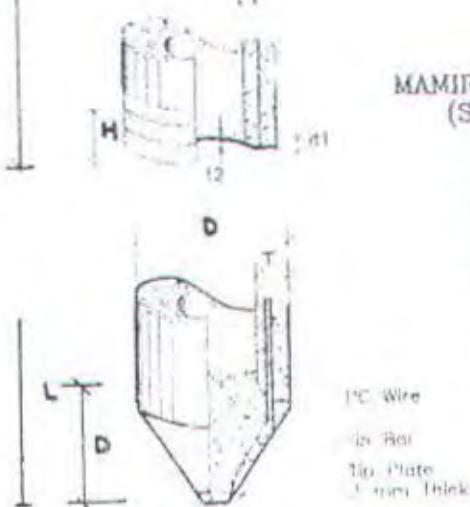
UPPER PILE



BOTTOM PILE

PC Wire

MAMIRA PILE SHOE
(STANDARD)



PENCIL PILE SHOE
(SPECIAL DESIGN)

D (mm)	T (mm)	H (mm)	t1 (mm)	t2 (mm)	d1 (mm)	a (mm)
350	70	100	2	6	35	10
400	75	150	2	6	35	10
450	80	150	2	6	35	10
500	90	150	2	9	35	10
600	100	150	2	9	35	11

WIKA PILE CLASSIFICATION

No.	Pile Diameter (mm)	Thick In/mm)	Class	PC Wire D(mm)	Numb	Area of Steel (cm ²)	Area of Concrete (cm ²)	Section Modulus (cm ³)	Effective Prestress (Kg/cm ²)	Allowable Axial (T)	Bending Moment	
											Crack (Tm)	Uo (Tm)
1	350	70	A1	7	8	3.08	615.75	3711.17	46.74	92.15	3.50	5.25
			A3	7	12	4.62	615.75	3734.91	66.67	28.89	4.20	6.30
			B	7	15	6.16	615.75	3758.65	84.46	85.97	5.00	9.00
			C	9	12	7.63	615.75	3781.43	100.95	83.26	6.00	12.00
2	400	75	A2	7	12	4.62	765.77	5405.79	55.25	112.87	5.50	8.25
			A3	7	16	6.16	765.77	5432.93	70.73	109.71	6.50	9.75
			B	9	12	7.63	765.77	5458.95	80.16	107.79	7.50	13.50
			C	7	20	7.70	765.77	5460.06	84.84	106.83	7.50	13.50
				9	16	10.18	765.77	5503.81	105.53	102.62	9.00	18.00
3	450	80	A1	7	12	4.62	929.91	7499.79	46.49	139.23	7.50	11.25
			A2	7	16	6.16	929.91	7532.03	59.97	135.90	8.50	12.75
			A3	9	12	7.63	929.91	7562.96	67.46	134.04	10.00	15.00
				7	20	7.70	929.91	7564.27	72.49	132.79	10.00	15.00
			B	7	24	9.24	929.91	7596.51	84.08	129.92	11.00	19.80
			C	9	20	12.72	929.91	7669.56	108.62	123.85	12.50	25.00
4	500	90	A1	7	16	6.16	1159.25	10362.44	49.45	172.66	10.50	15.75
			A2	7	20	7.70	1159.25	10399.83	60.19	169.34	12.50	18.75
				9	12	7.63	1159.25	10398.31	56.02	170.63	12.50	18.75
			A3	7	24	9.24	1159.25	10437.22	70.32	166.21	14.00	21.00
			B	7	28	10.78	1159.25	10474.61	80.48	163.08	15.00	27.00
			C	9	24	15.27	1159.25	10583.74	104.56	155.64	17.00	34.00
5	600	100	A1	7	20	7.70	1570.80	17255.62	46.00	235.40	17.00	25.50
			A2	7	24	9.24	1570.80	17303.38	54.13	232.00	19.00	28.50
			A3	9	20	12.72	1570.80	17411.58	66.82	226.69	22.00	33.00
				7	32	12.32	1570.80	17398.90	69.38	225.62	22.00	33.00
			B	9	24	15.27	1570.80	17490.53	80.13	221.12	25.00	45.00
			C	9	32	20.36	1570.80	17648.44	102.89	211.60	29.00	58.00

Notes :

1. Piles generally comply to JIS A 5335 - 1987 and modified to suit ACI 543 - 1979 & P.B.I 71.
2. Specified Concrete cube Compressive strength is 600 Kg/cm² at 28 days.
3. Allowable axial load is applicable to pile acting as a short strut.



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
LABORATORIUM MEKANIKA TANAH
KAMPUS ITS SUKOLLO TELP. 596094 SURABAYA (SO111)

PROJECT : TELKOM
LOCATION : STO KLOJEN - MALANG

BORING NO : B-1
DATE : 130-8-96
M A T : -3.50 m

LEGEND :

CLAY SILT SAND GRAVEL SHELL

DEPTH (m)	B O R L O G	S O I L D E S C R I P T I O N	S P T (N) NUMBER OF BLOWS/FEET
- 0,00	-----		10 20 30 40 50 60
- 2,50	Lanau berpasir (coklat kekuningan)	x 11
- 5,00	Lanau pasir berkrikil/kompak (coklat)	x 14 47
- 7,50	Lanau pasir berkrikil (coklat)	41
- 10,00	Lanau pasir (coklat)	34
- 12,50	Lanau berpasir halus berlempung (coklat kekuningan)	25
- 15,00		29

OBJECT : TELKOM
LOCATION : STU KLOJEN MALANG
R HOLE No.: B - 1

SUMMARY OF LABORATORY TEST RESULTS

Sheet Number : 1

M	=	TESTING METHOD	=	TESTING METHOD
G	=	GRAVEL	=	VOID RATIO
S	=	SAND	=	POROSITY (Z)
S+C	=	SILT + CLAY	=	SATURATION (%)
GS	=	SPECIFIC GRAVITY	=	PRECONSOLIDATION PRESSURE (kg/cm ²)
Y _L	=	WET DENSITY (gr/cc)	=	COMPRESSION INDEX
W _C	=	WATER CONTENT (%)	=	COEFF. OF CONSOLIDATION (cm ² /sec)
Y _D	=	DRY DENSITY (gr/cc)	=	COEFF. PERMEABILITY (cm/sec)
*	=	NOT TESTED	=	COHESION (kg/cm ²)
			=	ANGLE OF INTERNAL FRICTION (degree, minutes)
			=	UNCONFINED (UNDISTURBED)
			=	UNCONFINED (REMOULDED)
			=	SENSITIVITY RATIO (qu/qu*)
			=	UNDRAINED COHESION (kg/cm ²)
			=	ANGLE INTERNAL FRICTION OF UNDRAINED (degree, minutes)

Tabel Penulangan Pelat Setelah Komposit

kasi	Kondisi	Tipe pelat	Dimensi pelat (cm)	Tebal pelat (cm)	qu	Tulangan Tumpuan						Tulangan Lapangan					
						M _{sp} (kgm)	P _{perlu}	P _{ada}	A _{s_perlu} (mm ²)	Tulangan	A _{s_pakai} (mm ²)	M _{sp} (kgm)	P _{perlu}	P _{ada}	A _{s_perlu} (mm ²)	Tulangan	A _{s_pakai} (mm ²)
ELAT TAP	Tulangan Arah X	A	550 X 550	13	625.60	9.84069E+06	0.0030	0.0030	340.59	Ø10 - 200	392.70	3.97E+06	0.0012	0.0020	230.00	Ø10 - 250	314.20
		B	550 X 500	13	625.60	1.11654E+07	0.0034	0.0034	387.45	Ø10 - 200	392.70	4.73E+06	0.0014	0.0020	230.00	Ø10 - 250	314.20
		C	550 X 400	13	625.60	1.40514E+07	0.0043	0.0043	490.41	Ø10 - 150	523.60	6.86E+06	0.0021	0.0021	236.06	Ø10 - 250	314.20
		D	500 X 500	13	625.60	8.13280E+06	0.0024	0.0024	280.54	Ø10 - 250	314.20	3.28E+06	0.0010	0.0020	230.00	Ø10 - 250	314.20
		E	500 X 400	13	625.60	1.05570E+07	0.0032	0.0032	365.90	Ø10 - 200	392.70	4.93E+06	0.0015	0.0020	230.00	Ø10 - 250	314.20
		F	400 X 400	13	625.60	5.20499E+06	0.0016	0.0020	230.00	Ø10 - 250	314.20	2.10E+06	0.0006	0.0020	230.00	Ø10 - 250	314.20
	Tulangan Arah Y	A	550 X 550	13	625.60	9.84069E+06	0.0036	0.0036	374.48	Ø10 - 200	392.70	3.97E+06	0.0014	0.0020	210.00	Ø10 - 250	314.20
		B	550 X 500	13	625.60	1.02192E+07	0.0037	0.0037	389.23	Ø10 - 200	392.70	3.97E+06	0.0014	0.0014	149.18	Ø10 - 125	628.30
		C	550 X 400	13	625.60	1.17804E+07	0.0043	0.0043	450.38	Ø10 - 150	523.60	4.59E+06	0.0016	0.0016	172.51	Ø10 - 125	628.30
		D	500 X 500	13	625.60	8.13280E+06	0.0029	0.0029	308.24	Ø10 - 200	392.70	3.28E+06	0.0012	0.0012	123.09	Ø10 - 150	523.60
		E	500 X 400	13	625.60	9.30580E+06	0.0034	0.0034	353.67	Ø10 - 200	392.70	3.66E+06	0.0013	0.0013	137.87	Ø10 - 150	523.60
		F	400 X 400	13	625.60	5.20499E+06	0.0019	0.0019	195.93	Ø10 - 250	314.20	2.10E+06	0.0007	0.0007	78.57	Ø10 - 250	314.20
PELAT ANTAI	Tulangan Arah X	A	550 X 550	13	888.60	1.39777E+07	0.0042	0.0042	487.77	Ø10 - 150	523.60	5.64E+06	0.0017	0.0020	230.00	Ø10 - 250	314.20
		B	550 X 500	13	888.60	1.56593E+07	0.0048	0.0048	555.54	Ø10 - 125	628.30	6.72E+06	0.0020	0.0020	231.18	Ø10 - 250	314.20
		C	550 X 400	13	888.60	1.99585E+07	0.0061	0.0061	705.06	Ø10 - 100	785.40	9.74E+06	0.0029	0.0029	337.18	Ø10 - 200	392.70
		D	500 X 500	13	888.60	1.15518E+07	0.0035	0.0035	401.17	Ø10 - 150	523.60	4.67E+06	0.0014	0.0020	230.00	Ø10 - 200	392.70
		E	500 X 400	13	888.60	1.49951E+07	0.0046	0.0046	524.35	Ø10 - 125	628.30	7.00E+06	0.0021	0.0021	240.86	Ø10 - 250	314.20
		F	400 X 400	13	888.60	7.39315E+06	0.0022	0.0022	254.66	Ø10 - 250	314.20	2.99E+06	0.0009	0.0020	230.00	Ø10 - 250	314.20
	Tulangan Arah Y	A	550 X 550	13	888.60	1.39777E+07	0.0051	0.0051	537.25	Ø10 - 125	628.30	5.64E+06	0.0020	0.0020	212.70	Ø10 - 250	314.20
		B	550 X 500	13	888.60	1.45153E+07	0.0053	0.0053	558.65	Ø10 - 125	628.30	5.64E+06	0.0020	0.0020	212.70	Ø10 - 250	314.20
		C	550 X 400	13	888.60	1.67329E+07	0.0062	0.0062	647.56	Ø10 - 100	785.40	6.52E+06	0.0023	0.0023	245.12	Ø10 - 250	314.20
		D	500 X 500	13	888.60	1.15518E+07	0.0042	0.0042	441.40	Ø10 - 150	523.60	4.67E+06	0.0017	0.0020	210.00	Ø10 - 250	314.20
		E	500 X 400	13	888.60	1.32179E+07	0.0048	0.0048	507.11	Ø10 - 150	523.60	5.22E+06	0.0019	0.0020	210.00	Ø10 - 250	314.20
		F	400 X 400	13	888.60	7.39315E+06	0.0027	0.0027	279.72	Ø10 - 250	314.20	2.99E+06	0.0011	0.0020	210.00	Ø10 - 250	314.20

Tabel Penulangan Pelat Sebelum Komposit

kasi	Kondisi	Tipe pelat	Dimensi pelat (cm)	Tebal pelat (cm)	qu (kg/m ³)	Tulangan Lapangan					
						M _{vir} (kgm)	P _{DEA}	P _{BEB}	A _{s_perlu} (mm ²)	Tulangan	A _{s_rakai} (mm ²)
LAT TAP	Tulangan Arah X	A	550 X 550	8	550.40	7.326E+06	0.0071	0.0071	460.75	Ø10 - 150	523.60
		B	550 X 500	8	550.40	8.658E+06	0.0085	0.0085	549.44	Ø10 - 125	628.30
		C	550 X 400	8	550.40	1.182E+07	0.0118	0.0118	767.23	Ø10 - 100	785.40
		D	500 X 500	8	550.40	6.054E+06	0.0058	0.0058	377.61	Ø10 - 200	392.70
		E	500 X 400	8	550.40	8.600E+06	0.0084	0.0084	545.56	Ø10 - 125	628.30
		F	400 X 400	8	550.40	3.875E+06	0.0037	0.0037	238.35	Ø10 - 250	314.20
ELAT ANTAI	Tulangan Arah Y	A	550 X 550	8	550.40	7.326E+06	0.0101	0.0101	656.50	Ø10 - 125	628.30
		B	550 X 500	8	550.40	7.492E+06	0.0103	0.0103	672.54	Ø10 - 125	628.30
		C	550 X 400	8	550.40	7.326E+06	0.0101	0.0101	656.50	Ø10 - 125	628.30
		D	500 X 500	8	550.40	6.054E+06	0.0082	0.0082	535.90	Ø10 - 150	523.60
		E	500 X 400	8	550.40	6.123E+06	0.0083	0.0083	542.35	Ø10 - 150	523.60
		F	400 X 400	8	550.40	3.875E+06	0.0052	0.0052	336.14	Ø10 - 250	314.20
	Tulangan Arah X	A	550 X 550	8	550.40	7.326E+06	0.0071	0.0071	460.75	Ø10 - 150	523.60
		B	550 X 500	8	550.40	8.658E+06	0.0085	0.0085	549.44	Ø10 - 125	628.30
		C	550 X 400	8	550.40	1.182E+07	0.0118	0.0118	767.23	Ø10 - 100	785.40
		D	500 X 500	8	550.40	6.054E+06	0.0058	0.0058	377.61	Ø10 - 200	392.70
		E	500 X 400	8	550.40	8.600E+06	0.0084	0.0084	545.56	Ø10 - 125	628.30
		F	400 X 400	8	550.40	3.875E+06	0.0037	0.0037	238.35	Ø10 - 250	314.20
	Tulangan Arah Y	A	550 X 550	8	550.40	7.326E+06	0.0101	0.0101	656.50	Ø10 - 125	628.30
		B	550 X 500	8	550.40	7.492E+06	0.0103	0.0103	672.54	Ø10 - 125	628.30
		C	550 X 400	8	550.40	7.326E+06	0.0101	0.0101	656.50	Ø10 - 125	628.30
		D	500 X 500	8	550.40	6.054E+06	0.0082	0.0082	535.90	Ø10 - 150	523.60
		E	500 X 400	8	550.40	6.123E+06	0.0083	0.0083	542.35	Ø10 - 150	523.60
		F	400 X 400	8	550.40	3.875E+06	0.0052	0.0052	336.14	Ø10 - 250	314.20

Tabel Penulangan Akhir Pelat

Penulangan Lentur Balok Sebelum Komposit (Tulangan Lapangan)

Mutu beton f_c' (MPa) = 30 $\rho_{psu} = 0.0044$ $m = 12.55$
 Mutu besi f_y (MPa) = 320 $\rho_{psu} = 0.033$ Decking (mm) = 40
 Sengkang = $\phi 10$ Tulangan Ø = 22

Lantai	Panjang Balok (m)	Dimensi Balok (mm)	be (mm)	d (mm)	Mu (N/mm)	Rn	ρ_{psu}	ρ_{psu}	Penulangan	
									A_{spatu} (mm^2)	A_{sisi} (mm^2)
1 s/d 8	5.5	400 x 600	400	419	5.974E+07	1.063	0.00340	0.0044	737.44	760.265 mm^2
	5.0		400	419	4.937E+07	0.879	0.00280			
	4.0		400	419	3.160E+07	0.562	0.00178			

Penulangan Lentur Balok Sesudah Komposit (Tulangan Lapangan)

Mutu beton f_c' (MPa) = 30 $\rho_{psu} = 0.0044$ $m = 12.55$
 Mutu besi f_y (MPa) = 320 $\rho_{psu} = 0.033$ Decking (mm) = 40
 Sengkang = $\phi 10$ Tulangan Ø = 22

Lantai	Panjang Balok (m)	Dimensi Balok (mm)	be (mm)	d (mm)	Mu (N/mm)	Rn	ρ_{psu}	Cek Balok T(mm) < 130	ρ_{psu}	A_{spatu} (mm^2) Tul. Tekan	A_{sisi} (mm^2) Tul. Tarik	Tulangan turik (Tul. Bawah)	Tulangan Tekan (Tul. Atas)	
1 s/d 3	5.5	400 x 600	1375	539	5.276E+07	0.568	0.00179	12.13225	OK!	6.00239	886.223	1772.446	5 D 22	3 D 22
	5.0		1375	539	3.592E+07	0.386	0.00122	8.22973	OK!	0.00162	601.156	1202.312	4 D 22	2 D 22
	4.0		1375	539	2.165E+07	0.233	0.00073	4.94511	OK!	0.00097	361.225	722.449	3 D 22	2 D 22
4 s/d 6	5.5	400 x 600	1375	539	5.268E+07	0.567	0.00179	12.13364	OK!	6.00239	884.864	1769.727	5 D 22	3 D 22
	5.0		1375	539	3.589E+07	0.386	0.00122	8.22280	OK!	0.00162	600.650	1201.300	4 D 22	2 D 22
	4.0		1375	539	2.169E+07	0.233	0.00073	4.95429	OK!	0.00098	361.895	723.790	3 D 22	2 D 22
7 s/d 8	5.5	400 x 600	1375	539	5.440E+07	0.585	0.00185	12.51385	OK!	0.00247	914.098	1828.195	5 D 22	3 D 22
	5.0		1375	539	3.584E+07	0.386	0.00121	8.21126	OK!	0.00162	599.807	1199.614	4 D 22	2 D 22
	4.0		1375	539	2.174E+07	0.234	0.00073	4.96576	OK!	0.00098	362.733	725.467	3 D 22	2 D 22

Penulangan Lentur Balok Sesudah Komposit (Tulangan Tumpuan)

Mutu beton f_c' (MPa) = 30 $\rho_{min} = 0.0044$ $m = 12.55$
 Mutu baja f_y (MPa) = 320 $\rho_{max} = 0.033$ Decking (mm) = 40
 Sengkang = f 10 Tulangan \varnothing = 22

Lantai	Panjang Balok (m)	Dimensi Balok (mm)	be (mm)	d (mm)	Mu (N/mm)	Rn	ρ_{paku}	Cek Balok T(mm) < 130	ρ_{tarik}	A_{stek} (mm ²) Tul. Tekan	A_{stek} (mm ²) Tul. Tarik	Tulangan tarik (Tul. Atas)	Tulangan Tekan (Tul. Bawah)	
1 s/d 3	5.5	400 x 600	400	539	1.028E+08	1.105	0.00353	23.89110	OK !	0.00471	507.686	1015.372	3 D 22	2 D 22
	5.0		400	539	7.925E+07	0.852	0.00271	18.33026	OK !	0.00361	389.518	779.036	3 D 22	2 D 22
	4.0		400	539	5.603E+07	0.603	0.00191	12.89340	OK !	0.00254	273.985	547.969	3 D 22	2 D 22
4 s/d 6	5.5	400 x 600	400	539	1.027E+08	1.105	0.00353	23.88872	OK !	0.00471	507.635	1015.271	3 D 22	2 D 22
	5.0		400	539	7.953E+07	0.855	0.00272	18.39617	OK !	0.00363	390.919	781.837	3 D 22	2 D 22
	4.0		400	539	6.096E+07	0.656	0.00208	14.04303	OK !	0.00277	298.414	596.829	3 D 22	2 D 22
7 s/d 8	5.5	400 x 600	400	539	1.025E+08	1.102	0.00352	23.82687	OK !	0.00470	506.321	1012.642	3 D 22	2 D 22
	5.0		400	539	7.978E+07	0.858	0.00273	18.45502	OK !	0.00364	392.169	784.338	3 D 22	2 D 22
	4.0		400	539	6.246E+07	0.672	0.00213	14.39331	OK !	0.00284	305.858	611.716	3 D 22	2 D 22

Penulangan Akhir Lentur Balok Induk

Mutu beton f_c' (MPa) = 30 $\rho_{min} = 0.0044$ $m = 12.55$
 Mutu baja f_y (MPa) = 320 $\rho_{max} = 0.033$ Decking (mm) = 40
 Sengkang = f 10 Tulangan \varnothing = 22

Lantai	Panjang Balok (m)	Dimensi Balok (mm)	Tulangan tumpuan tarik		Tulangan tumpuan tekan		Tulangan lapangan tarik		Tulangan lapangan tekan	
			Tul. pakai	Asada (mm ²)	Tul. pakai	Asada (mm ²)	Tul. pakai	Asada (mm ²)	Tul. pakai	Asada (mm ²)
1 sampai 3	5.5	400 x 600	3 D 22	1140.398	2 D 22	760.265	5 D 22	1900.664	3 D 22	1140.398
	5.0		3 D 22	1140.398	2 D 22	760.265	4 D 22	1520.530	2 D 22	760.265
	4.0		3 D 22	1140.398	2 D 22	760.265	3 D 22	1140.398	2 D 22	760.265
4 sampai 6	5.5	400 x 600	3 D 22	1140.398	2 D 22	760.265	5 D 22	1900.664	3 D 22	1140.398
	5.0		3 D 22	1140.398	2 D 22	760.265	4 D 22	1520.530	2 D 22	760.265
	4.0		3 D 22	1140.398	2 D 22	760.265	3 D 22	1140.398	2 D 22	760.265
7 sampai 8	5.5	400 x 600	3 D 22	1140.398	2 D 22	760.265	5 D 22	1900.644	3 D 22	1140.398
	5.0		3 D 22	1140.398	2 D 22	760.265	4 D 22	1520.530	2 D 22	760.265
	4.0		3 D 22	1140.398	2 D 22	760.265	3 D 22	1140.398	2 D 22	760.265

Tabel Penulangan Kolom

Level	EI Balok	EI Kolom	P	M _{2bx}	M _{2bx}	M _{2by}	M _{2by}	Ψ _A	Ψ _B	Pc	δ _b	δ _s	M _{ux}	M _{uy}	Φ.M _{ux}	Tulangan
Lt. 0-1	5.62E+13	6.74E+13	5158009	45205.5	173757	37123	152230	0.9	1	24576074	1.48	1.27	287605	248308.2	421309.4	12 D 25
Lt. 1-2	5.62E+13	6.74E+13	4591447	70544.3	198818	55545	148085	0.9	0.9	24576074	1.4	1.23	344389.8	260722.2	484778.7	12 D 25
Lt. 2-3	5.62E+13	6.74E+13	4040782	81597.2	202874	62599	139833	0.9	0.9	24576074	1.34	1.2	352781	251667.8	488294.4	12 D 25
Lt. 3-4	5.62E+13	6.74E+13	3505906	92882.1	210443	70268	140963	0.9	0.9	24576074	1.28	1.17	365106.9	254879.4	502349.7	12 D 25
Lt. 4-5	5.62E+13	6.74E+13	2989973	102092	212703	76327	139883	0.9	0.9	24576074	1.23	1.14	368299.2	253513	504806.2	12 D 25
Lt. 5-6	5.62E+13	6.74E+13	2475401	109659	210989	81404	137536	0.9	0.9	24576074	1.18	1.11	364806.9	249544.7	499177.2	12 D 25
Lt. 6-7	5.62E+13	6.74E+13	1961984	115675	205473	84993	135223	0.9	0.9	24576074	1.14	1.09	355478.5	244049.9	486890	12 D 25
Lt. 7-8	5.62E+13	6.74E+13	1449575	120031	196193	89682	132850	0.9	0.9	24576074	1.1	1.06	340708.3	239949.7	469912	12 D 25

Tabel Penulangan Geser Kolom

Level	Dimensi (mm)	V _u	N _u	Φ V _c	% Φ V _c	S _{perlu}	S _{max}	Sengkang
		(N)	(N)	(N)	(N)	(mm)	(mm)	
Lantai 0-1	600 x 600	73891.5	5158009	718158.8	359079.4	251,2	200	Ø 10 – 200
Lantai 1-2	600 x 600	96807.9	4591447	678260.67	339130.34	251,2	200	Ø 10 – 200
Lantai 2-3	600 x 600	99923.6	4040782	639482.03	319741.02	251,2	200	Ø 10 – 200
Lantai 3-4	600 x 600	103158.4	3505906	601815.28	300907.64	251,2	200	Ø 10 – 200
Lantai 4-5	600 x 600	103894.9	2989973	565482.52	282741.26	251,2	200	Ø 10 – 200
Lantai 5-6	600 x 600	102752.6	2475401	529245.6	264622.8	251,2	200	Ø 10 – 200
Lantai 6-7	600 x 600	99700.4	1961984	493090.02	246545.01	251,2	200	Ø 10 – 200
Lantai 7-8	600 x 600	94790.2	1449575	457005.42	228502.71	251,2	200	Ø 10 – 200

