



ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

TUGAS AKHIR - RC09 1380

**MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG ASRAMA MAHASISWA UGM
KOMPLEKS KINANTI YOGYAKARTA MENGGUNAKAN METODE
PRACETAK (*PRECAST*) DENGAN SISTEM RANGKA GEDUNG
(*BUILDING FRAME SYSTEM*) SESUAI SNI 03-2847-2002 DAN SNI
03-1726-201X**

JULIE ERNAWATI EKO PRIONO
NRP 3109 106 047

DOSEN PEMBIMBING
Ir. Kurdian Suprpto, MS
Ir. Iman Wimbadi, MS

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2012



TUGAS AKHIR - RC09 1380

**MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG ASRAMA MAHASISWA UGM
KOMPLEKS KINANTI YOGYAKARTA MENGGUNAKAN METODE
PRACETAK (*PRECAST*) DENGAN SISTEM RANGKA GEDUNG
(*BUILDING FRAME SYSTEM*) SESUAI SNI 03-2847-2002 DAN SNI
03-1726-201X**

**JULIE ERNAWATI EKO PRIONO
NRP 3109 106 047**

**DOSEN PEMBIMBING
Ir. Kurdian Suprpto, MS
Ir. Iman Wimbadi, MS**

**JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2012**



ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

FINAL PROJECT - RC09 1380

**STRUCTURE MODIFICATION OF THE DORMITORY STUDENTS
UGM BUILDING AT KINANTI YOGYAKARTA USING PRECAST
CONCRETE AND BUILDING FRAME SYSTEM BASED SNI 03-2847-
2002 WITH SNI 03-1726-201X**

**JULIE ERNAWATI EKO PRIONO
NRP 3109 106 047**

**PROMOTOR
Ir. Kurdian Suprpto, MS
Ir. Iman Wimbadi, MS**

**CIVIL ENGINEERING DEPARTMENT
Faculty of Civil Engineering and Planning
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2012**

**MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG ASRAMA
MAHASISWA UGM KOMPLEKS KINANTI
YOGYAKARTA MENGGUNAKAN METODE
PRACETAK (*PRECAST*) DENGAN SISTEM RANGKA
GEDUNG (*BUILDING FRAME SYSTEM*) SESUAI
SNI 03-2847-2002 DAN SNI 03-1726-201X**

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
Pada
Program Studi S – 1 Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya

Oleh :

JULIE ERNAWATI EKO PRONO

NRP 3109 106 047

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir :


Ir. Kurdian Suprpto, MS
NIP 194908071976031002


Ir. Iman Wimbadi, MS
NIP 194908261978031001



SURABAYA, JANUARI 2012

**MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG ASRAMA MAHASISWA UGM
KOMPLEKS KINANTI YOGYAKARTA MENGGUNAKAN
METODE PRACETAK (*PRECAST*) DENGAN SISTEM
RANGKA GEDUNG (*BUILDING FRAME SYSTEM*)
SESUAI SNI 03-2847-2002 DAN SNI 03-1726-201X**

Nama Mahasiswa	: Julie Ernawati Eko Priono
NRP	: 3109 106 047
Jurusan	: Teknik Sipil
Dosen Konsultasi	: Ir. Kurdian Suprpto, MS Ir. Iman Wimbadi, MS

Abstrak

Beton pracetak atau precast merupakan salah satu metode disamping metode cor setempat (cast in site). Metode ini kini makin banyak digunakan dalam pembangunan bangunan – bangunan sipil. Hal ini dikarenakan metode ini memiliki beberapa keunggulan dibandingkan metode cor setempat (cast in situ). Salah satu keunggulannya adalah dalam pelaksanaannya dan kontrol kualitas beton.

Struktur Gedung Asrama Mahasiswa UGM Kompleks Kinanti Yogyakarta pada kondisi sebenarnya memakai metode cor setempat dan memiliki tinggi tujuh lantai. Gedung ini akan dirancang menggunakan metode pracetak pada elemen balok dan pelat. Sedangkan pada elemen kolom, tangga, shearwall dan pondasi seperti pile cap dan tie beam serta beton topping direncanakan menggunakan metode cor ditempat (cast in situ). Jumlah jenis tipe dari elemen struktur yang berbeda sedapat mungkin dibuat seminimal mungkin. Hal ini karena elemen pracetak akan sangat ekonomis bila digunakan pada bangunan yang memiliki tipe tipikal. Pondasi gedung ini akan dirancang menggunakan pondasi tiang pancang. Gedung ini juga akan dirancang menggunakan Sistem Rangka Gedung (Building Frame

System). Dengan penggunaan sistem rangka gedung ini maka beban gravitasi akan diterima oleh rangka. Sedangkan beban lateral seperti beban angin dan gempa akan diterima oleh dinding geser (shearwall).

Perhitungan pembebanan dari beban gravitasi menggunakan RSNI 03-1727-1989. Sedangkan untuk beban lateral seperti beban gempa dan beban angin menggunakan SNI 03-1726-201X. Untuk perhitungan penulangan baik itu penulangan lentur maupun geser dan torsi elemen pracetak menggunakan ketentuan dari SNI 03-2847-2002. Gaya – gaya dalam yang terjadi akibat proses pengangkatan elemen pracetak dihitung dengan ketentuan dari PCI Design HandBook Sixth Edition.

Tujuan akhir dalam modifikasi perancangan gedung ini adalah gedung harus mampu menerima gaya gravitasi serta gaya gempa sesuai dengan lokasi gedung tersebut.

Kata Kunci : Pracetak (precast), Sistem Rangka Gedung (Building Frame System).

**STRUCTURE MODIFICATION
OF THE DORMITORY STUDENTS UGM BUILDING
AT KINANTI YOGYAKARTA USING PRECAST
CONCRETE AND BUILDING FRAME SYSTEM
BASED SNI 03-2847-2002 WITH SNI 03-1726-201X**

Student Name : Julie Ernawati Eko Priono
NRP : 3109 106 047
Departement : Teknik Sipil
Promotor : Ir. Kurdian Suprpto, MS
Ir. Iman Wimbadi, MS

Abstract

Precast concrete is one of method beside conventional method. Precast method has several advantages than conventional method. Which is more effective and controlling concrete quality.

The structure of Dormitory students UGM Building actually using conventional method and seven stories. Structure of building will be design using precast method on beam and plate. The structure of column, stairs, shearwall, foundation of this building uses driven pile, tie beam, and overtopping will be design using conventional method. The number of structure is must be typical, because precast concrete will be effective if using typical types. Foundation of Dormitory Students UGM building will be design using pile. Structure of Dormitory Students UGM building will be design using Building Frame System. Using Building Frame System makes space frame providing support for gravity loads and shearwall providing support lateral load.

Calculation of gravity load use RSNI 03-1727-1989 and calculation of lateral load use SNI 03-1726-201X. For

calculation of flexure, shear torque use SNI 03-2847-2002. Force calculation due to lifting follow PCI Design Handbook Precast and Prestress Concrete Sixth Edition.

The result of this modification design is the building must support gravity load and lateral load which the building earthquake force plan.

Keywords : Precast Concrete, Building Frame System.

KATA PENGANTAR

Dengan mengucapkan rasa syukur Kehadirat Allah SWT, atas segala rahmat dan hidayat yang telah dilimpahkan-Nya kepada kami sebagai penulis sehingga kami dapat menyusun dan menyelesaikan tugas akhir ini tanpa hambatan yang berarti.

Adapun penulisan tugas akhir ini dengan judul “MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG ASRAMA MAHASISWA UGM KOMPLEKS KINANTI YOGYAKARTA MENGGUNAKAN METODE PRACETAK (PRECAST) DENGAN SISTEM RANGKA GEDUNG (BUILDING FRAME SYSTEM) SESUAI SNI 03-2847-2002 DAN SNI 03-1726-201X” ini bertujuan untuk memberikan metode alternatif dalam perencanaan dengan metode pracetak. Dimana metode pracetak sangat menjanjikan untuk diterapkan dalam industry konstruksi saat ini.

Pada kesempatan ini kami juga ingin mengucapkan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada :

1. Bapak Ir. Kurdian Suprpto, MS dan Bapak Iman Wimbadi, MS selaku dosen pembimbing yang telah banyak memberikan bimbingan dan arahan dalam penyusunan Tugas Akhir ini,
2. Bapak Budi Suswanto, ST, MT, PhD selaku ketua Jurusan Teknik Sipil Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya
3. Prof.Dr. Ir. Triwulan, DEA selaku dosen wali
4. Keluarga , teman – teman dan seluruh pihak yang telah membantu hingga terselesainya tugas akhir ini.

Penulis menyadari bahwa apa yang tertuang dalam penulisan tugas akhir ini masih belum sempurna, masih terdapat kekurangan baik menyangkut isi maupun tata bahasa yang penulis gunakan. Oleh karena itu, saran dan kritik yang bersifat membangun sangat diharapkan untuk penyempurnaan tugas akhir ini.

Surabaya, Januari 2012

Penulis

DAFTAR ISI

Halaman Judul	
Abstrak	
Kata Pengantar	i
Daftar Isi	ii
Daftar Gambar	x
Daftar Tabel	xii

BAB I PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang	1
1.2 Permasalahan	2
1.3 Tujuan	3
1.4 Batasan Masalah	4
1.5 Manfaat	4

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum	7
2.2 Pembebanan	7
2.2.1 Beban Mati	7
2.2.2 Beban Hidup	7
2.2.3 Beban Gempa	8
2.2.4 Kombinasi Pembebanan	13
2.3 Pelat	14
2.3.1 Dimensi Tebal Pelat	14
2.3.2 Penulangan Pelat	15
2.3.3 Panjang Penyaluran Tulangan Pelat	17
2.4 Balok	18
2.4.1 Dimensi Balok	18
2.4.2 Penulangan Balok	18
2.5 Kolom	21
2.6 Dinding Geser	22
2.6.1 Ketentuan Perancangan Dinding Geser	22
2.7 Titik Angkat dan Sokongan	23
2.7.1 Pengangkatan Pelat	23

	2.7.2 Pengangkatan Balom Pracetak	25
2.8	Jenis Sambungan	26
	2.8.1 Sambungan Dengan Cor Setempat	26
	2.8.2 Sambungan Dengan Menggunakan Las ..	27
	2.8.3 Sambungan Mekanik	28
	2.8.4 Sambungan Dengan Menggunakan Baut	28
2.9	Perencanaan Sambungan	29
	2.9.1 Perencanaan Sambungan Balok Induk Dengan Balok Anak	29
	2.9.2 Perencanaan Sambungan Balok Dengan Kolom	30
	2.9.3 Over Topping Plat	30
2.10	Perencanaan Pondasi	32
	2.10.1 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal ..	32
	2.10.2 Daya Dukung Tiang Pancang Dalam Kelompok	32
	2.10.3 Perhitungan Daya Dukung Tanah	33
	2.10.4 Perencanaan Tiang Pancang	33
 BAB III METODOLOGI		
3.1	Diagram Alir	35
3.2	Pengumpulan Data	36
	3.2.1 Data Umum Bangunan Yang Sudah Ada	36
	3.2.2 Data Gambar	36
	3.2.3 Data Tanah	36
3.3	Study Literatur	36
	3.3.1 Peraturan Yang Membahas Perencanaan Struktur	36
	3.3.2 Literatur Yang Berkaitan	37
3.4	Preliminary Design	37
	3.4.1 Dimensi Balok	37
	3.4.2 Dimensi Tebal pelat	37
	3.4.3 Dimensi Kolom	38
	3.4.4 Dimensi Tangga	38
3.5	Pembebanan Struktur Sekunder	38
	3.5.1 Pembebanan pelat	38
	3.5.2 Pembebanan Balok anak	38

	3.5.3 Pembebanan Tangga	39
3.6	Analisa Struktur Sekunder	39
	3.6.1 Analisa dan Perhitungan Tulangan Pelat	39
	3.6.2 Analisa dan Perhitungan Tulangan Balok Anak	39
	3.6.3 Analisa dan Perhitungan Tulangan Tangga.....	39
3.7	Kontrol Struktur Sekunder	40
	3.7.1 Kontrol Retak dan Lenturan Pelat	40
	3.7.2 Kontrol Retak dan Lenturan Balok.....	40
3.8	Pembebanan Struktur Primer	41
	3.8.1 Pembebanan Vertikal	41
	3.8.2 Pembebanan Horizontal	42
	3.8.3 Kombinasi Pembebanan	42
3.10	Analisa Struktur Primer.....	42
	3.10.1 Penulangan Kolom	42
	3.10.1.1 Penulangan Lentur Kolom	42
	3.10.1.2 Penulangan Geser dan Torsi Kolom	42
	3.10.2 Perencanaan dinding Geser	43
	3.10.3 Perencanaan Sambungan.....	43
	3.10.4 Perencanaan Pondasi.....	43
3.11	Kontrol Struktur Primer	44
3.12	Menggambar Shop drawing	44
3.13	Finish.....	44
 BAB IV PRELIMINARY DESIGN		
4.1	Perancangan dimensi balok.....	45
4.2	Perancangan dimensi kolom	46
4.3	Perancangan dimensi sloof	48
4.4	Perancangan tebal pelat	49
	4.4.1 Kontrol tebal pelat	55
4.5	Perancangan tebal dinding geser.....	57
 BAB V PERANCANGAN STRUKTUR SEKUNDER		
5.1	Perancangan Pelat	59
	5.1.1 Perencanaan pembebanan pelat	60
	5.1.1.1 Pembebanan pelat lantai.....	60

5.1.1.2	Pembebanan pelat atap.....	61
5.1.2	Perhitungan penulangan pelat	62
5.1.2.1	Penulangan sebelum komposit akibat pengangkatan.....	64
5.1.2.2	Penulangan pelat sebelum komposit.....	67
5.1.2.3	Penulangan pelat sesudah komposit.....	71
5.1.3	Shear connector pelat lantai	78
5.1.4	Panjang penyaluran tulangan pelat	79
5.1.5	Perhitungan tulangan angkat	80
5.1.6	Kontrol lendutan dan retak pelat	85
5.2	Perancangan tangga	86
5.2.1	Perhitungan pelat tangga	88
5.2.2	Pembebanan pelat dan tangga	89
5.2.3	Analisa gaya dalam	90
5.2.4	Perhitungan penulangan pelat tangga Dan bordes	93
5.3	Perancangan balok anak	95
5.3.1	Perhitungan beban terbagi rata	95
5.3.2	Perhitungan momen dan geser	101
5.3.3	Perhitungan tulangan.....	102
5.3.4	Pengangkatan elemen balok anak	111
5.3.5	Kontrol lendutan dan retak	116
5.4	Perancangan balok lift	118
5.4.1	Data perencanaan	118
5.4.2	Balok penumpu depan.....	119
5.4.2.1	Perhitungan tulangan lentur dan geser.....	121
5.4.3	Balok pemisah sangkar	124
5.4.3.1	Pembebanan	124
5.4.3.2	Perhitungan tulangan lentur dan geser	125
 BAB VI PEMBEBANAN DAN ANALISA GEMPA		
6.1	Umum	131
6.2	Pembebanan struktur	131
6.2.1	Beban gravitasi.....	131

6.2.2 Berat gedung	133
6.3 Analisa beban gempa	135
6.3.1 Penentuan jenis tanah	136
6.3.2 Percepatan respons spectrum	136
6.3.3 Parameter percepatan respons spectral....	139
6.3.4 Kategori desain seismic.....	139
6.3.5 Kombinasi system perangkai pada arah yang berbeda.....	140
6.3.6 Batas ketinggian bangunan serta kekakuan struktur	141
6.3.6.1 Kekakuan struktur	141
6.3.7 Periode alami fundamental	141
6.3.8 Periode fundamental pendekatan.....	142
6.3.9 Periode hasil analisa dinamis	144
6.3.10 Penetapan periode yang digunakan	145
6.3.11 Batasan simpangan antar lantai tingkat ..	145
6.3.12 Kontrol simpangan antar lantai	147
6.4 Kontrol Partisipasi Massa	148

BAB VII ANALISA STRUKTUR UTAMA

7.1 Umum	149
7.2 Data – data perencanaan	149
7.3 Perancangan balok induk	150
7.3.1 Penulangan lentur balok induk	150
7.3.1.1 Penulangan lentur sebelum Komposit	150
7.3.1.2 Penulangan lentur setelah Komposit	153
7.3.1.3 Prnulangan geser dan torsi	167
7.3.1.4 Kontrol lendutan	169
7.3.1.5 Kontrol retak	170
7.3.1.6 Kontrol guling	171
7.3.2 Pengangkatan elemen balok	172
7.4 Perancangan kolom.....	176
7.4.1 Umum.....	176
7.4.2 Perencanaan kolom	176
7.4.3 Kontrol kelangsingan kolom.....	177

7.4.4	Kontrol kapasitas beban aksial kolom.....	180
7.4.5	Penulangan geser dan torsi kolom	180
7.4.6	Panjang lewatan kolom	182
7.5	Perancangan dinding geser	189
7.5.1	Umum	189
7.5.2	Kuat beban aksial rancang	189
7.5.3	Perancangan geser	189
7.5.4	Ketentuan perancangan dinding geser	190
7.5.5	Ketentuan perancangan dinding structural beton khusus	191
7.5.6	Perhitungan penulangan dinding geser ..	192
7.5.7	Cek kekuatan shearwall	194
7.5.8	Penulangan lentur pada shearwall	194

BAB VIII PERANCANGAN SAMBUNGAN

8.1	Umum	197
8.2	Kriteria perencanaan sambungan	198
8.3	Konsep desain sambungan	200
8.3.1	Mekanisme pemindahan beban	200
8.3.2	Stabilitas dan keseimbangan	201
8.3.3	Klasifikasi system dan sambungan.....	201
8.3.4	Pola – pola kehancuran	202
8.4	Pertimbangan dalam perencanaan	203
8.5	Penggunaan topping beton	206
8.6	Perencanaan sambungan balok dan kolom	207
8.6.1	Perencanaan konsol pada kolom	207
8.6.2	Sambungan balok kolom	211
8.7	Perencanaan sambungan balok induk dan balok anak	212
8.7.1	Perencanaan konsol pada balok induk ...	212
8.7.2	Perencanaan reinforced concrete bearing	216
8.8	Perencanaan sambungan balok anak dengan balok anak	219
8.8.1	Perencanaan konsol pada balok anak	219
8.9	Perencanaan sambungan pelat dengan balok ...	222

BAB IX PERENCANAAN PONDASI

9.1	Umum	223
9.2	Data tanah	223
9.3	Kriteria desain	224
9.3.1	Kekuatan dan dimensi tiang	224
9.3.2	Tahapan perencanaan	224
9.4	Daya dukung tanah	224
9.4.1	Daya dukung tiang pancang tunggal	224
9.4.2	Daya dukung tiang pancang kelompok	226
9.4.3	Repartisi beban tiang berkelompok	227
9.4.4	Daya dukung gaya horisontal	228
9.5	Perhitungan tiang pancang	229
9.5.1	Daya dukung tiang pancang tunggal	229
9.5.2	Daya dukung tiang pancang kelompok	229
9.5.3	Kontrol kekuatan tiang pondasi.....	231
9.6	Perencanaan poer.....	232
9.6.1	Data – data perancangan poer.....	232
9.6.2	Kontrol geser pons pada poer	233
9.6.3	Penulangan poer	234
9.6.4	Penulangan geser	236
9.7	Perhitungan tiang pancang pada shearwall.....	237
9.7.1	Renc jumlah tiang dan dimensi poer	237
9.7.2	Beban maksimum tiang	238
9.7.3	Kontrol kekuatan tiang	238
9.7.4	Penulangan poer	239
9.8	Perancangan sloof.....	241
9.8.1	Data perancangan	241
9.8.2	Dimensi sloof	242
9.8.3	Penulangan Sloof	242

BAB X TAHAP PELAKSANAAN

10.1	Umum	245
10.2	Proses produksi elemen beton pracetak	245
10.3	Pengangkatan dan penempatan crane.....	246
10.4	Proses pemasangan elemen beton pracetak	248
10.4.1	Pekerjaan tiang pancang.....	249
10.4.2	Pekerjaan poer.....	249

10.4.3 Pekerjaan sloof	249
10.4.4 Pekerjaan elemen kolom	249
10.4.5 Pemasangan elemen balok	250
10.4.6 Pekerjaan tangga	250
10.4.7 Pemasangan elemen pelat.....	250
10.5 Transportasi elemen beton pracetak.....	250
10.5.1 Sistem transportasi	250
10.5.2 Jadwal pengangkutan elemen beton Pracetak.....	251
10.5.3 Penempatan crane.....	252

BAB XI KESIMPULAN DAN SARAN

11.1 Kesimpulan	253
11.2 Saran	254

Daftar Pustaka

Lampiran-Lampiran

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1. Peta hazard gempa Indonesia $T=0$ dtk10% PE 50 thn.	10
Gambar 2.2. Peta hazard gempa Indonesia $T=0,2$ dt10% PE 50thn.	11
Gambar 2.3. Peta hazard gempa Indonesia $T=1$ dt10% PE 50 thn...	11
Gambar 2.4. Peta hazard gempa Indonesia $T=0$ dtk 2% PE 50 thn..	12
Gambar 2.5. Peta hazard gempa Indonesia $T=0,2$ dt 2% PE 50 thn.	12
Gambar 2.6. Peta hazard gempa Indonesia $T=1$ dtk2% PE 50 thn...	13
Gambar 2.7. Pengangkatan pelat dengan 4 titik	24
Gambar 2.8. Pengangkatan pelat dengan 8 titik	25
Gambar 2.9. Sambungan daktail dengan cor setempat.....	26
Gambar 2.10. Sambungan dengan menggunakan las	27
Gambar 2.11. Sambungan mekanik.....	28
Gambar 2.12. Sambungan dengan menggunakan baut.....	29
Gambar 2.13. Parameter geometri konsol pendek.....	29
Gambar 2.14. Sambungan balok induk dengan balok anak.....	30
Gambar 2.15. Sambungan balok kolom	30
Gambar 2.16. Sambungan balok dan plat dengan overtopping	31
Gambar 3.1 Diagram alir penyelesaian gedung Asrama UGM.....	35
Gambar 4.1. Penampang balok T	51
Gambar 4.2. Penampang balok setengah.....	51
Gambar 4.3. Penampang T balok anak.....	52
Gambar 4.4. Pelat tipe S1	55
Gambar 4.5. Pelat tipe S2	56
Gambar 5.1. Pemodelan perletakan bebas pada pelat.....	59
Gambar 5.2. Pemodelan perletakan bebas pada pelat.....	60
Gambar 5.3. Potongan melintang pelat	63
Gambar 5.4. Denah tipe pelat	64
Gambar 5.5. Diagram gaya geser horisontal penampang komposit ..	78
Gambar 5.6. Pengangkatan pelat dengan 4 titik	80
Gambar 5.7. Jarak pengangkatan pelat tipe S1	81
Gambar 5.8. Momen saat pengangkatan.....	82
Gambar 5.9. Momen sebelum pengangkatan.....	82
Gambar 5.10. Momen setelah pengangkatan	83
Gambar 5.11. Skematik tangga	87

Gambar 5.12. Denah tangga	88
Gambar 5.13. Gaya – gaya pada tangga.....	90
Gambar 5.14. Bidang N.....	92
Gambar 5.15. Bidang D.....	92
Gambar 5.16. Bidang M.....	92
Gambar 5.17. Penulangan pelat	94
Gambar 5.18. Potongan melintang balok anak.....	95
Gambar 5.19. Momen – momen dan gaya – gaya melintang.....	101
Gambar 5.20. Sketsa tulangan lapangan balok anak.....	110
Gambar 5.21. Sketsa tulangan tumpuan balok anak.....	110
Gambar 5.22. Momen balok anak	111
Gambar 5.23. Momen saat pengangkatan balok	111
Gambar 5.24. Letak titik pengangkatan	113
Gambar 5.25. Denah lift.....	119
Gambar 5.26. Gambar pembebanan balok penumpu depan.....	121
Gambar 5.27 Momen hasil perhitungan SAP.....	122
Gambar 5.28 Momen hasil perhitungan SAP.....	122
Gambar 5.29 Sketsa tulangan lapangan balok lift.....	129
Gambar 5.30 Sketsa tulangan tumpuan balok lift	129
Gambar 6.1. Flowchart analisa gempa	135
Gambar 6.2. Peta respon spectra percepatan 0,2 dtk di Sb.....	137
Gambar 6.3. Peta respon spectral percepatan 1 dtk di Sb.....	137
Gambar 6.4. Zona gempa daerah Yogyakarta	138
Gambar 7.1. Pembebanan balok induk.....	152
Gambar 7.2. Diagram momen balok	154
Gambar 7.3. Moment End Flop.....	154
Gambar 7.4. Potongan balok T.....	162
Gambar 7.5. Potongan penulangan tumpuan balok induk.....	166
Gambar 7.6. Potongan penulangan lapangan balok induk	166
Gambar 7.7. Potongan melintang balok induk pracetak.....	172
Gambar 7.8. Momen saat pengangkatan balok	172
Gambar 7.9. Jarak tulangan angkat	173
Gambar 7.10. Potongan rangka	176
Gambar 7.11. Denah kolom tiap –tiap lantai.....	176
Gambar 7.12. Diagram interaksi kolom	179

Gambar 7.13. Diagram interaksi kolom	185
Gambar 7.14. Penampang melintang dinding geser	193
Gambar 7.15. Diagram interaksi desain shearwall	196
Gambar 8.1. Mekanisme pemindahan beban.....	200
Gambar 8.2. Model – model keruntuhan gedung	202
Gambar 8.3. Sistem penulangan konsol pendek.....	207
Gambar 8.4. Rencana tulangan pada balok anak.....	216
Gambar 9.1. Pengaturan jarak tiang	230
Gambar 9.2. Diagram gaya lateral tiang pondasi	231
Gambar 9.3. Pemodelan poer arah x sbg balok kantilever	234
Gambar 9.4. Pengaturan jarak tiang pancang shearwall.....	237
Gambar 9.5. Diagram gaya lateral tiang pondasi	238
Gambar 9.6. Pembebanan pada sloof	243
Gambar10.1 Skema produksi elemen pracetak	247
Gambar10.2 Proses pemancangan elemen beton pracetak.....	248
Gambar10.3Denah penempatan crane.....	252



DAFTAR TABEL

Tabel 2.1. Jenis pembebanan	8
Tabel 2.2. Faktor keutamaan gempa	9
Tabel 2.3. Angka pengali beban statis ekuivalen untuk menghitung gaya pengangkatan dan gaya dinamis	26
Tabel 4.1. Tabel dimensi balok induk	46
Tabel 4.2. Tabel dimensi balok anak	46
Tabel 4.3. Perhitungan rasio kekakuan balok dengan pelat	54
Tabel 5.1. Tulangan terpasang pada pelat	78
Tabel 6.1. Site Coefficient F_a	138
Tabel 6.2. Site Coefficient F_v	138
Tabel 6.3. Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons Percepatan pada perioda pendek	140
Tabel 6.4. Faktor R , C_d , Ω_0 untuk sistem penahan gaya seismic	140
Tabel 6.5. Koefisien untuk batas atas pada periode yang Dihitung	142
Tabel 6.6. Nilai Periode hasil analisa dinamis untuk tipe mode cracked dan uncracked	144
Tabel 6.7. Simpangan antar lantai ijin, $\Delta_a^{a,b}$	145
Tabel 6.8. Simpangan hasil analisa dinamis	146
Tabel 6.9. Kontrol kinerja batas struktur akibat gempa x dan y	147
Tabel 6.10. Partisipasi massa ragam terkombinasi	148
Tabel 7.1. Kesimpulan beban aksial dan momen lentur kolom	177
Tabel 9.1. Wika pile clasiffication	224
Tabel 9.2 Variasi Waktu untuk Pulih ke Kekuatan Semula	226

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Seiring dengan perkembangan ilmu pengetahuan dan teknologi di dunia ini, maka berkembang pula disiplin ilmu di bidang Teknik Sipil. Salah satu contohnya adalah perkembangan beton. Pada awalnya dalam pembangunan suatu gedung, untuk mengerjakan pekerjaan struktur beton pastilah menggunakan metode konvensional/ cor setempat (*cash in situ*). Akan tetapi, akhir – akhir ini sering kita lihat pengerjaan suatu gedung menggunakan metode *precast* (pracetak). Hal ini dilakukan karena semakin tingginya tuntutan untuk menyelesaikan suatu pekerjaan konstruksi yang cepat, efisien dan aman. Metode precast memiliki kelebihan diantaranya : Tidak membutuhkan tempat penyimpanan material yang luas, waktu pengerjaan lebih efisien dibandingkan dengan cor setempat, kualitas beton lebih terjamin, mengurangi material – material bekisting, tidak membutuhkan banyak tenaga kerja.

Metode pracetak lebih tepat jika diaplikasikan pada zona gempa rendah (Zona 1 & 2) karena frekuensi gempanya jarang dan intensitas gempa tidak terlalu besar. Apabila beton precast diaplikasikan di wilayah gempa sedang dan tinggi, maka akan memerlukan perilaku yang berbeda mengingat material bahan bangunan memiliki batas kekuatan tertentu untuk menahan beban - beban. Pada Tugas Akhir ini Gedung akan direncanakan dengan Sistem Rangka Gedung (Building Frame System) menggunakan beton pracetak pada struktur plat lantai dan baloknya dan diasumsikan dibangun pada zona gempa sedang (zona 3). Salah satu hal yang harus dipenuhi untuk kelayakan sebuah gedung adalah harus mampu menahan semua beban- beban yang ada . Kemampuan

bangunan untuk menahan semua beban bukan berarti bahwa bangunan tersebut akan tetap berdiri kokoh apabila diberi beban yang melebihi persyaratan, tetapi bangunan tersebut akan menghasilkan perilaku yang baik (tidak akan langsung runtuh) ketika hal tersebut terjadi. Sehingga adanya korban jiwa akibat keruntuhan bangunan bisa dihindarkan. Oleh karena itu, untuk merencanakan bangunan perlu diperhitungkan juga bagaimana mendimensi strukturnya agar mampu menahan beban – beban yang bekerja dan bagaimana pula merencanakan detailingnya.

Sistem Rangka Gedung (SRG) terdapat rangka ruang lengkap yang memikul beban gravitasi, sedangkan beban lateral dipikul oleh dinding struktural. Dinding structural di wilayah gempa rendah (Zona 1 & 2) dan sedang (Zona 3 & 4) tidak perlu didetail khusus. Walau dinding struktural direncanakan memikul seluruh beban gempa, namun rangka balok kolom di atas harus diperhitungkan terhadap efek simpangan lateral dinding struktural oleh beban gempa rencana. Mengingat rangka tersebut di tiap lantai masih menyatu dengan dinding struktur melalui lantai – lantai. Berdasarkan kondisi di atas, maka dalam penulisan tugas akhir ini penulis melakukan modifikasi gedung yang semula gedung Asrama Mahasiswa UGM Kompleks Kinanti yang terletak di Jl. Kaliurang Km. 05 Gg. Kinanti, Berek, Yogyakarta yang dalam konstruksinya menggunakan metode konvensional ini dimodifikasi menggunakan pracetak (*precast*) dengan metode Sistem Rangka Gedung (Building Frame System).

1.2 Perumusan Masalah

1.2.1 Masalah Utama

Permasalahan utama pada modifikasi struktur gedung Asrama Mahasiswa UGM Komplek Kinanti adalah bagaimana merencanakan struktur gedung Asrama

Mahasiswa UGM Komplek Kinanti menggunakan beton pracetak (*precast*) yang mengacu pada SNI 03-2847-2002.

1.2.2 Detail Masalah

Permasalahan detail pada modifikasi struktur gedung Asrama Mahasiswa UGM Komplek Kinanti antara lain :

1. Bagaimana merencanakan dimensi beton pracetak yang efisien dan mampu menahan beban – beban yang bekerja.
2. Bagaimana merencanakan struktur bangunan yang mampu menahan beban lateral, gravitasi maupun beban gempa.
3. Bagaimana merencanakan detailing sambungan pada komponen pracetak.
4. Bagaimana menuangkan hasil perhitungan ke dalam gambar teknik.

1.3 Tujuan

1.3.1 Tujuan Utama

Tujuan utama pada modifikasi struktur gedung Asrama Mahasiswa UGM Komplek Kinanti adalah untuk mendapatkan perencanaan struktur gedung Asrama Mahasiswa UGM Komplek Kinanti menggunakan beton pracetak (*precast*).

1.3.2 Detail Tujuan

Tujuan pada modifikasi struktur gedung Asrama Mahasiswa UGM Komplek Kinanti adalah:

1. Mendapatkan dimensi beton pracetak yang efisien sesuai dengan peraturan yang berlaku.
2. Mendapatkan struktur bangunan yang mampu menahan beban lateral, gravitasi, maupun beban gempa.
3. Mampu merencanakan detailing sambungan pada komponen pracetak.

4. Mampu menuangkan hasil perencanaan ke dalam gambar teknik.

1.4 Batasan Masalah

Adapun batasan masalah dalam perhitungan Tugas Akhir “Modifikasi Struktur Gedung Asrama Mahasiswa UGM Komplek Kinanti Menggunakan Beton Pracetak Dengan Metode Building Frame System” ini adalah :

1. Perhitungan struktur sekunder antara lain :
 - a. Struktur sekunder :dengan material beton pracetak pada pelat lantai, dengan material beton bertulang biasa pada tangga dan *shear wall*
2. Perhitungan struktur primer meliputi :
 - a. Struktur utama:dengan material beton pracetak pada balok dan beton bertulang biasa pada kolom
3. Perencanaan struktur bangunan bawah meliputi :
 - a. Sloof : dengan material beton bertulang
 - b. Poer : dengan material beton bertulang
 - c. Pondasi : dengan tiang pancang
4. Analisa struktur :
 - a. Metode yang digunakan adalah metode Sistem Rangka Gedung (SRG)
 - b. Beban gempa pada struktur dihitung dengan metode respon spektrum.
 - c. Perhitungan analisa struktur untuk memperoleh gaya-gaya dalam (bidang M, D, dan N) menggunakan program ETABS.
5. Pada perencanaan ini tidak meninjau segi biaya dan metode pelaksanaan.

1.5 Manfaat

Adapun manfaat dari penyusunan Tugas Akhir “Modifikasi Struktur Gedung Asrama Mahasiswa UGM

Komplek Kinanti Menggunakan Beton Pracetak Dengan Metode Building Frame System” ini adalah :

a. **Manfaat Untuk Masyarakat Global**

Manfaat yang dapat diambil dari modifikasi struktur gedung Asrama Mahasiswa UGM Komplek Kinanti menggunakan beton pracetak adalah dapat memberikan wawasan kepada masyarakat bahwa dalam mengerjakan beton itu tidak hanya bisa dengan metode konvensional (cor ditempat) tetapi juga bisa dengan sistem *precast*.

b. **Manfaat Untuk Dunia Teknik Sipil**

Manfaat yang dapat diambil dari modifikasi struktur gedung Asrama Mahasiswa UGM Komplek Kinanti menggunakan beton pracetak untuk dunia Teknik Sipil adalah memberikan referensi building code yaitu SNI 03-2847-2002 yang bisa dijadikan acuan dalam perencanaan.

c. **Manfaat Untuk Diri Sendiri**

Manfaat yang dapat diambil dari modifikasi struktur gedung Asrama Mahasiswa UGM Komplek Kinanti menggunakan beton pracetak untuk diri sendiri adalah bisa lebih memahami disiplin ilmu yang telah diperoleh selama perkuliahan terutama mengenai beton pracetak yang mengacu pada SNI 03-2847-2002.



Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Perkembangan pemakaian material beton untuk pembangunan gedung-gedung bertingkat yang dituntut dengan masa pelaksanaan yang singkat, efisien, mutu terjamin menyebabkan pemakaian beton pracetak (*precast*) semakin dominan digunakan pada pekerjaan struktur bidang teknik sipil di Indonesia. Metode pracetak (*precast*) memiliki beberapa kelebihan dan kekurangan dibandingkan metode cor setempat (*cast in site*). Selanjutnya pada bab ini akan dibahas mengenai pembebanan untuk asrama, macam-macam sambungan pada sistem pracetak, perencanaan pemilihan sambungan, titik angkat dan sokongan untuk elemen-elemen pracetak.

2.2 Pembebanan

2.2.1 Beban Mati

Beban mati : berat seluruh bahan konstruksi gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi, finishing, komponen arsitektural dan structural lainnya dan peralatan layan termasuk berat keran. (Revisi SNI 03-1727-1989, Pasal 3.1)

2.2.2 Beban Hidup

Beban hidup : beban yang dihasilkan akibat penggunaan dan penghunian gedung atau struktur lainnya tetapi tidak termasuk beban – beban konstruksi atau beban lingkungan, seperti beban angin, beban air hujan, beban gempa, beban air banjir, atau beban mati. (Revisi SNI 03-1727-1989, Pasal 4.1)

Beban-beban yang akan dipakai pada perencanaan gedung ini adalah menurut Revisi SNI 03-1727-1989) seperti pada Tabel 2.1.

Tabel 2.1 Jenis pembebanan

Jenis Beban	Beban-beban	Besar beban	Sumber
Mati	1. Berat volume beton bertulang	2400 kg/m ³	Revisi SNI 03-1727-1989
	2. Penutup lantai ubin, per cm tebal	11 kg/m ²	Revisi SNI 03-1727-1989
	3. Spesi dari campuran semen, per cm tebal	21 kg/m ²	Revisi SNI 03-1727-1989
	4. Plafon asbes tebal 4 mm dengan rangka dan penggantung dari kayu	18 kg/m ²	Revisi SNI 03-1727-1989
	5. Pipa-pipa dan ducting untuk pekerjaan mekanikal dan elektrik	30 kg/m ²	Revisi SNI 03-1727-1989
	6. Aspal per cm tebal	14 kg/m ²	Revisi SNI 03-1727-1989
	8. Pasangan dinding setengah bata	250 kg/m ²	Revisi SNI 03-1727-1989
	Hidup	1. Beban hidup pada asrama	250 kg/m ²
2. Beban hidup pekerja		100 kg/m ²	Revisi SNI 03-1727-1989

2.2.3 Beban Gempa

- a. Kriteria arah pembebanan
 - o Arah penerapan gaya seismik yang digunakan dalam desain harus merupakan arah yang akan menghasilkan pengaruh beban paling kritis. (SNI 03-1726-201X, Pasal 7.5.1)

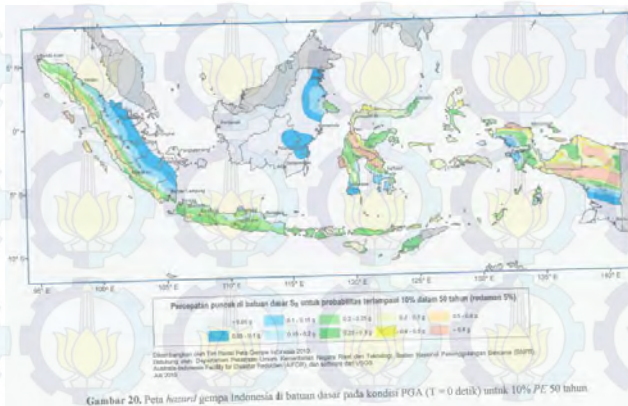
- Untuk mensimulasikan arah penerapan gaya seismik diijinkan memenuhi persyaratan dengan menggunakan prosedur pada Pasal 7.5.2, untuk kategori desain seismik B, Pasal 7.5.3, untuk kategori desain seismik C, dan Pasal 7.5.4, untuk kategori desain seismik D, E, F. (SNI 03-1726-201X, Pasal 7.5.1)
- b. Periode alami fundamental
 - Periode struktur fundamental, T , dalam arah yang ditinjau harus diperoleh menggunakan property struktur dan karakteristik deformasi elemen penahan dalam analisis yang teruji. Periode fundamental, T , tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batasan atas pada periode yang dihitung (C_u) dan periode fundamental pendekatan, T_a . Sebagai alternatif pada pelaksanaan analisis untuk menentukan periode fundamental, T , diijinkan secara langsung menggunakan periode bangunan pendekatan yang dihitung sesuai SNI 03-1726-201X, Pasal 7.8.2.1 (SNI 03-1726-201X, Pasal 7.8.2)
- c. Faktor Keutamaan
 - Semua bagian struktur, termasuk struktur di atas sistem isolasi, harus dirancang dengan kategori resiko sesuai dengan Tabel 2.2. Faktor keutamaan, I_e harus diambil sebesar 1,0 untuk struktur dengan isolasi seismik, tanpa membedakan kategori resiko yang diterapkan (SNI 03-1726-201X, Pasal 12.2.1)

Tabel 2.2 Faktor keutamaan gempa

Kategori Resiko	Faktor Keutamaan Gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

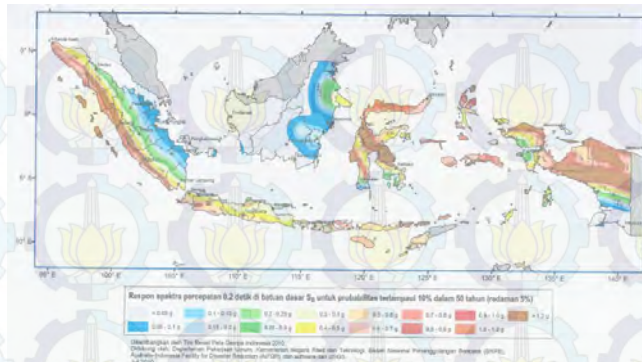
d. Kategori desain seismik

Struktur yang ditetapkan harus memiliki kategori desain seismik sesuai dengan kategori resiko I, II, atau III yang berlokasi dimana parameter respons spectral percepatan terpetakan pada perioda 1 detik, S_1 lebih besar atau sama dengan 0,75 harus ditetapkan sebagai struktur dengan kategori seismik E. Masing – masing bangunan dan struktur harus ditetapkan ke dalam kategori desain seismik yang lebih parah dengan mengacu RSNi 03-1726-201X, terlepas dari nilai perioda fundamental getaran struktur, T . (SNI 03-1726-201X, Pasal 6.5). Sesuai penjelasan diatas dan peta *hazard* gempa Indonesia, maka pada tugas akhir ini terlebih dahulu harus menghitung T fundamental kemudian baru bisa menetapkan Spektrum Respon Gempa Rencana C-T dan menggambarkannya dalam grafik.



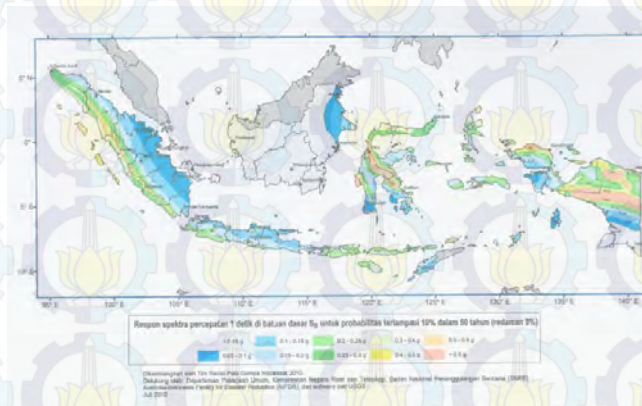
Gambar 20. Peta *hazard* gempa Indonesia di batuan dasar pada kondisi PGA ($T = 0$ detik) untuk 10% PE 50 tahun

Gambar 2.1 Peta hazard gempa Indonesia di batuan dasar pada kondisi spektra $T=0$ detik untuk 10% PE 50 tahun (SNI 03-1726-201X, hal 29)



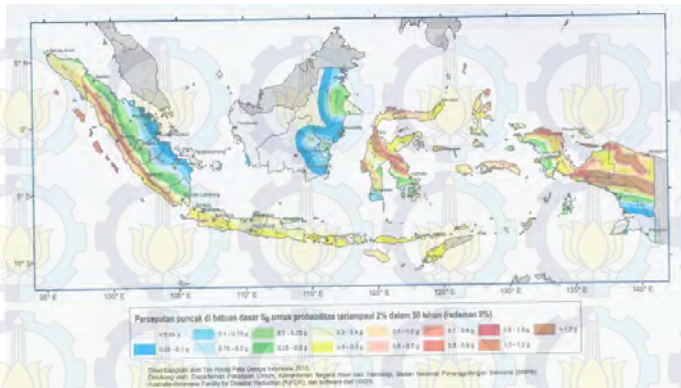
Gambar 21. Peta hazard gempa Indonesia di batuan dasar pada kondisi spektra $T = 0,2$ detik untuk 10% PE 50 tahun

Gambar 2.2 Peta hazard gempa Indonesia di batuan dasar pada kondisi spektra $T=0,2$ detik untuk 10% PE 50 tahun (SNI 03-1726-201X, hal 30)



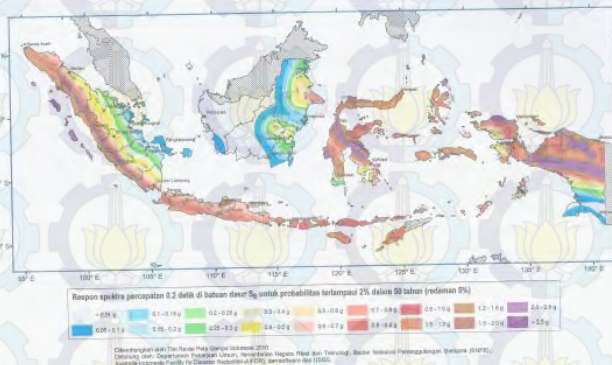
Gambar 22. Peta hazard gempa Indonesia di batuan dasar pada kondisi spektra $T = 1,0$ detik untuk 10% PE 50 tahun

Gambar 2.3 Peta hazard gempa Indonesia di batuan dasar pada kondisi spektra $T=1,0$ detik untuk 10% PE 50 tahun (SNI 03-1726-201X, hal 31)



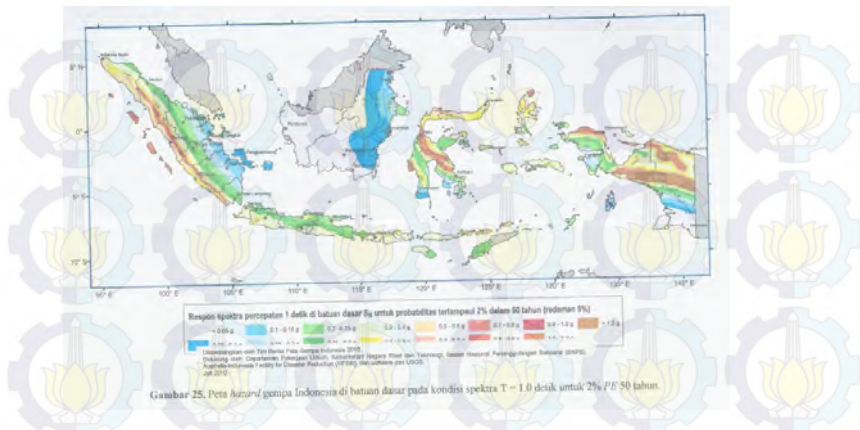
Gambar 23. Peta Ancaman gempa Indonesia di batuan dasar pada kondisi PGA ($T = 0$ detik) untuk 2% PE 50 tahun.

Gambar 2.4 Peta hazard gempa Indonesia di batuan dasar pada kondisi spektra $T=0$ detik untuk 2% PE 50 tahun (SNI 03-1726-201X, hal 32)



Gambar 24. Peta hazard gempa Indonesia di batuan dasar pada kondisi spektra $T = 0.2$ detik untuk 2% PE 50 tahun.

Gambar 2.5 Peta hazard gempa Indonesia di batuan dasar pada kondisi spektra $T=0,2$ detik untuk 2% PE 50 tahun (SNI 03-1726-201X, hal 33)



Gambar 2.6 Peta hazard gempa Indonesia di batuan dasar pada kondisi spektra T=1,0 detik untuk 2% PE 50 tahun (SNI 03-1726-201X, hal 34)

2.2.4 Kombinasi Pembebanan

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 9.2.1 hal 115 adalah sebagai berikut :

$$U = 1.4D$$

$$U = 1.2D + 1.6L + 0.5(A \text{ atau } R)$$

$$U = 1.2D + 1.6(L \text{ atau } R) + (1.0L \text{ atau } 0.8 R)$$

$$U = 1.2D + 1.6W + 1.0 L + 0.5 R$$

$$U = 1.2D + 1.0L + 1.0E$$

$$U = 0.9D + 1.6W$$

$$U = 0.9D + 1.0E$$

Keterangan :

U : beban ultimate

D : beban mati

L : beban hidup

E : beban gempa

2.3 Pelat

2.3.1 Dimensi Tebal Pelat

Dalam menentukan tebal pelat minimum untuk satu arah dan dua arah menggunakan persyaratan pada SNI 03-2847-2002. Untuk memenuhi syarat lendutan, tebal pelat minimum satu arah harus sesuai dengan SNI 03-2847-2002 pasal 11.5 tabel 8. Sedangkan untuk pelat dua arah harus sesuai dengan SNI 03-2847-2002 pasal 11.5.3.3.

Syarat lendutan ketebalan minimum dari pelat dua arah :

- Untuk $\alpha_m \leq 0.2$, harus menggunakan SNI 03-2847-2002 pasal 11.5.3.2

Tebal pelat tanpa penebalan = 125 mm

(SNI 03-2847-2002 pasal 11.5.3.2(a))

Tebal pelat dengan penebalan = 100 mm

- (SNI 03-2847-2002 pasal 11.5.3.2(b))

- Untuk $0.2 < \alpha_m < 2$ ketebalan pelat minimum harus memenuhi

$$h_1 = \frac{\lambda_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_m - 0.2)} \quad (2.1)$$

dan tidak boleh kurang dari 120 mm

- (SNI 03-2847-2002 pasal 11.5.3.3(b))

- Untuk $\alpha_m > 2$ ketebalan pelat minimum tidak boleh kurang dari

$$h_2 = \frac{\lambda_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 9\beta} \quad (2.2)$$

dan tidak boleh kurang dari 90 mm

(SNI 03-2847-2002 pasal 11.5.3.3(c))

Keterangan :

λ_n = panjang bentang bersih arah memanjang pelat (m)

β = rasio panjang bentang arah memanjang dengan arah memendek pelat

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

α = rasio dari kekuatan lentur penampang balok dengan kekakuan pelat

f_y = kuat leleh baja non-prategang (M_{pa})

2.3.2 Penulangan Pelat

Perhitungan penulangan plat akan direncanakan dalam dua tahap, yaitu tahap pertama penulangan sebelum komposit dan kedua penulangan sesudah komposit. Kemudian dipilih tulangan yang layak untuk digunakan, yang memperhitungkan tulangan yang paling kritis diantara kedua keadaan diatas, tulangan pelat menggunakan tulangan yang sama untuk memudahkan pelaksanaan.

Tahapan yang akan digunakan penulis dalam menentukan penulangan lentur pelat antara lain :

1. Menentukan data-data d , f_y , f'_c dan M_u
2. Menentukan batasan harga tulangan dengan menggunakan rasio tulangan yang disyaratkan sebagai berikut :

$$\rho_b = \frac{0,85 \times f'_c \times \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

(SNI 03-2847-2002, persamaan 3)

$$\beta_1 = 0.85 - \left(\frac{8}{1000}\right) \times (f'_c - 30) \geq 0.65$$

(2.4)

$$\rho_{maks} = 0.75 \rho_b \quad (2.5)$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} \quad (2.6)$$

$$\rho_{min} = 0.0018 \text{ (baja polos atau ulir mutu 400 MPa)} \quad (2.7)$$

3. Menghitung rasio tulangan yang dibutuhkan

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m x R_n}{f_y}} \right)$$

$$(2.8)$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 x f'_c} \quad (2.9)$$

$$R_n = \frac{M_n}{b x d^2}$$

$$(2.10)$$

4. Menentukan luas tulangan (A_s) dari ρ yang didapatkan

$$A_{s\ perlu} = \rho b x d \quad (2.11)$$

5. Kontrol jarak spasi tulangan (ACI 318M-2008)

$$S_{max} \leq 2 x h \quad (\text{pasal 13.3.3.2}) \quad (2.12)$$

6. Kontrol Retak

$$z = f_s \sqrt[3]{d_c} x A \leq 30 \text{ MN/m untuk struktur didalam ruangan}$$

≤ 25 MN/m untuk penampang yang dipengaruhi cuaca luar

f_s diambil 60 % dari kuat leleh yang disyaratkan

d_c = jarak antar titik berat tulangan utama sampai ke serat tarik terluar

$A = 2 \times d_c \times s$, dengan s adalah jarak antar batang tulangan.

Keterangan :

f_y = kuat leleh baja non-prategang, Mpa

f'_c = kuat tekan beton, Mpa

M_u = momen terfaktor, N-mm

ρ_b = rasio tegangan yang memberikan tegangan seimbang

β_1 = factor yang didefinisikan dalam (SNI 03-2847-2002 pasal 12.2.73)

ρ_{mak} = rasio tegangan maksimal

ρ_{min} = rasio tegangan minimal

ρ_{perlu} = rasio tegangan perlu

2.3.3 Panjang Penyaluran Tulangan Pelat

Panjang penyaluran harus disediakan cukup untuk tulangan pelat sebelum dan sesudah komposit. Panjang penyaluran didasarkan pada ACI 318M-2008:

$$1. \quad l_{d_h} > 8 d_b \quad (2.13)$$

(SNI 03-2847-2002 pasal 14.5.1)

$$2. \quad l_{d_h} > 150 \text{ mm} \quad (2.14)$$

(SNI 03-2847-2002 pasal 14.5.1)

$$3. \quad I_{hb} = \frac{100 \times d_b}{\sqrt{f'_c}} \quad (2.15)$$

untuk $f_y = 400$ MPa
(SNI 03-2847-2002 pasal 14.5.2)

2.4 Balok

2.4.1 Dimensi Balok

Dimensi balok yang disyaratkan pada SNI 03-2847-2002 pasal 11.5 tabel 8

$$h_{\min} = \frac{1}{16} \times L_b \quad (2.16)$$

$$b = \frac{2}{3} h \quad (2.17)$$

(SNI 03-2847-2002 pasal 11.5.2.1)

Keterangan :

b = lebar balok

h = tinggi balok

L_b = lebar kotor balok

2.4.2 Penulangan Balok

Tahapan yang akan digunakan penulis dalam menentukan penulangan lentur balok antara lain :

1. Menentukan data-data d , f_y , f'_c dan M_u
2. Menentukan batasan harga tulangan dengan menggunakan rasio tulangan yang disyaratkan sebagai berikut :

$$\rho_b = \frac{0,85 \times f'_c \times \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

(SNI 03-2847-2002, persamaan 3)

$$\beta_1 = 0.85 - \left(\frac{8}{1000}\right) \times (f'_c - 30) \geq 0.65 \quad (2.18)$$

$$\rho_{maks} = 0.75 \rho_b \quad (2.19)$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} \quad (2.20)$$

$$\rho_{min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} \quad (2.21)$$

3. Menghitung rasio tulangan yang dibutuhkan

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \quad (2.22)$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f'_c} \quad (2.23)$$

$$R_n = \frac{M_n}{bxd^2} \quad (2.24)$$

4. Menentukan luas tulangan (A_s) dari ρ yang didapatkan

$$A_{s\ perlu} = \rho bxd \quad (2.25)$$

Keterangan :

f_y = kuat leleh baja non-prategang, Mpa

f'_c = kuat tekan beton, Mpa

M_u = momen terfaktor, N-mm

ρ_b = rasio tegangan yang memberikan tegangan seimbang

β_1 = factor yang didefinisikan dalam SNI 03-2847-2002 pasal 12.2.73

ρ_{mak} = rasio tegangan maksimal

ρ_{min} = rasio tegangan minimal

ρ_{perlu} = rasio tegangan perlu

Tahapan yang akan digunakan penulis dalam menentukan penulangan geser balok antara lain :

1. Hitung V_u pada titik berjarak d dari ujung perletakan

2. Cek $V_u \leq \phi (V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} x b_w x d)$

Bila tidak memenuhi maka pembesaran penampang

3. Kriteria kebutuhan tulangan geser :

- $V_u \leq 0.5 \phi V_c \rightarrow$ Tidak perlutulangan geser

- $0.5 \phi V_c < V_u < \phi V_c \rightarrow$ tulangan geser minimum

- $\phi V_c < V_u < \phi (V_c + V_{smin}) \rightarrow$ perlu tulangan geser

- $\phi (V_c + V_{smin}) < V_u < \phi (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} x b_w x d) \rightarrow$ perlu tulangan geser

Dimana :

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

(2.26)

$$\diamond V_s = \sqrt{\frac{f'_c}{3}} x b_w x d$$

(2.27)

$$\diamond \phi = 0.6 \text{ (untuk geser)}$$

(2.28)

Keterangan :

V_c = kekuatan geser nominal yang diakibatkan beton

V_s = kekuatan geser nominal yang diakibatkan oleh tulangan geser

V_n = kekuatan geser nominal ($V_c + V_s$)

V_u = gaya geser terfaktor

b_w = lebar badan

d = jarak serat tekan terluar dengan baja tarik terjauh

ϕ = factor reduksi kekuatan

2.5 Kolom

Perancangan kolom meliputi penulangan lentur kolom, kontrol terhadap triaksial bending kolom dengan *Bressler Resiprocal Methode* dan penulangan geser kolom. Untuk komponen struktur yang terkena beban aksial dan beban aksial dengan lentur, factor reduksi yang digunakan adalah $\phi = 0.65$ setelah itu dapat diperkirakan luas dimensi.

$$A = \frac{W}{\phi x f'_c} \quad (2.29)$$

A = luas dimensi kolom

f'_c = kuat tekan karakteristik beton

W = berat total yang diterima

2.6 Dinding Geser

Shearwall dalam gedung berguna untuk menahan gaya geser dan momen-momen yang terjadi akibat gaya lateral. Perancangan Shearwall berdasarkan SNI 03-2847-2002 pasal 12 sebagai struktur pemikul lentur dan aksial serta pasal 10 sebagai struktur dinding.

2.6.1 Ketentuan Perancangan Dinding Geser

Kuat geser dinding terhadap gaya geser tegak lurus muka dinding dan gaya geser dalam bidang dinding harus memenuhi ketentuan sebagai berikut :

1. Kuat geser V_n pada sembarang penampang horisontal terhadap geser bidang dinding tidak boleh lebih besar dari $\left(\frac{5}{6} \times \sqrt{f'_c}\right) \times h \times d$ (2.30)
2. Untuk kuat geser V_c diambil dari nilai terkecil dari persamaan sesuai dengan SNI 03-2847-2002 13.10 (16)

$$V_c = \frac{1}{4} \sqrt{f'_c} \times h \times d + \frac{N_u \times 8 \times d}{4 \times \lambda_w} \text{ atau}$$

$$V_c = \left[\frac{1}{2} \sqrt{f'_c} + \frac{\lambda_w \left(\sqrt{f'_c} + 2 \frac{N_u}{\lambda_w \times h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{\lambda_w}{2}} \right] \frac{h \times d}{10}$$

(2.31)

Dengan N_u adalah negatif untuk tarik, persamaan di atas tidak berlaku bila $\left(\frac{M_u}{V_u} - 2\right)$ bernilai negatif. Nilai N_u tidak boleh

diambil lebih besar dari pada $\frac{\sqrt{f'_c} \times h \times d}{6}$

Keterangan :

λ_w = panjang horisontal dinding, mm

d = jarak dari serat tekan terluar ke titik berat tulangan tarik longitudinal, tapi tidak perlu kurang dari $0,8h$ untuk penampang bulat dan elemen prategang, mm

3. Rasio ρ_h dari luas tulangan geser horisontal terhadap luas bruto penampang vertikal dinding tidak boleh kurang dari 0.0025 (SNI 03-2847-2002 pasal 13.10 (9.2)).

4. Spasi tulangan geser horisontal s_2 tidak boleh lebih besar dari pada $\left(\frac{\lambda_w}{5.3h}\right)$ ataupun 500 mm

5. Rasio dari luas tulangan geser vertikal terhadap luas bruto penampang horisontal dinding ρ_{n1} tidak boleh kurang daripada :

$$\rho_n = (0.0025) + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_w}{\lambda_w} \right) \left[\rho_h - 0.0025 \right] \quad (2.32)$$

ataupun 0.0025, tetapi tidak perlu lebih besar dari tulangan geser horisontal perlu (SNI 03-2847-2002 pasal 13.10 (9.4)).

2.7 Titik Angkat dan Sokongan

2.7.1 Pengangkatan Pelat

Dalam pemasangan pelat pracetak harus pula diingat bahwa pelat akan mengalami pengangkatan sehingga perlu direncanakan tulangan angkat untuk pelat. Seperti pada Gambar 2.2 pengangkatan pelat menggunakan 4 titik angkat dan pada Gambar 2.2 adalah pengangkatan pelat dengan 8 titik angkat. Maka akan terjadi momen-momen pada elemen pelat.

w = beban per unit luas

(a) Empat titik angkat

Maksimum Momen (pendekatan) :

$$+M_x = -M_x = 0.0107 w a^2 b \quad (2.33)$$

$$+M_y = -M_y = 0.0107 w a b^2 \quad (2.34)$$

M_x ditahan oleh penampang dengan lebar yang terkecil dan $15t$ atau $b/2$

M_y ditahan oleh penampang dengan lebar $a/2$

(b) Delapan titik angkat

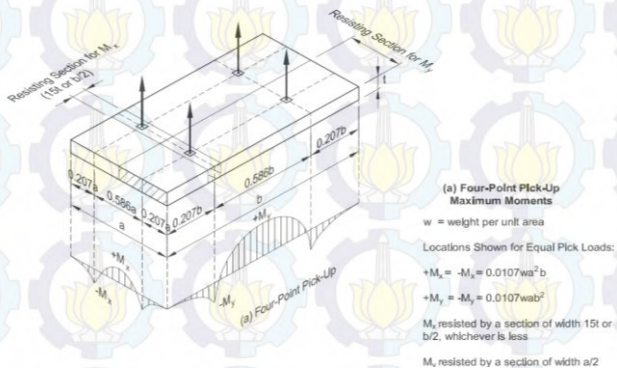
Maksimum Momen (pendekatan) :

$$+M_x = -M_x = 0.0054 w a^2 b \quad (2.35)$$

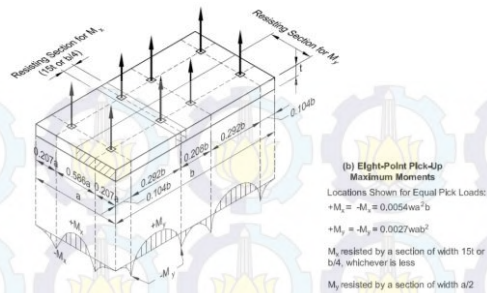
$$+M_y = -M_y = 0.0027 w a b^2 \quad (2.36)$$

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

M_y ditahan oleh penampang dengan lebar $a/2$



Gambar 2.7 Pengangkatan pelat dengan 4 titik

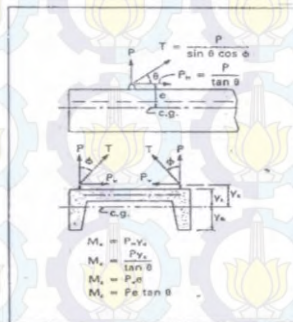


Gambar 2.8 Pengangkatan Pelat Dengan 8 Titik

(Sumber :PCI Design Handbook, Precast and Prestress Concrete, Sixth Edition, 2004, hal 5-6)

2.7.2 Pengangkatan Balok Pracetak

Balok pracetak yang difabrikasi dipabrik, elemen balok harus dirancang untuk menghindari kerusakan pada waktu proses pengangkatan. Titik pengangkatan dan kekuatan tulangan angkat harus menjamin keamanan elemen balok tersebut dari kerusakan. Titik pengangkatan balok dapat dilihat pada Gambar 2.9.



Gambar 2.9 Titik-titik angkat dan sokongan sementara balok

(Sumber :PCI Design Handbook, Precast and Prestress Concrete, Sixth Edition, 2004, hal 5-8)

Tabel 2.3 Angka pengali beban statis ekuivalen untuk menghitung gaya pengangkatan dan gaya dinamis

Fase	Angka pengali
Pengangkatan dari bekisting	1.7
Pengangkatan ke tempat penyimpanan	1.2
Transportasi	1.5
Pemasangan	1.2

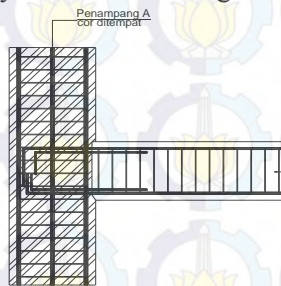
(PCI Design Handbook, Precast and Prestress Concrete Sixth Edition, 2004, table 5.3.3.1)

2.8 Jenis Sambungan

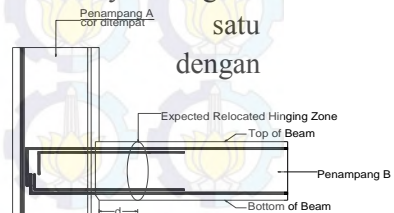
2.8.1 Sambungan Dengan Cor Setempat

Sambungan ini merupakan sambungan dengan menggunakan tulangan biasa sebagai penyambung / penghubung antar elemen beton baik antar pracetak ataupun antara pracetak dengan cor ditempat. Elemen pracetak yang sudah berada di tempatnya akan di cor bagian ujungnya untuk menyambungkan elemen

yang lain agar



Sambungan Daktail dengan Cor Ditempat



menjadi

Skematis dari detail balok dengan penempatan sendi plastis

satu kesatuan yang monolit. Sambungan jenis ini disebut dengan sambungan basah.

Gambar 2.9 Sambungan daktail dengan cor setempat

2.8.2 Sambungan Dengan Menggunakan Las

Mengusulkan dua sambungan las pada penempatan di lokasi sendi plastis pada permukaan kolom sesuai dengan konsep *Strong Column Weak Beam* (Ehsani 1993). Konsep ini, sendi plastis direncanakan terjadi pada ujung balok dekat kolom. Seperti Gambar 2.12 akan dicontohkan sambungan balok dengan kolom dengan menggunakan las. Untuk pertemuan antara balok dengan kolom, pada balok dan kolom dipasang pelat baja yang ditanam masuk pada daerah tulangan kolom dan kemudian di cor pada waktu pembuatan elemen pracetak. Keuntungan dari cara ini

adalah dari segi pengerjaan dan pelaksanaannya, karena elemen-elemennya tunggal dan berbentuk lurus, pengangkutan dan pengangkatannya lebih mudah sehingga lebih ekonomis. Kerugiannya adalah sambungan pada balok kolom sangatlah rawan, biaya relatif besar dan pekerjaan lebih sulit karena memerlukan ketelitian dalam pengelasan.

Las antara pelat kolom dan balok

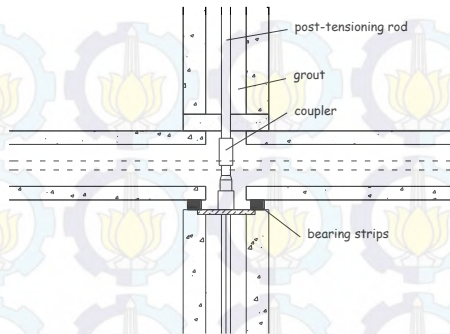
Pelat baja tertanam pada balok



Gambar 2.10 Sambungan dengan menggunakan las

2.8.3 Sambungan Mekanik

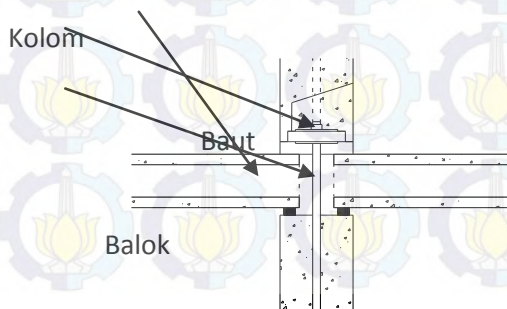
Pada sambungan post-tension ini dirancang pelelehan terjadi pada daerah lokasi antara pertemuan balok dan kolom. Sebagai alat penyambung, digunakanlah treaded coupler yang dipasang pada ujung tulangan. Dengan adanya treaded coupler, maka ujung tulangan baja dapat dimasukkan pada lubang tersebut seperti terlihat pada Gambar 2.13. Satu hal yang perlu mendapat perhatian adalah ketelitian, ketrampilan dan keahlian khusus dalam memasang alat ini.



Gambar 2.11 Sambungan mekanik

2.8.3 Sambungan Dengan Menggunakan Baut

Pengembangan dengan sistem penyambungan daktail yang dikenal dengan DPCF System (Ductile Precast Concrete Frame System). Penyambungan ini dilakukan menggunakan baut untuk menghubungkan elemen satu dengan yang lain seperti pada Gambar 2.12.

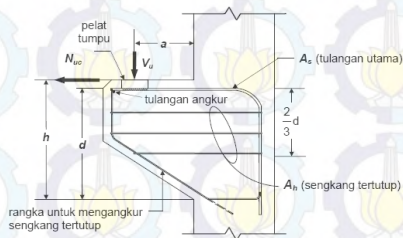


Gambar 2.12 Sambungan dengan menggunakan baut

2.9 Perencanaan Sambungan

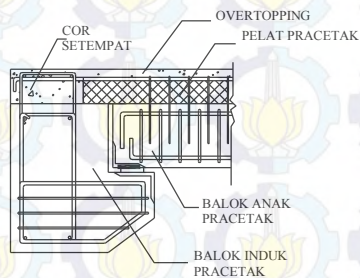
2.9.1 Perencanaan Sambungan Balok Induk Dengan Balok Anak

Pada perancangan sambungan balok induk dan balok anak ini menggunakan konsol pendek. Balok anak diletakkan pada konsol pendek pada kolom kemudian dirangkai menjadi satu kesatuan.



Gambar 2.13 Parameter geometri konsol pendek

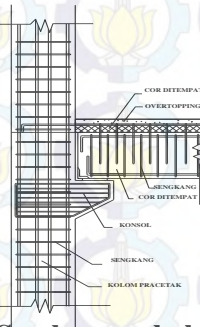
Pada prinsipnya hampir sama dengan konsol pendek pada sambungan kolom-balok. Yang membedakan adalah konsol pendek di buat pada tengah bentang balok induk. Balok anak kemudian diletakkan di balok induk.



Gambar 2.14 Sambungan balok induk dengan balok anak

2.9.2 Perencanaan Sambungan Balok dengan Kolom

Pemilihan sambungan balok-kolom dengan menggunakan konsol pendek dan las, karena sambungan ini mempunyai beberapa kelebihan. Kelebihan dari sambungan ini adalah pemasangan yang mudah saat pelaksanaan dan sambungannya rapi.



Gambar 2.15 Sambungan balok kolom

2.9.3 Over Topping Plat

Kebutuhan baja tulangan pada topping dalam menampung gaya geser horisontal direncanakan dengan menggunakan geser friksi (*shear friction concept*).

$$A_{vf} = \frac{V_n}{f_y \cdot \mu} \geq A_{vf \text{ min}} \quad (2.37)$$

Keterangan :

A_{vf} = luas tulangan geser friksi

V_n = luas geser nominal $< 0.2 f'_c A_c$ (2.38)

$< 5.5 A_c$ (2.39)

A_c = luas penampang beton yang memikul

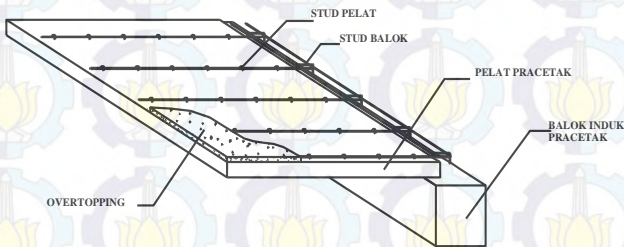
f_y = kuat leleh tulangan

μ = koefisien friksi

$A_y \text{ min} = 0.018 A_c$ untuk baja dengan mutu 400 (2.40) =

$$0.018 \frac{400}{f_y} A_c \text{ untuk tulangan } f_y > 400 \text{ Mpa} \quad (2.41)$$

Pelat dibagi menjadi 2 lapisan yaitu lapisan pelat pracetak (*precast*) dan lapisan pelat cor setempat (*overtopping cast in site*) terlihat pada Gambar 2.15. Penulangan *overtopping* menggunakan tulangan *wiremesh*. Pemilihan penggunaan 2 lapisan pelat ini bertujuan untuk mendapatkan struktur gedung yang lebih menyatu dan kemampuan lateral.



Gambar 2.16 Sambungan balok dan pelat dengan *overtopping*

2.10 Perencanaan Pondasi

Struktur pondasi direncanakan menggunakan pondasi dalam, yaitu tiang pancang. Perhitungan kekuatan pondasi berdasarkan data tanah yang didapat dari tes SPT.

2.10.1 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

Menurut Luciano Decourt

$$P_{\text{ijin 1 tiang}} = Q_u = Q_p + Q_s \quad (2.42)$$

$$Q_p = q_p * A_p = (N_p * K) * A_p \quad (2.43)$$

$$Q_s = q_s * A_s = (Ns/3) + 1 * A_s \quad (2.44)$$

$$n = \frac{\sum P_u}{\sum P_{ijin}} \quad (2.45)$$

$$\phi = \arctg\left(\frac{D}{s}\right) \quad (2.46)$$

$$P_{maks} = \frac{\sum P_u}{n} + \frac{M_y * X_{max}}{\sum x^2} + \frac{M_x * Y_{max}}{\sum y^2} \quad (2.47)$$

Dimana :

N_p = harga rata-rata N didekat ujung tiang

K = koefisien karakteristi tanah

A_p = luas ujung tiang

A_s = keliling * panjang tiang

2.10.2 Daya Dukung Tiang Pancang Dalam Kelompok

$$Q_{Lgroup} = Q_{L1tiang} * n * C_e \quad (2.48)$$

$$C_e = 1 - \frac{B}{L} * \frac{1}{\pi * m * n} \left[n(n-1) + n(m-1) + \sqrt{2(m-1)(n-1)} \right] \quad (2.49)$$

Dimana :

n = jumlah tiang

C_e = koefisien efisinsi

m = jumlah kolom

n = jumlah baris

B = lebar group tiang

L = panjang group tiang

2.10.3 Perhitungan Daya Dukung Tanah

$$1. \quad C_n = \frac{C_{n_1} + C_{n_2}}{2} \quad (2.50)$$

Dimana: C_{n_1} diambil 6D di atas ujung conus
 C_{n_2} diambil 3,5D di bawah ujung conus

$$2. \quad \text{Kekuatan Tanah}$$

$$P_{t \text{ ijin}} = \frac{A_{\text{tiang}} \times C_n}{SF_1} + \frac{K_{ell \text{ tiang.}} \times JHP}{SF_2} \quad (2.51)$$

Dimana : $SF-1_{\text{conus}} = 2-3$
 $SF-2_{\text{CLEEF}} = 5$

2.10.4 Perencanaan Tiang Pancang

1. Perhitungan jarak antar tiang pancang (s) berdasarkan *Dirjen Bina Marga Departemen PU* :

$$2,5 D \leq S \leq 3D \quad (2.52)$$

2. Perhitungan jarak tiang pancang ke tepi poer :
 $1,5 D \leq S_1 \leq 2D$

$$3. \quad \text{Efisiensi } (\eta) = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90.m.n} \quad (2.53)$$

$$4. \quad P_{\text{group tiang}} = (\eta) \times P \text{ ijin} \quad (2.54)$$

5. Gaya yang dipikul tiang

$$P \text{ satu TP} = \frac{\sum P}{n} \pm \frac{My \cdot X \text{ max}}{\sum x^2} \pm \frac{Mx \cdot Y \text{ max}}{\sum y^2}$$

(2.55)

6. Kontrol tiang pancang

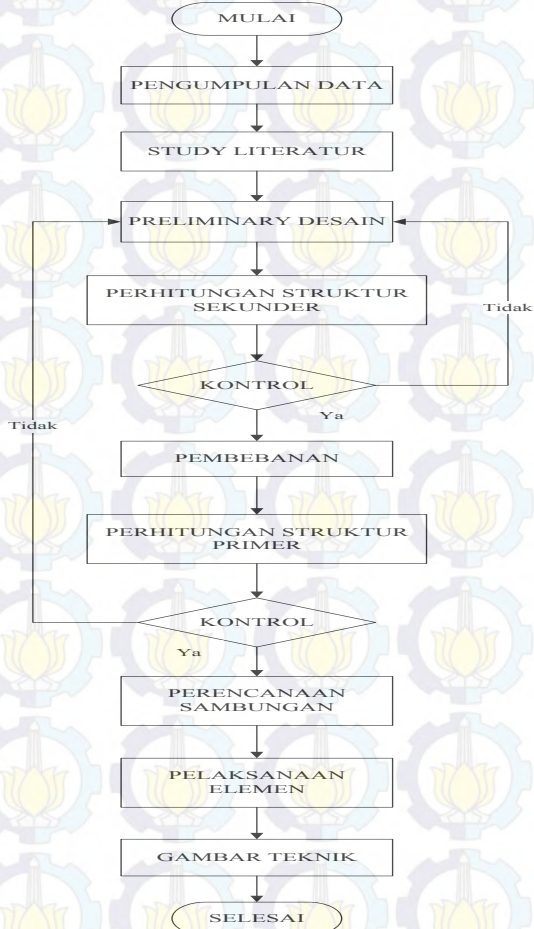
$$P \text{ max} \leq P \text{ ijin}$$

$$P \text{ min} \leq P \text{ ijin}$$

$$P \text{ max} \leq P_{\text{group tiang}}$$

BAB III METODOLOGI

3.1 Diagram Alir



Gambar 3.1 Diagram alir penyelesaian gedung asrama mahasiswa UGM kompleks kinanti

3.2 Pengumpulan Data

3.2.1 Data Umum Bangunan yang Sudah Ada

- Tipe Bangunan : Asrama
- Letak bangunan : Jauh dari pantai
- Tinggi bangunan : 45 m
- Jumlah lantai : 10 lantai+lantai atap
- Struktur bangunan : Beton bertulang cor di tempat (*cast in site*)
- Atap : Beton bertulang cor di tempat (*cast in site*)
- Struktur pondasi : Pondasi tiang pancang
- Mutu beton ($f'c$) : 30 Mpa (struktur utama)
- Mutu beton ($f'c$) : 30 Mpa (struktur bawah)
- Mutu baja (f_y) : 400 Mpa

3.2.2 Data Gambar

- Gambar struktur (terlampir)
- Gambar arsitektur (terlampir)

3.2.3 Data Tanah

Data tanah yang didapat adalah data tanah dengan SPT (*Standart Penetration Test*) pada kedalaman 10 m. Titik pengambilan SPT adalah 2 titik pengambilan.

3.3 Study Literatur

3.3.1 Peraturan yang membahas perencanaan struktur , antara lain :

- 1) Badan Standardisasi Nasional..2002. SNI 03-2847-2002 Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung.
- 2) Badan Standardisasi Nasional.2005. Revisi RSNI 03-1727-1989 Tata Cara Perhitungan Pembebanan Untuk Bangunan Rumah dan Gedung.

- 3) Badan Standardisasi Nasional.201X. SNI 03-1726-200X Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung.
- 4) Departemen Pekerjaan Umum.1983.Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983.Jakarta:Direktorat Jenderal Cipta Karya.
- 5) Departemen Pekerjaan Umum.1971.Peraturan Beton Bertulang Indonesia.Jakarta:Direktorat Jenderal Cipta Karya.

3.3.2 Literatur yang berkaitan

- 1) PCI.2004.PCI Design Handbook Precast and Prestress Concrete Sixth Edition.Chicago:Illinois.
- 2) Nawy, Edward G,Dr.P.E.1998.Beton Bertulang SuatuPendekatan Dasar.Jakarta:Erlangga.
- 3) Rachmat Purwono.2005.Perencanaan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa.Surabaya: ITS Press.
- 4) Wahyudi,Herman.1999.Daya Dukung Pondasi Dalam, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Jurusan Teknik Sipil, Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya.

3.4 Preliminary Design

3.4.1 Dimensi Balok

Dimensi balok yang disyaratkan pada SNI 03-2847-2002 11.5 tabel 8. Dengan menggunakan persamaan (2.23) dan (2.24) maka akan didapatkan dimensi awal dari balok.

3.4.2 Dimensi Tebal Pelat

Penentuan tebal pelat minimum untuk satu arah dan dua arah menggunakan persyaratan pada SNI 03-2847-2002. Untuk memenuhi syarat lendutan, tebal pelat minimum satu arah harus sesuai dengan SNI 03-2847-2002 pasal 11.5 tabel 8 seperti yang dipakai pada balok. Sedangkan untuk pelat dua arah harus sesuai dengan SNI 03-2847-2002- pasal 11.5.3.3

3.4.3 Dimensi Kolom

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 11.3.2 untuk komponen struktur yang terkena beban aksial dan beban aksial dengan lentur, factor reduksi yang digunakan adalah $\phi = 0.65$. Setelah itu dapat diperkirakan luas dimensi kolom.

3.4.4 Dimensi Tangga

Tangga diasumsikan sebagai frame 2 dimensi yang kemudian dianalisa untuk menentukan gaya-gaya dalamnya dengan perencanaan struktur statis tertentu. Perletakan dapat diasumsikan sebagai sendi-sendi, sendi-jepit, sendi-rol, ataupun jepit-jepit.

Syarat perancangan sesuai dengan:

$$60 \leq 2.t + i \leq 65$$

$$60 \leq 2.t + 25 \leq 65$$

$$17.5 \leq t \leq 20$$

Syarat kemiringan tangga

$$20 \leq \alpha \leq 40$$

Keterangan

i =lebar injakan

t =ketinggian injakan

α =kemiringan tangga

3.5 Pembebanan Struktur Sekunder

3.5.1 Pembebanan Pelat

Besarnya beban yang bekerja sesuai dengan Revisi SNI 03-1727-1989 diambil kombinasi pembebanan yang paling kritis. Desain Pelat direncanakan pada beberapa keadaan, yaitu :

1. Sebelum Komposit, keadaan ini terjadi pada saat awal pengecoran topping yaitu komponen pracetak dan komponen topping belum menyatu dalam memikul beban.
2. Sesudah Komposit, keadaan ini terjadi apabila topping dan elemen pracetak pelat telah bekerja bersama-sama dalam memikul beban.

3.5.2 Pembebanan Balok Anak

Besarnya beban yang bekerja sesuai dengan Revisi SNI 03-1727-1989 diambil kombinasi pembebanan yang paling kritis.

Beban terbagi rata pada balok anak adalah berat akibat pelat ditambah dengan berat sendiri. Variasi pembebanan dan beban ekuivalen yang terjadi pada perhitungan antara lain :

1. Beban ekuivalen 1 segitiga
2. Beban ekuivalen 2 segitiga
3. Beban ekuivalen trapesium

3.5.3 Pembebanan Tangga

Besarnya beban yang bekerja sesuai dengan Revisi SNI 03-1727-1989 diambil kombinasi pembebanan yang paling kritis.

3.6 Analisa Struktur Sekunder

3.6.1 Analisa dan Perhitungan Tulangan Pelat

Perhitungan penulangan akan direncanakan dalam dua tahap, yaitu tahap pertama penulangan sebelum komposit dan kedua penulangan sesudah komposit. Untuk kemudian dipilih tulangan yang layak untuk digunakan, yang memperhitungkan tulangan yang paling kritis diantara kedua keadaan diatas. Dengan menggunakan persamaan (2.3) sampai persamaan (2.10) akan didapat tulangan lentur dan tulangan geser sesuai SNI 03-2847-2002.

3.6.2 Analisa dan Perhitungan Tulangan Balok Anak

Penulangan lentur balok anak sesuai dengan persamaan (2.17) sampai (2.24) dan penulangan geser sesuai persyaratan SNI 03-2847-2002 appendix B 8.4.2

3.6.3 Analisa dan Perhitungan Tulangan Tangga

Analisa gaya dalam tangga menggunakan SAP 2000. Penulangan lentur menggunakan persamaan (2.3) sampai (2.10). Penulangan geser sesuai dengan yang diisyaratkan SNI 03-2847-2002 pasal 13.5.4.

3.7 Kontrol Struktur Sekunder

3.7.1 Kontrol Retak dan Lendutan Pelat

- **Kontrol Lendutan**

Dari tabel minimum pelat seperti yang disyaratkan SNI 03-2847-2002 pasal 11.5.3 apabila tebal pelat lebih besar yang disyaratkan maka tidak perlu dilakukan kontrol terhadap lendutan.

- **Kontrol Retak**

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

$$Z = f_s \cdot x \sqrt[3]{d_c \cdot A} < 30 \text{ MN/m}$$
 untuk penampang didalam ruangan. (SNI 03-2847-2002 Pasal 12.6.4)

Keterangan :

f_s = Tegangan dalam tulangan yang dihitung pada beban kerja, f_s dapat diambil $0,6 f_y$.

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

A = Luas efektif beton tarik disekitar tulangan lentur tarik dan mempunyai titik pusat yang sama dengan titik pusat tulangan (dalam hal ini diambil selebar 1 m) tersebut dibagi dengan jumlah batang tulangan dalam 1 m tersebut.

3.7.2 Kontrol Retak dan Lendutan Balok

- **Kontrol Lendutan**

Sesuai SNI 03-2847-2002 pasal 11.5.3, syarat tebal minimum balok apabila lendutan tidak dihitung adalah sebagai berikut

Balok dengan dua tumpuan

$$h_{\min} = \frac{1}{16} \times L_b$$

Lendutan tidak perlu dihitung sebab sejak preliminary design telah direncanakan agar tinggi dari masing-masing tipe balok lebih besar dari persyaratan h_{\min} .

- **Kontrol Retak**

Distribusi tulangan lentur harus diatur sedemikian hingga 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 :

$$Z = f_s \times \sqrt{d_c \times A} \quad (\text{SNI 03-2847-2002})$$

Tidak melebihi 30 MN/m untuk penampang didalam ruangan

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

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

3.8 Pembebanan Struktur Primer

3.8.1 Pembebanan Vertikal

Pembebanan vertikal struktur pada Sistem Rangka Gedung (*Building Frame System*) hanya diterima oleh frame saja, dimana lokasi pembebanannya memakai system tributary. Selanjutnya beban yang bekerja pada balok dianalisa langsung memakai program ETABS v9.7.2 tanpa perlu mencair q ekuivalen dari beban tersebut.

3.8.2 Pembebanan Horizontal

Gaya-gaya horizontal ini disebabkan oleh adanya angin dan gempa, selanjutnya gaya-gaya horizontal ini semuanya dibebankan pada shearwall.

3.9.3 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan yang bekerja pada struktur utama didasarkan pada SNI 03-2847-2002 pasal 11.2 dimana secara umum kombinasi pembebanan yang bekerja adalah sebagai berikut :

$$U = 1.4D$$

$$U = 1.2D + 1.6L + 0.5(A \text{ atau } R)$$

$$U = 1.2D + 1.6(L \text{ atau } R) + (1.0L \text{ atau } 0.8 R)$$

$$U = 1.2D + 1.6W + 1.0 L + 0.5 R$$

$$U = 1.2D + 1.0L + 1.0E$$

$$U = 0.9D + 1.6W$$

$$U = 0.9D + 1.0E$$

3.10 Analisa Struktur Primer

3.10.1 Perencanaan Kolom

3.10.1.1 Penulangan Lentur Kolom

Penulangan lentur kolom dapat dicari dengan bantuan diagram interaksi M-N non dimensi dari grafik dan tabel perhitungan beton bertulang berdasarkan SNI 03-2847-2002. Selanjutnya mengenai persyaratan penulangan lentur kolom dapat dilihat di Bab II Tinjauan Pustaka.

3.10.1.2 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.

3.10.2 Perencanaan Dinding Geser (*Shearwall*)

Shearwall dalam gedung berguna untuk menahan gaya geser dan momen-momen yang terjadi akibat gaya lateral. Perancangan Shearwall berdasarkan SNI 03-2847-2002 pasal 12 sebagai struktur pemikul lentur dan aksial serta pasal 16 sebagai struktur dinding. Dinding geser harus memenuhi persyaratan-persyaratan tertentu. Untuk lebih jelasnya mengenai syarat dan perhitungan dinding geser dapat dilihat pada Bab II Tinjauan Pustaka.

3.10.3 Perencanaan Sambungan

Akan diuraikan kriteria desain sambungan, konsep, jenis sambungan dan hal-hal yang berkaitan dengan alat-alat sambungan. Penggunaan sambungan basah relatif mudah dalam pelaksanaannya jika dibandingkan dengan sambungan kering (*non topping*) seperti *mechanical connection* dan *welding connection* yang cukup kompleks. Kriteria perencanaan sambungan disesuaikan dengan desain, karena ada perbedaan kriteria untuk masing-masing type 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.

3.10.4 Perencanaan Pondasi

Pondasi yang akan direncanakan pada Gedung Asrama Mahasiswa UGM Kompleks Kinanti ini memakai pondasi tiang pancang. Dalam bab ini pembahasannya meliputi perencanaan tahap-tahap berikut:

- a. Dipakai tiang pancang beton pratekan (*Prestressed Concrete Pile*) dengan bentuk penampang bulat.
- b. Perhitungan gaya-gaya yang bekerja (axial, horizontal dan momen) akibat dari struktur atas.
- c. Perhitungan daya dukung tanah dasar.
- d. Perhitungan jumlah tiang dalam satu *poer* / kelompok.

e. Perencanaan *Poer*

f. Perencanaan *Sloof*

3.11 Kontrol Struktur Primer

Kontrol dalam hal ini mencakup :

1. Kontrol simpangan bangunan (*drift*)
2. Kontrol lendutan (SNI 03-2847-2002) dan kontrol retak untuk balok induk (SNI 03-2847-2002).
3. Kontrol tekuk, kontrol kelangsingan, kontrol dengan *Bresler Reciprocal Method* untuk kolom.

3.12 Menggambar Shop Drawing

Menggambar seluruh gambar denah gedung, detail sambungan, detail tulangan dari perhitungan untuk dituangkan dalam gambar teknik. Dalam proses menggambar ini menggunakan *software* AutoCad 2008.

3.13 Finish

BAB IV PRELIMINARY DESIGN

4.1 Perancangan Dimensi Balok

Dimensi balok yang disyaratkan pada SNI 03-2847-2002 pasal 11.5 tabel 8

$$h_{\min} = \frac{1}{16} \times L_b$$

$$b = \frac{2}{3} h$$

(SNI 03-2847-2002 pasal 11.5.2.1)

dimana :

b = lebar balok

h = tinggi balok

L_b = lebar kotor balok

f_y = mutu tulangan baja

- Dimensi Balok Induk
Balok Induk Memanjang :

$$h_{\min} = \frac{1}{14} \times L_b$$

$$b = \frac{2}{3} h$$

$$= \frac{1}{14} \times 800$$

$$= \frac{2}{3} \times 57,14$$

$$= 57,14 \text{ cm} \approx 70,00 \text{ cm}$$

$$= 38,09 \text{ cm} \approx 40,00 \text{ cm}$$

Balok Induk Melintang :

$$h_{\min} = \frac{1}{14} \times L_b$$

$$b = \frac{2}{3} h$$

$$= \frac{1}{14} \times 835$$

$$= \frac{2}{3} \times 59,64$$

$$= 59,64 \text{ cm} \approx 70,00 \text{ cm}$$

$$= 39,76 \text{ cm} \approx 40,00 \text{ cm}$$

Tabel 4.1 Tabel dimensi balok induk

Kode Balok Induk	Bentang Bersih (L_b)	$h=1/14*L_b$	b	h_{pakai}	b_{pakai}	dimensi
BI 1	800.00	57.14	38.10	70.00	40.00	40/70
BI 2	835.00	59.64	39.76	70.00	40.00	40/70
BI 3	600.00	42.86	28.57	70.00	40.00	40/70

- Dimensi Balok Anak
Balok Anak Memanjang :

$$\begin{aligned}
 h_{\min} &= \frac{1}{21} \times L_b & b &= \frac{2}{3} h \\
 &= \frac{1}{21} \times 800 & &= \frac{2}{3} \times 38,10 \\
 &= 38,10 \approx 50,00\text{cm} & &= 25,40 \approx 30,00 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Balok Anak Melintang :

$$\begin{aligned}
 h_{\min} &= \frac{1}{21} \times L_b & b &= \frac{2}{3} h \\
 &= \frac{1}{21} \times 835 & &= \frac{2}{3} \times 39,76 \\
 &= 39,76 \text{ cm} \approx 50,00 \text{ cm} & &= 26,50 \approx 30,00 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Tabel 4.2 Tabel dimensi balok anak

Kode Balok Anak	Bentang Bersih (L_b)	$h=1/21*L_b$	b_{\min}	h_{pakai}	b_{pakai}	dimensi
BA 1	800.00	38.10	25.40	50.00	30.00	30/50
BA 2	835.00	39.76	26.51	50.00	30.00	30/50
BA 3	600.00	28.57	19.05	50.00	30.00	30/50

4.2 Perancangan Dimensi Kolom

Pada perhitungan dimensi kolom, dimana jarak antar lantai untuk setiap lantai adalah sama yaitu 4,00 m sesuai

dengan gambar yang terlampir. Sedangkan untuk perhitungan dimensi kolom tiap lantai diasumsikan sama.

$$\frac{I_{kolom}}{L_{kolom}} \geq \frac{I_{balok}}{L_{balok}}$$

Dimana :

I_{kolom} = momen inersia kolom (cm^4)

$I_{kolom} = 1/12 h^4$ (karena pada kolom $b = h$)

I_{balok} = momen inersia balok (cm^4)

$I_{balok} = 1/12 b h^3$

L_{kolom} = tinggi bersih antar lantai (cm)

L_{balok} = bentang bersih antar balok (cm)

Dari gambar denah, diketahui $L_{kolom} = 400$ cm

dan L_{balok} (diambil bentang terbesar) = 835cm

$$\frac{\frac{1}{12}bh^3}{400} \geq \frac{\frac{1}{12}bh^3}{835}$$

$$\frac{\frac{1}{12}bh^3}{400} \geq \frac{\frac{1}{12} \times 40 \times 60^3}{835}$$

$$\frac{1}{12}bh^3 \geq 862,27 \times 400$$

$$\frac{1}{12}bh^3 \geq 344910,179$$

$$bh^3 \geq 4138922,156$$

$$\frac{2}{3}hh^3 \geq 4138922,156 \text{ cm}$$

$$h^4 \geq 6208383,234 \text{ cm}$$

$$h \geq 49,91 \text{ cm} \approx 90 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3}h$$

$$= \frac{2}{3} \times 90 \text{ cm}$$

$$= 60 \text{ cm}$$

Jadi untuk keamanan dipakai dimensi kolom 60 x 90 cm

4.3 Perancangan Dimensi Sloof

Untuk perhitungan sloof diambil bentang terpanjang 835 cm dengan asumsi perletakan sloof jepit – jepit.

$$E_{\text{sloof}} = E_{\text{kolom}} \rightarrow 4700 \sqrt{f'_c} = 4700 \sqrt{25}$$

$$= 23500 \text{ MPa}$$

$$I_{\text{kolom}} = \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 40 \times 60^3 = 720000 \text{ cm}^4$$

$$L_{\text{kolom}} = 400 \text{ cm (diambil yang terpanjang)}$$

$$I_{\text{sloof}} = \frac{1}{12} \times b \times h^3 \rightarrow b = \frac{2}{3} \times h$$

$$= \frac{1}{12} \times \left(\frac{2}{3} \times h \right) \times h^3 = \frac{1}{18} \times h^4$$

$$\frac{EI_{kolom}}{L_{kolom}} = \frac{EI_{sloof}}{L_{sloof}}$$

$$\frac{720000}{400} = \frac{1}{18} \times h^4$$

$$\frac{720000}{400} = \frac{1}{18} \times h^4$$

$$h = 72,120\text{cm} \rightarrow 40 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} \times h = \frac{2}{3} \times 40 = 26,67 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$$

Dimensi sloof yang dipakai adalah 30/40

4.4 Perancangan Tebal Pelat

Penentuan tebal pelat minimum satu arah harus sesuai dengan SNI 03-2847-2002 pasal 11.5 tabel 8. Sedangkan untuk pelat dua arah harus sesuai dengan SNI 03-2847-2002 pasal 11.5.3.3. Syarat ketebalan pelat minimum dengan balok yang menghubungkan tumpuan pada semua sisinya:

- Untuk $\alpha_m \leq 0,2$, harus menggunakan SNI 03-2847-2002 pasal 911.5.3.2.

Tebal pelat tanpa penebalan = 125 mm

(SNI 03-2847-2002 pasal 11.5.3.2 (a))

Tebal pelat dengan penebalan = 100 mm

(SNI 03-2847-2002 pasal 11.5.3.2(b))

- Untuk $0,2 < \alpha_m < 2$ ketebalan pelat minimum harus memenuhi

$$h_1 = \frac{\lambda_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_m - 0,2)} \quad (2.1)$$

dan tidak boleh kurang dari 120 mm

(SNI 03-2847-2002 pasal 11.5.3.2 (b))

- Untuk $\alpha_m > 2$ ketebalan pelat minimum tidak boleh kurang dari

$$h_2 = \frac{\lambda_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 9\beta} \quad (2.2)$$

dan tidak boleh kurang dari 90 mm
(SNI 03-2847-2002 pasal 11.5.3.2 (c))

Keterangan :

l_n = panjang bentang bersih arah memanjang pelat (m)

β = rasio panjang bentang arah memanjang dengan arah memendek pelat

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

α = rasio dari kekuatan lentur penampang balok dengan kekakuan pelat

f_y = kuat leleh baja non-prategang (M_{pa})

$$\alpha = \frac{E_{cb} \times I_b}{E_{cs} \times I_s}$$

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

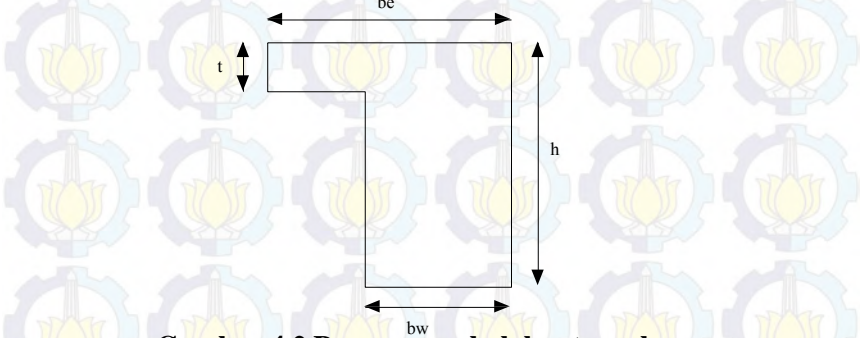
$$I_s = \frac{1}{12} \times b_s \times t^3$$

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



Gambar 4.1 Penampang balok T

- Interior
 - $b_{e1} \leq 0.25 \times L$
 - $b_{e2} \leq b_w + 16t$
 - $b_{e3} \leq b_w + (2 \times \frac{1}{2} L_n)$



Gambar 4.2 Penampang balok setengah

- Eksterior
 - $b_{e1} \leq b_w + 6t$
 - $b_{e2} \leq \frac{L}{12}$
 - $b_{e3} \leq b_w + \frac{1}{2} L_n$
 maka dipilih b_e terkecil
 dimana
 - b_e = lebar efektif
 - b_w = lebar balok
 - t = tebal pelat

L = bentang balok

L_n = bentang bersih antara balok bersebelahan

❖ Perhitungan rasio kekakuan balok dengan pelat

Sebagai contoh perhitungan adalah pada balok induk, direncanakan ketebalan pelat lantai adalah 12 cm

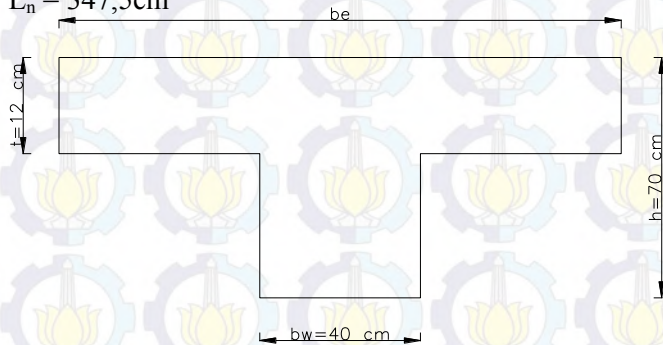
- Balok Induk (BI) 40/70

$b_w = 40\text{cm}$

$h = 70\text{cm}$

$L = 417,5\text{cm}$

$L_n = 347,5\text{cm}$



Gambar 4.3 Penampang T balok anak

$$b_{e1} \leq 0.25 \times L = 0.25 \times 417,5 = 104,375 \text{ cm}$$

$$b_{e2} \leq b_w + 16t = 40 + 16 \times 12 = 232 \text{ cm}$$

$$b_{e3} \leq b_w + 2 \times \frac{1}{2} L_n = 40 + (2 \times \frac{1}{2} \times 347,5) = 387,5 \text{ cm}$$

maka dipakai $b_e = 104,375 \dots$ (terkecil)

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

$$k = \frac{1 + \left(\frac{104,375}{40} - 1\right) \left(\frac{12}{70}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{12}{70}\right) + 4 \left(\frac{12}{70}\right)^2 + \left(\frac{104,375}{40} - 1\right) \left(\frac{12}{70}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{104,375}{40} - 1\right) \left(\frac{12}{70}\right)}$$

$$= 1,45$$

$$I_b = \frac{1}{12} x b_w x h^3 x k = \frac{1}{12} x 40 x 70^3 x 1,45 = 1657833,33 \text{ cm}^4$$

$$I_s = \frac{1}{12} x b_s x t^3 = \frac{1}{12} x \frac{400}{2} x 12^3 = 28800 \text{ cm}^4$$

$$\alpha = \frac{I_b}{I_s} = 57,56$$

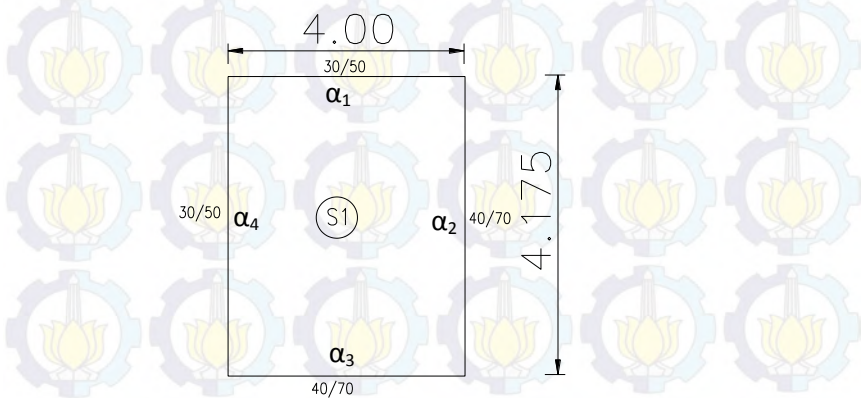
Semua perhitungan rasio kekakuan balok dengan pelat dapat dilihat pada tabel 4.3

Tabel 4.3 Perhitungan rasio kekakuan balok dengan pelat

Jenis balok	Gambar	h	b _w	L	I _n	b _e			b _e pakai	k	I _b	I _s	α
						b _{e1}	b _{e2}	b _{e3}					
Induk (BI)		70.00	40.00	417.50	347.50	104.38	232.00	387.50	104.38	1.45	1661793.82	28800.00	57.70
Anak (BA)		50.00	30.00	417.50	347.50	104.38	222.00	377.50	104.38	1.68	525211.57	28800.00	18.24
Induk (BI)		70.00	40.00	400.00	355.00	33.33	232.00	395.00	33.33	0.94	1073114.51	15030.00	71.40
Anak (BA)		50.00	30.00	400.00	355.00	33.33	222.00	385.00	33.33	1.05	327044.94	21600.00	15.14
Induk (BI)		70.00	40.00	235.00	165.00	19.58	232.00	205.00	19.58	0.80	914590.59	14400.00	63.51
Anak (BA)		50.00	30.00	235.00	165.00	19.58	222.00	195.00	19.58	0.84	261772.73	14400.00	18.18
Induk (BI)		70.00	40.00	200.00	155.00	16.67	232.00	195.00	16.67	0.77	878328.89	15048.00	58.37
Induk (BI)		70.00	40.00	200.00	155.00	16.67	232.00	195.00	16.67	0.77	878328.89	15048.00	58.37

4.4.1 Kontrol Tebal Pelat

- Pelat tipe S1 dengan ukuran 400 cm x 417,5 cm



Gambar 4.4 Pelat tipe S1

$$L_y = 417,5 - \left(\frac{40}{2} + \frac{30}{2} \right) = 382,5 \text{ cm}$$

$$L_x = 400 - \left(\frac{30}{2} + \frac{40}{2} \right) = 365 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{L_n}{S_n} = \frac{382,5}{365} = 1,04 < 2 \dots\dots \text{pelat dua arah}$$

$$\alpha_1 = 57,70$$

$$\alpha_2 = 18,24$$

$$\alpha_3 = 71,40$$

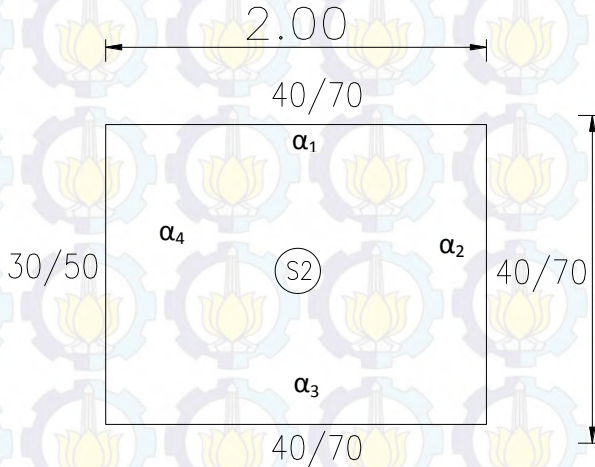
$$\alpha_4 = 15,14$$

$$\alpha_m = \frac{57,70 + 18,24 + 71,40 + 15,14}{4} = 40,62 > 2$$

Sehingga harus memenuhi persyaratan SNI 03-2847-2002 pasal 9.5.3.2 (c)

$$h_2 = \frac{I_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 9\beta}, h_2 = \frac{382,5 \left(0.8 + \frac{400}{1500} \right)}{36 + 9 \times 1,04} = 8,99 < 12 \text{ cm} \dots \text{OK}$$

- Pelat tipe S2 dengan ukuran 200 cm x 235 cm



Gambar 4.5 Pelat tipe S2

$$L_y = 235 - \left(\frac{40}{2} + \frac{40}{2} \right) = 195 \text{ cm}$$

$$L_x = 200 - \left(\frac{30}{2} + \frac{40}{2} \right) = 165 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{L_y}{L_x} = \frac{195}{165} = 1,18 < 2 \dots \dots \text{pelat dua arah}$$

$$\alpha_1 = 63,51$$

$$\alpha_2 = 18,18$$

$$\alpha_3 = 58,37$$

$$\alpha_4 = 58,37$$

$$\alpha_m = \frac{63,51 + 18,18 + 58,37 + 58,37}{4} = 49,61 > 2$$

Sehingga harus memenuhi persyaratan SNI 03-2847-2002 pasal 9.5.3.2 (c)

$$h_2 = \frac{l_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 9\beta}, h_2 = \frac{195 \left(0,8 + \frac{400}{1500} \right)}{36 + 9 \times 1,18} = 4,46 < 12 \text{ cm} \dots \text{OK}$$

4.5 Perancangan Tebal Dinding Geser

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 16.5.3.(1) ketebalan dinding pendukung tidak boleh kurang daripada 1/25 tinggi atau panjang bagian dinding yang ditopang secara lateral, diambil yang terkecil, dan tidak kurang daripada 100 mm.

Direncanakan:

Tebal Dinding Geser = 45 cm

Panjang bentang dinding : 400 cm

Tinggi dinding : 400 cm

$$t \geq \frac{H}{25} = \frac{400}{25} = 16 \text{ cm}$$

$$t \geq \frac{L}{25} = \frac{400}{25} = 16 \text{ cm}$$

Tidak boleh kurang dari 100 mm

Jadi tebal shearwall sebesar 45 cm telah memenuhi syarat.



“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB V

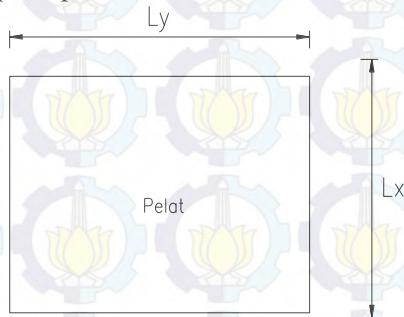
PERANCANGAN STRUKTUR SEKUNDER

5.1 Perancangan Pelat

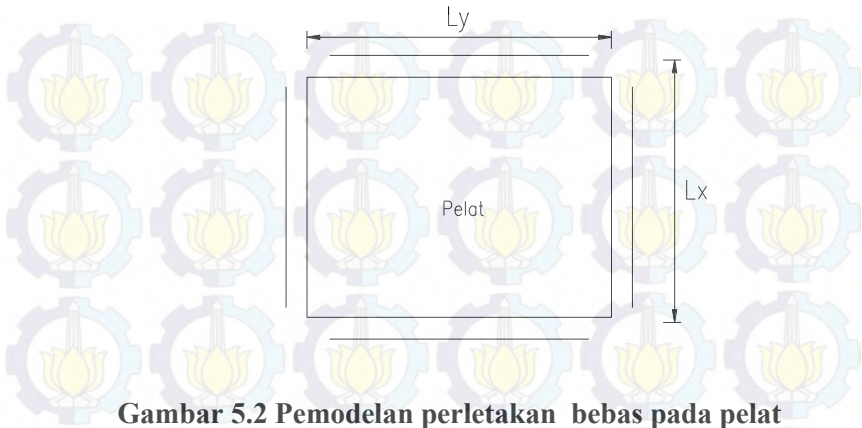
Pelat direncanakan menggunakan tebal 12 cm dengan perincian tebal pelat pracetak 7 cm dan pelat cor setempat 5 cm. Desain Pelat direncanakan pada dua kondisi, yaitu :

1. Sebelum Komposit, yaitu pada saat awal pengecoran topping komponen pracetak dan komponen topping belum menyatu dalam memikul beban. Perletakan dianggap perletakan bebas.
2. Sesudah Komposit, yaitu apabila topping dan elemen pracetak pelat telah bekerja bersama-sam dalam memikul beban. Perletakan sebagai perletakan terjepit elastis karena balok tidak berlaku kaku.

Penulangan akhir nantinya merupakan penggabungan pada dua keadaan diatas. Selain tulangan untuk menahan beban gravitasi perlu juga diperhitungkan tulangan angkat yang sesuai pada pemasangan pelat pracetak.



Gambar 5.1 Pemodelan perletakan bebas pada pelat



Gambar 5.2 Pemodelan perletakan bebas pada pelat

5.1.1 Perencanaan Pembebanan Pelat

5.1.1.1 Pembebanan Pelat Lantai

Sebelum Komposit

Untuk mengantisipasi adanya penumpukan saat pengecoran topping maka tebal topping dalam perhitungan beban perlu diadakan penambahan ketebalan topping menjadi 6 cm (dalam perhitungan beban saja).

1. Beban Mati (DL)

Berat sendiri = $0,07 \times 2400 = 168 \text{ kg/m}^2$

Berat topping = $0,05 \times 2400 = 120 \text{ kg/m}^2$ (a)

2. Beban Hidup (LL)

Berat kerja = 383 kg/m^2 (b)

Pembebanan sebelum komposit diperhitungkan dua keadaan yaitu :

1. Berat orang yang bekerja dan peralatannya pada saat pemasangan pelat pracetak ataupun saat pengecoran topping dianggap sebagai beban kerja (b), berat topping (a) belum bekerja .

2. Topping telah terpasang tapi belum berkomposit dengan pelat pracetak, sehingga yang terjadi hanya beban topping (a).

Pada dua keadaan ini dicari nilai yang paling kritis.

Setelah Komposit

1. Beban Mati (DL)

Berat sendiri = $0,12 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 288 \text{ kg/m}^2$

Plafond dan penggantung = $11 + 7 \text{ kg/m}^2 = 18 \text{ kg/m}^2$

Ubin (t = 2 cm) = $2 \times 11 \text{ kg/m}^2 = 22 \text{ kg/m}^2$

Spesi (t = 2 cm) = $2 \times 21 \text{ kg/m}^2 = 42 \text{ kg/m}^2$

Ducting AC + pipa = $30 \text{ kg/m}^2 = \underline{30 \text{ kg/m}^2 +}$

DL = 400 kg/m^2

2. Beban Hidup (LL)

Beban hidup asrama = 383 kg/m^2

5.1.1.2 Pembebanan Pelat Atap

Sebelum komposit

1. Beban Mati (DL)

Berat sendiri = $0,07 \times 2400 = 168 \text{ kg/m}^2$

Berat topping = $0,05 \times 2400 = 120 \text{ kg/m}^2$ (a)

2. Beban Hidup (LL)

Beban Hidup = 250 kg/m^2 (b)

Komposit

1. Beban Mati (DL)

Berat sendiri = $0,12 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 288 \text{ kg/m}^2$

Plafond dan penggantung = $11 + 7 \text{ kg/m}^2 = 18 \text{ kg/m}^2$

Aspal (t = 1 cm) = $1 \text{ m} \times 14 \text{ kg/m}^2 = 14 \text{ kg/m}^2$

Spesi (t = 2 cm) = $2 \times 21 \text{ kg/m}^2 = 42 \text{ kg/m}^2$

Ducting AC + pipa = $30 \text{ kg/m}^2 = \underline{30 \text{ kg/m}^2 +}$

DL = 392 kg/m^2

2. Beban Hidup (LL)

Beban hidup atap = 100 kg/m^2

Kombinasi Pembebanan Pelat

Berdasarkan SNI 03-2847-2002 11.2 didapatkan

$$Q_u = 1,4DL + 1,6LL.$$

- Beban Kombinasi Pelat Lantai

Sebelum Komposit

1. Ada beban kerja

$$Q_u = 1,2 (168) + 1,6 (250) = 601,6 \text{ kg/m}^2$$

2. Ada overtopping

$$Q_u = 1,2 (168+120) + 1,6 (0) = 345,6 \text{ kg/m}^2$$

Setelah Komposit

1. $Q_u = 1,2 (400) + 1,6 (383) = 1092,8 \text{ kg/m}^2$

- Beban Kombinasi Pelat Atap

Sebelum Komposit

1. Ada beban kerja

$$Q_u = 1,2 (168) + 1,6 (250) = 601,6 \text{ kg/m}^2$$

2. Ada overtopping

$$Q_u = 1,2 (168+120) + 1,6 (0) = 345,6 \text{ kg/m}^2$$

Setelah Komposit

1. $Q_u = 1,2 (392) + 1,6 (100) = 630,4 \text{ kg/m}^2$

5.1.2 Perhitungan Penulangan Pelat

- Pelat Tipe S1 (400 cm x 417,5 cm)

Data perencanaan untuk penulangan pelat :

- Dimensi Pelat (4,00 m x 4,175 m)
- Tebal Pelat (pracetak + topping cor setempat)
120 mm
- Tebal decking 20 mm
- Diameter tulangan rencana 10 mm
- Mutu tulangan $f_y = 400 \text{ Mpa}$
- Mutu beton $f'_c = 30 \text{ Mpa}$

- Pelat Tipe S2 (200 cm x 235 cm)

Data perencanaan untuk penulangan pelat :

- Dimensi Pelat (2 m x 2,35 m)

- Tebal Pelat (pracetak + topping cor setempat)
120 mm
- Tebal decking 20 mm
- Diameter tulangan rencana 10 mm
- Mutu tulangan $f_y = 400$ Mpa
- Mutu beton $f'_c = 30$ Mpa



Gambar 5.3 Potongan melintang pelat

- Untuk Sebelum komposit :

$$d_x = 80 - 20 - \frac{10}{2} = 55 \text{ mm}$$

$$d_y = 80 - 20 - 10 - \frac{10}{2} = 45 \text{ mm}$$

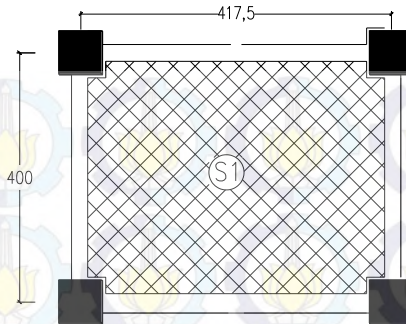
- Untuk Sesudah Komposit :

$$d_x = 120 - 20 - \frac{10}{2} = 95 \text{ mm}$$

$$d_y = 120 - 20 - 10 - \frac{10}{2} = 85 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0.85 - \left(\frac{8}{1000} \right) \times (f'_c - 30)$$

- $\beta_1 = 0.85$ untuk $f'_c = 30$ MPa



Gambar 5.4 Denah tipe pelat

5.1.2.1 Penulangan Sebelum Komposit Akibat Pengangkatan

Sesuai dengan buku “*PCI Design Handbook, Precast and Prestress Concrete, Sixth Edition, 2004, hal 5-6*” figure 5.3.1.2. Dengan menggunakan 4 titik angkat dimana momen daerah tumpuan sama dengan momen daerah lapangan, yaitu sebagai berikut :

$$M_x = 0,0107 \times w \times a^2 \times b$$

$$M_y = 0,0107 \times w \times a \times b^2$$

❖ Untuk pelat tipe S1

Ukuran 4,00 m x 4,175 m ditentukan $a = 4,0$ dan $b = 4,175$ dengan $w = 0,08 \times 2400 = 192 \text{ kg/m}^2$

$$\begin{aligned} \text{Maka : } M_x &= 0,0107 \times 168 \times 4,0^2 \times 4,175 = 120,079 \text{ kgm} \\ &= 0,120 \times 10^7 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_y &= 0,0107 \times 168 \times 4,0 \times 4,175^2 = 125,333 \text{ kgm} \\ &= 0,125 \times 10^7 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Penulangan arah X

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{0,120 \times 10^7}{0,8 \times 1000 \times 55^2} = 0,49$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{15,686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,686 \times 0,49}{400}} \right) = 0,0012$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,0012 < \rho_{\text{min}} = 0,0018 \text{ maka dipakai } \rho_{\text{min}}$$

Tulangan arah X akibat pengangkatan :

$$A_{s\text{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0018 \times 1000 \times 55 = 99 \text{ mm}^2$$

Sesuai SNI 03-2847-2002 pasal 9.6.5 menyebutkan jarak tulangan lentur utama pada pelat adalah:

$$S \leq 3 \times \text{tebal pelat} = 240 \text{ mm}$$

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

Digunakan tulangan lentur ϕ 10-400 mm

$$A_s = 196,34 \text{ mm}^2 > A_{s\text{perlu}} \text{Ok}$$

$$\rho_{\text{pasang}} = \frac{A_{s\text{pasang}}}{b \times d}$$

$$\rho_{\text{pasang}} = \frac{196,34}{1000 \times 55} = 0,0035$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b}$$

$$= \frac{196,34 \times 400}{0,85 \times 30 \times 1000}$$

$$= 3,07$$

$$Mn_{\text{aktual}} = As_1 \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$Mn_{\text{aktual}} = 196,34 \times 400 \left(55 - \frac{3,07}{2} \right)$$

$$= 4198927,24$$

$$\Phi M_n > M_u$$

$$0,8 \times 4198927,24 > 1200000$$

$$3359141,79 > 1200000 \dots \dots \text{(Ok)}$$

Penulangan arah Y

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{0,125 \times 10^7}{0,8 \times 1000 \times 45^2} = 0,92$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) =$$

$$\frac{1}{15,686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,686 \times 0,92}{400}} \right) = 0,0023$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,0023 > \rho_{\text{min}} = 0,0018 \text{ maka dipakai } \rho_{\text{perlu}}$$

Tulangan arah X akibat pengangkatan :

$$A_{s,\text{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0023 \times 1000 \times 45 = 103,5 \text{ mm}^2$$

Sesuai SNI 03-2847-2002 pasal 9.6.5 menyebutkan jarak tulangan lentur utama pada pelat adalah:

$$S \leq 3 \times \text{tebal pelat} = 240 \text{ mm}$$

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

Digunakan tulangan lentur ϕ 10-400 mm

$A_s = 196,34 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perluOk}$

$$\rho_{pasang} = \frac{A_s_{pasang}}{bxd}$$

$$\rho_{pasang} = \frac{196,34}{1000 \times 45} = 0,0043$$

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

$$= \frac{196,34 \times 400}{0,85 \times 30 \times 1000}$$

$$= 3,07$$

$$Mn_{aktual} = A_s \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$Mn_{aktual} = 196,34 \times 400 \left(45 - \frac{3,07}{2} \right)$$

$$= 3413567,24$$

$$\Phi M_n > M_u$$

$$0,8 \times 3413567,24 > 1250000$$

$$2730853,79 > 1250000 \text{.....(Ok)}$$

5.1.2.2 Penulangan Pelat Sebelum Komposit

$$Q_u = 601,6 \text{ kg/m}^2$$

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

$$d_y = 45 \text{ mm}$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times f_c' \times \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= \frac{0,85 \times 30 \times 0,85}{400} \times \frac{600}{600 + 400} = 0,0325$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b = 0,0325 \times 0,75 = 0,024$$

$$\rho_{\min} = 0,0018 \text{ (baja ulir 400 Mpa)}$$

❖ Untuk pelat tipe S1

Dengan menggunakan PBI 1971 halaman 202 maka untuk asumsi perletakan terletak bebas pada 4 sisinya :

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{417,5}{400} = 1,04$$

- $M_{I_x} = 0,001 \times q \times L_x^2 \times X$ nilai $X = 52$
- $M_{I_y} = 0,001 \times q \times L_x^2 \times X$ nilai $X = 45$
- didapatkan $M_{I_x} = 0,001 \times 601,6 \times 4,00^2 \times 52$
 $= 500,531 \text{ kgm} = 0,500 \times 10^7 \text{ Nmm}$
- didapatkan $M_{I_y} = 0,001 \times 601,6 \times 4,00^2 \times 45$
 $= 433,152 \text{ kgm} = 0,433 \times 10^7 \text{ Nmm}$

Penulangan Arah X

Tulangan Lapangan

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{0,500 \times 10^7}{0,8 \times 1000 \times 55^2} = 2,06$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) =$$

$$\frac{1}{15,686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,686 \times 2,06}{400}} \right) = 0,0103$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,0103 > \rho_{\text{min}} = 0,0018$ maka dipakai ρ_{perlu}

Tulangan arah X sebelum komposit :

$$A_{s,\text{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0103 \times 1000 \times 55 = 566,5 \text{ mm}^2$$

Sesuai SNI 03-2847-2002 pasal 9.6.5 menyebutkan jarak tulangan lentur utama pada pelat adalah:

$$S \leq 3 \times \text{tebal pelat} = 240 \text{ mm}$$

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

Digunakan tulangan lentur ϕ 10-120 mm

$$A_s = 654,5 \text{ mm}^2 > A_{s,\text{perlu}} \text{Ok}$$

$$\rho_{\text{pasang}} = \frac{A_{s,\text{pasang}}}{b \times d}$$

$$\rho_{\text{pasang}} = \frac{654,5}{1000 \times 55} = 0,0119$$

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

$$= \frac{654,5 \times 400}{0,85 \times 30 \times 1000}$$

$$= 10,26$$

$$Mn_{\text{aktual}} = A_{s1} \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_{n_{\text{aktual}}} = 654,5 \times 400 \left(55 - \frac{10,26}{2} \right)$$

$$= 13055966$$

$$\Phi M_n > M_u$$

$$0,8 \times 13055966 > 5000000$$

$$10444772,8 > 5000000 \dots \dots \text{(Ok)}$$

Penulangan Arah Y

Tulangan Lapangan

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{0,433 \times 10^7}{0,8 \times 1000 \times 45^2} = 2,67$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) =$$

$$\frac{1}{15,686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,686 \times 2,67}{400}} \right) = 0,00706$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,00706 > \rho_{\text{min}} = 0,0018 \text{ maka dipakai } \rho_{\text{perlu}}$$

Tulangan arah Y sebelum komposit :

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,00706 \times 1000 \times 45 = 317,7 \text{ mm}^2$$

Sesuai SNI 03-2847-2002 pasal 9.6.5 menyebutkan jarak tulangan lentur utama pada pelat adalah:

$$S \leq 3 \times \text{tebal pelat} = 240 \text{ mm}$$

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

Digunakan tulangan lentur ϕ 10-240 mm

$$A_s = 327,2 \text{ mm}^2 > A_{s_{\text{perlu}}} \dots \text{Ok}$$

$$\rho_{pasang} = \frac{A_s_{pasang}}{b \times d}$$

$$\rho_{pasang} = \frac{317,7}{1000 \times 45} = 0,00706$$

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

$$= \frac{317,7 \times 400}{0,85 \times 30 \times 1000}$$

$$= 4,98$$

$$Mn_{aktual} = A_s \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$Mn_{aktual} = 317,7 \times 400 \left(45 - \frac{4,98}{2} \right)$$

$$= 5402170,8$$

$$\Phi M_n > M_u$$

$$0,8 \times 5402170,8 > 4330000$$

$$4331736,64 > 4330000 \dots \dots \text{(Ok)}$$

5.1.2.3 Penulangan Pelat Sesudah Komposit

$$Q_u = 1092,8 \text{ kg/m}^2$$

$$d_x = 95 \text{ mm}$$

$$d_y = 85 \text{ mm}$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times f_c' \times \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= \frac{0,85 \times 40 \times 0,85}{400} \times \frac{600}{600 + 400} = 0,0325$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b = 0,0325 \times 0,75 = 0,024$$

$$\rho_{\min} = 0,0018 \text{ (baja ulir 400 Mpa)}$$

❖ Untuk pelat tipe S1

Dengan menggunakan PBI 1971 halaman 202 maka untuk asumsi perletakan terletak jepit elastis pada 4 sisinya :

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{417,5}{400} = 1,04$$

- $M_{lx} = 0,001 \times q \times L_x^2 \times X$ nilai $X = 28$
- $M_{ly} = 0,001 \times q \times L_x^2 \times X$ nilai $X = 20$
- $M_{tx} = -0,001 \times q \times L_x^2 \times X$ nilai $X = 64$
- $M_{ty} = -0,001 \times q \times L_x^2 \times X$ nilai $X = 56$
- didapatkan $M_{lx} = 0,001 \times 880 \times 4,00^2 \times 28 = 394,24 \text{ kgm} = 0,39424 \times 10^7 \text{ Nmm}$
- didapatkan $M_{ly} = 0,001 \times 880 \times 4,00^2 \times 20 = 281,60 \text{ kgm} = 0,2816 \times 10^7 \text{ Nmm}$
- didapatkan $M_{tx} = -0,001 \times 880 \times 4,00^2 \times 64 = -901,12 \text{ kgm} = -0,90112 \times 10^7 \text{ Nmm}$
- didapatkan $M_{ty} = -0,001 \times 880 \times 4,00^2 \times 56 = -788,48 \text{ kgm} = -0,78848 \times 10^7 \text{ Nmm}$

Penulangan Arah X

Tulangan Lapangan

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{0,39424 \times 10^7}{0,8 \times 1000 \times 95^2} = 0,546 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) =$$

$$\frac{1}{15,686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,686 \times 0,546}{400}} \right) = 0,00137$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,00137 < \rho_{\text{min}} = 0,0018$ maka dipakai ρ_{min}

Tulangan arah X sesudah komposit :

$$A_{s,\text{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,00137 \times 1000 \times 95 = 131,09 \text{ mm}^2$$

Sesuai SNI 03-2847-2002 pasal 9.6.5 menyebutkan jarak tulangan lentur utama pada pelat adalah:

$$S \leq 3 \times \text{tebal pelat} = 390 \text{ mm}$$

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

Digunakan tulangan lentur ϕ 10-400 mm

$$A_s = 196,34 \text{ mm}^2 > A_{s,\text{perlu}} \text{Ok}$$

$$\rho_{\text{pasang}} = \frac{A_{s,\text{pasang}}}{b \times d}$$

$$\rho_{\text{pasang}} = \frac{196,34}{1000 \times 95} = 0,00206$$

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

$$= \frac{196,34 \times 400}{0,85 \times 30 \times 1000}$$

$$= 3,07$$

$$Mn_{\text{aktual}} = A_{s1} \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$Mn_{\text{aktual}} = 196,34 \times 400 \left(95 - \frac{3,07}{2} \right)$$

$$= 7340367,24$$

$$\Phi M_n > M_u$$

$$0,8 \times 7340367,24 > 3942400$$

$$5872293,79 > 3942400 \dots \dots \dots (\text{Ok})$$

Tulangan Tumpuan

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{0,90112 \times 10^7}{0,8 \times 1000 \times 85^2} = 1,559 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) =$$

$$\frac{1}{15,686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,686 \times 1,559}{400}} \right) = 0,00402$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,00402 > \rho_{\text{min}} = 0,0018 \text{ maka dipakai } \rho_{\text{perlu}}$$

Tulangan arah X sesudah komposit :

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,00402 \times 1000 \times 85 = 341,7 \text{ mm}^2$$

Sesuai SNI 03-2847-2002 pasal 9.6.5 menyebutkan jarak tulangan lentur utama pada pelat adalah:

$$S \leq 3 \times \text{tebal pelat} = 390 \text{ mm}$$

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

Digunakan tulangan lentur ϕ 10-200 mm

$$A_s = 392,69 \text{ mm}^2 > A_{s_{\text{perlu}}} \dots \dots \text{Ok}$$

$$\rho_{\text{pasang}} = \frac{A_{s_{\text{pasang}}}}{b \times d}$$

$$\rho_{\text{pasang}} = \frac{392,69}{1000 \times 85} = 0,0046$$

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

$$= \frac{392,69 \times 400}{0,85 \times 30 \times 1000}$$

$$= 6,15$$

$$M_{n_{\text{aktual}}} = A_{s1} \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_{n_{\text{aktual}}} = 392,69 \times 400 \left(85 - \frac{6,15}{2} \right)$$

$$= 12868451,3$$

$$\Phi M_n > M_u$$

$$0,8 \times 12868451,3 > 9011200$$

$$10294761,04 > 9011200 \dots \dots \dots (\text{Ok})$$

Penulangan Arah Y

Tulangan Lapangan

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{0,2816 \times 10^7}{0,8 \times 1000 \times 85^2} = 0,487 \text{ MPa}$$

$$m = 15,686$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{15,686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,686 \times 0,487}{400}} \right) = 0,00122$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,00122 < \rho_{\text{min}} = 0,0018 \text{ maka dipakai } \rho_{\text{min}}$$

Tulangan arah Y sesudah komposit :

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,00122 \times 1000 \times 85 = 103,7 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur ϕ 10-400 mm

$$A_s = 196,34 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ perlu}} \dots \dots \text{Ok}$$

$$\rho_{pasang} = \frac{A_s_{pasang}}{b \times d}$$

$$\rho_{pasang} = \frac{196,34}{1000 \times 85} = 0,0023$$

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

$$= \frac{196,34 \times 400}{0,85 \times 30 \times 1000}$$

$$= 3,07$$

$$Mn_{aktual} = A_s \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$Mn_{aktual} = 196,34 \times 400 \left(85 - \frac{3,07}{2} \right)$$

$$= 6555007,24$$

$$\Phi M_n > M_u$$

$$0,8 \times 6555007,24 > 2816000$$

$$5244005,79 > 2816000 \dots \dots \dots (\text{Ok})$$

Tulangan Tumpuan

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{0,78848 \times 10^7}{0,8 \times 1000 \times 85^2} = 1,364 \text{ MPa}$$

$$m = 15,686$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{15,686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,686 \times 1,364}{400}} \right) = 0,0068$$

$$\rho_{perlu} = 0,0068 > \rho_{min} = 0,0018 \text{ maka dipakai } \rho_{perlu}$$

Tulangan arah Y sesudah komposit :

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0068 \times 1000 \times 45 = 306,9 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur ϕ 10-200 mm

$$A_s = 392,69 \text{ mm}^2 > A_{s_{\text{perlu}}} \text{Ok}$$

$$\rho_{\text{pasang}} = \frac{A_{s_{\text{pasang}}}}{b \times d}$$

$$\rho_{\text{pasang}} = \frac{392,69}{1000 \times 85} = 0,0046$$

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

$$= \frac{392,69 \times 400}{0,85 \times 30 \times 1000}$$

$$= 6,15$$

$$Mn_{\text{aktual}} = A_{s_1} \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$Mn_{\text{aktual}} = 392,69 \times 400 \left(85 - \frac{6,15}{2} \right)$$

$$= 12868451,3$$

$$\Phi M_n > M_u$$

$$0,8 \times 12868451,3 > 7884800$$

$$10294761,04 > 7884800 \text{(Ok)}$$

Penulangan Pelat Yang Terpasang (Terpakai)

Penulangan pelat yang terpakai atau yang akan dipasang adalah dipilih penulangan yang paling menentukan dari 3 kondisi yaitu sebelum komposit, sesudah komposit, pengangkatan.

Tabel 5.1 Tulangan terpasang pada pelat

Tipe Pelat	Tulangan Terpasang mm ²			
	Tulangan Lapangan		Tulangan Tumpuan	
	Arah X	Arah Y	Arah X	Arah Y
SI (4,00 m x 4,175 m)	ϕ 10-400	ϕ 10-400	ϕ 10-200	ϕ 10-200
	$A_s = 196,34\text{mm}^2$	$A_s = 196,34\text{mm}^2$	$A_s = 392,69\text{mm}^2$	$A_s = 392,69\text{mm}^2$

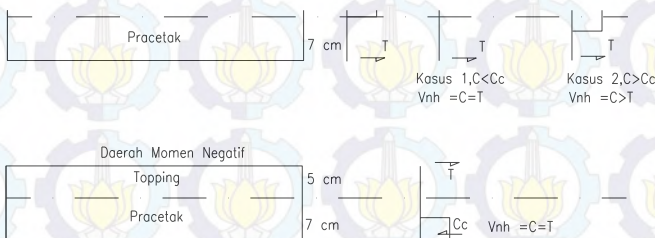
5.1.3 Shear Connector Pelat Lantai

Shear Connector berfungsi sebagai pengikat antar elemen harus mampu mentransfer gaya-gaya dalam yang bekerja pada penampang tekan menjadi gaya geser horisontal yang bekerja pada permukaan pertemuan antara kedua elemen komposit dalam memikul beban.

Dalam SNI 03-2847-2002 gaya geser horisontal bisa diperiksa dengan jalan menghitung perubahan aktual dari gaya tekan dan gaya tarik didalam sembarang segmen dan dengan menentukan bahwa gaya tersebut dipindahkan sebagai gaya geser horisontal elemen – elemen pendukung.

Gaya geser horisontal yang terjadi pada penampang komposit ada dua macam kasus :

- Kasus 1 : gaya tekan elemen komposit kurang dari gaya tekan elemen cor setempat
- Kasus 2 : gaya tekan elemen komposit lebih dari gaya tekan elemen cor setempat



Gambar 5.5 Diagram gaya geser horisontal penampang komposit

Perhitungan stud pelat lantai

$$\begin{aligned} C_c &= 0,85 f_c' \times A_{\text{topping}} \\ &= 0,85 \times 40 \text{ Mpa} \times 50 \text{ mm} \times 1000 \text{ mm} \\ &= 1700000 \text{ N} = 1700 \text{ KN} \end{aligned}$$

Dipakai shear connector ϕ 10 mm

$$A_s = \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 = 78,57 \text{ mm}^2$$

$$V_{nh} = C = T$$

$$= A_s \times f_y$$

$$= 78,57 \times 400 = 31428,6 \text{ N} = 31,43 \text{ KN}$$

$$0,6 A_c = 0,6 \times b_v \times d = 0,6 \times 1000 \times 95 = 57000 \text{ N}$$

$$= 57 \text{ KN} > V_{nh}$$

Sesuai dengan SNI 03-2847-2002 pasal 13.5.5.3:

Bila dipasang sengkang pengikat minimum sesuai dengan 19,6 dan bidang kontakny bersih dan bebas dari serpihan tapi tidak dikasarkan, maka kuat geser V_{nh} tidak boleh diambil lebih dari $0,6 b_w \times d$ dalam Newton (SNI 03-2847-2002 pasal 19.6 .1):

$$A_{v\text{min}} = \frac{b_w \times s}{3 \times f_y} = \frac{1000 \times 200}{3 \times 400} = 166,7 \text{ mm}^2$$

dipasang shear connector ϕ 10-200 mm ($A_v = 393 \text{ mm}^2$)

5.1.4 Panjang Penyaluran Tulangan Pelat

Panjang penyaluran harus disediakan cukup untuk tulangan pelat sebelum dan sesudah komposit :

1. $l_{dh} > 8 d_b = 8 \times 10 = 80 \text{ mm}$

2. $l_{dh} > 150 \text{ mm}$

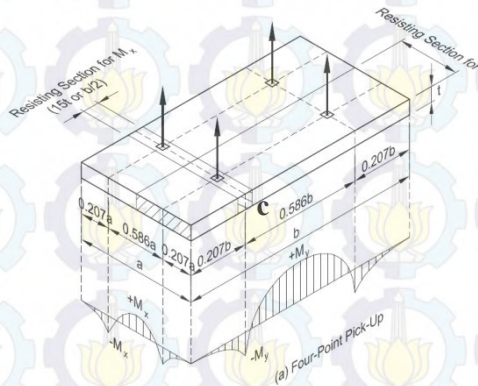
3. $l_{hb} = \frac{100 \times d_b}{\sqrt{f_c'}} = \frac{100 \times 10}{\sqrt{40}} = 158 \text{ mm}$

untuk $f_y = 400 \text{ MPa}$

Maka dipakai panjang penyaluran 160 mm

5.1.5 Perhitungan Tulangan Angkat

Dalam pemasangan pelat pracetak harus pula diingat bahwa pelat akan mengalami pengangkatan sehingga perlu direncanakan tulangan angkat untuk pelat. Semua pelat diangkat dengan empat titik pengangkatan (four point pick-up), seperti pada gambar 5.6.

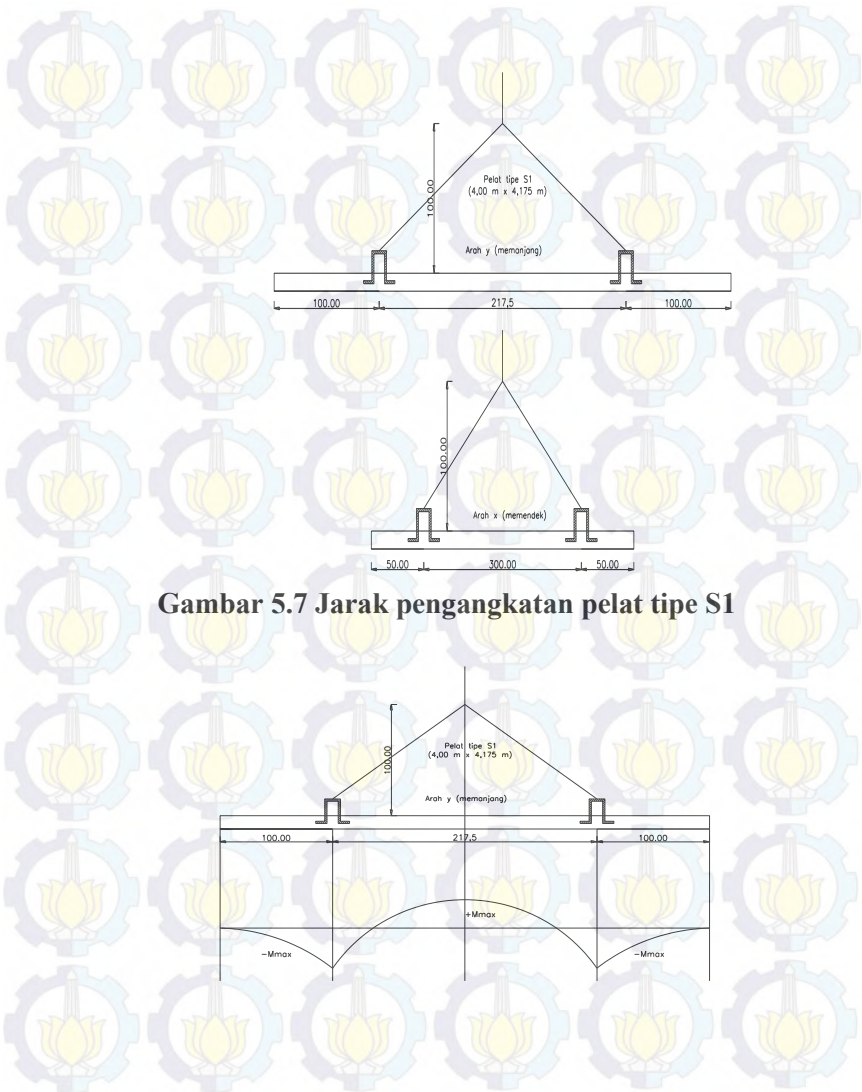


Gambar 5.6 Pengangkatan pelat dengan 4 Titik

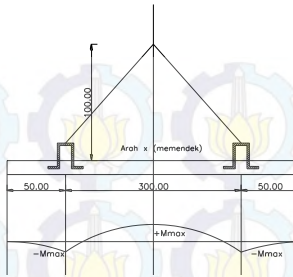
Gaya yang bekerja:

- Gaya akibat pengangkatan akan ditransformasikan kedua arah horisontal, yaitu arah i dan j .
- Tinggi pengangkatan dari muka pelat diambil 100 cm
- Pada perhitungan beban ultimate ditambahkan koefisien kejut ($k = 1,2$)
- DL (tipe S1) = $0,07 \times 4 \times 4,175 \times 2400 = 2805,6 \text{ kg}$

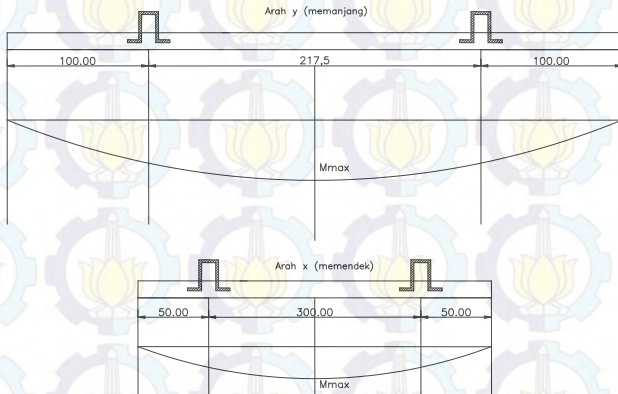
❖ Pengangkatan Pelat Tipe S1



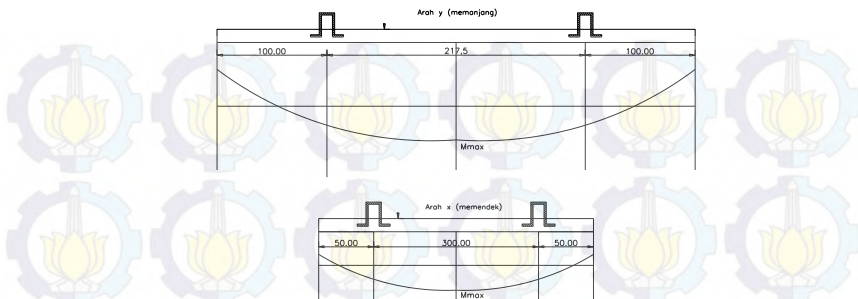
Gambar 5.7 Jarak pengangkatan pelat tipe S1



Gambar 5.8 Momen saat pengangkatan



Gambar 5.9 Momen sebelum pengangkatan



Gambar 5.10 Momen setelah pengangkatan

Beban ultimate = $1,2 \times 1,4 \times 2805,6 = 4713,408 \text{ kg}$

Gaya angkat (T_u) setiap tulangan = $\frac{4713,408}{4} = 1178,352 \text{ kg}$

Tegangan tarik ijin baja $\sigma_{tarik ijin} = \frac{f_y}{1,5} = \frac{4000}{1,5} = 2666,67 \text{ kg/cm}^2$

Maka diameter tulangan angkat = $\sqrt{\frac{4 \times 1178,352}{\pi \times 2667}} = 0,75 \text{ cm} \sim 8 \text{ mm}$

Jadi tulangan angkat dipasang $\phi 8 \text{ mm}$

Kontrol Tulangan Angkat

$$f_{\text{pelat}} < f_{\text{cr}}$$

f_{cr} untuk beton 3 hari adalah 2,4 Mpa

$$y_c = 0,5 \times 0,07 = 0,035 \text{ m}$$

$$w = (0,07 \times 2400) = 168 \text{ kg/m}^2$$

$$+ M_x = - M_x = M_x = 0.0107 \times w \times a^2 \times b \dots\dots(\text{PCI edisi 6 hal 5-6})$$

$$= 0.0107 \times 168 \times 4^2 \times 4,175$$

$$= 120,079 \text{ Kgm}$$

$$+ M_y = - M_y = M_y = 0.0107 \times w \times a \times b^2 \dots\dots(\text{PCI edisi 6 hal 5-6})$$

$$= 0.0107 \times 168 \times 4 \times 4,175^2$$

$$= 125,333 \text{ Kgm}$$

$$P = 1178,352 \text{ kg}$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{1}{0,5 \times 2,175} = 0,92$$

$$M_y = \left(\frac{P \times y_c}{\text{tg} \alpha} \right) \dots\dots(\text{PCI edisi 6 hal 5-8})$$

$$= \left(\frac{1178,352 \times 0,035}{0,92} \right) = 44,83 \text{ kgm}$$

$$M_{\text{tot}} = 125,333 + 44,83 = 170,161$$

- M_y ditahan penampang selebar $a/2 = 400/2 = 200 \text{ cm}$
(PCI edisi 6 hal 5-5)

$$Z = \frac{1}{6} \times 200 \times 7^2 = 1633,33 \text{ cm}^3 = 1633,33 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$f_r = \frac{0,7 \times \sqrt{f'_c}}{SF} = \frac{0,7 \times \sqrt{40}}{1,5} = 2,95 \text{ MPa}$$

$$f_t = f_b = \frac{M_{tot}}{Z} = \frac{170,161 \times 10^4 \text{ Nmm}}{1633,33 \times 10^3}$$

$$= 1,04 \text{ Mpa} < f_r = 2,95 \text{ Mpa} \dots\dots \text{Ok}$$

- Mx ditahan oleh penampang selebar 15t = 120 cm
atau b/2 = 208,75 cm(PCI edisi 6 hal 5-6)
Ambil terkecil = 120 cm

$$tg\alpha = \frac{1}{0,5 \times 3,00} = 0,67$$

$$M_x = \frac{1168,352 \times 0,035}{0,67} = 27,39 \text{ kgm}$$

$$M_{tot} = 120,079 + 27,39 = 147,469 \text{ kgm}$$

$$Z = \frac{1}{6} \times 120 \times 7^2 = 980 \text{ cm}^3$$

$$f_t = f_b = \frac{147,469 \times 10^4}{980 \times 10^3} =$$

$$1,50 \text{ Mpa} < f_r = 2,95 \text{ Mpa} \dots\dots \text{Ok}$$

5.1.6 Kontrol Lendutan dan Retak Pelat

- **Kontrol Lendutan**

Karena tebal pelat yang dipakai lebih besar dari tabel minimum pelat seperti yang disyaratkan aci SNI 03-2847-2002 pasal 11.5.3, maka tidak perlu dilakukan kontrol terhadap lendutan.

- **Kontrol Retak**

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

$$Z = f_s \times \sqrt[3]{d_c x A} \quad \dots\dots\dots \text{SNI 03-2847-2002}$$

Pasal 12.6.4 tidak melebihi 30 MN/m untuk penampang didalam ruangan.

$$\omega = 11 \times 10^{-6} \beta x f_s x \sqrt[3]{d_c x A}$$

Nilai lebar retak < 0,4 mm untuk penampnan didalam ruangan.

Dimana :

f_s = Tegangan dalam tulangan yang dihitung pada beban kerja, f_s dapat diambil $0,6 \times f_y$.
 $= 0,6 \times 400 \text{ MPa} = 240 \text{ MPa}$

d_c = tebal selimut beton diukur dari serat tarik terluar ke pusat batang tulangan
 $= \text{decking} + \phi \text{ sengkang} + \frac{1}{2} \phi \text{ tulangan}$
 $= 20 + 0 + \frac{1}{2} \cdot 10 = 25 \text{ mm} \dots\dots \text{ untuk arah x}$
 $= 20 + 10 + \frac{1}{2} \cdot 10 = 35 \text{ mm} \dots\dots \text{ untuk arah y}$

A = Luas efektif beton tarik disekitar tulangan lentur tarik dan mempunyai titik pusat yang sama dengan titik pusat tulangan (dalam hal ini diambil selebar 1 m) tersebut dibagi dengan jumlah batang tulangan dalam 1 m tersebut.

ω = lebar retak

β = rasio bentang bersih arah memanjang dengan arah memendek pelat

❖ Pelat tipe S1

Retak dalam arah x

$$A = 2 \times d_c \times s = 2 \times 0,025 \times 0,120 = 0,006 \text{ m}^2$$

$$Z = 240 \times \sqrt[3]{0,025 \times 0,006} = 0,42 \text{ MN/m} < 30$$

MN/m.....Ok

$$\omega = 11 \times 10^{-6} \beta x f_s x \sqrt[3]{d_c x A} = 11 \times 10^{-6} \times 1,04 \times 240 \times \sqrt[3]{0,025 \times 0,006}$$

$$\omega = 0,0482 \times 10^{-4} \text{ m} = 0,0482 \times 10^{-7} \text{ mm} < 0,4 \text{ mm} \dots \text{Ok}$$

Retak dalam arah y

$$A = 2 \times d_c \times s = 2 \times 0,035 \times 0,120 = 0,0084 \text{ m}^2$$

$$Z = 240 \times \sqrt[3]{0,035 \times 0,0084} = 0,65 \text{ MN/m} < 30$$

MN/m.....Ok

$$\omega = 11 \times 10^{-6} \beta \times f_s \times f_s \times \sqrt[3]{d_c \times x A} = 11 \times 10^{-6} \times 1,04 \times 240 \sqrt[3]{0,035 \times 0,0084}$$

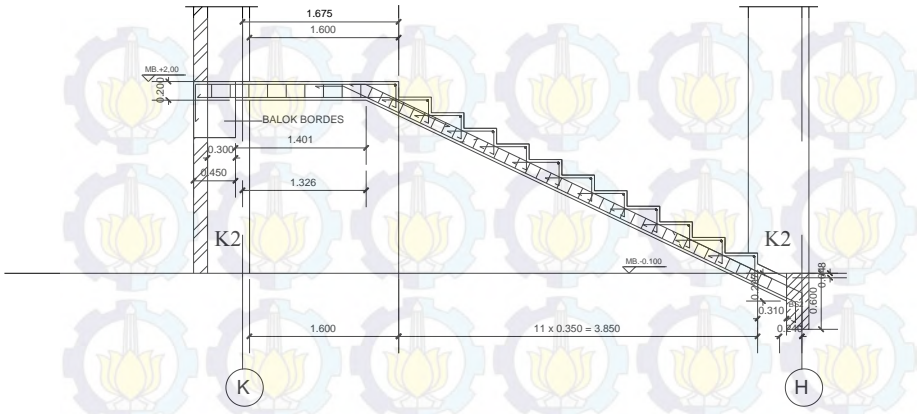
$$\omega = 0,0754 \times 10^{-4} \text{ m} = 0,0754 \times 10^{-7} \text{ mm} < 0,4 \text{ mm} \dots \text{Ok}$$

5.2 Perancangan Tangga

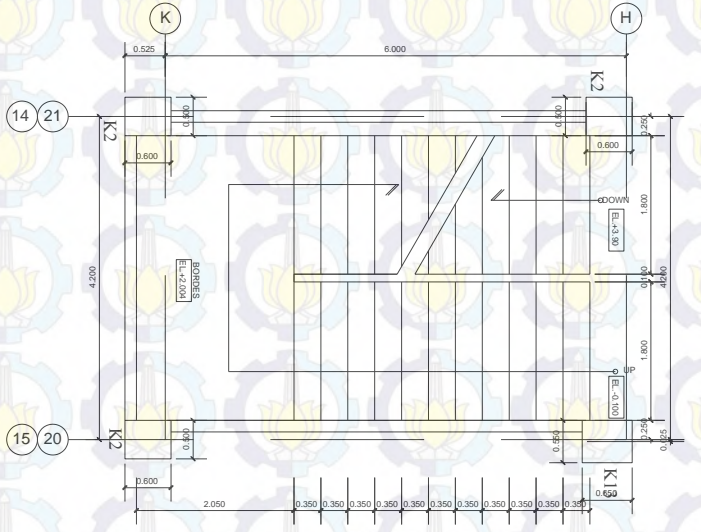
Perletakan dapat diasumsikan sebagai sendi-sendi, sendi-jepit, sendi-rol, ataupun jepit-jepit. Perbedaan asumsi akan menentukan cara penulangan konstruksi serta pengaruhnya terhadap struktur secara keseluruhan. Dalam perhitungan ini perletakan diasumsikan sebagai sendi-rol.

Data-data perancangan :

- Perletakan sendi dan rol pada bagian bordes
- Mutu beton (f_c') = 30 Mpa
- Mutu baja (f_y) = 400 Mpa
- Tinggi antar lantai = 400 cm
- Panjang bordes = 200 cm
- Panjang tangga = 600 cm
- Lebar tangga = 180 cm
- Tebal pelat miring = 15 cm
- Tebal pelat bordes = 15 cm
- Diameter tulangan lentur = 16 mm
- Tebal selimut beton = 20 mm
- Tinggi tanjakan (t) = 17
- Lebar injakan (i) = 35



Gambar 5.11 Skematik tangga



Gambar 5.12 Denah tangga

5.2.1 Perhitungan Pelat Tangga

Syarat perancangan :

$$60 \leq 2.t + i \leq 65$$

Lebar injakan (i) diambil : 35 cm

$$60 \leq 2.t + 27 \leq 65$$

$$16.5 \leq t \leq 19$$

Tinggi tanjakan (t) diambil 16 cm

$$\text{Jumlah tanjakan (} nt \text{)} = \frac{400}{16} = 25 \text{ buah}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah injakan (} ni \text{)} &= nt - 1 \\ &= 25 - 1 = 24 \text{ buah} \end{aligned}$$

Syarat kemiringan tangga

$$20 \leq \alpha \leq 40$$

$$\alpha = \text{arc tg} \left(\frac{16}{35} \right) = 24,56^\circ < 40^\circ \dots \text{Ok}$$

tr = tebal rata – rata

$$\begin{aligned} x &= (i/2) \sin \alpha \\ &= (35/2) \sin 24,56^\circ \\ &= 7,27 \text{ cm} \\ x &= 7,27 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tebal pelat total rata-rata} &= \text{tebal pelat tangga} + x \\ &= 15 + 7,27 = 22,27 \text{ cm} \end{aligned}$$

5.2.2 Pembebanan Pelat dan Tangga

- **Pembebanan Pelat Bordes**

1. **Beban Mati (DL)**

$$\text{Berat sendiri} = 0,15 \times 2400 = 360 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Tegel} = 1 \text{ cm} \times 24 \text{ kg/m}^2 = 24 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Spesi} = 2 \text{ cm} \times 21 \text{ kg/m}^2 = \underline{\underline{42}} \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Total (DL)} = 426 \text{ kg/m}^2$$

2. **Beban Hidup (LL)**

Beban hidup (LL) = 479 kg/m²

$$3. Q_{u1} = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} = 1,2 \times 426 + 1,6 \times 479 = 1277,6 \text{ kg/m}^2$$

• **Pembebanan Pelat Anak Tangga**

1. Beban Mati (DL)

$$\text{Berat sendiri} = 0,196 \times 2400 \times \frac{1}{\cos 24,56^\circ} =$$

$$517,192 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Tegel} = 1 \text{ cm} \times 24 \text{ kg/m}^2 = 24 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Spesi} = 2 \text{ cm} \times 21 \text{ kg/m}^2 = 42 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Railing} = 50 \text{ kg/m}^2 +$$

$$\text{Total (DL)} = 633,192$$

kg/m²

2. Beban Hidup (LL)

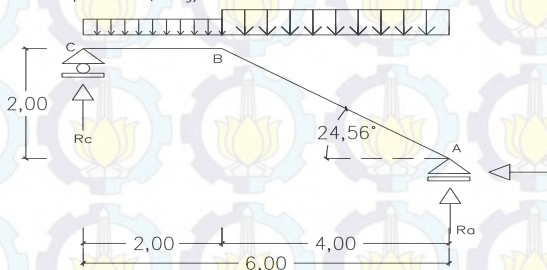
Beban hidup (LL) = 479 kg/m²

$$1. Q_{u2} = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} = 1,2 \times 633,192 + 1,6 \times 479 = 1526,23 \text{ kg/m}^2$$

5.2.3 Analisa Gaya Dalam

$$q_{u1} = 1191,2 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ m} = 1277,6 \text{ kg/m}$$

$$q_{u2} = 1526,23 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ m} = 1526,23 \text{ kg/m}$$



Gambar 5.13 Gaya-gaya yang bekerja pada tangga

1. Reaksi perletakan

$$\triangleright H = 0 \Rightarrow H_A = 0$$

$$\triangleright \Sigma M_a = 0$$

$$R_c (6,00) - q_{u2} (4,00) (2,00) - q_{u1} (2,00) (5,00) = 0$$

$$R_c = \frac{(1526,23)(4,00)(2,00) + (1277,6)(2,00)(5,00)}{6,00}$$

$$R_c = \frac{24985,84}{6,00} = 4164,306 \text{ kg}$$

$$\triangleright \Sigma M_c = 0$$

$$R_a (6,00) - q_{u1} (2,00) (1,00) - q_{u2} (4,00) (4,00) = 0$$

$$R_a = \frac{(1277,6)(2,00)(1,00) + (1526,23)(4,00)(4,00)}{6,00}$$

$$= 4495,813 \text{ kg}$$

$$\triangleright \Sigma V = 0$$

$$R_a + R_c - (q_{u1}) (2,00) - (q_{u2})(4,00) = 0$$

$$4495,813 + 4164,306 - (1277,6)(2,00) - (1526,23)(4,00) = 0$$

$$8660,119 - 8660,119 = 0$$

$$0 = 0 \text{OK!!}$$

2. Gaya-gaya dalam

$$\triangleright \mathbf{B - C} :$$

$$\text{Bidang N} : N_{bc} = 0$$

$$\text{Bidang D} : D_c = - R_c = -4164,306 \text{ kg}$$

$$D_{b \text{ kiri}} = - R_c + q_{u1} (2,00) = -1609,106 \text{ kg}$$

$$\text{Bidang M} : M_c = 0$$

$$M_{\max} : D_{x_2} = 0$$

$$R_c - q_{u1} \cdot X_2 = 0$$

$$X_2 = \frac{4164,306}{1277,6} = 3,25 \text{ cm (diluar BC)}$$

$$M_{\max} = M_{b \text{ kiri}} = R_c (2,00) - 0,5 q_{u1} (2,00)^2 = 5773,412 \text{ kgm}$$

➤ **A – B :**

$$\begin{aligned}
 \text{- Bidang N : } N_a &= -R_a \cdot \sin \alpha - H_a \cdot \cos \alpha \\
 &= -4495,813 \cdot \sin 24,56^\circ + 0 \\
 &= -1868,666 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_b &= -N_a + (q_{u2} \sin \alpha \cdot L_{ab}) \\
 &= -1868,66 + 1526,23 \cdot \sin 24,56^\circ \times 4,26 \\
 &= 4571,087 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

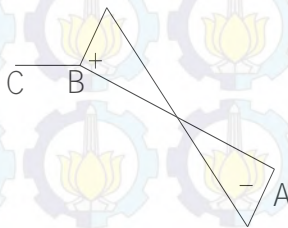
$$\begin{aligned}
 \text{- Bidang D : } D_a &= R_a \cos \alpha - H_a \sin \alpha \\
 &= 4495,813 \times \cos 24,56^\circ - 0 \\
 &= \mathbf{4089,061 \text{ kg}}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 D_{b_{kanan}} &= D_a - (q \cos \alpha \cdot L_{ab}) \\
 &= 4089,061 - (1526,23 \cdot \cos 24,56^\circ \times 4,26) \\
 &= -1824,44 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

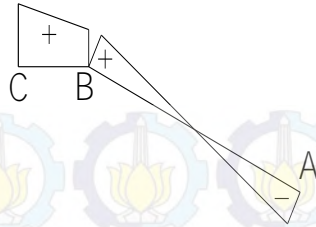
$$\begin{aligned}
 \text{- Bidang M : } M_a &= 0 \\
 M \text{ max: } D_x &= 0 \\
 R_a - q \cdot X_1 &= 0 \\
 X_1 &= \frac{4495,813}{1526,23} = 2,95 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\text{max}} &= (4495,813) \cdot (2,95) - 0,5(1526,23)(2,95)^2 \\
 &= \mathbf{6621,64 \text{ kgm}}
 \end{aligned}$$

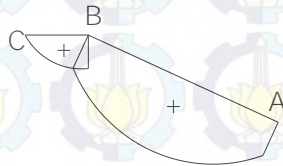
$$\begin{aligned}
 M_{b_{kr}} &= R_a (4,00) - 0,5 q (4,00)^2 \\
 &= 5773,412 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$



Gambar 5.14 Bidang N



Gambar 5.15 Bidang D



Gambar 5.16 Bidang M

5.2.4 Perhitungan Penulangan Pelat Tangga dan Bordes

1. Pelat Tangga

$$d_x = 150 - 20 - 16/2 = 122 \text{ mm}$$

$$d_y = 150 - 20 - 16 - 16/2 = 106 \text{ mm}$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times f_c' \times \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= \frac{0,85 \times 30 \times 0,85}{400} \times \frac{600}{600 + 400} = 0,0325$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \quad \rho_b = 0,75 \times 0,0325 = 0,024$$

$$\rho_{min} = 0,0018 \text{ (baja ulir 400 Mpa)}$$

Tulangan Lentur

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{6,62164 \times 10^7}{0,8 \times 1000 \times 122^2} = 5,56 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{15,686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,686 \times 5,56}{400}} \right) = 0,015$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,015 > \rho_{\text{min}} = 0,0018$ maka dipakai ρ_{perlu}

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,015 \times 1000 \times 122 = 1830 \text{ mm}^2$$

Menurut ACI 318M- 2008 menyebutkan bahwa
 Jarak tulangan utama $\leq 3 \times$ tebal pelat = 450 mm
 ≤ 500 mm

Digunakan tulangan lentur ϕ 19-100 mm
 $A_s = 2010,62 \text{ mm}^2 > A_{s_{\text{perlu}}}$ Ok

- Penulangan Geser

$$V_u = 4089,061 \text{ kg}$$

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

$$\phi V_c = \phi \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d$$

$$\phi V_c = 0,75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 1000 \times 122$$

$$= 83527,69 = 8352,7 \text{ kg}$$

Karena $V_u < 0,5 \phi V_c$ maka tidak perlu penulangan geser.
 Tetapi tetap dipasang tulangan geser minimum.

- Penulangan lentur arah melintang pelat

$$L_n = 420 \text{ cm}$$

$$S_n = 200 \text{ cm}$$

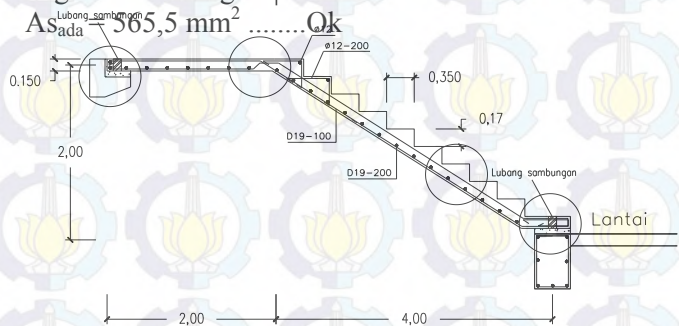
$$\beta = \frac{L_n}{S_n} = \frac{420}{200} = 2,1 \geq 2$$

Direncanakan sebagai pelat satu arah sehingga penulangan arah y adalah tulangan pembagi dengan jumlah tulangan :

$$\begin{aligned} \text{Tulangan pembagi} &= 0,2 \times A_{\text{bruto}} \\ &= 0,2 \times 2010,62 = 402,12 \\ &\text{mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan $\phi 12 - 200$

$$A_{\text{sada}} = 365,5 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots \text{Ok}$$



5.3 **Gambar 5.17 Penulangan tangga Perancangan Balok Anak 30/ 50**

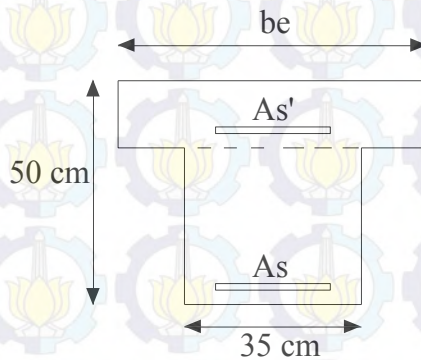
Menurut Peraturan Beton Indonesia 1971 (PBI 1971) bahwa suatu balok dianggap terjepit pada suatu tumpuan, apabila balok tersebut pada tumpuan tersebut merupakan satu kesatuan monolit dengan balok lain, dinding atau kolom beton bertulang yang dapat dianggap memberikan perlawanan terhadap perubahan bentuk balok di tumpuan tersebut..

Atas dasar itulah maka balok anak sebelum komposit tumpuannya dianggap terletak bebas, dan balok

anak setelah komposit tumpuannya dianggap terletak jepit elastis.

5.3.1 Perhitungan Beban Terbagi Rata

Yang menjadi beban terbagi rata dari balok anak adalah berat akibat pelat ditambah dengan berat sendiri balok anak.

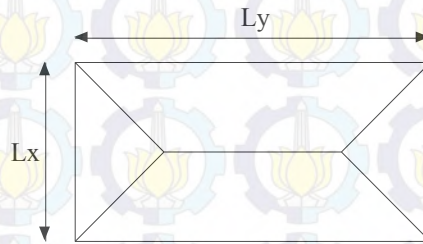


Gambar 5.18 Potongan Melintang Balok Anak

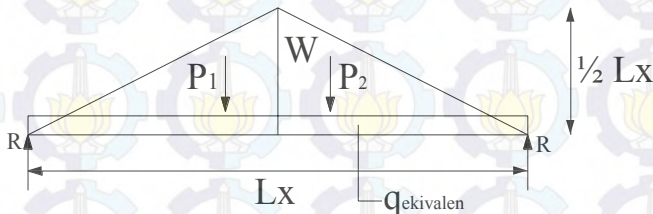
Distribusi beban pada balok pendukung sedemikian sehingga dapat dianggap sebagai beban trapesium saja karena balok anak hanya terletak pada arah melintang.

Beban – beban trapesium tersebut kemudian dirubah menjadi beban merata ekuivalen dengan menyamakan momen maksimumnya.

Variasi pembebanan dan beban ekuivalen yang terjadi pada perhitungan balok anak ini antara lain :



1. Beban ekuivalen segitiga



Beban Segitiga

$$W = \frac{1}{2} \times q \times Lx$$

$$R = P_1 = P_2$$

$$R = \frac{1}{2} \times \left(\frac{1}{2} \times Lx\right) \times W$$

$$R = \frac{1}{8} \times q \times Lx^2$$

$$M_{\max} = \left(R \times \frac{1}{2}Lx\right) - \left(P \times \frac{1}{3} \times \frac{1}{2}Lx\right)$$

$$M_{\max} = R \times \left(\frac{1}{3}Lx\right) = \frac{1}{24} \times q \times Lx^3$$

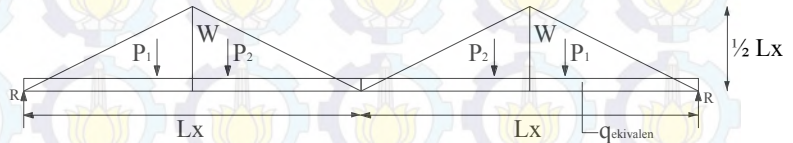
$$M_{eq} = \frac{1}{8} \times q_{ek} \times Lx^2$$

$$M_{\max} = M_{eq}$$

$$\frac{1}{24} \times q \times Lx^3 = \frac{1}{8} \times q_{ek} \times Lx^2$$

$$q_{ek} = \frac{1}{3} \times q \times Lx$$

2. Beban ekivalen dua segitiga



Beban Dua Segitiga

$$W = \frac{1}{2} \times q \times Lx$$

$$P_1 = P_2$$

$$R = P_1 + P_2$$

$$R = \left[\frac{1}{2} \times \left(\frac{1}{2} \times Lx \right) \times W \right] \times 2$$

$$R = \frac{1}{4} \times q \times Lx^2$$

$$M_{max} = (R \times Lx) - (P_1 \times (Lx - \frac{1}{3} Lx)) - (P_2 \times \frac{1}{3} Lx)$$

$$M_{max} = (P_1 \times Lx) + (P_2 \times Lx) - (P_1 \times Lx) + \frac{1}{3} (P_1 \times Lx) - \frac{1}{3} (P_2 \times \frac{1}{3} Lx)$$

$$M_{max} = \frac{1}{3} (P_1 \times Lx) + \frac{2}{3} (P_2 \times Lx)$$

$$M_{max} = Lx \left(\frac{1}{3} P_1 + \frac{2}{3} P_2 \right) = Lx \left(\frac{1}{3} \left(\frac{1}{8} q \times Lx^2 \right) + \frac{2}{3} \left(\frac{1}{8} q \times Lx^2 \right) \right)$$

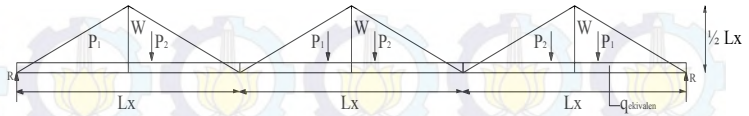
$$M_{eq} = \frac{1}{8} \times q_{ek} \times (2Lx)^2 = \frac{1}{2} \times q_{ek} \times Lx$$

$$M_{max} = M_{eq}$$

$$\frac{1}{8} \times q \times Lx^2 = \frac{1}{2} \times q_{ek} \times Lx^2$$

$$q_{ek} = \frac{1}{4} \times q \times Lx$$

3. Beban ekivalen tiga segitiga



Beban Tiga Segitiga

$$W = \frac{1}{2} \times q \times Lx$$

$$P_1 = P_2$$

$$R = 3P$$

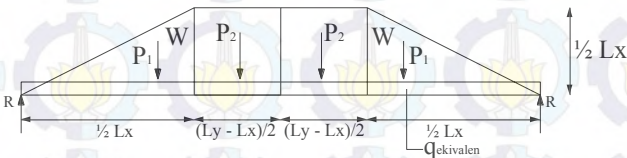
$$M_{\max} = \frac{1}{8} q_{\text{eq}} (3Lx)^2 = \frac{9}{8} q_{\text{eq}} Lx^2$$

$$\begin{aligned} M_{\max} &= \frac{3}{4} \times p \times Lx (1,5Lx) - \frac{1}{4} P \times Lx (13/6 Lx) \\ &= \frac{9}{8} \times p \times Lx^2 - \frac{13}{24} \times p \times Lx^2 \\ &= \frac{7}{12} \times p \times Lx^2 \end{aligned}$$

$$\frac{9}{8} q_{\text{eq}} Lx^2 = \frac{7}{12} \times p \times Lx^2$$

$$q_{\text{eq}} = \frac{14}{27} p = \frac{7}{27} q \times Lx$$

4. Beban Ekivalen Trapesium



Beban Trapesium

$$W = \frac{1}{2} \times q \times Lx$$

$$P_1 = \frac{1}{8} \times q \times Lx^2$$

$$P_2 = \frac{1}{2} (Ly - Lx) \times \frac{1}{2} \times q \times Lx$$

$$R = P_1 + P_2$$

$$R = \left[\frac{1}{2} \times \left(\frac{1}{2} \times Lx \right) \times W \right] \times 2$$

$$R = \frac{1}{4} \times q \times Lx^2$$

$$M_{\max} = (R \times \frac{1}{2} Ly) - (P_1 \times (\frac{1}{2} Ly - \frac{1}{3} Lx)) - (P_2 \times \frac{1}{4} (Ly - Lx))$$

$$M_{\max} = (R \times \frac{1}{2} Ly) - (\frac{1}{2} P_1 \times Ly) - (\frac{1}{3} P_1 \times Lx) - (\frac{1}{4} P_2 \times Ly) + (\frac{1}{4} P_2 \times Lx)$$

$$M_{\max} = (\frac{1}{2} P_1 \times Ly) + (\frac{1}{2} P_2 \times Ly) - (\frac{1}{2} P_1 \times Ly) + (\frac{1}{3} P_1 \times Lx) - (\frac{1}{4} P_2 \times Ly) + (\frac{1}{4} P_2 \times Lx)$$

$$M_{\max} = (\frac{1}{4} P_2 \times Ly) + (\frac{1}{3} P_1 \times Lx) + (\frac{1}{4} P_2 \times Lx)$$

$$M_{\max} = (\frac{1}{16} \times q \times Lx \times Ly^2) - (\frac{1}{16} \times q \times Lx^2 \times Ly) + (\frac{1}{24} \times q \times Lx^3) + (\frac{1}{16} \times q \times Lx^2 \times Ly) - (\frac{1}{16} \times q \times Lx^3)$$

$$M_{\max} = (\frac{1}{16} \times q \times Lx \times Ly^2) - (\frac{1}{24} \times q \times Lx^3)$$

$$M_{\max} = \frac{1}{8} \times q \times Ly^2 \left((\frac{1}{2} Lx) - (\frac{1}{6} \times Lx^3 / Ly^2) \right)$$

$$M_{eq} = \frac{1}{8} \times q_{ek} \times Ly^2$$

$$M_{\max} = M_{eq}$$

$$\frac{1}{8} \times q \times Ly^2 \left((\frac{1}{2} Lx) - (\frac{1}{6} \times Lx^3 / Ly^2) \right) = \frac{1}{8} \times q_{ek} \times Ly^2$$

$$q_{ek} = q \times \left(\left(\frac{1}{2} Lx \right) - \left(\frac{1}{6} \frac{Lx^3}{Ly^2} \right) \right)$$

$$q_{ek} = \frac{1}{2} \times q \times Lx \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{Lx}{Ly} \right)^2 \right)$$

Beban – beban yang bekerja :

$$Q \text{ pelat sebelum komposit} = 601,6 \text{ kg/m}^2$$

$$Q \text{ pelat sesudah komposit} = 1092,8 \text{ kg/m}^2$$

$$Q \text{ berat sendiri balok anak} = 0,30 \text{ m} \times 0,50 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 \\ = 360 \text{ kg/m}$$

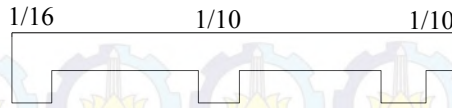
$$Q \text{ berat balok anak yang menjadi beban} = (3 \times 0,30 \text{ m} \times 0,50 \\ \text{ m} \times 1,825/2 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 + 1 \times 0,30 \text{ m} \times 0,50 \text{ m} \times \\ 4,175/2 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 + 2 \times 1/3 \times 601,6 \text{ kg/m}^2 \times 4,175 \\ \text{ m})/6,00 \text{ m} = 568,29 \text{ kg/m}$$

$$Q_{\text{sebelum komposit}} : 2 \times \frac{7}{27} q \times Lx = 2 \times \frac{7}{27} \times (601,6) \times 6,00 = \\ 1871,64 \text{ kg/m}$$

$$Q_{\text{sesudah komposit}} : 2 \times \frac{7}{27} q \times Lx = 2 \times \frac{7}{27} \times (1092,8) \times 6 = 3399,82 \\ \text{ kg/m}$$

5.3.2 Perhitungan Momen dan Geser

- ❖ Perhitungan momen dan gaya lintang sesuai dengan ikhtisar momen – momen dan gaya melintang dari SNI 03-2847-2002 pasal 10.3.3.5



Gambar 5.19. Momen – Momen dan Gaya – Gaya Melintang

Sesuai SNI 03-2847-2002 pasal 10.3.3.5

Momen sebelum komposit

$$M_{\text{tumpuan}} = -\frac{1}{16} (360 + 568,29 + 1871,64) 6,00^2 = 6299,84$$

kgm

$$M_{\text{lapangan}} = \frac{1}{10} (360 + 568,29 + 1871,64) 6,00^2 = 10079,74$$

kgm

$$V = \frac{1}{2} \times (360 + 568,29 + 1871,64) 6,00 = 8399,79 \text{ kg}$$

Momen sesudah komposit

$$M_{\text{tumpuan}} = -\frac{1}{16} (360 + 568,29 + 3399,82) 6,00^2 = 9738,24 \text{ kgm}$$

kgm

$$M_{\text{lapangan}} = \frac{1}{10} (360 + 568,29 + 3399,82) 6,00^2 = 15581,19$$

kgm

$$V = \frac{1}{2} \times (360 + 568,29 + 3399,82) 6,00 = 12984,33 \text{ kg}$$

5.3.3 Perhitungan Tulangan

Perhitungan Tulangan Sebelum Komposit

Dimensi balok anak 30/50

Tebal selimut beton = 40 mm

Diameter tulangan utama = 22 mm

Diameter tulangan sengkang = 10 mm

$f_c' = 30$ Mpa

$f_y = 400$ Mpa

Tinggi efektif = $500 - 40 - 10 - \frac{1}{2}(22) = 439$ mm

$$\rho_b = \frac{0,85 \times f_c' \times \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= \frac{0,85 \times 30 \times 0,81}{400} \times \frac{600}{600 + 400} = 0,0309$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \rho_b = 0,0309 \times 0,75 = 0,023$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = 1,4/400 = 0,0035$$

Tulangan Tumpuan

$M_{tumpuan} = 6299,84$ kgm = 62998400 Nmm

$$R_n = \frac{Mn}{b.d^2} = \frac{6,299 \times 10^7}{0,8 \times 300 \times 439^2} = 1,361 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times Rn}{f_y}} \right) =$$

$$\frac{1}{15,686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,686 \times 1,361}{400}} \right) = 0,0068$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,0068 > \rho_{\text{min}} = 0,0035 \text{ maka dipakai}$$

$$\rho_{\text{perlu}}$$

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0068 \times 300 \times 439 = 897,218 \text{ mm}^2$$

$$\text{Digunakan } 3D22 \text{ mm} = 1140,398 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 1140,398 \text{ mm}^2 > A_{s_{\text{perlu}}}$$

Kontrol Kekuatan :

$$\rho = \frac{A_{s_{\text{ada}}}}{b \times d_{\text{ada}}} = \frac{1140,398}{300 \times 439} = 0,0086 > \rho_{\text{perlu}}$$

$$a = \frac{A_{s_{\text{ada}}} \times f_y}{0,85 \times b \times f_c'} = \frac{1140,398 \times 400}{0,85 \times 300 \times 30} = 59,62 \text{ mm}$$

$$M_u = \phi \times A_s \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 0,8 \times 1140,398 \times 400 \left(439 - \frac{59,62}{2} \right)$$

$$= 14,93 \times 10^7 \text{ Nmm}$$

$$M_u > M_{\text{tumpuan}}$$

$14,93 \times 10^7 \text{ Nmm} > 6,299 \times 10^7 \text{ Nmm}$ Ok

Tulangan Lapangan

$$M_{\text{lapangan}} = 10079,74 \text{ kgm} = 10,079 \times 10^7 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{Mn}{b.d^2} = \frac{10,079 \times 10^7}{0,8 \times 300 \times 439^2} = 2,179 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) =$$

$$\frac{1}{15,686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,686 \times 2,179}{400}} \right) = 0,0108$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,0108 > \rho_{\text{min}} = 0,0035 \text{ maka dipakai}$$

ρ_{perlu}

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho.b.d = 0,0108 \times 300 \times 439 = 1434,87 \text{ mm}^2$$

$$\text{Digunakan 4D22 mm} = 1520,53 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 1520,53 \text{ mm}^2 > A_{s_{\text{perlu}}}$$

Kontrol Kekuatan :

$$\rho = \frac{A_{s_{\text{ada}}}}{b \times d_{\text{ada}}} = \frac{1520,53}{300 \times 439} = 0,011 > \rho_{\text{perlu}}$$

$$a = \frac{A_{s_{\text{ada}}} \times f_y}{0,85 \times b \times f_c'} = \frac{1520,53 \times 400}{0,85 \times 300 \times 30} = 79,50 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \mu &= \rho \times A_s \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,8 \times 1520,53 \times 400 \left(439 - \frac{79,50}{2} \right) \end{aligned}$$

$$= 19,42 \times 10^7 \text{ Nmm}$$

$$\mu > M_{\text{lapangan}}$$

$$19,42 \times 10^7 \text{ Nmm} > 10,079 \times 10^7 \text{ Nmm} \dots\dots$$

Ok

Perhitungan Tulangan Sesudah Komposit

Dimensi balok anak 35/50

Tebal selimut beton = 40 mm

Diameter tulangan utama = 22 mm

Diameter tulangan sengkang = 10 mm

$f'_c = 35 \text{ Mpa}$

$f_y = 400 \text{ Mpa}$

Tinggi efektif = $500 - 40 - 10 - \frac{1}{2}(22) = 439 \text{ mm}$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times f'_c \times \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= \frac{0,85 \times 30 \times 0,81}{400} \times \frac{600}{600 + 400} = 0,0309$$

$$\rho_{\text{maks}} = 0,75 \rho_b = 0,0309 \times 0,75 = 0,023$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = 1,4/400 = 0,0035$$

Tulangan Tumpuan

$$M_{\text{tumpuan}} = 9738,24 \text{ kgm} = 9,738 \times 10^7 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{9,738 \times 10^7}{0,8 \times 300 \times 439^2} = 2,105 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) =$$

$$\frac{1}{15,686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,686 \times 2,105}{400}} \right) = 0,0105$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,0105 > \rho_{\min} = 0,0035 \text{ maka dipakai}$$

ρ_{perlu}

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0105 \times 300 \times 439 = 1386,14 \text{ mm}^2$$

$$\text{Digunakan } 4D22 \text{ mm} = 1520,53 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 1520,53 \text{ mm}^2 > A_{s_{\text{perlu}}}$$

$$\text{Bawah } 2D22 = 760 \text{ mm}^2$$

Kontrol Kekuatan :

$$\rho = \frac{A_{s_{\text{ada}}}}{b \times d_{\text{ada}}} = \frac{1520,53}{300 \times 439} = 0,011 > \rho_{\text{perlu}}$$

$$a = \frac{As_{ada} \times f_y}{0,85 b f'_c} = \frac{1520,53 \times 400}{0,85 \times 300 \times 30} = 79,50 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} Mu &= \phi \times As \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,8 \times 1520,53 \times 400 \left(439 - \frac{79,50}{2} \right) \\ &= 19,42 \times 10^7 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$Mu > M_{lapangan}$

$19,42 \times 10^7 \text{ Nmm} > 9,738 \times 10^7 \text{ Nmm} \dots\dots\dots \text{Ok}$

Tulangan Lapangan

$$M_{lapangan} = 15581,19 \text{ kgm} = 15,581 \times 10^7 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b.d^2} = \frac{15,581 \times 10^7}{0,8 \times 300 \times 439^2} = 3,368 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times Rn}{f_y}} \right) =$$

$$\frac{1}{15,686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,686 \times 3,368}{400}} \right) = 0,0168$$

$$\rho_{perlu} = 0,0168 > \rho_{min} = 0,0035 \text{ maka dipakai}$$

ρ_{perlu}

$$A_{s_{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0168 \times 300 \times 439 = 2217,82 \text{ mm}^2$$

$$\text{Digunakan } 6D22 \text{ mm} = 2280,79 \text{ mm}^2$$

$$\text{Atas} = 3D22 \text{ mm} = 1140 \text{ mm}^2$$

Kontrol Kekuatan :

$$\rho = \frac{A_{s_{ada}}}{b \times d_{ada}} = \frac{2280,79}{300 \times 439} = 0,017 > \rho_{perlu}$$

$$a = \frac{A_{s_{ada}} \times f_y}{0,85 b f'_c} = \frac{2280,79 \times 400}{0,85 \times 300 \times 30} = 119,25 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_u &= \phi \times A_s \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,8 \times 2280,79 \times 400 \left(439 - \frac{119,25}{2} \right) \\ &= 19,42 \times 10^7 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$M_u > M_{lapangan}$$

$$27,68 \times 10^7 \text{ Nmm} > 15,581 \times 10^7 \text{ Nmm} \dots\dots\dots \text{Ok}$$

Perhitungan Tulangan Geser

Dipakai tulangan diameter 12 mm

Perhitungan Tulangan Geser Sebelum Komposit

$$V_u = 8399,79 \text{ kg} = 83997,9 \text{ N}$$

$$V_c = \frac{1}{6} x \sqrt{f_c'} x b_w x d$$

$$= \frac{1}{6} x \sqrt{30} x 300 x 439 = 120225,10 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,6 x 120225,10 = 72135,06 \text{ N}$$

$$\frac{1}{2} x \phi V_c = \frac{1}{2} x \phi x 72135,06 = 36067,53 \text{ N}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} = \frac{83997,9}{0,75} = 111997,2 \text{ N}$$

$$A_v = 2 x A_s$$

$$A_s \phi 10 = 78,5 \text{ mm}^2$$

$$A_v = 2 x 78,5 = 157 \text{ mm}^2$$

Perhitungan jarak sengkang

Dimana :

$$S_{maks} = \frac{A_v x f_y x d}{V_s} = \frac{157 x 400 x 439}{111997,2} = 246,15$$

mm

$$S_{maks} \leq 0,5 x d = 0,5 x 439 = 219,5 \text{ mm}$$

$$S_{maks} \leq 600 \text{ mm}$$

maka dipasang $s = 200 \text{ mm}$

Perhitungan Tulangan Geser Setelah Komposit

$$V_u = 12984,33 \text{ kg} = 129843,3 \text{ N}$$

$$V_c = \frac{1}{6} x \sqrt{f_c'} x b_w x d$$

$$= \frac{1}{6} x \sqrt{30} x 350 x 439 = 120225,10 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,6 x 120225,10 \text{ N} = 72135,06 \text{ N}$$

$$\frac{1}{2} x \phi V_c = 0,6 x \phi x 120225,10 \text{ N} = 36067,53 \text{ N}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} = \frac{129843,3}{0,75} = 173124,4 \text{ N}$$

$$A_v = 2 x A_s$$

$$A_s \phi 10 = 78,5 \text{ mm}^2$$

$$A_v = 2 x 78,5 = 157 \text{ mm}^2$$

Perhitungan jarak sengkang

Dimana :

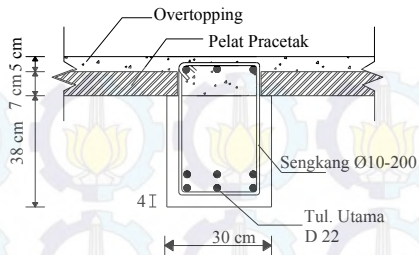
$$S_{\text{maks}} = \frac{A_v x f_y x d}{V_s} = \frac{157 x 400 x 439}{173124,4} = 159,24$$

mm

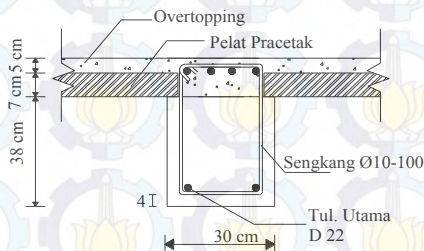
$$S_{\text{maks}} \leq 0,5 x d = 0,5 x 439 = 219,5 \text{ mm}$$

$$S_{\text{maks}} \leq 600 \text{ mm}$$

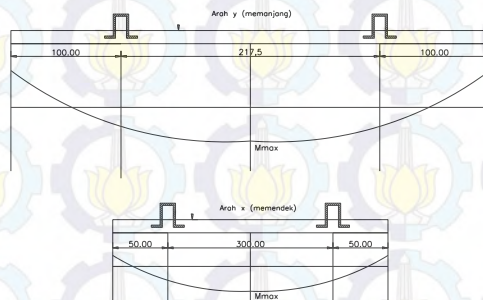
maka dipasang s = 100 mm



Gambar 5.20 Sketsa tulangan lapangan balok anak



Gambar 5.21 Sketsa tulangan tumpuan balok anak

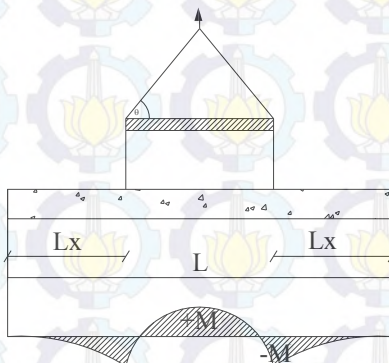


Gambar 5.22 Gambar momen balok anak

5.3.4 Pengangkatan Elemen Balok Anak

Balok anak dibuat secara pracetak dipabrik. Elemen balok harus dirancang untuk menghindari kerusakan

pada waktu proses pengangkatan. Titik pengangkatan dan kekuatan tulangan angkat harus menjamin keamanan elemen balok tersebut dari kerusakan.



Gambar 5.23 Momen Saat Pengangkatan Balok

Dimana :

$$+M = \frac{WL^2}{8} \left(1 - 4X + \frac{4Y_c}{Lx \operatorname{tg}\theta} \right)$$

$$-M = \frac{WX^2L^2}{2}$$

$$X = \frac{1 + \frac{4Y_c}{Lx \operatorname{tg}\theta}}{2 \left(1 + \sqrt{1 + \frac{Yt}{Yb} \left(1 + \frac{4Y_c}{Lx \operatorname{tg}\theta} \right)} \right)}$$

Contoh perhitungan :

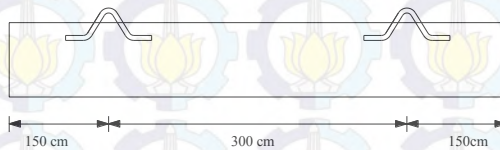
$$Y_t = Y_b = \frac{(50-12)}{2} = 19 \text{ cm}$$

$$I = \frac{1}{12} \times 30 \times 38^3 = 137180 \text{ cm}^4$$

$$Y_c = Y_t + 5 = 24 \text{ cm}$$

$$X = \frac{1 + \frac{4 \times 24}{600 \times \text{tg}45^\circ}}{2 \left(1 + \sqrt{1 + \frac{19}{19} \left(1 + \frac{4 \times 24}{600 \times \text{tg}45^\circ} \right)} \right)} = 0,20$$

$$X \times L = 0,20 \times 600 = 121,6 \text{ cm}$$



Gambar 5.24 Letak Titik Pengangkatan

Data – data profil baja :

- Panjang tekuk = 300 cm
- Mutu baja Bj 36
- Profil WF 100 x 100 x 6 x 8

$$A = 21,9 \text{ cm}^2$$

$$i_s = 4,18 \text{ cm}$$

$$i_y = 2,47 \text{ cm}$$

$$w = 17,2 \text{ kg/m}$$

Pembebanan

$$\text{Balok} = 0,30 \times 0,38 \times 6,0 \times 2400 = 1641,6 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Balok Profil} &= 17,2 \times 6,0 = 103,2 \text{ kg} \\ &= 1744,8 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T \sin \theta = P &= \frac{1,2 \times k \times Wt}{2} = \frac{1,2 \times 1,2 \times 1744,8}{2} \\ &= 1256,25 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$T = \frac{1256,25}{\sin 45} = 1776,61 \text{ kg}$$

Tulangan Angkat Balok Melintang

$$P_u = 1776,61 \text{ kg}$$

Menurut PBB1 pasal 2.2.2. tegangan ijin tarik dasar baja bertulang mutu $f_y = 400 \text{ Mpa}$ adalah $f_y/1,5$

$$\sigma_{\text{tarik ijin}} = 4000/1,5 = 2666,67 \text{ kg/m}^2$$

$$\phi_{\text{tulangan angkat}} \geq \sqrt{\frac{P_u}{\sigma_{\text{ijin}} \times \pi}}$$

$$\phi_{\text{tulangan angkat}} \geq \sqrt{\frac{1776,61}{2666,67 \times \pi}}$$

$$\varnothing_{\text{tulangan angkat}} \geq 0,460 \text{ cm}$$

Digunakan Tulangan \varnothing 10 mm

Momen Yang Terjadi

- Pembebanan

$$\text{Balok} = 0,30 \times 0,38 \times 2400 = 273,6$$

kg/m

$$\text{Balok profil} = 17,2 = \underline{17,2}$$

kg/m

$$= 290,8$$

kg/m

Untuk mengatasi beban kejut akibat pengangkatan, momen pengangkatan dikalikan dengan faktor akibat pengangkatan sebesar 1,2 :

- Momen Lapangan

$$+M = \frac{WL^2}{8} \left(1 - 4X + \frac{4Y_c}{L \times \text{tg}\theta} \right)$$

$$+M = \left(\frac{290,8 \times 6,0^2}{8} \left(1 - 4 \times 0,20 + \frac{4 \times 0,24}{6,0 \times \text{tg}45} \right) \right) \times 1,2$$

$$= 565,315 \text{ kgm}$$

Tegangan yang terjadi :

$$f = \frac{M}{W_t} = \frac{565,315 \times 10^4}{\frac{1}{6} \times 300 \times 600^2}$$

$$= 0,314 \text{ Mpa} \leq f^r = 0,7 \sqrt{f_c'} = 3,84 \text{ Mpa} \dots \text{Ok}$$

- Momen Tumpuan

$$-M = \frac{WX^2L^2}{2}$$

$$-M = \left(\frac{290,8 \times 0,20^2 \times 6,0^2}{2} \right) \times 1,2 = 251,251$$

kgm

Tegangan yang terjadi :

$$f = \frac{M}{Wt} = \frac{251,251 \times 10^4}{\frac{1}{6} \times 300 \times 380^2}$$

$$= 0,347 \text{ Mpa} \leq f^r = 0,7 \sqrt{f_c'} = 3,84 \text{ Mpa} \dots \text{Ok}$$

Dari perhitungan momen diatas, didapatkan nilai f^r akibat momen positif dan negatif berada dibawah nilai f^r_{ijin} usia beton 3 hari. Jadi dapat ditarik kesimpulan, balok anak tersebut aman dalam menerima tegangan akibat pengangkatan.

5.3.5 Kontrol Lendutan dan Retak

- **Kontrol Lendutan**

Komponen struktur beton yang mengalami lentur harus dirancang agar memiliki kekakuan cukup untuk batas deformasi yang akan memperlemah kemampuan layan struktur saat bekerja.

Balok dengan dua tumpuan

$$h_{\min} = \frac{1}{16} \times Lb$$

Lendutan tidak perlu dihitung sebab sejak preliminary design telah direncanakan agar tinggi dari masing-masing tipe balok lebih besar dari persyaratan h_{\min} .

- Kontrol Retak
Distribusi tulangan lentur harus diatur sedemikian hingga 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 :

$$Z = f_s \times \sqrt{d_c \times A}$$

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 f_y

$$f_s = 0,6 \times 400 \text{ Mpa} = 240 \text{ Mpa}$$

d_c = tebal selimut beton diukur dari serat tarik terluar ke pusat batang tulangan (decking + $\frac{1}{2}$ jari-jari tulangan)

$$d_c = 40 + 10 + \frac{1}{2} (22) = 61 \text{ mm}$$

A = Luas efektif beton ditarik disekitar tulangan lentur tarik dan mempunyai titik pusat yang sama dengan titik pusat tulangan (pada hal ini diambil selebar 1 m) tersebut dibagi dengan jumlah batang tulangan dalam 1 m tersebut.

- Untuk Daerah Tumpuan

$$A = \frac{2 \times d_c \times b}{n} = \frac{2 \times 0,061 \times 0,30}{3} = 0,0122 \text{ m}^2$$

$$Z = f_s \times \sqrt{d_c \times A} = 240 \times \sqrt{0,061 \times 0,0122} \\ = 6,547 \text{ MN/m} \leq 30 \text{ MN/m} \dots\dots$$

Ok

- Untuk Daerah Lapangan

$$A = \frac{2 \times d_c \times b}{n} = \frac{2 \times 0,061 \times 0,30}{5} = 0,00732 \text{ m}^2$$

$$Z = f_s \times \sqrt{d_c \times A} = 240 \times \sqrt{0,061 \times 0,00732} \\ = 5,071 \text{ MN/m} \leq 30 \text{ MN/m} \dots\dots \text{Ok}$$

Perhitungan Tulangan Geser

Dipakai tulangan diameter 12 mm

Perhitungan Tulangan Geser Sebelum Komposit

$$V_u = 8399,79 \text{ kg} = 83997,9 \text{ N}$$

$$V_c = \frac{1}{6} x \sqrt{f_c'} x b w x d$$

$$= \frac{1}{6} x \sqrt{30} x 300 x 439 = 120225,10 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,6 x 120225,10 = 72135,06 \text{ N}$$

$$\frac{1}{2} x \phi V_c = \frac{1}{2} x \phi x 72135,06 = 36067,53 \text{ N}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} = \frac{83997,9}{0,75} = 111997,2 \text{ N}$$

$$A_v = 2 x A_s$$

$$A_s \phi 10 = 78,5 \text{ mm}^2$$

$$A_v = 2 x 78,5 = 157 \text{ mm}^2$$

Perhitungan jarak sengkang

Dimana :

$$S_{maks} = \frac{A_v x f_y x d}{V_s} = \frac{157 x 400 x 439}{111997,2} = 246,15 \text{ mm}$$

$$S_{maks} \leq 0,5 x d = 0,5 x 439 = 219,5 \text{ mm}$$

$$S_{maks} \leq 600 \text{ mm}$$

maka dipasang $s = 200 \text{ mm}$

Perhitungan Tulangan Geser Setelah Komposit

$$V_u = 12984,33 \text{ kg} = 129843,3 \text{ N}$$

$$V_c = \frac{1}{6} x \sqrt{f_c'} x b w x d$$

$$= \frac{1}{6} x \sqrt{30} x 350 x 439 = 120225,10 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,6 x 120225,10 \text{ N} = 72135,06 \text{ N}$$

$$\frac{1}{2} x \phi V_c = 0,6 x \phi x 120225,10 \text{ N} = 36067,53 \text{ N}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} = \frac{129843,3}{0,75} = 173124,4 \text{ N}$$

$$A_v = 2 x A_s$$

$$A_s \phi 10 = 78,5 \text{ mm}^2$$

$$A_v = 2 x 78,5 = 157 \text{ mm}^2$$

Perhitungan jarak sengkang

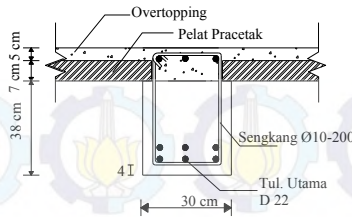
Dimana :

$$S_{\text{maks}} = \frac{A_v x f_y x d}{V_s} = \frac{157 x 400 x 439}{173124,4} = 159,24 \text{ mm}$$

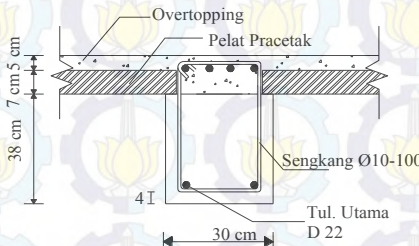
$$S_{\text{maks}} \leq 0,5 x d = 0,5 x 439 = 219,5 \text{ mm}$$

$$S_{\text{maks}} \leq 600 \text{ mm}$$

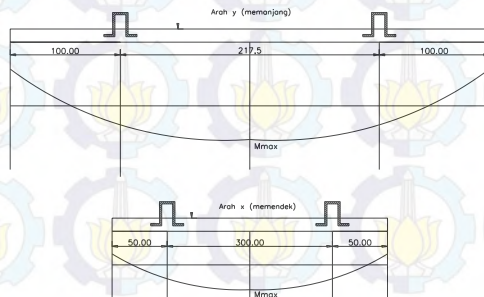
maka dipasang $s = 100 \text{ mm}$



Gambar 5.20 Sketsa tulangan lapangan balok anak



Gambar 5.21 Sketsa tulangan tumpuan balok anak

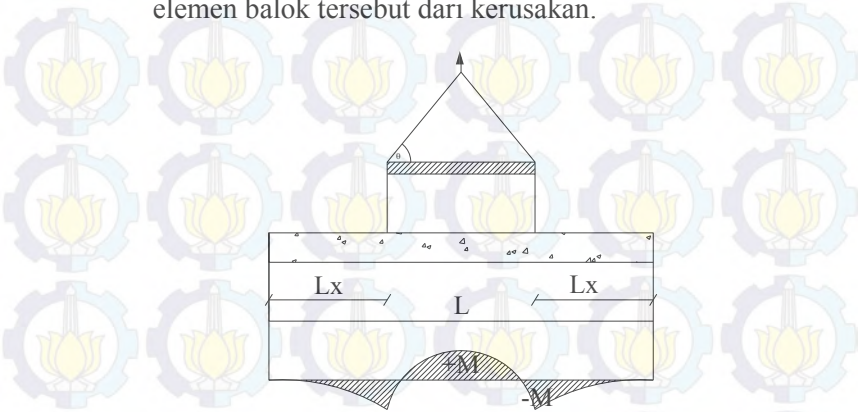


Gambar 5.22 Gambar momen balok anak

5.3.4 Pengangkatan Elemen Balok Anak

Balok anak dibuat secara pracetak dipabrik. Elemen balok harus dirancang untuk menghindari kerusakan pada waktu proses pengangkatan. Titik pengangkatan dan

kekuatan tulangan angkat harus menjamin keamanan elemen balok tersebut dari kerusakan.



Gambar 5.23 Momen Saat Pengangkatan Balok

Dimana :

$$+M = \frac{WL^2}{8} \left(1 - 4X + \frac{4Y_c}{Lx \operatorname{tg}\theta} \right)$$

$$-M = \frac{WX^2L^2}{2}$$

$$1 + \frac{4Y_c}{Lx \operatorname{tg}\theta}$$

$$X = \frac{1}{2} \left(1 + \sqrt{1 + \frac{Yt}{Yb} \left(1 + \frac{4Y_c}{Lx \operatorname{tg}\theta} \right)} \right)$$

Contoh perhitungan :

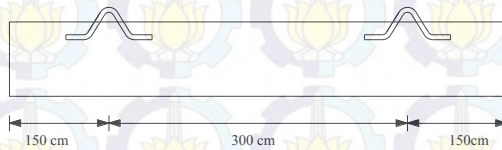
$$Yt = Yb = \frac{(50 - 12)}{2} = 19 \text{ cm}$$

$$I = \frac{1}{12} \times 30 \times 38^3 = 137180 \text{ cm}^4$$

$$Y_c = Y_t + 5 = 24 \text{ cm}$$

$$X = \frac{1 + \frac{4 \times 24}{600 \times \text{tg}45^\circ}}{2 \left(1 + \sqrt{1 + \frac{19}{19} \left(1 + \frac{4 \times 24}{600 \times \text{tg}45^\circ} \right)} \right)} = 0,20$$

$$X \times L = 0,20 \times 600 = 121,6 \text{ cm}$$



Gambar 5.24 Letak Titik Pengangkatan

Data – data profil baja :

- Panjang tekuk = 300 cm
- Mutu baja Bj 36
- Profil WF 100 x 100 x 6 x 8

$$A = 21,9 \text{ cm}^2$$

$$i_s = 4,18 \text{ cm}$$

$$i_y = 2,47 \text{ cm}$$

$$w = 17,2 \text{ kg/m}$$

Pembebanan

$$\text{Balok} = 0,30 \times 0,38 \times 6,0 \times 2400 = 1641,6 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Balok Profil} &= 17,2 \times 6,0 && = \underline{103,2 \text{ kg}} \\ & && = 1744,8 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$T \sin \emptyset = P = \frac{1,2 \times k \times Wt}{2} = \frac{1,2 \times 1,2 \times 1744,8}{2}$$

$$= 1256,25 \text{ kg}$$

$$T = \frac{1256,25}{\sin 45} = 1776,61 \text{ kg}$$

Tulangan Angkat Balok Melintang

$$P_u = 1776,61 \text{ kg}$$

Menurut PBI pasal 2.2.2. tegangan ijin tarik dasar baja bertulang mutu $f_y = 400 \text{ Mpa}$ adalah $f_y/1,5$

$$\sigma_{\text{tarik ijin}} = 400/1,5 = 2666,67 \text{ kg/m}^2$$

$$\emptyset_{\text{tulangan angkat}} \geq \sqrt{\frac{P_u}{\sigma_{\text{ijin}} \times \pi}}$$

$$\emptyset_{\text{tulangan angkat}} \geq \sqrt{\frac{1776,61}{2666,67 \times \pi}}$$

$$\emptyset_{\text{tulangan angkat}} \geq 0,460 \text{ cm}$$

Digunakan Tulangan $\emptyset 10 \text{ mm}$

Momen Yang Terjadi

- Pembebanan Balok = $0,30 \times 0,38 \times 2400 = 273,6 \text{ kg/m}$

$$\text{Balok profil} = 17,2 \quad = \underline{17,2 \text{ kg/m}}$$

$$=290,8 \text{ kg/m}$$

Untuk mengatasi beban kejut akibat pengangkatan, momen pengangkatan dikalikan dengan faktor akibat pengangkatan sebesar 1,2 :

- Momen Lapangan

$$+M = \frac{WL^2}{8} \left(1 - 4X + \frac{4Y_c}{L \times \text{tg}\theta} \right)$$

$$+M = \left(\frac{290,8 \times 6,0^2}{8} \left(1 - 4 \times 0,20 + \frac{4 \times 0,24}{6,0 \times \text{tg}45} \right) \right) \times 1,2$$

$$= 565,315 \text{ kgm}$$

Tegangan yang terjadi :

$$f = \frac{M}{Wt} = \frac{565,315 \times 10^4}{\frac{1}{6} \times 300 \times 600^2}$$

$$= 0,314 \text{ Mpa} \leq f_r = 0,7 \sqrt{f_c'} = 3,84 \text{ Mpa} \dots \text{Ok}$$

- Momen Tumpuan

$$-M = \frac{WX^2L^2}{2}$$

$$-M = \left(\frac{290,8 \times 0,20^2 \times 6,0^2}{2} \right) \times 1,2 = 251,251 \text{ kgm}$$

Tegangan yang terjadi :

$$f = \frac{M}{W_t} = \frac{251,251 \times 10^4}{\frac{1}{6} \times 300 \times 380^2}$$

$$= 0,347 \text{ Mpa} \leq f_r = 0,7 \sqrt{f_c'} = 3,84 \text{ Mpa} \dots \text{Ok}$$

Dari perhitungan momen diatas, didapatkan nilai f' akibat momen positif dan negatif berada dibawah nilai $f'_{r_{\text{ijin}}}$ usia beton 3 hari. Jadi dapat ditarik kesimpulan, balok anak tersebut aman dalam menerima tegangan akibat pengangkatan.

5.3.5 Kontrol Lendutan dan Retak

- **Kontrol Lendutan**

Komponen struktur beton yang mengalami lentur harus dirancang agar memiliki kekakuan cukup untuk batas deformasi yang akan memperlemah kemampuan layan struktur saat bekerja.

Balok dengan dua tumpuan

$$h_{\text{min}} = \frac{1}{16} \times Lb$$

Lendutan tidak perlu dihitung sebab sejak preliminary design telah direncanakan agar tinggi dari masing-masing tipe balok lebih besar dari persyaratan h_{min} .

- **Kontrol Retak**

Distribusi tulangan lentur harus diatur sedemikian hingga 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 :

$$Z = f_s \times \sqrt{d_c \times A}$$

Tidak melebihi 30 MN/m untuk penampang didalam ruangan

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

$$f_s = 0,6 \times 400 \text{ Mpa} = 240 \text{ Mpa}$$

d_c = tebal selimut beton diukur dari serat tarik terluar ke pusat batang tulangan (decking + $\frac{1}{2}$ jari-jari tulangan)

$$d_c = 40 + 10 + \frac{1}{2} (22) = 61 \text{ mm}$$

A = Luas efektif beton ditarik disekitar tulangan lentur tarik dan mempunyai titik pusat yang sama dengan titik pusat tulangan (pada hal ini diambil selebar 1 m) tersebut dibagi dengan jumlah batang tulangan dalam 1 m tersebut.

- Untuk Daerah Tumpuan

$$A = \frac{2 \times d_c \times b}{n} = \frac{2 \times 0,061 \times 0,30}{3} = 0,0122 \text{ m}^2$$

$$Z = f_s \times \sqrt{d_c \times A} = 240 \times \sqrt{0,061 \times 0,0122}$$

$$= 6,547 \text{ MN/m} \leq 30 \text{ MN/m} \dots\dots \text{Ok}$$

- Untuk Daerah Lapangan

$$A = \frac{2 \times d_c \times b}{n} = \frac{2 \times 0,061 \times 0,30}{5} = 0,00732 \text{ m}^2$$

$$Z = f_s \times \sqrt{d_c \times A} = 240 \times \sqrt{0,061 \times 0,00732} \\ = 5,071 \text{ MN/m} \leq 30 \text{ MN/m} \dots\dots \text{Ok}$$

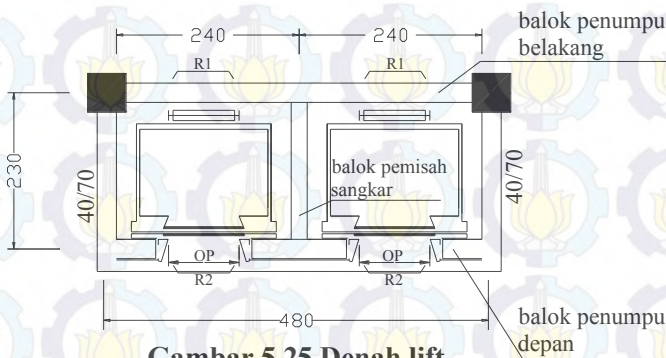
5.4 Perancangan Balok Lift

5.4.1 Data Perencanaan

Pada perancangan lift ini meliputi balok – balok yang berkaitan dengan ruang mesin lift, yaitu terdiri dari balok penumpu depan dan balok penumpu belakang. Untuk lift pada bangunan ini menggunakan lift penumpang yang diproduksi oleh Young Jin dengan data – data sebagai berikut :

Tipe Lift	: C300 Passenger Elevator (For Wide Car)
Merk	: Young Jin
Kapasitas	: 1000 kg
Kecepatan	: 1.75 m/detik

Motor	: 18.5 kW
Dimensi sangkar (Car size)	
- Car Wide (CW)	: 1600 mm
- Car Depth (DP)	: 1400 mm
- Opening (OP)	: 900 mm
Dimensi ruang luncur (Hoistway size)	
- Hoistway Width (HW)	: 2230 mm
- Hoistway Depth (HD)	: 2000 mm
Dimensi ruang mesin	
- Machine Room Width (MW)	: 2230 mm
- Machine Room Depth (MD)	: 4000 mm
Beban reaksi ruang mesin	
$R_3 = 58 \text{ kN} = 5800 \text{ kg}$	
$R_4 = 46 \text{ kN} = 4600 \text{ kg}$	



Gambar 5.25 Denah lift

Perencanaan dimensi balok lift :

1. Balok pemisah sangkar :

$$h = \frac{1}{11} * l = \frac{1}{11} * 435 = 39.5 \text{ cm} \approx 45 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} * h = \frac{2}{3} * 39.5 = 26.36 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$$

Direncanakan dimensi balok 30/45 cm (disamakan dengan balok induk)

2. Balok penumpu depan :

$$h = \frac{1}{11} * l = \frac{1}{11} * 250 = 23 \text{ cm} \approx 35 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} * h = \frac{2}{3} * 23 = 15 \text{ cm} \approx 25 \text{ cm}$$

Direncanakan dimensi balok 25/35 cm

3. Balok penumpu belakang :

Dimensi balok penumpu belakang disamakan adalah shearwall atau menumpu pada shearwall.

❖ 5.4.2 Balok Penumpu Depan (25/35)

$$R_4 = 4600 \text{ kg}$$

Beban Mati Lantai :

$$\text{Berat pelat} = 0.13 * 2400 = 312 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Ubin (t=1 cm)} = 1 * 24 = 24 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Spesi (t=2 cm)} = 0.02 * 2100 = 42 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Ducting+plumbing} = \underline{30 \text{ kg/m}^2}$$

$$q = 408 \text{ kg/m}^2$$

Berat Mati Merata :

$$\text{Akibat balok} = 0.25 * 0.35 * 2400 = 210 \text{ kg/m}$$

$$\text{Akibat depan lift}(q_D) = \frac{1}{3} q l_x$$

$$= \frac{1}{3} * 408 * 1.75 = 238 \text{ kg/m}$$

$$q_D = \underline{\hspace{2cm}} +$$

$$= 448 \text{ kg/m}$$

Berat Hidup Merata :

$$\text{Beban hidup pelat lantai} = 479 \text{ kg/m}^2$$

Beban hidup pelat ruang mesin

$$(SNI 1727 Tabel P41) \qquad = 718 \text{ kg/m}^2$$

Beban hidup pelat lantai depan lift :

$$= \frac{1}{2} q_l x \left(1 - \frac{x^2}{3l_y^2} \right) = \frac{1}{2} * 479 * 1.75 \left(1 - \frac{1.75^2}{3 * 2.23^2} \right)$$

$$= 333.09 \text{ kg/m}$$

Beban hidup pelat ruang mesin :

$$= \frac{1}{2} q_l x \left(1 - \frac{x^2}{3l_y^2} \right) = \frac{1}{2} * 718 * 1.75 \left(1 - \frac{1.75^2}{3 * 2.23^2} \right)$$

$$= 499.3 \text{ kg/m}$$

$$q_L = 499.3 \text{ kg/m} + 333.09 \text{ kg/m} = 832.38 \text{ kg/m}$$

$$q_U = 1.2 q_d + 1.6 q_l = (1.2 * 448) + (1.6 * 823.38)$$

$$= 1855 \text{ kg/m}$$

Berat Hidup Terpusat :

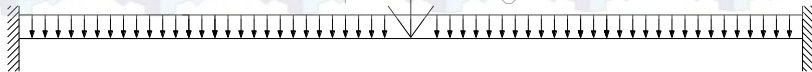
Pada pasal 4.7 Impact Load, halaman 14 RSNI-03-1727 (Peraturan Pembebanan untuk Bangunan Rumah dan gedung) menyatakan bahwa, Semua beban elevator harus ditingkatkan 100% untuk beban kejut dan tumpuan struktur harus direncanakan berdasarkan batas lendutan yang tertera pada daftar pustaka 4-1 dan 4-2, atau spesifikasi teknik dari pembuat.

Pada Tabel. 4.2 Faktor Elemen Beban hidup (K_{LL})

$$U_{1-2} = R_4 * 2 = 4600 * 2 = 9200 \text{ kg}$$

$$v_u = 9200 \text{ kg}$$

$$q_U = 1855 \text{ kg/m}$$



Gambar 5.26 Gambar pembebanan balok penumpu depan

5.4.2.1 Perhitungan Tulangan Lentur dan Geser

- $f'_c = 30$ MPa
- f_y tul. lentur = 400 MPa
- f_y tul. geser = 400 MPa
- Diameter tulangan utama = D19 mm
- Diameter tulangan sengkang = D 10 mm
- $d = 350 - 40 - 10 - (19/2) = 290.5$ mm
- $b = 250$ mm

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0.0035$$

$$\rho_{bal} = 0.0325$$

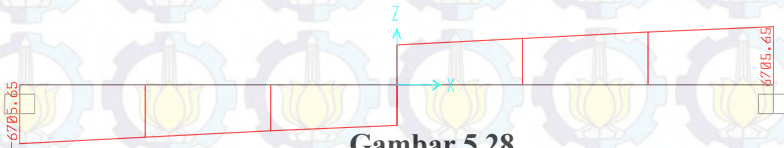
$$\rho_{\max} = 0.75 * \rho_{balance}$$

$$= 0.75 \times 0.0325 = 0.024$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f'_c} = \frac{400}{0.85 * 30} = 15,686$$



Gambar 5.27
Momen hasil perhitungan SAP dalam satuan kg.m



Gambar 5.28
Gaya lintang hasil perhitungan SAP dalam satuan kg

Penulangan Daerah Tumpuan

Dari analisis SAP didapat:

$$M_u = 3347.1 \text{ kgm} = 3347.1 * 10^4 \text{ N.mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{3347.1 * 10^4}{0.8 * 250 * 290.5^2} = 1.98$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * m * R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{15,686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 15,686 * 1.98}{400}} \right)$$

$$= 0.0051$$

$$\rho = 0.0051 > \rho_{\min}$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.0051 * 250 * 290.5 = 370.62 \text{ mm}^2$$

Digunakan Tulangan Lentur 2 Ø 19 (567.05 mm²)

$$A_s' = 567.05 \text{ mm}^2$$

Digunakan Tulangan 2 Ø 19 (567.05 mm²)

Penulangan Daerah Lapangan

Dari analisis SAP didapat:

$$M_u = 2955.80 \text{ kgm} = 2955.8 * 10^4 \text{ N.mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{2955.8 * 10^4}{0.8 * 350 * 490.5^2} = 1.75$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * m * R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{15,686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 15,686 * 1.75}{400}} \right)$$

$$= 0.0045 > \rho_{\min}$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.0045 * 250 * 290.5 = 327 \text{ mm}^2$$

Digunakan Tulangan Lentur 2 D 19 (567.05 mm²)

$$A_s' = 567.05 \text{ mm}^2$$

Digunakan Tulangan 2 D 19 (567.05 mm²)

Penulangan Geser Tumpuan

$$V_u = 6705 \text{ kg} = 67050 \text{ N}$$

$$b = 250 \text{ mm}$$

$$d = 350 - 40 - 10 - (19/2) = 290.5 \text{ mm}$$

$$V_{u \text{ perlu}} = \frac{67050}{0.75} = 89400 \text{ N}$$

$$V_c = (1/6) * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

$$= (1/6) * \sqrt{30} * 250 * 290.5$$

$$= 76553.47 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0.75 * 76553.47 \text{ N} = 57415.1 \text{ N}$$

Maka Kuat geser yang harus disumbangkan oleh Tulangan geser = 89400 - 57415.1 = 31984.9 N

Pakai

$$A_s \phi 10 = 78.54 \text{ mm}^2$$

$$A_v = 2 * 78.54 = 157.08 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} = \frac{157.08 * 400 * 290.5}{31984.9} = 570 \text{ mm}$$

$$s_{\text{mak}} = d/2 = 290.5/2 = 145 \text{ mm}$$

pakai s = 140 mm

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s} = \frac{157.08 * 400 * 290.5}{140} = 130310 \text{ N} \leq \frac{\sqrt{f'_c} * b_w * d}{3}$$

$$\phi V_s = 0.75 * 130310 = 97732.5 \text{ N}$$

Sehingga $\phi (V_c + V_s) = (57415.1 \text{ N} + 97732.5 \text{ N}) = 155147.6 \text{ N} > 89400 \text{ N}$

❖ Tulangan geser pada lapangan memakai $s_{\text{mak}} = d/2 = 290.5/2 = 145 \text{ mm}$

Pakai $s = 140 \text{ mm}$ (sama dengan tumpuan)

5.4.3 Balok Pemisah Sangkar (30/50)

5.4.3.1 Pembebanan

Berat sendiri balok = $0.30 * 0.50 * 2400 = 378 \text{ kg/m}$

Beban hidup pelat lantai = 479 kg/m^2

Beban hidup pelat ruang mesin
(SNI 1727 Tabel P41) = 718 kg/m^2

Dari analisa struktur didapatkan

$M_{u \text{ tumpuan}} = 73052.26 \text{ kNmm}$

$M_{u \text{ lapangan}} = 42650.22 \text{ kNmm}$

$V_{u \text{ tumpuan}} = 71.41 \text{ kNmm}$

5.4.3.2 Perhitungan Tulangan Lentur dan Geser

- $f'_c = 30 \text{ MPa}$
- $f_y = 400 \text{ MPa}$
- Diameter Tul utama = D19
- Diameter Tul sengkang = D 10
- $d = 450 - 40 - 10 - (19/2) = 390.5 \text{ mm}$
- $b = 300 \text{ mm}$

$$\rho_{\text{bal}} = \frac{0.85 * f'_c}{f_y} \beta_1 \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$= \frac{0.85 * 30 * 0.85}{400} * \left(\frac{600}{600 + 400} \right)$$

$$= 0.0325$$

$$\rho_{\text{max}} = 0.75 * \rho_{\text{balance}}$$

$$= 0.75 * 0.0325$$

$$= 0.024$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f'_c} = \frac{400}{0.85 * 30} = 15,686$$

Penulangan Daerah Tumpuan

$$M_{tump} = 73052.26 \cdot 10^3 \text{ N.mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{7305226 * 10^3}{0.8 * 300 * 390.5^2} = 2$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * m * R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{15,686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 15,686 * 2}{400}} \right)$$

$$= 0.00052$$

$\rho_{perlu} = 0.0052 < \rho_{min} = 0.0035$ maka dipakai ρ_{min}

$$A_{sperlu} = \rho \cdot b \cdot d = 0.0052 * 300 * 390.5 = 609 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur 3D19

$$A_s = 850.6 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perluOk}$$

Untuk tulangan tekan dipakai 2D19

Kontrol Kekuatan :

$$\rho = \frac{A_{s \text{ ada}}}{b \times d_{\text{ada}}} = \frac{609}{300 \times 390,5} = 0,0051 > \rho_{perlu}$$

$$a = \frac{A_{s \text{ ada}} \times f_y}{0,85 b f'_c} = \frac{609 \times 400}{0,85 \times 300 \times 30} = 31,84 \text{ mm}$$

$$M_u = \phi \times A_s \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 0,8 \times 609 \times 400 \left(390,5 - \frac{31,84}{2} \right)$$

$$= 7,299 \times 10^7 \text{ Nmm}$$

$$M_u > M_{\text{lapangan}}$$

$$7,33 \times 10^7 \text{ Nmm} > 7,30 \times 10^7 \text{ Nmm} \dots\dots \text{Ok}$$

Penulangan Daerah Lapangan

$$M_{\text{tump}} = 42650.22 \text{ kNmm} = 42650.22 \times 10^3 \text{ N.mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{4260.22 \times 10^3}{0.8 \times 300 \times 390.5^2} = 0.12$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{15,686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15,686 \cdot 0.12}{400}} \right)$$

$$= 0.0003$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0.0003 < \rho_{\text{min}} = 0.00395 \text{ maka dipakai } \rho_{\text{min}}$$

$$A_{S_{\text{perlu}}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.00395 \cdot 300 \cdot 390.5$$

$$= 462.7 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur 2D19

$$A_s = 567 \text{ mm}^2 > A_{s_{\text{perlu}}} \dots\dots \text{Ok}$$

Untuk tulangan tekan dipakai 2D19

Kontrol Kekuatan :

$$\rho = \frac{A_{s_{\text{ada}}}}{b \times d_{\text{ada}}} = \frac{462,7}{300 \times 390,5} = 0,0039 > \rho_{\text{perlu}}$$

$$a = \frac{A s_{ada} \times f_y}{0,85 b f'_c} = \frac{462,7 \times 400}{0,85 \times 300 \times 30} = 24,19 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} Mu &= \phi \times A s \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,8 \times 462,7 \times 400 \left(390,5 - \frac{24,19}{2} \right) \\ &= 5,60 \times 10^7 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$Mu > M_{lapangan}$$

$$5,60 \times 10^7 \text{ Nmm} > 4,26 \times 10^7 \text{ Nmm} \dots\dots\dots \text{Ok}$$

Penulangan Geser Pada Tumpuan

$$V_u = 71.41 \text{ kN} = 71410 \text{ N}$$

$$b = 300 \text{ mm}$$

$$d = 450 - 40 - 10 - (19/2) = 390.5 \text{ mm}$$

$$V_{u \text{ perlu}} = \frac{71410}{0.75} = 95213.33 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} V_c &= (1/6) * \sqrt{f'_c} * b_w * d \\ &= (1/6) * \sqrt{30} * 300 * 390.5 \\ &= 123486.9 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\phi V_c = 0.75 * 123486.9 \text{ N} = 92615.2 \text{ N}$$

Maka Kuat geser yang harus disumbangkan oleh Tulangan geser = $95213.33 - 92615.2 = 2598.12 \text{ N}$

Pakai

$$A_s \phi 10 = 78.54 \text{ mm}^2$$

$$A_v = 2 * 78.54 = 157.08 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} = \frac{157.08 * 400 * 390.5}{2598.12} = 9443 \text{ mm}$$

$$s_{\text{mak}} = d/2 = 390.5/2 = 195.25 \text{ mm}$$

pakai $s = 180 \text{ mm}$

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s} = \frac{157.08 * 400 * 390.5}{180} = 136310 \text{ N} \leq \frac{\sqrt{f'_c} * b_w * d}{3}$$

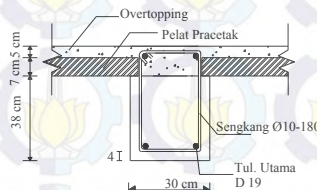
$$\phi V_s = 0.75 * 136310 = 102232.9 \text{ N}$$

$$\text{Sehingga } \phi (V_c + V_s) = (92615.2 \text{ N} + 102232.9 \text{ N}) = 194848.1 \text{ N} > 71410 \text{ N}$$

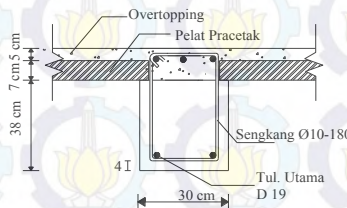
- ❖ Tulangan geser pada lapangan memakai $s_{\text{mak}} = d/2 = 390.5/2 = 180 \text{ mm}$

Pakai $s = 180 \text{ mm}$ (sama dengan tumpuan)

Karena balok pemisah sangkar adalah balok induk maka penulangan lentur dan gesernya harus dibandingkan dengan hasil penulangan balok induk pada struktur utama.



Gambar 5.29 Sketsa tulangan lapangan balok anak



Gambar 5.30 Sketsa tulangan tumpuan balok anak



“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB VI

PEMBEBANAN DAN ANALISA GEMPA

6.1 Umum

Pada Bab ini menitik beratkan pada perhitungan beban – beban yang terdapat pada gedung baik beban gravitasi maupun lateal (gempa) juga permodelan struktur serta analisa struktur menggunakan program bantu ETABS. Dimensi dari tiap – tiap elemen struktur sesuai dengan hasil desain struktur pada bab iv. Apabila hasil dari analisa struktur mampu menahan beban rencana maka dilanjutkan pada tahap perancangan struktur primer, tetapi jika tidak maka dilakukan evaluasi ulang atau dengan mengganti dimensi struktur sebelumnya.

6.2 Pembebanan Struktur

Beban yang direncanakan antara lain beban akibat gravitasi yakni beban mati, beban hidup serta beban akibat gempa.

6.2.1 Beban Gravitasi

Pembebanan pada pelat dihitung baik beban mati maupun beban hidup desain.

6.2.1.1 Beban lantai atap

1. Beban mati

Berat sendiri	=	0.22×2400	=	528 kg/m^2
Spesi	=	0.01×2100	=	21 kg/m^2
Penggantung + plafond	=	7+11	=	18 kg/m^2
ME	=	40	=	40 kg/m^2

$$\begin{aligned} \text{Plumbing} &= 30 = \frac{30 \text{ kg/m}^2}{637 \text{ kg/m}^2} \\ qd &= \end{aligned}$$

2. Beban hidup

Beban hidup untuk lantai atap (qll) sesuai RSNI 03-1727-1989 adalah sebesar 1,20 KN/m² atau sebesar 120 kg/m².

6.2.1.2 Beban lantai dasar s/d lantai 9

1. Beban mati

$$\text{Berat sediri} = 0.22 \times 2400 = 528 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Spesi} = 0.01 \times 2100 = 21 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Penggantung} = 7+11 = 18 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{+ plafond ME} = 40 = 40 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Plumbing} = 30 = 30 \text{ kg/m}^2$$

$$qd = \frac{528 + 21 + 18 + 40 + 30}{659 \text{ kg/m}^2}$$

2. Beban hidup

Beban hidup merata (qll) untuk gedung dengan fungsi sebagai asrama sesuai RSNI 03-1727-1989 adalah sebesar 2,50 KN/m² atau sebesar 250 kg/m².

6.2.2 Berat Gedung

6.2.2.1 Berat mati

Berat mati lantai atap

Kolom	:	0,5	x	0,7	x	5	x	2,4	x	30	=	113ton
Pelat	:	2,3	x	9,7	x	0,22	x	2,4	x	2	+	
		8	x	12	x	1	x	2,4	x	1	=	254ton
Balok anak memanjang	:	0,3	x	0,5	x	12	x	2,4	x	3	+	
		0,3	x	0,5	x	4,8	x	2,4	x	1	+	
		0,3	x	0,5	x	2,325	x	2,4	x	8	=	21,4ton
Balok anak melintang	:	0,3	x	0,5	x	8	x	2,4	x	5	+	
		0,3	x	0,5	x	9,7	x	2,4	x	4	=	28,4ton
B.sangkar lift	:	0,5	x	0,3	x	5	x	2,4	x	1	=	1,8ton
Penggantung	:	8	x	6	x	0,007	x	42			=	14,1ton
Plafond	:	8	x	6	x	0,011	x	42			=	22,2ton
Plumbing	:	8	x	6	x	0,03	x	42			=	60,5ton
Ducting ac	:	8	x	6	x	0,02	x	42			=	40,3ton
ME	:	8	x	6	x	0,04	x	42			=	80,6ton
Spesi	:	8	x	6	x	0,01	x	2,1	x	42	=	42,3ton
Dinding 1/2 bata	:	4,2	x	4	x	0,25	x	42			=	176ton
Wtotal lantai atap	:										=	856ton
Beban Hidup	:	8	x	6	x	0,12	x	42			=	242ton

Berat hidup total lantai atap (W_{total}) :

$$856 \text{ ton} + 242 \text{ ton} = 1098 \text{ ton}$$

Berat mati lantai 2 s/d 10

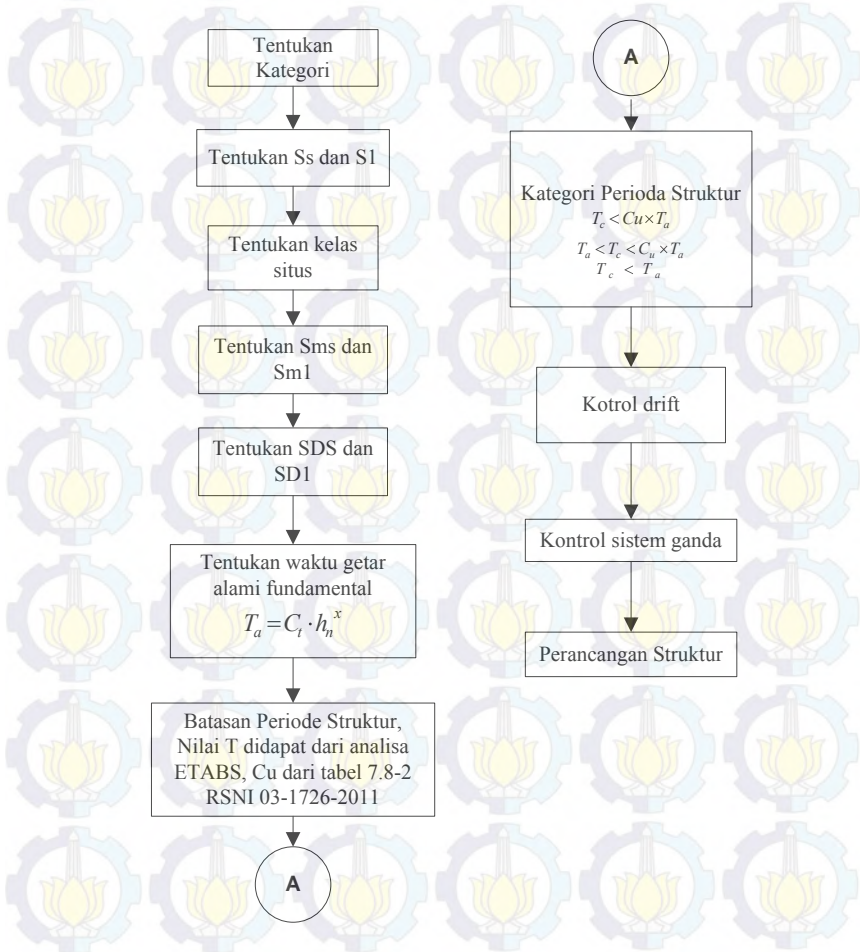
Kolom	: 0,45	x	0,7	x	4	x	2,4	x	60	x	10	=	1814,4ton
Pelat lt.2 - 3	: 32,2	x	14,35	x	0,22	x	2,4	x	2	-			
	: 4,2	x	5,9	x	2	x	2,4	x	1	+			
	: 12	x	17,35	+	9	x	4,8	x	2,4	-			
	: 12	x	6,69	+	4,65	x	2,32	x	2,4	x	2	=	468,53952ton
Pelat lt.4 - 10	: 32,2	x	14,35	x	0,22	x	2,4	x	2	-			
	: 4,2	x	5,9	x	2	x	2,4	x	1	+			
	: 12	x	17,35	x	2,4	-	2,32	x	2,4	x	7	=	1919,94432ton
Sh. Wall (x)	: 3,95	x	8	x	0,3	x	2,4	x	1	x	10	=	227,52ton
Sh. Wall (y)	: 1,7	x	16	x	0,3	x	2,4	x	1	x	10	+	
	: 0,5	x	8	x	0,3	x	2,4	x	1	x	10	=	224,64ton
Balok induk memanjang lt.2-3	: 0,7	x	0,4	x	8	x	2,4	x	24	x	2	+	
	: 0,7	x	0,4	x	4	x	2,4	x	29	x	2	=	413,952ton
Balok induk memanjang lt.4-10	: 0,7	x	0,4	x	8	x	2,4	x	24	x	7	+	
	: 0,7	x	0,4	x	4	x	2,4	x	28	x	7	=	1430,016ton
Balok induk melintang lt.2-3	: 0,7	x	0,4	x	14,35	x	2,4	x	12	x	2	+	
	: 0,7	x	0,4	x	17,35	x	2,4	x	2	x	2	+	
	: 0,7	x	0,4	x	10,6	x	2,4	x	2	x	2	+	
	: 0,7	x	0,4	x	9	x	2,4	x	2	x	2	=	330,7584ton
Balok induk melintang lt.4-10	: 0,7	x	0,4	x	14,35	x	2,4	x	12	x	7	+	
	: 0,7	x	0,4	x	17,35	x	2,4	x	4	x	7	=	1136,4864ton
Balok anak memanjang lt.2-3	: 0,3	x	0,5	x	8	x	2,4	x	24	x	2	+	
	: 0,3	x	0,5	x	4	x	2,4	x	32	x	2	=	230,4ton
Balok anak memanjang lt.4-10	: 0,3	x	0,5	x	8	x	2,4	x	24	x	7	+	
	: 0,3	x	0,5	x	4	x	2,4	x	31	x	7	=	796,32ton
Balok anak melintang lt.2-3	: 0,3	x	0,5	x	14,35	x	2,4	x	6	x	2	+	
	: 0,3	x	0,5	x	8,8	x	2,4	x	1	x	2	+	
	: 0,3	x	0,5	x	9	x	2,4	x	1	x	2	=	74,808ton
Balok anak melintang lt.4-10	: 0,3	x	0,5	x	14,35	x	2,4	x	6	x	7	+	
	: 0,3	x	0,5	x	10,6	x	2,4	x	1	x	7	+	
	: 0,3	x	0,5	x	6,25	x	2,4	x	14	x	7	+	
	: 0,3	x	0,5	x	4,18	x	2,4	x	2	x	7	+	
	: 0,3	x	0,5	x	2	x	2,4	x	3	x	7	=	500,3712ton
Balok bordes	: 0,4	x	0,6	x	6	x	2,4	x	1	x	10	=	34,56ton
Pelat bordes	: 2	x	4,2	x	0,15	x	2,4	x	1	x	10	=	30,24ton
Pelat tangga	: 4	x	3,6	x	0,15	x	2,4	x	1	x	10	=	51,84ton
B. sngkar lift	: 0,5	x	0,3	x	5	x	2,4	x	4	x	10	=	72ton
Pengantar lift	: 8	x	6	x	0,007	x	42	x	10	=			141,12ton
Plafond	: 8	x	6	x	0,011	x	42	x	10	=			221,76ton
Plumbing	: 8	x	6	x	0,03	x	42	x	10	=			604,8ton
Ducting ac	: 8	x	6	x	0,02	x	42	x	10	=			403,2ton
ME	: 8	x	6	x	0,04	x	42	x	10	=			806,4ton
Spesi	: 8	x	6	x	0,01	x	2,1	x	42	=			42,336ton
Keramik	: 14,35	x	32,2	x	2	+	12	x	17,35	x	7	+	
	: 14,35	x	32,2	x	2	+	12	x	17,35	x	2	-	
	: 4,2	x	5,9	x	2	+	12	x	6,69	x	2	=	3932,2ton
Wtotal lantai 2-10													15908,61184ton
Beban Hidup	8	x	6	x	0,25	x	42	=					504ton

Berat hidup total lantai atap (W_{total}) :

$$15908,61 \text{ ton} + 504 \text{ ton} = 16412,6 \text{ ton}$$

6.3 Analisa Beban Gempa

Analisa beban gempa mengacu pada SNI 03-1726-201X dengan menggunakan analisa dinamis. Berikut adalah flowchart analisa beban gempa pada struktur gedung



gambar 6. 1Flowchart analisa gempa

6.3.1 Penentuan jenis tanah

Untuk mendapatkan kelas situs harus terlebih dahulu mengidentifikasi jenis tanah. Untuk mendapatkan jenis tanah berdasarkan kelas situs pada SNI 03-1726-201X pasal 5.3 sesuai dengan beberapa parameter antara lain kecepatan rata-rata gelombang geser (\bar{v}_s), tahanan penetrasi standar lapangan rata-rata (\bar{N}), Kuat geser nirlair rata-rata (\bar{v}_s).

Pada data yang digunakan pada tugas akhir ini yang memungkinkan digunakan adalah data SPT (*Standart Penetration Test*) sehingga dapat diperoleh nilai \bar{N} dengan menggunakan persamaan.

$$\bar{N} = \frac{\sum_{j=1}^n di}{\sum_{j=1}^n \frac{di}{N_i}}$$

Keterangan:

d_i : Kedalaman lapisan tanah uji

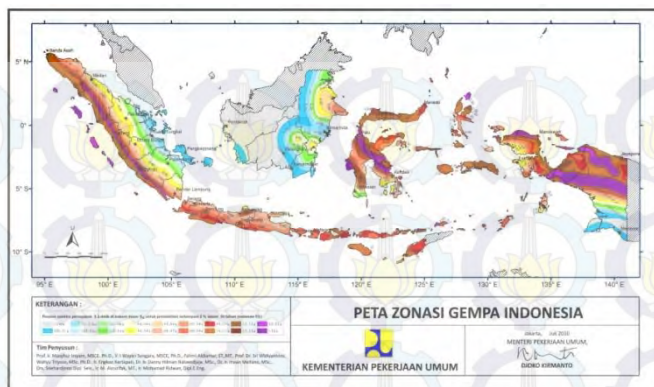
N_i : Nilai SPT

$\sum_{j=1}^n di$: 30 meter atau lebih

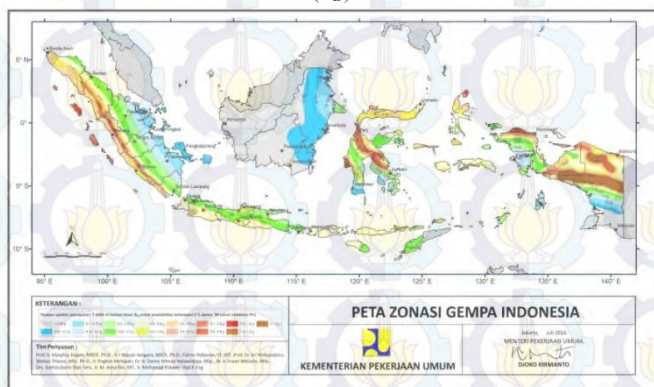
Dari hasil perhitungan di atas maka jenis tanah yang digunakan termasuk jenis tana batuan (SC)

6.3.2 Percepatan Respon Spektrum

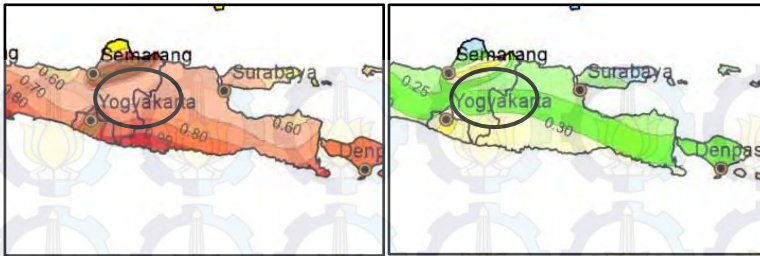
Berikut adalah peta zonasi gempa indonesia berdasar RSNI 03-1726-201X dengan probabilitas terlampaui sebesar 2% dalam 50 tahun untuk percepatan 0.2 detik dan 1 detik.



gambar 6. 2 peta respon spektra percepatan 0.2 detik ($S_{0.2}$) di batuan dasar (S_B)



gambar 6. 3 peta respon spektra percepatan 1 detik (S_1) di batuan dasar (S_B)



gambar 6. 4 Zona gempa daerah Yogyakarta pada percepatan 0.2 detik (kiri) dan 1 detik (kanan)

Dari gambar 6. 4 diatas didapatkan nilai S_s untuk wilayah Yogyakarta 0.7 (batas atas), dan untuk nilai S_1 0.25 (batas atas)

tabel 6. 1 Site Coefficient F_a

Kelas Situs	Parameter Respon Spektral Percepatan Gempa MCE_R terpetakan pada perioda pendek $T=0.2$ detik, S_s				
	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.5$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1$	$S_s \geq 1.25$
SA	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
SB	1	1	1	1	1
SC	1.2	1.2	1.1	1	1
SD	1.6	1.4	1.2	1.1	1
SE	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
SF	SS^b				

tabel 6. 2 Site Coefficient F_v

Kelas Situs	Parameter Respon Spektral Percepatan Gempa MCE_R terpetakan pada perioda pendek $T=0.2$ detik, S_1				
	$S_1 \leq 0.25$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \geq 0.5$
SA	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
SB	1	1	1	1	1
SC	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
SD	2.4	2	1.8	1.6	1.5

SE	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
SF	SS ^b				

Dari peta wilayah gempa diatas didapat :

$S_s = 0.7$ (batas atas), $S_1 = 0.25$ (batas atas)

$$F_a = 1.4 + \left(\frac{0.7 - 0.5}{0.75 - 0.5} \cdot (1 - 1.2) \right) = 1.32$$

$$F_v = 1.9$$

$$S_{MS} = F_a \times S_s$$

$$S_{MS} = 1.32 \times 0.7 = 0.924$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1$$

$$S_{M1} = 1.9 \times 0.25 = 0.475$$

6.3.3 Parameter percepatan respons spektral

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} = \frac{2}{3} \times 0.924 = 0.616$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} = \frac{2}{3} \times 0.475 = 0.317$$

6.3.4 Kategori desain seismik

Bila S_1 lebih kecil dari 0.75 kategori desain seismik diijinkan untuk ditentukan sesuai RSNI 03-1726-2010 tabel 6.5-1 pada tabel 6.3 dibawah ini

tabel 6. 3 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek

Nilai S_{DS}	Kategori Resiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0.167$	A	A
$0.167 \leq S_{DS} < 0.33$	B	C
$0.33 \leq S_{DS} < 0.50$	C	D
$0.5 \leq S_{DS}$	D	D

Dari tabel 6. 3 diatas didapatkan untuk $S_{DS} > 0.5$ dengan kategori resiko I sampai IV masuk dalam kategori desain D.

6.3.5 Kombinasi sistem perangkai pada arah yang berbeda

Untuk menahan gaya lateral akibat gempa di masing-masing arah sumbu ortogonal dengan sistem yang berbeda, maka harus ditentukan terlebih dahulu nilai koefisien modifikasi respon (R), faktor kuat-lebih (Ω_0) dan pembesaran defleksi (C_d) sesuai yang terdapat pada SNI 03-1726-201X tabel 7.2-1 seperti pada tabel 6. 4

tabel 6. 4 Faktor R, C_d , Ω_0 untuk sistem penahan gaya seismik

Sistem Rangka	R	Ω_0	C_d	Kategori desain				
				B	C	D	E	F
1. Rangka baja dengan bresing eksentris	8	2	4	TB	TI	48	48	30
2. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	6	2	5	TB	TI	48	48	30
3. Rangka baja dengan bresing konsentris biasa	$3\frac{1}{4}$	2	$3\frac{1}{4}$	TB	TB	10^i	10^j	TI^j
4. Dinding geser beton bertulang khusus	6	$2\frac{1}{2}$	5	TB	TB	48	48	30
5. Dinding geser beton bertulang biasa	5	$2\frac{1}{2}$	$4\frac{1}{2}$	TB	TB	TI	TI	TI

Harga tabel faktor kuat lebih (Ω_0) diperbolehkan untuk direduksi dengan mengurangi setengah pada struktur dengan diafragma fleksibel, tetapi tidak diperbolehkan diambil kurang dari 2,0 untuk struktur lain, kecuali untuk sistem kolom kantilever.

Dari tabel 6. 4 didapatkan nilai koefisien modifikasi respon (R) 6 faktor kuat-lebih (Ω_0) $2\frac{1}{2}$ dan pembesaran defleksi (C_d) 5

6.3.6 Batas ketinggian bangunan serta kekakuan struktur

Pada SNI 03-1726-201X tabel 7.2-1 untuk struktur yang dirancang dengan kategori desain seismik D tinggi gedung diperbolehkan ditingkatkan sampai 48 meter.

6.3.6.1 Kekakuan Struktur

Struktur harus diketahui apakah struktur tersebut kaku atau fleksibel dengan persyaratan perbandingan lebar total struktur bangunan dan panjang total bangunan kurang dari tiga ($D/S < 3$) untuk struktur dinyatakan kaku dan lebih dari tiga ($D/S > 3$) untuk struktur dinyatakan fleksibel. Dengan demikian maka didapatkan

$$\frac{D}{S} = \frac{24,3m}{77,65m} = 0,8 < 3$$

Dari perbandingan didapatkan nilai $0,8 < 3$ maka struktur dinyatakan kaku

6.3.7 Periode alami fundamental (T)

Perioda alami fundamental (T) tidak boleh melebihi dari hasil koefisien untuk batas atas yang dihitung (C_u) dikali periode fundamental pendekatan (T_a)

$$T < C_u \times T_a$$

Nilai C_u sesuai dengan RSNI 03-1726-2010 tabel 7.8-1, yang ditunjukkan pada

Tabel 6. 5.

Tabel 6. 5 Koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung

Parameter percepatan respon spektral desain pada 1 detik, S_{D1}	Koefisien C_u
≥ 0.4	1.4
0.3	1.4
0.2	1.5
0.15	1.6
≤ 0.15	1.7

Dengan nilai dari $S_{D1} = 0.317$, didapat nilai $C_u = 1.4$.

6.3.8 Periode fundamental pendekatan

Sebagai alternatif, diijinkan untuk menentukan periode fundamental pendekatan (T_a), untuk dinding geser batu bata atau beton ditentukan dari persamaan berikut:

$$T_a = C_i h_n^x$$

Dengan h_n adalah ketinggian struktur dari dasar sampai tingkat tertinggi struktur (dalam meter) dan C_w didapat dari persamaan berikut :

$$C_w = \frac{100}{A_B} \sum_{i=1}^x \left(\frac{h_n}{h_i} \right)^2 \left[\frac{A_i}{1 + 0.83 \left(\frac{h_i}{D_i} \right)^2} \right]$$

dimana,

- A_B : luas dasar struktur (m^2)
 A_i : luas badan dinding geser "i" (m^2)
 D_i : panjang dinding geser "i" (m)
 h_i : tinggi dinding geser "i" (m)
 x : jumlah dinding geser dalam bangunan yang efektif dalam menahan gaya lateral dalam arah yang ditinjau

Data-data perhitungan :

$$\begin{aligned}
 A_B &= 1203,1475 \text{ m}^2 \\
 A_i &= 0.45 \text{ m} \times 4 \text{ m} = 1.8 \text{ m}^2 \\
 D_i &= 4 \text{ meter} \\
 h_i &= 45 \text{ meter} \\
 h_n &= 45 \text{ meter}
 \end{aligned}$$

$$C_w = \frac{100}{1203,1475} \sum_{i=1}^8 \left(\frac{45}{45} \right)^2 \frac{1.8}{\left[1 + 0.83 \left(\frac{45}{4} \right)^2 \right]}$$

$$C_w = 0.0014$$

$$T_a = C_t h_n^x$$

$$T_a = 0.0488 \times 45^{0.75}$$

$$T_a = 0.847$$

6.3.9 Periode hasil analisa dinamis (T_c)

Untuk analisa dinamis menggunakan program bantu ETABS, dengan memodelkan gedung menjadi dua tipe yakni *cracked type* dan *uncracked type*. Permodelan struktur gedung menjadi dua tipe ini dimaksudkan untuk membandingkan periode yang terjadi (T_c) akibat gaya lateral rencana serta kombinasi beban rencana lainnya. T_c yang digunakan untuk menentukan base shear adalah T_c yang tidak lebih besar dari $T_{c-cracked}$ dan tidak lebih kecil dari $T_{c-uncracked}$. Dari hasil T_c nantinya akan dicek termasuk dalam kategori 1, 2, atau 3 sehingga didapatkan nilai periode yang digunakan. **Error! Reference source not found.** berikut adalah hasil periode untuk tipe model *cracked* dan *uncracked* hasil analisa dinamis menggunakan program bantu ETABS.

tabel 6. 6 Nilai Periode hasil analisa dinamis untuk tipe mode cracked dan uncracked

<i>Mode</i>	<i>Period (T_c)</i>	
	<i>uncracked</i>	<i>cracked</i>
1	1,414460	1,562266
2	1,394035	1,543120
3	1,275601	1,401552
4	0,432791	0,473104
5	0,427199	0,470431
6	0,388161	0,424664
7	0,230000	0,250578
8	0,227245	0,246494
9	0,203683	0,221428
10	0,156712	0,169316
11	0,152561	0,166945
12	0,141071	0,144447

Dari hasil analisa dinamis diatas maka T_c yang digunakan adalah T_c untuk model tipe *uncracked* yakni 1,414460 detik.

6.3.10 Penetapan periode yang digunakan

Nilai $T_a = 1,414460$ detik bila dikalikan dengan C_u harus lebih besar dari nilai T_c yang didapatkan dari analisa menggunakan program bantu ETABS untuk model *uncracked* dengan parameter sebagai berikut;

1. Jika $T_c > C_u \times T_a$ Digunakan $T = C_u \times T_a$
2. Jika $T_a < T_c < C_u \times T_a$ Digunakan $T = T_c$
3. Jika $T_c < T_a$ Digunakan $T = T_a$

Dari hasil analisa dinamis menggunakan program ETABS untuk model tipe *uncracked* didapatkan nilai T_c selama 1.135183 detik, dengan demikian:

$$T_c = 1,414460\text{det} > C_u \times T_a = 1.4 \times 0.847 = 1.1858\text{det}$$

$$T_a < T_c = 1,414460\text{det} > C_u \times T_a = 1.4 \times 0.847 = 1.1858\text{det}$$

$$T_c = 1,414460\text{det} < T_a = 1.6\text{det}$$

Maka nilai T yang digunakan adalah $T_c = 1,414460$ detik.

6.3.11 Batasan simpangan antar lantai tingkat

Simpangan antar lantai tingkat desain tidak boleh melebihi simpangan antar lantai tingkat ijin (Δ_a) seperti didapatkan pada tabel 6. 7 untuk semua tingkat sesuai SNI 03-1726-201X tabel 16.

tabel 6. 7 Simpangan antar lantai ijin, $\Delta_a^{a,b}$

Struktur	Kategori resiko		
	I atau II	III	IV
Struktur selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar lantai	$0.025h_{sx}$	$0.020h_{sx}$	$0.015h_{sx}$
Struktur dinding geser kantilever batu bata	$0.010h_{sx}$	$0.010h_{sx}$	$0.010h_{sx}$
Struktur dinding batu bata lainnya	$0.007h_{sx}$	$0.007h_{sx}$	$0.007h_{sx}$
Semua struktur lainnya	$0.020h_{sx}$	$0.015h_{sx}$	$0.010h_{sx}$

^a h_{sx} adalah tinggi tingkat di bawah lantai

Struktur gedung yang digunakan adalah struktur sistem rangka gedung dengan shearwall, kategori resiko IV, dikategorikan struktur lain dengan kategori resiko IV, sehingga simpangan antar lantai ijin adalah tidak boleh lebih besar dari $0.010h_{sx}$.

Simpangan dari hasil analisa dinamis (dalam meter) ditunjukkan pada tabel 6. 8 berikut,

tabel 6. 8 Simpangan hasil analisa dinamis

Story	hi	dx	dy
12	2	0,0388	0,0389
11	3	0,0380	0,0386
10	4	0,0378	0,0379
9	4	0,0357	0,0367
8	4	0,0323	0,0365
7	4	0,0311	0,0356

Story	hi	dx	dy
6	4	0,0279	0,0253
5	4	0,0260	0,0213
4	4	0,0256	0,0138
3	4	0,0141	0,0013
2	4	0,0138	0,0011
1	4	0,0012	0,0010

6.3.12 Kontrol simpangan antar lantai (kontrol *drift*)

Sesuai SNI 03-1726-201X pasal 7.12.1 batasan untuk struktur lain dengan kategori resiko IV adalah $0.010h_{sx}$. Simpangan yang terjadi akibat gempa arah x dan gempa arah y dikatakan aman harus tidak boleh lebih besar dari nilai $0.010h_{sx}$. Kontrol simpangan antar lantai ditunjukkan pada tabel 6. 9.

tabel 6. 9 Kontrol kinerja batas struktur akibat gempa x dan y

Story	hi	dx	$\Delta_{a,x}$	Cek	dy	$\Delta_{a,y}$	Cek
12	2	0,001125	0,06	OK	0,001245	0,06	OK
11	3	0,001125	0,06	OK	0,001233	0,06	OK
10	4	0,00114	0,06	OK	0,001238	0,06	OK
9	4	0,001139	0,06	OK	0,001234	0,06	OK
8	4	0,001139	0,06	OK	0,001234	0,06	OK
7	4	0,00112	0,06	OK	0,001202	0,06	OK
6	4	0,001066	0,06	OK	0,001132	0,06	OK
5	4	0,000815	0,06	OK	0,000848	0,06	OK
4	4	0,000685	0,06	OK	0,000670	0,06	OK
3	4	0,000653	0,06	OK	0,000630	0,06	OK
2	4	0,000599	0,06	OK	0,000615	0,06	OK

Story	hi	dx	$\Delta_{a,x}$	Cek	dy	$\Delta_{a,y}$	Cek
1	4	0,00028	0,06	OK	0,000282	0,06	OK

$\Delta_{a,x}$ dan $\Delta_{a,y}$ dan merupakan batas simpangan maksimum yang diijinkan yang dipeoleh dari nilai $0.010h_{sx}$ dengan h_x merupakan tinggi tiap tingkat. Dari hasil kontrol diatas bangunan dinyatakan memenuhi persyaratan kontrol simpangan antar lantai.

6.4 Kontrol Partisipasi Massa

Berdasarkan SNI 03-1726-201X pasal 7.9.1 jumlah ragam yang ditinjau dalam penjumlahan respons ragam harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa ragam terkombinasi dalam menghasilkan respons total sekurang – kurangnya 90%

tabel 6. 10 Partisipasi massa ragam terkombinasi

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	1.5623	72.6031	3.1182	72.6031	3.1182
2	1.5432	3.0909	73.1400	75.6940	76.2582
3	1.4016	0.0299	0.0061	75.7239	76.2643
4	0.4731	2.4709	10.2569	78.1949	86.5213
5	0.4704	10.3439	2.4498	88.5388	88.9711
6	0.4247	0.0159	0.0010	88.5547	88.9720
7	0.2506	0.0283	4.4077	88.5830	93.3797
8	0.2465	4.9305	0.0263	93.5135	93.4060
9	0.2214	0.0213	0.0003	93.5348	93.4063
10	0.1693	1.9314	0.0235	95.4662	93.4298
11	0.1669	0.0205	2.3056	95.4867	95.7354
12	0.1444	0.1183	0.0001	95.6050	95.7355

BAB VII

ANALISA STRUKTUR UTAMA

7.1 Umum

Pada bab ini membahas tentang kekuatan struktur primer dan mencakup kebutuhan tulangan yang diperlukan, struktur utama merupakan suatu komponen utama dimana kekakuannya mempengaruhi perilaku dari gedung tersebut. Struktur utama ini berfungsi untuk menahan pembebanan yang berasal dari beban gravitas dan beban lateral berupa beban gempa maupun angin. Komponen struktur primer terdiri dari balok induk, kolom dan shearwall.

7.2 Data-Data Perencanaan

Perancangan Gedung Asrama Mahasiswa UGM Kompleks Kinanti Yogyakarta yang dimodifikasi menggunakan beton pracetak dengan data sebagai berikut :

- Mutu beton (f_c') = 30 Mpa
- Mutu baja tulangan (f_y) = 400 Mpa
- Mutu tulangan sengkang = 400 Mpa
- Fungsi bangunan = Asrama
- Tinggi bangunan = 45 m
- Jumlah tingkat = 10
- Tinggi tiap tingkat = 4,0 m
- Jenis bangunan = beton bertulang
- Dimensi balok induk = 40 x 70 cm²
- Dimensi kolom = 60 x 90 cm²
- Tebal shearwall = 45 cm
- Balok anak = 30 x 50 cm²

7.3 Perancangan 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 SNI 03-2847-2002 serta peraturan lainnya yang menunjang.

Perancangan tulangan balok induk dihitung dalam dua kondisi. Kondisi yang pertama adalah kondisi pada saat balok induk dalam berkomposit dengan elemen struktur lain, dan keadaan yang kedua adalah pada saat balok telah berkomposit. Dari dua keadaan ini dihitung tulangan yang lebih kritis untuk digunakan.

Data-data perancangan :

- Mutu Beton (f_c') : 30 Mpa
- Mutu Baja (f_y) : 400 Mpa
- Dimensi Balok : 40/70 cm – 8,0 m

7.3.1 Penulangan lentur balok induk

Pada struktur Sistem Rangka Gedung balok direncanakan hanya menerima gaya grafitasi saja, namun juga ditinjau pula bawa balok tidak boleh rusak akibat gempa kecil dan tidak boleh runtuh akibat gempa besar. Sehingga pada perhitungannya momen yang terjadi akibat grafitasi harus dikombinasikan dengan momen yang terjadi akibat gempa, selain itu juga diperiksa apakah momen akibat deformasi ke arah lateral melebihi momen akibat gempa. Hal ini hanya dilakukan di dalam perancangan balok sesudah komposit.

7.3.1.1 Penulangan lentur sebelum komposit

Balok pracetak pada saat sebelum komposit dihitung sebagai balok sederhana pada tumpuan dua sendi. Pembebanan pada balok induk sebelum komposit konsepnya sama dengan pembebanan balok induk sesudah komposit yang telah dihitung sebelumnya, namun beban yang dihitung hanyalah pembebanan yang berasal dari pelat, overtopping dan berat balok itu sendiri. Perhitungan untuk pembebanan merata pada balok induk menggunakan konsep menggunakan konsep tributary area.

Beban mati

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri pelat pracetak} &= 0,07 \times 2400 = 168 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Berat Overtopping} &= 0,05 \times 2400 = 120 \text{ kg/m}^2 + \\ &= 288 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Beban hidup

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

Contoh perhitungan :

Dimensi balok induk 40/70 cm

Bentang balok induk 8,0 m

Perhitungan pembebanan

❖ **Beban mati ($q_{\text{pelat}} : 288 \text{ kg/m}^2$)** → pelat ukuran 4,0 m x 4,175 m

a. **Beban akibat balok anak 0,35 x 0,50 (pelat segitiga)**

- **Beban akibat balok anak 30/50**

$$- P_{\text{pelat}} = \left(\frac{1}{3} \times q \times Lx\right) L \times \text{jumlah}$$

$$= \left(\frac{1}{3} \times 288 \times 4,175 \times 0,5\right) \times 4,0/2 \times 16 = 6412,8 \text{ kg}$$

$$- P_{\text{b.anak}} = 0,3 \times 0,50 \times 4,0 \times 2400 \times 2 = \frac{2880}{1} \text{ kg} +$$

$$= 9292,8 \text{ kg}$$

- **Beban akibat pelat 3 segitiga pada balok anak 35/50**

$$- P_{\text{pelat}} = \left(\frac{7}{27} q \times Lx\right) L \times \text{jumlah}$$

$$= \left(\frac{7}{27} \times 288 \times 8,0\right) 8,0 \times 0,5 \times 2 \times 2 = 9557,33 \text{ kg}$$

- **Berat balok anak 35/50**

$$0,3 \times 0,5 \times 6,0 \times 2400 = 2160 \text{ kg}$$

Maka didapatkan beban dari tiap balok anak 30/50 yaitu =
9292,8 kg + 9557,336kg + 2160 kg = 21010,13 kg

b. **Berat balok induk**

$$0,40 \times 0,70 \times 2400 = 672 \text{ kg/m}$$

c. **Beban akibat pelat (tiga segitiga)**

$$\frac{7}{27} q \times Lx = \frac{7}{27} \times 288 \times 8,0 \times 2 = 1194,66 \text{ kg/m}$$

→ **Beban mati merata (Q_D)**

$$= 672 + 1194,66 = 1866,67 \text{ kg/m}$$

→ **Beban mati terpusat (P_D)**

$$= 21010,13 \text{ kg}$$

❖ Beban hidup ($q_{\text{pelat}} : 250 \text{ kg/m}^2$) \rightarrow pelat ukuran $4,0 \times 4,175 \text{ m}$

a. Beban akibat balok anak $0,30 \times 0,50$ (pelat segitiga)

a. Beban akibat balok anak 30/50

$$- P_{\text{pelat}} = \left(\frac{1}{3} \times q \times Lx\right) L \times \text{jumlah}$$

$$= \left(\frac{1}{3} \times 250 \times 4,175 \times 0,5\right) \times 4,0/2 \times 16 = 5566,7 \text{ kg}$$

b. Beban akibat pelat 3 segitiga pada balok anak 35/50

$$- P_{\text{pelat}} = \left(\frac{7}{27} q \times Lx\right) L \times \text{jumlah}$$

$$= \left(\frac{7}{27} \times 250 \times 8,0\right) 8,0 \times 0,5 \times 2 \times 2 = 9557,33 \text{ kg}$$

Maka didapatkan beban hidup dari tiap balok anak 35/50
yaitu $= 9557,33 + 5566,7 = 15124,03 \text{ kg}$

b. Beban akibat pelat (tiga segitiga)

$$- \frac{7}{27} \times 250 \times 8,0 \times 2 = 1037,03 \text{ kg/m}$$

$$\rightarrow \text{Beban hidup merata } (Q_L) = 1037,03 \text{ kg/m}$$

$$\rightarrow \text{Beban hidup terpusat } (P_L) = 15124,03 \text{ kg}$$

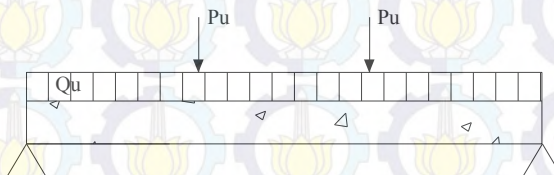
Kombinasi Pembebanan

$$Q_u = 1,2DL + 1,6LL$$

$$= 1,2 \cdot 1866,67 + 1,6 \cdot 1037,03 = 3899,25 \text{ kg/m}$$

$$P_u = 1,2DL + 1,6LL$$

$$= 1,2 \cdot 21010,13 + 1,6 \cdot 15124,03 = 49410,60 \text{ kg}$$



Gambar 7.1 Pembebanan Balok Induk

Dimensi balok induk 40/70

Bentang balok induk 8,0 m

Direncanakan menggunakan tulangan diameter 25 mm

$$\rho_{\max} = 0,027 \quad \rho_{\min} = 0,0035 \quad m = 15,686$$

$$M_u = (1/8 \times Q_u \times L^2) + P \times X - (R_a \times X)$$

$$Mu = (1/8 \times 3899,25 \times 8,0^2) + (49410,60 \times 1,2) - (16828,8 \times 3,0) = 40000,32 \text{ kgm} = 400003200 \text{ Nmm}$$

Karena perletakan sebelum komposit dianggap sendi maka momennya adalah nol, namun tetap diberikan penulangan sebesar setengah dari tulangan lapangan.

$$dx = 700 - 120 - 40 - 16 - \frac{1}{2} \times 25 = 502,5 \text{ mm}$$

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

$$Rn = \frac{Mu}{0,8 \times b \times dx^2} = \frac{400003200}{0,8 \times 400 \times 502,5^2} = 4,95 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \times fc} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}} \right)$$

$$= \frac{1}{15,686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,686 \times 4,95}{400}} \right) = 0,013$$

ternyata $\rho > \rho_{\min} = 0,0035$

maka digunakan $\rho = 0,013$

$$As_{\text{perlu}} = 0,013 \times 400 \times 502,5 = 2791,42 \text{ mm}^2$$

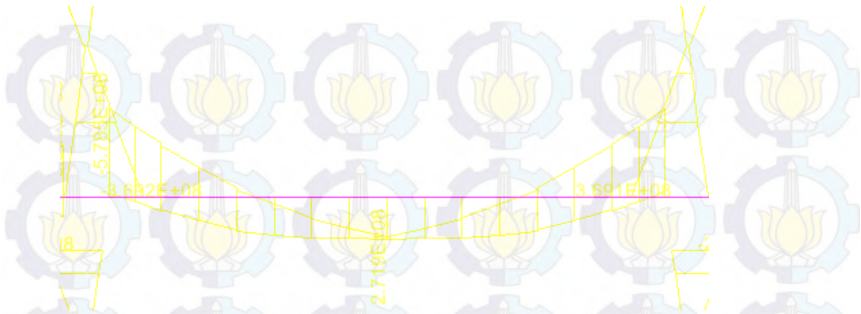
Pakai tulangan 6 D 25 $As = 2945,24 \text{ mm}^2$

Tulangan tumpuan $\frac{1}{2}$ tulangan lapangan 3 D 25

7.3.1.2 Penulangan lentur setelah komposit

Persyaratan tulangan :

1. Ratio tulangan balance (ρ_b) = 0,0325
2. Ratio tulangan maksimum (ρ_{\max}) = 0,027
3. Ratio tulangan minimum (ρ_{\min}) = 0,0035
4. Ratio antara baja dan beton (m) = 15,686

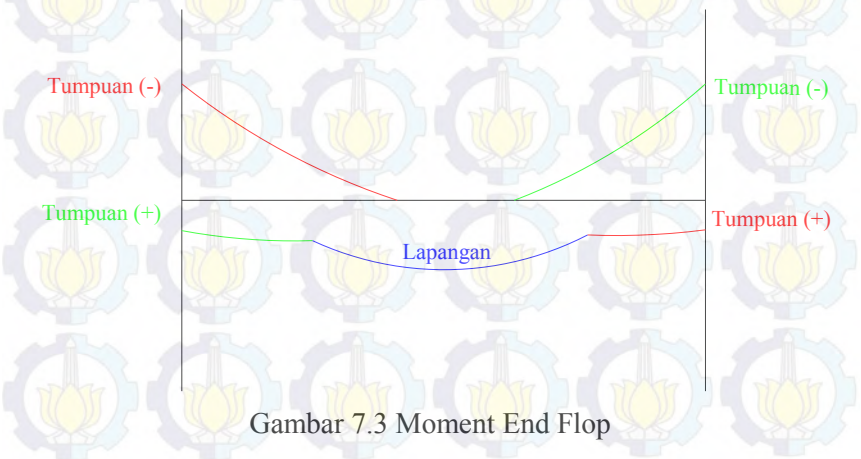


Gambar 7.2 Diagram momen balok

Contoh perhitungan :

Dari analisa struktur dengan software ETABS V9.7.2 didapatkan nilai momen sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 M_{\text{tumpuan kiri}} &= -578500000 \text{ Nmm} \\
 M_{\text{tumpuan kanan}} &= -574900000 \text{ Nmm} \\
 M_{\text{lapangan}} &= +271900000 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$



Gambar 7.3 Moment End Flop

Pada tumpuan balok dianggap persegi

- Tulangan tumpuan atas (Tumpuan Kiri)

Direncanakan menggunakan tulangan Ø 25

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

$$dx = 700 - 40 - 16 - \frac{1}{2} \cdot 25 = 631,5 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{0,8 \times b \times dx^2} = \frac{578500000}{0,8 \times 400 \times 631,5^2} = 4,53 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{15,686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,686 \times 4,53}{400}} \right) = 0,012$$

ternyata $\rho < \rho_{\max} = 0,027$

maka digunakan $\rho = 0,012$

$$A_{s_{\text{perlu}}} = 0,012 \times 400 \times 631,5 = 3173,36 \text{ mm}^2$$

Pakai tulangan 8 D 25 = 3926,99 mm²

- Tulangan tumpuan bawah

Diasumsikan $\delta = A_{s'} / A_s = 0,5$

$$A_{s'} = 0,5 \times 3926,99 \text{ mm}^2 = 1963,49 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 5 D 25 = 2454,36 mm²

Kontrol Kekuatan

$$\rho = \frac{A_{s_{\text{ada}}}}{b \times d}$$

$$\rho = \frac{3926,99}{400 \times 631,5} = 0,015$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b}$$

$$= \frac{3926,99 \times 400}{0,85 \times 30 \times 400}$$

$$= 153,99$$

$$M_{n\text{aktual}} = A_{s1} \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_{n\text{aktual}} = 3926,99 \times 400 \left(631,5 - \frac{153,99}{2} \right)$$

$$= 871014236 \text{ Nmm}$$

$$\Phi M_n > M_u$$

$$0,8 \times 871014236 > 578500000$$

$$696811388,8 \text{ Nmm} > 578500000 \text{ Nmm} \dots \dots \text{(Ok)}$$

Kontrol Tulangan Rangkap

$$\rho = \frac{A_s}{bxd} = \frac{3926,99}{400 \times 631,5} = 0,015$$

$$\rho' = \frac{A_s'}{bxd} = \frac{2454,36}{400 \times 631,5} = 0,00971$$

$$\rho - \rho' \geq \frac{0,85 \times f'_c \times \beta x d'}{f_y x d} \times \frac{600}{600 - f_y}$$

$$0,00529 \geq \frac{0,85 \times 30 \times 0,85 \times 68,5}{400 \times 631,5} \times \frac{600}{600 - 400}$$

$$0,00529 < 0,017 \text{ (tulangan tekan belum leleh)}$$

$$f'_s = 600 \times \left| 1 - \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c \times d'}{(\rho - \rho') \times f_y \times d} \right| \leq f_y$$

$$f'_s = 600 \times \left| 1 - \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{(0,00529) \times 400} \times \frac{68,5}{631,5} \right| \leq 400$$

$$f'_s = -66,67 \leq 400$$

$$A = \rho' x dx E_s$$

$$A = 0,00971 \times 631,5 \times 200000$$

$$A = 1226562,5$$

$$B = -(\varepsilon_{cu} \rho' d E_s + \rho d f_s)$$

$$B = -(0,003 \times 0,00971 \times 631,5 \times 200000 + 0,015 \times 631,5 \times 400)$$

$$B = -7604,7$$

$$C = \varepsilon_{cu} \rho d f_y - \varepsilon_{cu} d' (0,85) f_c \beta_1$$

$$C = (0,003 \times 0,015 \times 631,5 \times 400 - 0,003 \times 68,5 \times 0,85 \times 30 \times 0,85)$$

$$C = 7,32$$

$$D = \sqrt{B^2 - 4AC}$$

$$D = \sqrt{(-7604,7)^2 - 4 \times 1226562,5 \times 7,32}$$

$$D = 4681,20$$

$$\begin{aligned} \varepsilon'_s(1) &= \frac{-B + D}{2A} \\ &= \frac{-(-7604,7) + 4681,20}{2 \times 1226562,5} \end{aligned}$$

$$= 0,00501$$

$$\begin{aligned} \varepsilon'_s(2) &= \frac{-B - D}{2A} \\ &= \frac{-(-7604,7) - 4681,20}{2 \times 1226562,5} \end{aligned}$$

$$= 0,00119$$

$$f'_s = \varepsilon'_s * E_s$$

$$= 0,00119 \times 200000$$

$$= 238,3$$

$$\text{Maka diambil } f'_s = 238,3$$

$$a = \frac{A_s x f_y - A'_s x f'_s}{0,85 x f'_c x b_w}$$

$$a = \frac{3926,99 x 400 - 2454,36 x 238,3}{0,85 x 30 x 400}$$

$$a = 96,6 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = \phi \left(A_s f_y - A'_s f'_s \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_s \left(d - d' \right) \right)$$

$$\phi M_n = 0,8 \left(926,99 x 400 - 2454,36 x 238,3 \left(631,5 - \frac{96,6}{2} \right) + 2454,36 x 238,3 \left(631,5 - 68,5 \right) \right)$$

$$\phi M_n = 723051153 \text{ Nmm}$$

$$\Phi M_n > M_u$$

$$723051153 > 578500000$$

$$723051153 \text{ Nmm} > 578500000 \text{ Nmm} \dots \dots \text{(Ok)}$$

- **Tulangan tumpuan atas (Tumpuan Kanan)**

Direncanakan menggunakan tulangan $\varnothing 25$

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

$$d_x = 700 - 40 - 16 - \frac{1}{2} \cdot 25 = 631,5 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{0,8 x b x d_x^2} = \frac{574900000}{0,8 x 400 x 631,5^2} = 4,50 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 x f'_c} = \frac{400}{0,85 x 30} = 15,686$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 x m x R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{15,686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 x 15,686 x 4,50}{400}} \right) = 0,012$$

$$\text{ternyata } \rho > \rho_{\min} = 0,0035$$

$$\text{maka digunakan } \rho = 0,012$$

$$A_{s_{\text{perlu}}} = 0,012 x 400 x 631,5 = 3149,79 \text{ mm}^2$$

Pakai tulangan 8 D 25 = 3926,99 mm²

- Tulangan tumpuan bawah
 Diasumsikan $\delta = A_s' / A_s = 0,5$.
 $A_s' = 0,5 \times 3926,99 \text{ mm}^2 = 1963,49 \text{ mm}^2$
 Digunakan tulangan 5 D 25 = 2454,36 mm²

Kontrol Kekuatan

$$\rho = \frac{A_{s \text{ ada}}}{bxd}$$

$$\rho = \frac{3926,99}{400 \times 631,5} = 0,015$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b}$$

$$= \frac{3926,99 \times 400}{0,85 \times 30 \times 400}$$

$$= 153,99$$

$$Mn_{\text{aktual}} = A_{s1} \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$Mn_{\text{aktual}} = 3926,99 \times 400 \left(631,5 - \frac{153,99}{2} \right)$$

$$= 871014236 \text{ Nmm}$$

$$\Phi M_n > M_u$$

$$0,8 \times 871014236 > 574900000$$

$$696811388,8 \text{ Nmm} > 574900000 \text{ Nmm} \dots\dots (\text{Ok})$$

Kontrol Tulangan Rangkap

$$\rho = \frac{A_s}{bxd} = \frac{3926,99}{400 \times 631,5} = 0,015$$

$$\rho' = \frac{As'}{bxd} = \frac{2454,36}{400 \times 631,5} = 0,00971$$

$$\rho - \rho' \geq \frac{0,85x f'_c x \beta x d'}{f_y x d} x \frac{600}{600 - f_y}$$

$$0,00529 \geq \frac{0,85 \times 30 \times 0,85 \times 68,5}{400 \times 631,5} x \frac{600}{600 - 400}$$

$$0,00529 < 0,017 \text{ (tulangan tekan belum leleh)}$$

$$f'_s = 600 x \left| 1 - \frac{0,85 x \beta_1 x f'_c x d'}{(\rho - \rho') x f_y} \right| \leq f_y$$

$$f'_s = 600 x \left| 1 - \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{(0,00529) \times 400} x \frac{68,5}{631,5} \right| \leq 400$$

$$f'_s = -66,67 \leq 400$$

$$A = \rho' x d x E_s$$

$$A = 0,00971 \times 631,5 \times 200000$$

$$A = 1226562,5$$

$$B = -(\varepsilon_{cu} \rho' d E_s + \rho d f_s)$$

$$B = -(0,003 \times 0,00971 \times 631,5 \times 200000 + 0,015 \times 631,5 \times 400)$$

$$B = -7604,7$$

$$C = \varepsilon_{cu} \rho d f_y - \varepsilon_{cu} d' (0,85) f_c \beta_1$$

$$C = (0,003 \times 0,015 \times 631,5 \times 400 - 0,003 \times 68,5 \times 0,85 \times 30 \times 0,85)$$

$$C = 7,32$$

$$D = \sqrt{B^2 - 4AC}$$

$$D = \sqrt{(-7604,7)^2 - 4 \times 1226562,5 \times 7,32}$$

$$D = 4681,20$$

$$\varepsilon'_s(1) = \frac{-B + D}{2A}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{-(-7604,7) + 4681,20}{2 \times 12265625} \\
 &= 0,00501 \\
 \varepsilon'_s(2) &= \frac{-B - D}{2A}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{-(-7604,7) - 4681,20}{2 \times 12265625} \\
 &= 0,00119
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f'_s &= \varepsilon'_s \cdot E_s \\
 &= 0,00119 \times 200000 \\
 &= 238,3
 \end{aligned}$$

Maka diambil $f'_s = 238,3$

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s x f_y - A'_s x f'_s}{0,85 x f'_c x b_w} \\
 a &= \frac{3926,99 \times 400 - 2454,36 \times 238,3}{0,85 \times 30 \times 400}
 \end{aligned}$$

$$a = 96,6 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = \phi \left[A_s f_y - A'_s f'_s \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_s \left(d - d' \right) \right]$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= 0,8 \left[3926,99 \times 400 - 2454,36 \times 238,3 \left(631,5 - \frac{96,6}{2} \right) + \right. \\
 &\quad \left. 2454,36 \times 238,3 \left(631,5 - 68,5 \right) \right]
 \end{aligned}$$

$$\phi M_n = 723051153 \text{ Nmm}$$

$$\Phi M_n > M_u$$

$$723051153 > 574900000$$

$$723051153 \text{ Nmm} > 574900000 \text{ Nmm} \dots \dots \dots (\text{Ok})$$

Pada lapangan balok dianggap sebagai balok T palsu

- Tulangan lapangan bawah

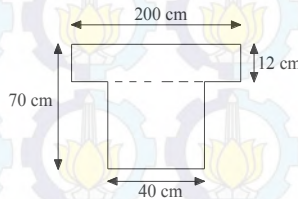
$$be_1 = \frac{1}{4} \times L_b = \frac{1}{4} \times 800 = 200 \text{ cm}$$

$$be_2 = bw + 16t = 40 + (16 \times 12) = 232 \text{ cm}$$

$$be_3 = \frac{1}{2} \times (L_b - bw) = \frac{1}{2} \times (800 - 40) = 380 \text{ cm}$$

$$b = be = 2000 \text{ mm}$$

$$dx = 700 - 40 - 16 \cdot \frac{1}{2} \cdot 25 = 631.5 \text{ mm}$$



Gambar 7.4 Potongan Balok T

$$M = 271900000 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{Mu}{0,8 \times b \times dx^2} = \frac{271900000}{0,8 \times 400 \times 631,5^2} = 2,13 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{15,686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,686 \times 2,13}{400}} \right) = 0,0056$$

ternyata $\rho < \rho_{\min}$

maka digunakan $\rho = 0,0056$

$$AS_{\text{perlu}} = 0,0056 \times 400 \times 631,5 = 1406,52 \text{ mm}^2$$

Pakai tulangan 3 D 25 = 1472,62 mm²

- Tulangan lapangan atas

Diasumsikan $\delta = As' / As = 0,5$

$$As' = 0,5 \times 1472,62 \text{ mm}^2 = 736,31 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 2 D 25 = 981,74 mm²

Kontrol Kekuatan

$$\rho = \frac{As_{ada}}{bxd}$$

$$\rho = \frac{1472,62}{400 \times 631,5} = 0,0058$$

$$a = \frac{As \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b}$$

$$= \frac{1472,62 \times 400}{0,85 \times 30 \times 400}$$

$$= 57,74$$

$$Mn_{aktual} = As_1 \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$Mn_{aktual} = 1472,62 \times 400 \left(631,5 - \frac{57,74}{2} \right)$$

$$= 354977996,2 \text{ Nmm}$$

$$\Phi M_n > M_u$$

$$0,8 \times 354977996,2 > 271900000$$

$$283982397 \text{ Nmm} > 271900000 \text{ Nmm} \dots \dots (\text{Ok})$$

Kontrol Tulangan Rangkap

$$\rho = \frac{As}{bxd} = \frac{1472,62}{400 \times 631,5} = 0,0058$$

$$\rho' = \frac{As'}{bxd} = \frac{981,74}{400 \times 631,5} = 0,00388$$

$$\rho - \rho' \geq \frac{0,85 f_c' \times \beta x d'}{f_y x d} \times \frac{600}{600 - f_y}$$

$$0,00192 \geq \frac{0,85 \times 30 \times 0,85 \times 68,5}{400 \times 631,5} x \frac{600}{600 - 400}$$

$$0,00192 < 0,017 \text{ (tulangan tekan belum leleh)}$$

$$A = \rho' x d x E_s$$

$$A = 0,00388 \times 631,5 \times 200000$$

$$A = 490625$$

$$B = -(\varepsilon_{cu} \rho' d E_s + \rho d f_s)$$

$$B = -(0,003 \times 0,00388 \times 631,5 \times 200000 + 0,0058 \times 631,5 \times 400)$$

$$B = -29438$$

$$C = \varepsilon_{cu} \rho d f_y - \varepsilon_{cu} d' (0,85) f_c \beta_1$$

$$C = -(0,003 \times 0,0058 \times 631,5 \times 400 - 0,003 \times 68,5 \times 0,85 \times 30 \times 0,85)$$

$$C = -0,04$$

$$D = \sqrt{B^2 - 4AC}$$

$$D = \sqrt{(-29438)^2 - 4 \times 490625 \times (-0,04)}$$

$$D = 2956,58$$

$$\varepsilon'_s(1) = \frac{-B + D}{2A}$$

$$= \frac{-(-29438) + 2956,58}{2 \times 490625}$$

$$= 0,00601$$

$$= 0,00601$$

$$\varepsilon'_s(2) = \frac{-B - D}{2A}$$

$$= \frac{-(-29438) - 2956,58}{2 \times 490625}$$

$$= -0,00001$$

$$= -0,00001$$

$$f'_s = \varepsilon'_s * E_s$$

$$= -0,00001 \times 200000$$

$$= -2,6$$

Maka diambil $f'_s = 2,6$

$$a = \frac{A_s \cdot x_f y - A'_s \cdot x_f'_s}{0,85 x_f'_c \cdot x b_w}$$

$$a = \frac{1472,62 \times 400 - 981,74 \times 2,6}{0,85 \times 30 \times 400}$$

$$a = 58 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = \phi \left(A_s f_y - A'_s f'_s \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_s \left(d' - d' \right) \right)$$

$$\phi M_n = 0,8 \left(472,62 \times 400 - 981,74 \times 2,6 \left(631,5 - \frac{58}{2} \right) + 981,74 \times 2,6 \left(631,5 - 68,5 \right) \right)$$

$$\phi M_n = 283865179 \text{ Nmm}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$283865179 > 271900000$$

$$283865179 \text{ Nmm} > 271900000 \text{ Nmm} \dots \dots \text{(Ok)}$$

Cek Balok T Palsu

$$T = A_s \cdot f_y$$

$$= 1472,62 \cdot 400 = 589048 \text{ N}$$

$$C = 0,85 \cdot f'_c \cdot b_e \cdot h_f$$

$$= 0,85 \cdot 30 \cdot 2000 \cdot 120 = 6120000 \text{ N}$$

Karena $C > T$, maka balok dianggap sebagai balok T palsu, berperilaku sebagai balok persegi dengan lebar b_e .

$$a = \frac{A_s \cdot x_f y}{0,85 \cdot x_f'_c \cdot x b_e} = \frac{1472,62 \times 400}{0,85 \times 30 \times 2000}$$

$$= 11,54 \text{ mm} < t = 130 \text{ mm}$$

$$\rho_{\text{aktual}} = \frac{A_s}{b_w \cdot d} = \frac{1472,62}{2000 \cdot 631,5}$$

$$= 0,0011 < \rho_{\text{min}} = 0,0035$$

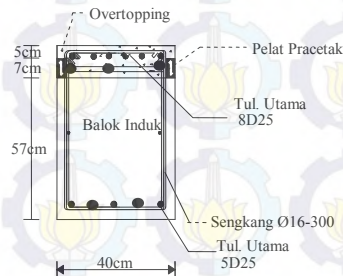
$$\begin{aligned}\phi M_n &= \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,8 \times 1472,62 \times 400 \left(631,5 - \frac{0,0011}{2} \right) \\ &= 297586790,4 \text{ Nmm} > M_{\text{lap}} = 271900000 \text{ Nmm OK}\end{aligned}$$

Jadi kebutuhan tulangan setelah komposit

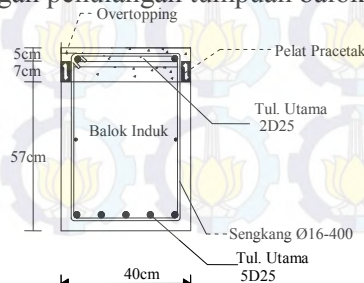
- Tulangan tumpuan atas = 8 Ø 25
- Tulangan tumpuan bawah = 5 Ø 25
- Tulangan lapangan atas = 2 Ø 25
- Tulangan lapangan bawah = 3 Ø 25

Jadi kebutuhan tulangan dipakai

- Tulangan tumpuan atas = 8 Ø 25
- Tulangan tumpuan bawah = 5 Ø 25
- Tulangan lapangan atas = 2 Ø 25
- Tulangan lapangan bawah = 5 Ø 25



Gambar 7.5 Potongan penulangan tumpuan balok induk



Gambar 7.6 Potongan penulangan lapangan balok induk

7.3.1.3 Penulangan Geser dan Torsi

Perencanaan geser dan torsi pada SNI 03-2847-2002 bab 13 tentang geser dan puntir, garis besarnya sebagai berikut:

- Perencanaan penampang yang diakibatkan oleh geser harus didasarkan pada perumusan :

$$V_u \leq \Phi V_n \dots\dots\dots \text{SNI 03-2847-2002 pasal 13.1 (1)}$$

Dengan V_u adalah gaya geser terfaktor pada penampang yang ditinjau dan V_n adalah kuat geser nominal yang ditinjau dari :

$$V_n = V_c + V_s$$

Dimana :

V_u = geser terfaktor pada penampang yang ditinjau

Φ = faktor reduksi geser (0,6)

V_n = kuat geser nominal

V_c = kuat geser beton

V_s = kuat geser nominal tulangan geser

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

$$T_u \leq \Phi T_n \dots\dots\dots \text{SNI 03-2847-2002 pasal 13.6 (5)}$$

Tulangan sengkang untuk puntir harus direncanakan berdasarkan persamaan berikut :

$$T_n = \frac{2 \cdot A_o \cdot A_t \cdot f_{yv}}{s} \cdot \cot \theta$$

Dimana :

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

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

T_s = kuat momen torsi nominal tulangan geser

T_c = kuat torsi nominal yang disumbang oleh beton

A_o = luas bruto yang dibatasi oleh lintasan aliran geser, mm^2

A_t = luas satu kaki sengkang tertutup yang menahan puntir dalam daerah sejarak s , mm^2

f_{yv} = kuat lelah tulangan sengkang torsi, Mpa

s = spasi tulangan geser atau puntir dalam arah paralel dengan tulangan longitudinal, mm

$$T_{u_{\min}} = \frac{\phi \sqrt{f'_c}}{12} \cdot \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \quad \text{SNI 03-2847-2002 pasal 13.6}$$

(2.2.a)

Dimana :

ϕ = faktor reduksi kekuatan

f'_c = kuat tekan beton, Mpa

A_{cp} = luas yang dibatasi oleh keliling luar penampang beton, mm^2

P_{cp} = keliling luar penampang beton, mm

Contoh perhitungan

Perhitungan balok induk 40/70

V_u = 332704,2 N

T_u = 33041878 N.mm

Direncanakan dengan daktilitas terbatas :

Dimana diameter tulangan geser 16 mm, $d = 631.5$ mm

Torsi maksimum yang mampu dipikul penampang

$$T_{u_{\min}} = \phi \frac{\sqrt{f'_c}}{3} \cdot \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \quad \text{SNI 03-2847-2002 pasal 13.6}$$

(2.2.a)

$$T_{u_{\max}} = 0,8 \frac{\sqrt{30}}{3} \left(\frac{(400 \times 700)^2}{(400 + 700) \times 2} \right)$$

$$= 208200962,5 \text{ Nmm} > 33041878 \text{ Nmm}$$

Jadi Torsi dapat diabaikan dan hanya dilakukan perhitungan geser saja.

- Kebutuhan tulangan geser

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \cdot b_w \cdot d \quad \text{ACI 318M-2008 pasal 13.3(1.1)}$$

$$V_c = \frac{\sqrt{30}}{6} \cdot 400 \cdot 631,5 = 230591,19 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,6 \times 230591,19 = 138354,72 \text{ N}$$

$$\frac{1}{2} \times \emptyset \times V_c = 69177,35 \text{ N}$$

$V_u > \emptyset V_c$ diperlukan tulangan geser

$$V_s = \frac{Vu}{\phi} = \frac{332704,2}{0,75} = 443605,6 \text{ N}$$

$$A_v = 2 \cdot A_s$$

$$A_s \text{ } 1 \emptyset 16 = 0,25 \times 3,14 \times 16^2 = 200,96 \text{ mm}^2$$

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 = 401,92 \text{ mm}^2$$

Perhitungan jarak sengkang

Dimana :

$$S_{\text{maks}} = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s}$$

$$= \frac{401,92 \times 400 \times 631,5}{443605,6} = 228,86 \text{ mm}$$

$$S_{\text{maks}} \leq 0,5 \cdot d = 0,5 \cdot 631,5 = 315,75 \text{ mm}$$

$$S_{\text{maks}} \leq 600 \text{ mm} \quad \text{Jadi dipasang } s = 300 \text{ mm}$$

7.3.1.4 Kontrol Lentutan

Sesuai SNI 03-2847-2002, syarat tebal minimum balok apabila lendutan tidak dihitung adalah sebagai berikut :

1. Balok dengan dua tumpuan

$$h_{\text{min}} = \frac{L}{16}$$

2. Balok dengan satu ujung menerus

$$h_{\text{min}} = \frac{L}{18,5}$$

3. Balok dengan dua ujung menerus

$$h_{\text{min}} = \frac{L}{21}$$

Lendutan tidak perlu dihitung, sebab sejak dari preliminary design sudah direncanakan agar tinggi dari masing-masing type balok lebih besar dari persyaratan h_{\min} .

7.3.1.5 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 *negative* maksimum harus diproporsikan sedemikian hingga nilai Z yang diberikan oleh :

$Z = f_s \times \sqrt[3]{d_c \cdot A}$ SNI 03-2847-2002 psl.12.6.butir 4
tidak melebihi 30 MN/m untuk penampang di dalam ruangan.

Dimana :

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

$$= 0,6 \times 400 \text{ MPa} = 240 \text{ MPa}$$

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

(*decking* + ϕ sengkang + $\frac{1}{2} \phi$ tulangan)

$$= 40 + 16 + \frac{1}{2} \cdot 25 = 78,5 \text{ mm}$$

A = Luas efektif beton tarik di sekitar tulangan lentur tarik dan mempunyai titik pusat yang sama dengan titik pusat tulangan (dalam hal ini diambil selebar 1 m) tersebut dibagi dengan jumlah batang tulangan dalam 1 m tersebut.

- Untuk daerah lapangan

$$A = \frac{b \cdot d_c}{n}, \text{ dimana}$$

n = jumlah batang tulangan per lebar balok b

$$A = \frac{40 \cdot 78,5}{4} = 1570 \text{ mm}^2$$

$$Z = f_s \times \sqrt[3]{d_c \cdot A}$$

$$= 240 \times \sqrt[3]{78,5 \times 1570}$$

$$= 11943,57 \text{ N/mm} = 11,943 \text{ MN/m} < 30 \text{ MN/m} \quad \text{OK}$$

- Untuk daerah tumpuan

$$A = \frac{b \cdot 2dc}{n}, \text{ dimana}$$

n = jumlah batang tulangan per lebar balok b

$$A = \frac{40 \cdot 2 \cdot 78,5}{8} = 785 \text{ mm}^2$$

$$Z = f_s \times \sqrt[3]{dc \cdot A}$$

$$= 240 \times \sqrt[3]{78,5 \times 785}$$

$$= 9479,62 \text{ N/mm} = 9,479 \text{ MN/m} < 30 \text{ MN/m} \quad \text{OK}$$

7.3.1.6 Kontrol Guling

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

- Beban dari pelat :

$$\text{Berat sendiri pelat} = 0,07 \times 2400 = 168 \text{ kg/m}^2$$

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

$$Q_u = 1,2D + 1,6L = 1,2 \cdot 168 + 1,6 \cdot 250 = 601,6 \text{ kg/m}^2$$

- Beban ekuivalen 3 segitiga

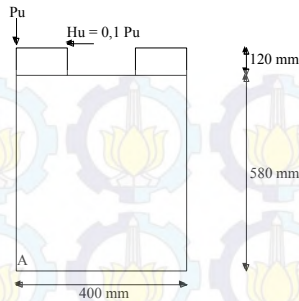
$$q_d = \frac{7}{27} q \times Lx = \frac{7}{27} 601,6 \times 8,0 = 1247,763 \text{ kg/m}$$

- Beban terpusat balok anak

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri balok anak} &= 0,30 \times 0,50 \times 8,0 \times 2400 \\ &= 2880 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$P_u = 1247,763 \times 8,0 + 2880 = 12862,1 \text{ kg}$$

$$H_u = 0,1 \times 12862,1 = 1286,21 \text{ kg} \dots \dots \dots (\text{asumsi})$$



Gambar 7.7 Potongan melintang balok induk pracetak

- Momen guling terhadap titik A :

$$\begin{aligned} M_g &= (P_u \times 0,04) + (H_u \times 0,58) \\ &= (12862,1 \times 0,04) + (1286,21 \times 0,58) \\ &= 1260,48 \text{ kgm} \end{aligned}$$

- Momen penahan :

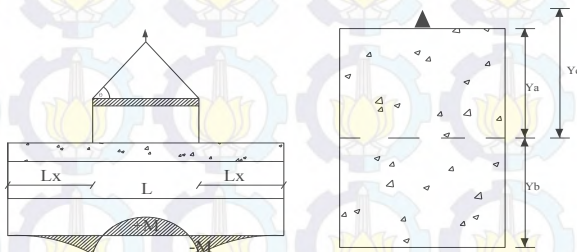
$$\begin{aligned} \text{Beban balok induk (w)} &= 2400 \times 0,40 \times 0,58 \times 8,0 \\ &= 4454,4 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$M_p = 4454,4 \times \frac{0,50}{2} = 1273,6 \text{ kgm}$$

$$M_{\text{penahan}} > M_{\text{guling}} \dots\dots\dots(\text{OK})$$

7.3.2 Pengangkatan Elemen Balok

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



Gambar 7.8 Momen saat pengangkatan balok dari PCI Design Handbook

Dimana :

$$+M = \frac{WL^2}{8} \left(1 - 4X + \frac{4Yc}{L \cdot \text{tg}\theta} \right)$$

$$-M = \frac{WX^2L^2}{2}$$

$$X = \frac{1 + \frac{4Yc}{L \text{tg}\theta}}{2 \left(1 + \sqrt{1 + \frac{Ya}{Yb} \left(1 + \frac{4Yc}{L \text{tg}\theta} \right)} \right)}$$

Balok induk 40/70 dengan bentang 8,0 m

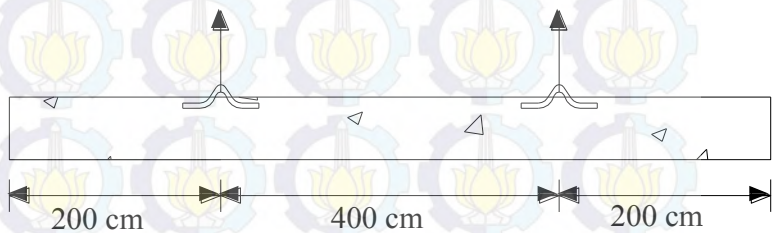
$$Yt = Yb = \frac{(70-12)}{2} = 29 \text{ cm}$$

$$I = \frac{1}{12} \times 40 \times 58^3 = 650373,33 \text{ cm}^4$$

$$Yc = Yb + 5 = 34 \text{ cm}$$

$$X = \frac{1 + \frac{4 \times 34}{600 \times \text{tg} 45^\circ}}{2 \left(1 + \sqrt{1 + \frac{29}{29} \left(1 + \frac{4 \times 33,5}{600 \times \text{tg} 45^\circ} \right)} \right)} = 0,190 \text{ cm}$$

$$X \times L = 0,190 \times 800 = 152 \text{ cm}$$



Gambar 7.9 Jarak Tulangan Angkat

Data-data profil baja :

- Panjang tekuk = 400 cm
 - Mutu Baja BJ 36
 - Profil WF 100 x 100 x 6 x 8
- $$A = 21,9 \text{ cm}^2$$
- $$i_x = 4,18 \text{ cm}$$
- $$i_y = 2,47 \text{ cm}$$
- $$w = 17,2 \text{ kg/m}$$

Pembebanan

$$\text{Balok} = 0,40 \times 0,58 \times 8,0 \times 2400 = 4454,5 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Balok Profil} &= 17,2 \times 8,0 && = 137,6 \text{ kg} + \\ & && = 4592 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T \sin \emptyset = P &= \frac{1,2 \times k \times Wt}{2} \\ &= \frac{1,2 \times 1,2 \times 4592}{2} = 3326,04 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$T = \frac{3326,04}{\sin 45} = 4703,73 \text{ kg}$$

Tulangan Angkat Balok Melintang

$$P_u = 4703,73 \text{ kg}$$

Tegangan ijin tarik dasar baja bertulang adalah = $f_y / 1,5$

$$\sigma_{\text{tarik ijin}} = \frac{4000}{1,5} = 2666,67 \text{ kg/m}^2$$

$$\emptyset_{\text{tulangan angkat}} \geq \sqrt{\frac{P_u}{\sigma_{\text{ijin}} \times \pi}}$$

$$\emptyset_{\text{tulangan angkat}} \geq \sqrt{\frac{4703,73}{2666,67 \times \pi}}$$

$$\emptyset_{\text{tulangan angkat}} \geq 0,74 \text{ cm}$$

Digunakan Tulangan \emptyset 12 mm

Momen yang terjadi

- Pembebanan

$$\begin{aligned} \text{Balok} &= 0,40 \times 0,58 \times 2400 = 556,8 \text{ kg/m} \\ \text{Balok Profil} &= 17,2 = \frac{17,20 \text{ kg/m}}{+} \\ &= 574 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Untuk mengatasi beban kejut akibat pengangkatan, momen pengangkatan dikalikan dengan faktor akibat pengangkatan sebesar 1.2 :

- Momen lapangan yang terjadi

$$+ M = \frac{WL^2}{8} \left(1 - 4X + \frac{4Yc}{L \cdot \text{tg} \theta} \right) \times 1,2$$

$$\begin{aligned} + M &= \frac{574 \times 8,0^2}{8} \left(1 - 4 \times 0,190 + \frac{4 \times 0,34}{8,0 \times \text{tg} 45^\circ} \right) \times 1,2 \\ &= 2259,26 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Tegangan yang terjadi

$$F = \frac{M}{Wt} = \frac{22592600}{\frac{1}{6} \times 400 \times 580^2} = 1,007 \text{ Mpa}$$

$$Fr = 0,7 \times \sqrt{fc'} = 5,83 \text{ Mpa}$$

$$1,007 \text{ Mpa} < 5,83 \text{ Mpa} \dots \text{OK}$$

- Momen tumpuan yang terjadi

$$- M = \frac{WX^2L^2}{2} \times 1,2$$

$$- M = \frac{574 \times 0,190^2 \times 8,0^2}{2} \times 1,2 = 795,70 \text{ kg.m}$$

Tegangan yang terjadi

$$F = \frac{M}{W_t} = \frac{7957000}{\frac{1}{6} \times 400 \times 580^2} = 0,35 \text{ Mpa}$$

0,35 Mpa < 5,83 Mpa....OK

7.4 Perancangan Kolom

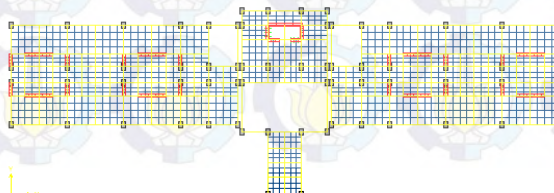
7.4.1 Umum

Pada perancangan kolom pada sistem SRG ini, kolom-kolom bukan merupakan SPBL, maka desain harus memenuhi syarat-syarat tersebut di SNI 03-2847-2002

7.4.2 Perencanaan Kolom



Gambar 7.10 Potongan rangka



Gambar 7.11 Denah kolom tiap-tiap lantai

Contoh perhitungan menggunakan kolom pada lantai satu

- o Gaya yang bekerja pada kolom (output ETABS V9.7.2) seperti diperlihatkan pada tabel 7.1 dibawah ini.

No	kombinasi beban	axial (kg)	Momen (Nmm)
1	1,4DL	263,896.42	6,052,940.00
2	1,2DL+1,6LL	565,180.3	148,326,689.00
3	1,2DL+1LL+1RSPX	531,800.1	212,500,000.00
4	1,2DL+1LL+1RSPY	507,588.0	72,164,623.00
5	1,2DL+1LL-1RSPX	531,800.1	212,500,000.00
6	1,2DL+1LL-1RSPY	507,588.0	72,164,623.00
7	0,9DL+1RSPX	263,386,29	205,200,000.00
8	0,9DL+1RSPY	239,174.19	64,840,042.00
9	0,9DL-1RSPX	263,386,29	205,200,000.00
10	0,9DL-1RSPY	239,174.19	64,840,042.00

Tabel 7.1 Kesimpulan beban aksial dan momen lentur kolom

Ket : Warna biru yang digunakan dalam perhitungan

Lantai Satu

- o Data-data perancangan :

Dimensi kolom	= 600x 900 mm ²
Tinggi kolom	= 3100 mm
Mutu Beton (fc')	= 30 Mpa
Mutu Baja (fy)	= 400 Mpa
Decking	= 40 mm
Tulangan Utama	= D 25
Beugel	= Ø 16
d'	= 600-40-16 - 1/2.25 = 531,5 mm

7.4.3 Kontrol Kelangsingan Kolom

Perhitungan faktor tekuk (*k*)

$$E_c = 4700 \cdot \sqrt{f_c'} = 4700 \cdot \sqrt{30} = 25742,96 \text{ Mpa}$$

EI balok (ukuran 400 mm x 700 mm)

$$I_g = 1/12 \cdot 400 \cdot 700^3 = 1,143 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$EI_{\text{balok}} = \frac{0,5 \cdot Ec \cdot I_g}{\left(1 + \beta_d\right)}$$

$$= \frac{0,5 \times 25742,96 \times 1,143 \cdot 10^{10}}{\left(1 + 0,65\right)} = 0,8916 \times 10^{14} \text{ Nmm}^2$$

EI_{kolom} (ukuran 600 mm x 900 mm)
 $I_g = 1/12 \cdot 600 \cdot 900^3 = 3,645 \times 10^{10} \text{ mm}^4$

$$EI_{\text{kolom}} = \frac{0,5 \cdot Ec \cdot I_g}{\left(1 + \beta_d\right)}$$

$$= \frac{0,5 \times 25742,96 \times 3,645 \cdot 10^{10}}{\left(1 + 0,65\right)} = 2,84 \times 10^{14} \text{ Nmm}^2$$

Faktor jepitan atas

$$\psi_A = \frac{\sum (EI_c / L_c) \text{ kolom}}{\sum (EI_c / L_c) \text{ balok}} = \frac{2x^{2,84 \cdot 10^{14}} / 3100}{2x^{0,8916 \cdot 10^{14}} / 8000} = 8,22$$

Faktor jepitan bawah

$$\psi_B = 0$$

Tetapi *Structural Stability Research Council* menyarankan bahwa untuk tujuan praktek ψ_B tidak boleh diambil kurang dari 1, sehingga

$$\psi_B = 1$$

Kontrol kelangsingan

Jenis kolom dalam perancangan ini adalah kolom tanpa pengaku samping (brace frame).

Jari-jari girasi (r) = $0,3 \cdot h = 0,3 \times 900 = 270$, dari nomogram
 $k = 0,65$

$$\frac{k \times \ell_u}{r} \leq 34 - 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right),$$

$$\frac{0,65 \times 3100}{270} \leq 34 - 12 \left(\frac{212,5}{205,2} \right)$$

$$7,46 \leq 22,78 \text{ (Kolom pendek)}$$

Jadi pengaruh kelangsingan boleh diabaikan

Berdasarkan kombinasi beban di tabel 7.1, maka kolom ini cukup diberi tulangan memanjang sebanyak 20 D 25 ($\rho = 1,21\%$).

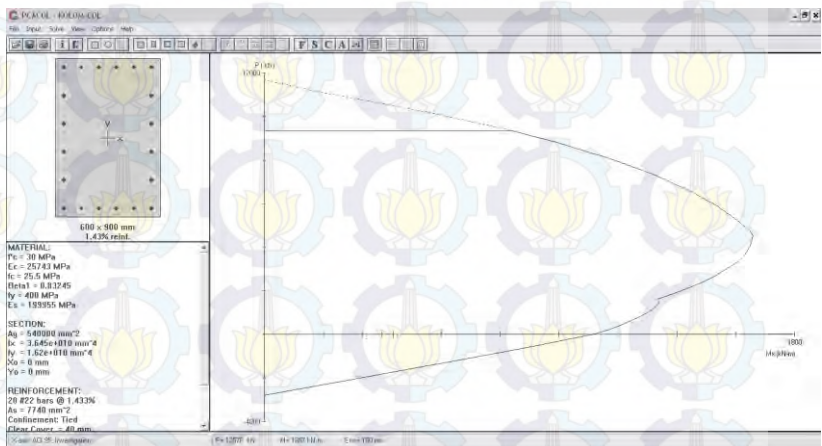
% tulangan kedua kolom ini memenuhi syarat yaitu harus diantara 1% dan 6%.

Kontrol spasi bersih antar tulangan :

$$S_{net} = \frac{900 - (2 \times 40 + 2 \times 16 + 6 \times 25)}{6}$$

$$= 106,3 \text{ mm} > 40 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

Gambar 7.12 hasil dari PCACOL, menunjukkan diagram interaksi kolom ini.



Gambar 7.12
Diagram interaksi desain kolom lantai atap

7.4.4 Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom

Menurut SNI 03-2847-2002: kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$$\begin{aligned} & \phi \cdot P_n(\max) \\ &= 0,8 \times \phi \times \left[0,85 \times f'_c \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st} \right] \\ &= 0,8 \times 0,65 \times \left[0,85 \times 30 \times (900^2 - 9817,47) + 400 \times 9817,47 \right] \\ &= 12652454,11 \text{ N} > 9348717 \text{ N} \text{ OK} \end{aligned}$$

7.4.5 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 PB 1989 Appendiks A). Adapun hal – hal yang perlu diperhatikan dalam merencanakan tulangan geser-torsi pada kolom adalah sebagai berikut :

- a. Rasio tinggi antara kolom terhadap dimensi terkecil kolom tidak boleh lebih besar dari 25
- b. Pada seluruh tinggi kolom harus dipasang tulangan transversal dari sengkang tertutup maupun sengkang majemuk
- c. 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
- d. Pada daerah yang tidak memerlukan sengkang tertutup, sengkang harus dipasang dengan spasi yang tidak boleh lebih dari $d/2$ pada seluruh panjang komponen struktur tersebut.
- e. Pada daerah ujung sejarak d dari muka kolom, kuat geser yang disumbangkan oleh beton (ϕV_c) harus diambil sebesar setengah
- f. Pada komponen struktur kolom, torsi komabilitas tidak boleh dipakai karena pada kolom tidak terjadi redistribusi gaya – gaya dalam kecuali untuk suatu komponen kolo khusus
- g. Selanjutnya untuk langkah – langkah perhitungan penulangan geser torsi dapat dilihat pada sub bab penulangan geser torsi pada perancangan balok

Data kolom lantai satu

$$P_u = 531800,1 \text{ Kg} = 5318001 \text{ N}$$

$$V_u = 5905 \text{ Kg} = 59050 \text{ N}$$

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

$$D_{\text{utama}} = 25 \text{ mm}$$

$$\emptyset \text{ sengkang} = 12 \text{ mm}$$

$$D = 600 - 40 - 16 - \frac{1}{2} \cdot 25 = 531,5 \text{ mm}$$

$$\text{Mutu beton } (f_c') = 30 \text{ Mpa}$$

$$\text{Mutu baja } (f_y) = 400 \text{ Mpa}$$

Sumbangan kekuatan geser beton:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b_w d \left[1 + \frac{P_u}{14 A_g} \right] \text{ ACI 318M-2008 pasal 13.3.2}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 600 \times 531,5 \times \left[1 + \frac{531800,1}{14 \times 600 \times 900} \right]$$

$$V_c = 311592,67 \text{ N}$$

$$0,5 \phi V_c = 0,5 \times 0,6 \times 311592,67 = 93477,80 \text{ N}$$

Karena $V_u < 0,5 \phi V_c$, maka dipasang sengkang minimum sebesar:

$$A_{v_{\min}} = \frac{b_w S}{3 f_y} \quad \text{SNI 03-2847-2002 pasal 13.5.3}$$

$$S = \frac{3 A_v f_y}{b_w}$$

Dipakai sengkang $\emptyset 16$ maka:

$$A_v = 2 \cdot A_s = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 = 402,123 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{3 \times 402,123 \times 400}{600} = 804,24 \text{ mm}$$

$$S_{\text{maks}} \leq 0,5 h = 0,5 \times 900 = 450 \text{ mm}$$

$$\leq 10 d_b = 10 \times 25 = 250 \text{ mm}$$

$$\leq 200 \text{ mm}$$

Dipasang tulangan sengkang $\emptyset 16-200$.

7.4.6 Panjang Lewatan Kolom

Sambungan kolom yang diletakkan di tengah tinggi kolom harus memenuhi ketentuan panjang lewatan yang ditentukan berdasarkan SNI 03-2847-2002 Pasal 14.2.3, sebagai berikut :

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

Dimana :

$$\alpha = 1,0$$

$$\beta = 1,0$$

$$\gamma = 1,0$$

$$\lambda = 1,0$$

$$c = 40 + 12 + \frac{25}{2} = 64,5 \text{ mm}$$

$$c = \frac{600 - 2 \times (40 + 12) - 25}{5 \times 2} = 52,1 \text{ mm}$$

Sesuai SNI 03-2847-2002 Pasal 14.2.4 pakai yang terkecil 63 mm.

Sebagai penyederhanaan perencanaan, diperbolehkan mengasumsikan $K_{tr} = 0$ bahkan untuk kondisi dimana tulangan transversal dipasang. (Berdasarkan SNI 03-2847-2002 Pasal 14.2.2)

$$\frac{c + K_{tr}}{d_b} = \frac{52,1 + 0}{25} = 2,08$$

jadi

$$\frac{l_d}{d_b} = \frac{9 \cdot f_y}{10 \cdot \sqrt{f_c'}} \cdot \frac{\alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \lambda}{\left(\frac{c + K_{tr}}{d_b} \right)} = \frac{9 \times 400}{10 \times \sqrt{30}} \cdot \frac{1 \times 1 \times 1 \times 1}{2,08}$$

$$\frac{l_d}{d_b} = 31,59$$

$$l_d = 31,59 \times 25 = 789,98 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 03-2847-2002 Pasal 23.4.3.2 bahwa sambungan lewatan kolom harus diletakkan di tengah panjang kolom dan harus dihitung sebagai sambungan tarik. Maka berdasarkan SNI 03-2847-2002 Pasal 14.15.1 sambungan lewatan tulangan ulir dan kawat ulir dalam kondisi tarik harus menggunakan Sambungan kelas B, yaitu sepanjang $1,3 ld$ dan tidak kurang dari 300 mm. Sehingga panjang minimum sambungan lewatan tarik sebesar $= 1,3 \times 789,98 \text{ mm} = 1026,97 \approx 1030 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$.

Lantai Atap

o Data-data perancangan :

Dimensi kolom	= 600x 900 mm ²
Tinggi kolom	= 3100 mm
Mutu Beton (fc')	= 30 Mpa
Mutu Baja (fy)	= 400 Mpa
Decking	= 40 mm
Tulangan Utama	= D 25
Beugel	= Ø 16
d'	= 600-40-16 - ½.25 = 531,5 mm

Kontrol Kelangsingan Kolom

Perhitungan faktor tekuk (k)

$$E_c = 4700 \cdot \sqrt{f_c'} = 4700 \cdot \sqrt{30} = 25742,96 \text{ Mpa}$$

EI balok (ukuran 400 mm x 700 mm)

$$I_g = 1/12 \cdot 400 \cdot 700^3 = 1,143 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$EI_{\text{balok}} = \frac{0,5 \cdot E_c \cdot I_g}{\underbrace{\left(+ \beta_d \right)}} = \frac{0,5 \times 25742,96 \times 1,143 \cdot 10^{10}}{\underbrace{\left(+ 0,65 \right)}} = 0,8916 \times 10^{14} \text{ Nmm}^2$$

EI kolom (ukuran 600 mm x 900 mm)

$$I_g = 1/12 \cdot 600 \cdot 900^3 = 3,645 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$EI_{\text{kolom}} = \frac{0,5 \cdot E_c \cdot I_g}{\underbrace{\left(+ \beta_d \right)}}$$

$$= \frac{0,5 \times 25742,96 \times 3,645 \cdot 10^{10}}{(+0,65)} = 2,84 \times 10^{14} \text{ Nmm}^2$$

Faktor jepitan atas

$$\psi_A = \frac{\sum (Elc / Lc) \text{ kolom}}{\sum (Elc / Lc) \text{ balok}} = \frac{2x^{2,84 \cdot 10^{14}} / 3100}{2x^{0,8916 \cdot 10^{14}} / 8000} = 8,22$$

Faktor jepitan bawah

$$\psi_B = 0$$

Tetapi *Structural Stability Research Council* menyarankan bahwa untuk tujuan praktek ψ_B tidak boleh diambil kurang dari 1, sehingga

$$\psi_B = 1$$

Kontrol kelangsingan

Jenis kolom dalam perancangan ini adalah kolom tanpa pengaku samping (brace frame).

Jari-jari girasi (r) = $0,3 \cdot h = 0,3 \times 900 = 270$, dari nomogram $k = 0,65$

$$\frac{k \times \ell_u}{r} \leq 34 - 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right),$$

$$\frac{0,65 \times 3100}{270} \leq 34 - 12 \left(\frac{1806,00}{451,9,00} \right)$$

$$7,46 \leq 87,92 \text{ (Kolom pendek)}$$

Jadi pengaruh kelangsingan boleh diabaikan

Berdasarkan kombinasi beban di tabel 7.1, maka kolom ini cukup diberi tulangan memanjang sebanyak 20 D 25 ($\rho = 1,21\%$).

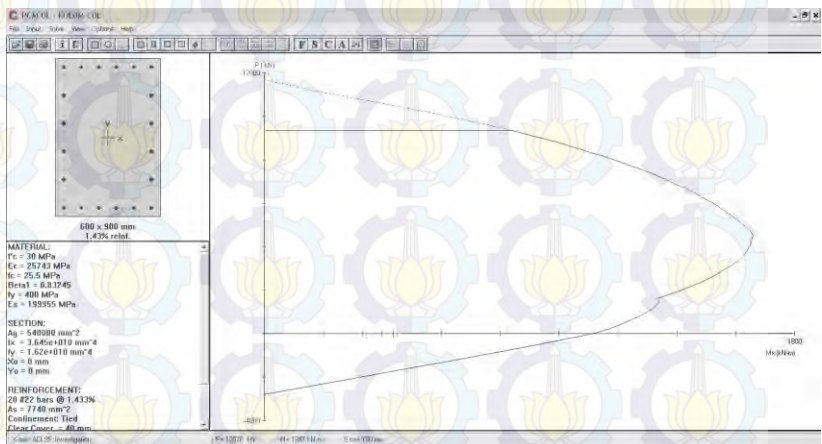
% tulangan kedua kolom ini memenuhi syarat yaitu harus diantara 1% dan 6%.

Kontrol spasi bersih antar tulangan :

$$s_{net} = \frac{900 - (2 \times 40 + 2 \times 16 + 6 \times 25)}{6}$$

$$= 106,3 \text{ mm} > 40 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

Gambar 7.13 hasil dari PCACOL, menunjukkan diagram interaksi kolom ini.



Gambar 7.13

Diagram interaksi desain kolom lantai atap

Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom

Menurut SNI 03-2847-2002: kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$$\phi \cdot P_n(\max)$$

$$= 0,8 \times \phi \times \left[0,85 \times f'_c \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st} \right]$$

$$= 0,8 \times 0,65 \times \left[0,85 \times 30 \times (900^2 - 9817,47) + 400 \times 9817,47 \right]$$

$$= 12652454,11 \text{ N} > 9348717 \text{ N} \quad \text{OK}$$

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 PB 1989 Appendiks A). Adapun hal – hal yang perlu diperhatikan dalam merencanakan tulangan geser-torsi pada kolom adalah sebagai berikut :

- h. Rasio tinggi antara kolom terhadap dimensi terkecil kolom tidak boleh lebih besar dari 25
- i. Pada seluruh tinggi kolom harus dipasang tulangan transversal dari sengkang tertutup maupun sengkang majemuk
- j. 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
- k. Pada daerah yang tidak memerlukan sengkang tertutup, sengkang harus dipasang dengan spasi yang tidak boleh lebih dari $d/2$ pada seluruh panjang komponen struktur tersebut.
- l. Pada daerah ujung sejarak d dari muka kolom , kuat geser yang disumbangkan oleh beton (ϕV_c) harus diambil sebesar setengah
- m. Pada komponen struktur kolom, torsi komabilitas tidak boleh dipakai karena pada kolom tidak terjadi redistribusi gaya – gaya dalam kecuali untuk suatu komponen kolo khusus
- n. Selanjutnya untuk langkah – langkah perhitungan penulangan geser torsi dapat dilihat pada sub bab penulangan geser torsi pada perancangan balok

Data kolom lantai atap

$$P_u = 63199,6 \text{ Kg} = 631996 \text{ N}$$

$$V_u = 12532,5 \text{ Kg} = 125325 \text{ N}$$

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

$$D_{\text{utama}} = 25 \text{ mm}$$

$$\phi_{\text{sengkang}} = 12 \text{ mm}$$

$$D = 600 - 40 - 16 - \frac{1}{2} \cdot 25 = 531,5 \text{ mm}$$

$$\text{Mutu beton } (f_c') = 30 \text{ Mpa}$$

$$\text{Mutu baja } (f_y) = 400 \text{ Mpa}$$

Sumbangan kekuatan geser beton:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b w d \left[1 + \frac{P_u}{14 A_g} \right] \text{ ACI 318M-2008 pasal 13.3.2}$$

$$V_c = \frac{1}{6} x \sqrt{30} x 600 x 531,5 x \left[1 + \frac{631996}{14 x 600 x 900} \right]$$

$$V_c = 315450,94 \text{ N}$$

$$0.5 \phi V_c = 0.5 x 0.6 x 315450,94 = 94635,28 \text{ N}$$

Karena $V_u < 0.5 \phi V_c$, maka dipasang sengkang minimum sebesar:

$$A_{v_{\min}} = \frac{b w S}{3 f_y} \quad \text{SNI 03-2847-2002 pasal 13.5.3}$$

$$S = \frac{3 A_v f_y}{b w}$$

Dipakai sengkang $\varnothing 16$ maka:

$$A_v = 2. A_s = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 = 402,123 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{3 x 402,123 x 400}{600} = 804,24 \text{ mm}$$

$$S_{\text{maks}} \leq 0.5 h = 0.5 x 900 = 450 \text{ mm}$$

$$\leq 10 d_b = 10 x 25 = 250 \text{ mm}$$

$$\leq 200 \text{ mm}$$

Dipasang tulangan sengkang $\varnothing 16-200$.

Panjang Lewatan Kolom

Sambungan kolom yang diletakkan di tengah tinggi kolom harus memenuhi ketentuan panjang lewatan yang ditentukan berdasarkan SNI 03-2847-2002 Pasal 14.2.3, sebagai berikut :

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

Dimana :

$$\alpha = 1,0$$

$$\beta = 1,0$$

$$\gamma = 1,0$$

$$\lambda = 1,0$$

$$c = 40 + 12 + \frac{25}{2} = 64,5 \text{ mm}$$

$$c = \frac{600 - 2 \times (40 + 12) - 25}{5 \times 2} = 52,1 \text{ mm}$$

SNI 03-2847-2002

Sesuai Pasal 14.2.4 pakai yang terkecil 63 mm.

Sebagai penyederhanaan perencanaan, diperbolehkan mengasumsikan $K_{tr} = 0$ bahkan untuk kondisi dimana tulangan transversal dipasang. (Berdasarkan SNI 03-2847-2002 Pasal 14.2.2)

$$\frac{c + K_{tr}}{db} = \frac{52,1 + 0}{25} = 2,08$$

jadi

$$\frac{l_d}{d_b} = \frac{9 \cdot f_y}{10 \cdot \sqrt{f_c'}} \cdot \frac{\alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \lambda}{\left(\frac{c + K_{tr}}{d_b} \right)} = \frac{9 \times 400}{10 \times \sqrt{30}} \cdot \frac{1 \times 1 \times 1 \times 1}{2,08}$$

$$\frac{l_d}{d_b} = 31,59$$

$$l_d = 31,59 \times 25 = 789,98 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 03-2847-2002 Pasal 23.4.3.2 bahwa sambungan lewatan kolom harus diletakkan di tengah panjang kolom dan harus dihitung sebagai sambungan tarik. Maka berdasarkan SNI 03-2847-2002 Pasal 14.15.1 sambungan lewatan tulangan ulir dan kawat ulir dalam kondisi tarik harus menggunakan Sambungan kelas B, yaitu sepanjang $1,3 l_d$ dan tidak kurang dari 300 mm. Sehingga panjang minimum sambungan lewatan tarik sebesar $= 1,3 \times 789,98 \text{ mm} = 1026,97 \approx 1030 \text{ mm} >$

7.5 Perancangan Dinding Geser

7.5.1 Umum

Shearwall dalam gedung berguna untuk menahan gaya geser dan momen-momen yang terjadi akibat gaya lateral. Perancangan Shearwall berdasarkan SNI 03-2847-2002 pasal 12 sebagai struktur pemikul lentur dan aksial serta pasal 16 sebagai struktur dinding.

7.5.2 Kuat Beban Aksial Rancang

Kuat beban aksial rancang ϕP_{nw} berdasarkan SNI 03-2847-2002 pasal 16.5 (2) persamaan 95

$$\phi P_{nw} = 0,55 \phi \cdot f_c' \cdot A_s \left[1 - \left(\frac{k \cdot L_e}{32 \cdot h} \right)^2 \right]$$

Dimana :

$$\phi = 0,7$$

k = faktor panjang efektif (0,8 dikembang pada salah satu atau kedua ujungnya)

L_e = jarak vertikal antara dua tumpuan

H = tebal dinding

7.5.3 Perancangan Geser

Perencanaan geser harus berdasarkan SNI 03-2847-2002 pasal 13.10 dimana dinyatakan perencanaan dinding geser pada struktur dasar dibedakan dengan struktur di atasnya, perbedaan ini terletak pada kuat geser rencana pada dinding geser. Pada dinding geser selain lantai dasar gaya geser pada dinding geser diasumsikan diterima hanya oleh tulangan saja sehingga terjadi keadaan paling kritis pada lantai dasar, dimana apabila terjadi pembesaran dinamis tulangan shearwall pada lantai dasar tetap mampu untuk menahan gaya yang terjadi, sehingga sendi plastis diharapkan akan terjadi pada bagian bawah shearwall (lantai dasar).

7.5.4 Ketentuan Perancangan Dinding Geser

Kuat geser dinding terhadap gaya geser tegak lurus muka dinding dan gaya geser dalam bidang dinding harus memenuhi ketentuan sebagai berikut :

1. Kuat geser V_n pada sembarang penampang horisontal terhadap geser bidang dinding tidak boleh lebih besar dari $(5/6 \cdot \sqrt{f_c'}) \cdot h \cdot d$
2. Untuk kuat geser V_c diambil dari nilai terkecil dari persamaan sesuai dengan SNI 03-2847-2002 13.10 (16)

$$V_c = \frac{1}{4} \sqrt{f_c'} \cdot h \cdot d + \frac{N_u \cdot d}{4 \cdot \lambda_w} \text{ atau}$$

$$V_c = \left[\frac{1}{2} \sqrt{f_c'} + \frac{\lambda_w \left(\sqrt{f_c'} + 2 \frac{N_u}{\lambda_w \cdot h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{\lambda_w}{2}} \right] \frac{h \cdot d}{10}$$

Dengan N_u adalah negatif untuk tarik, persamaan di atas tidak berlaku bila $(M_u/V_u - 2)$ bernilai negatif. Nilai N_u tidak boleh

diambil lebih besar dari pada $\frac{\sqrt{f_c'} \cdot h \cdot d}{6}$

Dimana :

λ_w = panjang horisontal dinding, mm

d = jarak dari serat tekan terluar ke titik berat tulangan tarik longitudinal, tapi tidak perlu kurang dari $0,8h$ untuk penampang bulat dan elemen prategang, mm

3. Rasio ρ_h dari luas tulangan geser horisontal terhadap luas bruto penampang vertikal dinding tidak boleh kurang dari 0,0025 (SNI 03-2847-2002 pasal 13.10 (9.2)).
4. Spasi tulangan geser horisontal s_2 tidak boleh lebih besar dari pada $\lambda_w / 5$, $3h$ ataupun 500 mm

5. Rasio dari luas tulangan geser vertikal terhadap luas bruto penampang horisontal dinding ρ_n tidak boleh kurang daripada :

$$\rho_n = (0,0025) + 0,5 \left(2,5 - \frac{h_w}{\lambda_w} \right) \left[\rho_h - 0,0025 \right]$$

ataupun 0,0025, tetapi tidak perlu lebih besar dari tulangan geser horisontal perlu (SNI 03-2847-2002 pasal 13.10 (9.4)).

7.5.5 Ketentuan Perancangan Dinding Struktural Beton Khusus

Selain itu perlu diperhatikan syarat-syarat penulangan untuk struktur dengan tingkat daktilitas dua (terbatas).

1. Dalam segala hal tidak boleh kurang dari persyaratan untuk struktur tingkat daktilitas 2 (terbatas).
2. Diameter tulangan $< 1/10$ tebal dinding
3. Paling sedikit dua lapis tulangan harus dipasang pada dinding apabila gaya geser V_u terfaktor yang dibebankan ke dinding melebihi $(1/6)A_{cv} \sqrt{f_c'}$ (SNI 03-2847-2002 pasal 23.6 (2.2)).
4. Semua tulangan menerus pada dinding struktural harus diangkur atau disambung lewat sesuai dengan ketentuan untuk tulangan tarik pada SNI 03-2847-2002 pasal 23.5 (4)
5. Spasi tulangan untuk masing-masing arah pada dinding struktural tidak boleh melebihi 450 mm (SNI 03-2847-2002 pasal 23.6 (2.1)).
6. Kuat geser nominal, V_u dinding struktural tidak diperkenankan lebih dari pada :

$$V_n = A_{cv} \left[\alpha_c \sqrt{f_c'} + \rho_n f_y \right]$$

Dimana :

$$\text{Koefisien } \alpha_c = 1/4 \text{ untuk } \left(\frac{h_w}{\lambda_w} \right) \leq 1,5$$

$$\text{Koefisien } \alpha_c = 1/6 \text{ untuk } \left(\frac{h_w}{\lambda_w} \right) \geq 2 \text{ dan dapat digunakan}$$

interpolasi linear untuk nilai-nilai diantaranya.

7. Nilai rasio $\left(\frac{h_w}{\lambda_w}\right)$ yang dipakai menentukan V_n untuk segmen-segmen dinding harus merupakan nilai terbesar dari rasio-rasio untuk dinding keseluruhan dan segmen dinding tersebut.
8. Dinding harus mempunyai tulangan geser tersebar yang memberikan tahanan dalam dua arah orthogonal pada dinding. Apabila rasio $\left(\frac{h_w}{\lambda_w}\right)$ tidak melebihi 2 rasio penulangan ρ_v tidak boleh kurang dari pada rasio penulangan ρ_n .
9. Kuat geser nominal sistem dinding struktural yang secara bersama-sama memikul beban lateral tidak boleh diambil melebihi $(2/3) A_{cv} \sqrt{f_c'}$ dengan A_{cv} adalah luas penampang total sistem dinding struktural dan kuat geser nominal tiap dinding individual tidak boleh melebihi $(5/6) A_{cv} \sqrt{f_c'}$.
10. Tahanan geser nominal segmen-segmen dinding horisontal tidak boleh diambil melebihi $(5/6) A_{cv} \sqrt{f_c'}$ dimana A_{cv} adalah luas penampang segmen dinding horisontal atau balok perangkai.

7.5.6 Perhitungan Penulangan Dinding Geser

Data-data perancangan dan gaya-gaya dalam pada lantai dasar:

Tinggi tiap lantai	= 4,00 m
Tinggi total dinding	= 4500 cm
Tebal Dinding	= 45 cm
Mutu Beton (f_c')	= 30 Mpa
Mutu Baja (f_y)	= 400 Mpa
L_w	= 400 cm
P_u	= 1241143 N
V_u	= 3539569 N
M_u	= 795700000 Nmm

Kontrol Komponen Pembatas

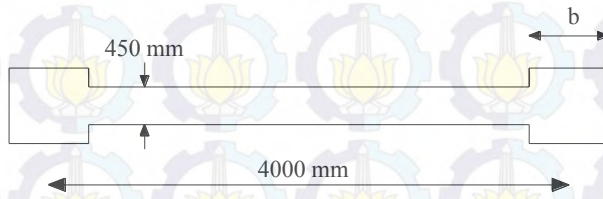
Dalam SNI 03-2847-2002 disebutkan apabila pada batas dan sekeliling sisi-sisi bukaan dari dinding dan diafragma struktur,

tegangan serat terluar maksimum akibat gaya terfaktor, dimana termasuk pengaruh gempa melebihi $0,2 f_c'$ ($0,2 \times 35 = 7$ MPa) harus dipasang komponen pembatas.

$$f_c = \frac{M_n}{W} + \frac{P_n}{A_c} = \frac{\left(\frac{7957000000}{0,8}\right)}{\frac{1}{6} \times 450 \times 4000^2} + \frac{\left(\frac{35737732}{0,8}\right)}{450 \times 4000}$$

$$= 107,69 \text{ Mpa} > 7 \text{ Mpa}$$

Diperlukan komponen pembatas



Gambar 7.14 Penampang Melintang Dinding Geser

Syarat dimensi komponen pembatas :

$$bc = 0,017 \times L \times \sqrt{\pi \cdot \phi}$$

$$\pi \phi = 19 \text{ (fig 5.33 Paulay Pristley)}$$

$$bc = 0,017 \times 4000 \times \sqrt{19} = 296,40 \text{ mm}$$

$$b \geq bw \quad b1 \geq \frac{bc \cdot Lw}{10 \cdot b}$$

$$b \geq 450 \text{ mm} \quad b1 \geq 474,24 \text{ mm}$$

$$b \geq bc \quad b1 \geq \frac{bc^2}{b}$$

$$b \geq 296,40 \text{ mm} \quad b1 \geq 351,41 \text{ mm}$$

$$b \geq \frac{h}{16} \quad b1 \geq \frac{h}{16}$$

$$b \geq 250 \text{ mm} \quad b1 \geq 250 \text{ mm}$$

Sehingga dipakai dimensi komponen pembatas 500 x 500

7.5.7 Cek Kekuatan Shearwall

➤ Kekuatan dasar beton pada dinding geser
Kekuatan geser maksimum yang mampu dipikul oleh penampang :

$$d = 0,5 L_w = 0,5 \times 4000 = 2000 \text{ mm}$$

$$V_n = (5/6 \cdot \sqrt{f_c'}) \cdot h \cdot d$$

$$V_n = (5/6 \cdot \sqrt{30}) \cdot 4000 \cdot 2000 = 36514837,17 \text{ N}$$

$$\frac{V_n}{\phi} = \frac{40797772}{0,6} = 6799628,67 \text{ N} < V_n = 36514837,17 \text{ N}$$

Jadi dinding geser mampu memikul gaya geser
Kemampuan dinding geser terhadap gaya aksial

$$\phi P_{nw} = 0,55 \cdot \phi \cdot f_c' \cdot A_s \left[1 - \left(\frac{k \cdot L_e}{32 \cdot h} \right)^2 \right]$$

$$\begin{aligned} \phi P_{nw} &= 0,55 \cdot 0,7 \cdot 30 (400 \times 3600) \left[1 - \left(\frac{0,8 \cdot 4000}{32 \cdot 400} \right)^2 \right] \\ &= 15592500 \text{ N} \end{aligned}$$

$$P_u = 1241143 \text{ N} < \phi P_{nw}$$

Jadi dinding geser mampu menahan beban aksial

7.5.8 Penulangan Lentur Pada Shearwall

Momen lentur terfaktor maksimum = $M_u = 7957000000 \text{ Nmm}$

Digunakan tulangan D16 mm

$$M_n = A_s \times L \times f_y \geq \frac{M_u}{0,8}$$

$$= A_s \times 4000 \times 400 \geq \frac{7957000000}{0,8}$$

$$A_s \geq 650 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan lentur 4D16 ($A_s = 804,24 \text{ mm}^2$)

$$\text{Cek : } a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times bw} = \frac{804,24 \times 400}{0,85 \times 30 \times 450} = 28,034 \text{ mm}$$

$$L = 4000 - 450 - 28,034/2 = 3585,98 \text{ mm}$$

$$M_n = 804,24 \times 450 \times 3585,98$$

$$= 1297795936 \text{ Nmm} \geq 795700000 \text{ Nmm} \quad \text{Ok.}$$

Gaya Geser Rencana

$$V_u = 3539569 \text{ N} = 3539,569 \text{ KN}$$

$$V_c = (1/6) A_{cv} \sqrt{f_c'}$$

$$= (1/6) \times (450 \times 4000) \times \sqrt{30} = 1643167,67 \text{ N} = 1643,167 \text{ KN}$$

Jadi diperlukan 2 lapis tulangan di dinding ini

Batas Kuat geser Dinding Geser (SNI 03-2847-2002 pasal 23.6.2.2)

$$\emptyset (2/3) A_{cv} \sqrt{f_c'} = 0,55 \times 2/3 \times 450 \times 4000 \times \sqrt{30}$$

$$= 3614968,88 \text{ N} = 3614,968 \text{ KN} > 3539,569 \text{ KN}$$

$$\left(\frac{h_w}{\lambda_w} \right) = \left(\frac{33}{4,0} \right) = 8,25 > 2$$

$$V_n = A_{cv} \left[\frac{1}{6} \sqrt{f_c'} + \rho_n f_y \right]$$

Dengan memakai tulangan geser terpasang 3 Ø 16 ($A_s = 201,06 \text{ mm}^2$) dan s 120 mm maka akan diperoleh nilai $\rho_n =$

$$(3 \times 201,06) / (400 \times 120) = 0,0125$$

$$\emptyset V_n = 0,55 \times 450 \times 4000 \left[\frac{1}{6} \sqrt{30} + 0,0125 \times 400 \right]$$

$$= 5858742,22 \text{ N} = 5858,742 \text{ KN} > V_u = 3539,569 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

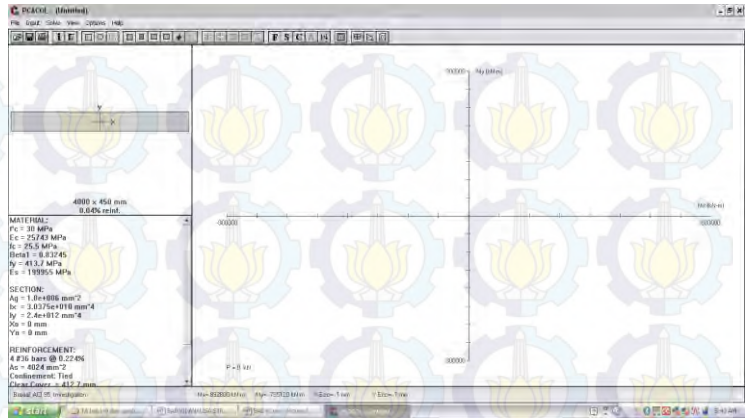
Karena $\left(\frac{h_w}{\lambda_w} \right) > 2$ maka ratio tulangan minimum

harus dipakai, jadi tulangan vertikal di dinding perlu $0,0025 \times 450 \times 1000 = 1125 \text{ mm}^2/\text{m}^2$

Karena dipakai 3 lapis tulangan Ø 16 mm dan s = 300 mm < s yang diijinkan = 450 mm.

$$\text{Maka } \rho = \frac{603,18}{450 \times 300} = 0,0044$$

Jadi dipakai 2 lapis Ø 16 mm tulangan vertikal dengan s 300 mm.



Gambar 7.15 Diagram interaksi desain shearwall

BAB VIII PERANCANGAN SAMBUNGAN

8.1 Umum

Dalam bab ini akan diuraikan kriteria desain sambungan, konsep, jenis sambungan dan hal-hal yang berkaitan dengan alat-alat sambungan. Penggunaan sambungan basah relatif mudah dalam pelaksanaannya jika dibandingkan dengan sambungan kering (*non topping*) 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 konstruksi 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.

Sambungan antar elemen beton pracetak tersebut harus mempunyai cukup kekuatan, kekakuan dan dapat memberikan kebutuhan daktilitas yang disyaratkan.

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*).

Berdasarkan UBC 1997 *Section* 1916.6.2.2, jarak masukan (coakan) minimum sebagai tempat bertumpunya balok atau pelat pracetak terhadap elemen pendukungnya terhitung dari ujung balok atau pelat ke tepi elemen pendukungnya harus diambil sebesar :

- $d = 1/180 L_n$, dimana L_n = bentang bersih elemen pracetak tetapi tidak boleh lebih kurang dari :
 - Untuk pelat solid / pelat berlubang $\rightarrow 4 d = 2$ in atau 51 mm
 - Untuk balok $\rightarrow 4 d = 3$ in atau 76 mm

8.2 Kriteria Perencanaan Sambungan

Kriteria perencanaan sambungan disesuaikan dengan desain, karena ada perbedaan criteria untuk masing-masing type 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.

• Kekuatan

Suatu sambungan harus mempunyai kekuatan untuk menahan gaya-gaya yang diterapkan sepanjang umur dari sambungan. Beberapa dari gaya ini disebabkan oleh gaya gravitasi, angin, gempa dan perubahan volume.

• Daktilitas

Daktilitas sering didefinisikan sebagai kemampuan relatif struktur untuk menampung deformasi yang besar tanpa mengalami runtuh. Untuk material struktur, 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 dipakai dalam perencanaan gempa. Pada elemen sambungan tahan momen, tegangan tank lentur biasanya ditahan oleh komponen baja. Dan kondisi runtuh akhir dapat terjadi karena kondisi putusnja baja, hancurnya beton atau

kegagalan dari sambungan baja dan beton. Pada perhitungan kali ini menggunakan daktilitas parsial.

- **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.

- **Ketahanan Terhadap Kebakaran**

Beberapa sambungan beton pracetak tak mudah terpengaruh ah bat apt, seperti pada perletakan antara pelat dan balok yang secara umum tidak memerlukan perlindungan secara khusus terhadap apt. 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 ap memerlukan perlindungan khusus seperti dengan melapisi beton, *gypsum wallboard* atau bahan lain yang tahan api.

- **Perubahan Volume**

Kombinasi pemendekan akibat dari rangkai, susut dan penurunan suhu dapat menyebabkan beberapa tegangan pada elemen beton pracetak ataupun perletakannya ditarik pergerakannya. Tegangan ini harus dimasukkan oleh desain dan akan lebih baik bila sambungan diijinkan untuk berpidah tempat untuk mengurangi besarnya tegangan tersebut.

- **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.

- **Kesederhanaan Pemasangan**

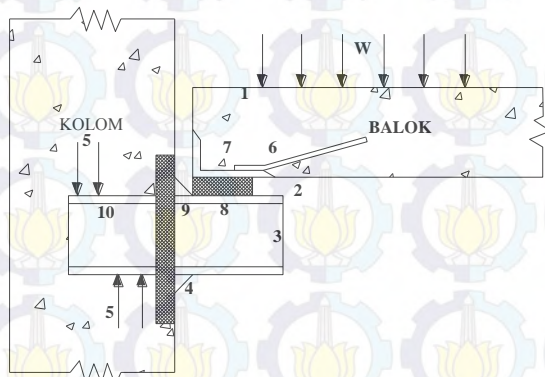
Kesederhanaan pemasangan elemen beton pracetak sangat menentukan keberhasilan pencapaian tujuan penerapan konstruksi beton pracetak. Kesederhanaan pemasangan tidak lepas dari bentuk dan type sambungan yang dipilih. Kesederhanaan suatu sambungan biasanya menjamin dalam kemudahan pemasangan.

8.3 Konsep Desain Sambungan

8.3.1 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.

Untuk menjelaskan mekanisme pemindahan beban, diambil contoh seperti gambar 8.1. dimana pemindahan beban diteruskan ke kolom dengan melalui tahap sebagai berikut :



Gambar 8.1. Mekanisme Pemindahan Beban

1. Beban diserap pelat dan ditransfer ke perletakan dengan kekuatan geser
2. Perletakan ke *haunch* melalui gaya tekan pads
3. *Haunch* menyerap gaya vertical dari perletakan dengan kekuatan geser dan lentur dari profil baja.

4. Gaya geser vertical dan lentur diteruskan ke pelat baja melalui titik las.
5. Kolom beton memberikan reaksi terhadap profil baja yang tertanam.

Mekanisme pemindahan gaya tarik akibat susut, dapat dijelaskan sebagai berikut :

6. Balok beton ke tulangan dengan lekatan / ikatan.
7. Tulangan baja siku di ujung balok diikat dengan las.
8. 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*.
9. Sebagian kecil dari gaya akibat perubahan volume dipindahkan melalui las ke pelat baja.
10. Gaya tersebut ditahan oleh perletakan dan diteruskan oleh *stud* ke kolom beton melalui ikatan / lekatan.

8.3.2 Stabilitas dan Keseimbangan

Adapun permasalahan utama pada struktur beton pracetak biasanya disebabkan oleh kesalahan perencanaan dalam 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 perencanaan perlu untuk memperhitungkan 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 dan pelat lantai.

6.3.3 Klasifikasi Sistem dan Sambungannya

System 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 pelelehan atau tempat sendi

daktailnya. Simbol-simbol di bawah ini digunakan untuk mengidentifikasi perilaku dan karakteristik pelaksanaannya.

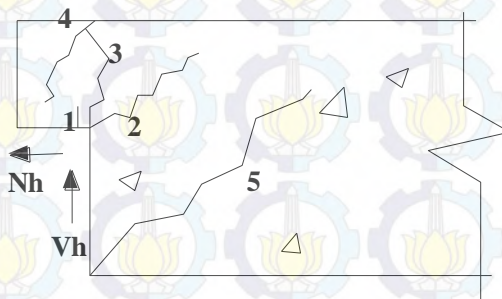
- *Strong*, sambungan elemen-elemen pracetak yang kuat dan tidak akan leleh akibat gempa-gempa yang besar.
- *Sendi*, sambungan elemen-elemen pracetak bila dilihat dari momen akibat beban lateral gempa dapat bersifat sebagai sendi.
- *Daktail*, sambungan elemen-elemen pracetak yang daktail dan berfungsi sebagai pemencar energi.
- Lokasi sendi plastis

2. Jenis alat penyambung

- *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. diman joint tidak digROUT.
- Sambungan-sambungan mekanik

6.3.4 Pola-pola Kehancuran

Sebagian perencanaan diharuskan untuk menguji masing-masing pola kehancuran. Pada dasarnya pola kehancuran kritis pada sambungan sederhana akan tampak nyata. Sebagai contoh pada kehancuran untuk sambungan sederhana dapat dilihat pada gambar 6.2.



Gambar 8.2 Model-model Keruntuhan Gedung

PCI Design Handbook 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 pada saat proses pencapaian kekuatan penyambungan sebelum komposit sehingga mencapai kekuatan yang benar - benar monolit.



8.4 Pertimbangan Dalam Perancangan

1. Sambungan-sambungan sendi

Pertimbangan pertama adalah 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 akibat beban mati ditambah 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

Bila sambungan diletakkan pada titik-titik dimana sendi plastis akan terjadi, maka penyambungannya harus mampu berotasi bolak-balik secara plastis tanpa mengurangi kekuatan momen dan kapasitas geser dari joint tersebut.

System sambungan terjadi sangat kompleks dan sedikit sekali penelitian dilakukan dalam hal ini. Keadaan ini cenderung dihindari oleh para desainer dan letak joint dengan lokasi sendi plastis berusaha dipisahkan. Dari segi pengerjaan dan pelaksanaan beton pracetak, 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. Beban siklis yang terjadi pada joint di daerah ini mengakibatkan pengurangan gaya gesernya. Regangan-regangan tinggi yang berulang dan bolak-balik pada tulangan yang dimaksud mengakibatkan penurunan momen yang besar jika tidak direncanakan penulangannya. Bila akibat 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 yang terletak pada suatu *cold joint* sampai sekarang belum begitu terbukti. Di masa yang akan datang perlu dikembangkan joint-joint yang dapat berperilaku baik dalam keadaan *post yield*.

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 pelelehan 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 gabung harus lebih besar daripada kapasitas yang dihasilkan pada saat sendi plastis menempel pada kolom. Sambungan-sambungan dapat direncanakan secara plastis dengan banyak kemungkinan jenis-jenis sambungan yang dapat dipakai diantaranya sambungan las, sambungan *post tension* atau sambungan *grouting*.

4. Sambungan cold joint yang diberi tulangan biasa

Jenis joint ini diletakkan di daerah momen yang kecil. Pemakaian yang umum yaitu dengan menggunakan sendi yang bebas berputar, sebab biasanya sendi tersebut dipasang di daerah yang secara analisa memang terjadi persendian (*inflection point*).

Pada permukaan elemen pracetak direncanakan suatu sambungan yang tidak akan terjadi pelelehan sambungan. Dan sudut pelaksanaannya adalah sangat menguntungkan dan agar panjang sambungan sependek mungkin serta mengurangi kemungkinan besarnya momen yang terjadi.

Transfer bond dan 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. Sambungan-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* bila terjadi cukup banyak sendi-sendi plastis pada struktur. Pengaruh ragam yang lebih tinggi dapat menggeser letak *inflection point* pada analisa elastis. Gaya geser yang cukup besar dapat ditransferkan lewat *shear keys*.

8.5 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.

Tabel topping umumnya berkisar antara 50 mm sampai 100 mm.

Pemindahan sepenuhnya gaya geser akibat beban lateral pada komponen struktur komposit tersebut akan bekerja dengan balk selama tegangan geser horizontal yang timbul tidak melampaui 5.50 kg/cm^2 . Bila tegangan geser tersebut dilampaui. 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*).

$$A_{vf} = \frac{V_n}{f_y \cdot \mu} \geq A_{vf \text{ min}}$$

dimana :

A_{vf} = luas tulangan geser friksi

V_n = luas geser nominal $< 0,2 f_c A_c$ (Newton)

$< 5,5 A_c$ (Newton)

A_c = luas penampang beton yang memikul penyaluran geser

f_y = kuat leleh tulangan

μ = koefisien friksi (1)

$A_{vf \text{ min}} = 0,018 A_c$ untuk baja tulangan mutu 400 Mpa

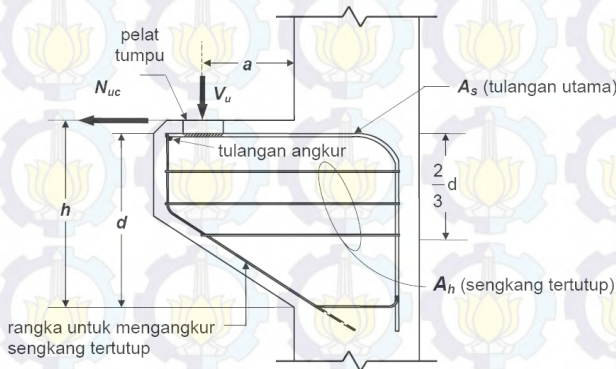
$= 0,018 \frac{400}{f_y} A_c$ untuk tulangan $f_y > 400$ Mpa diukur

pada teg. leleh 0,35% = dalam segala hal tidak boleh kurang dari 0,0014 A_c .

8.6 Perencanaan Sambungan Balok dan Kolom

8.6.1 Perencanaan Konsol pada Kolom

Pada perencanaan sambungan antara balok induk dan kolom dipergunakan sambungan dengan menggunakan konsol pendek. Balok induk diletakkan pada konsol yang berada pada kolom yang kemudian dirangkai menjadi satu kesatuan. Bentuk konsol pendek yang dipakai dapat dilihat pada gambar 6.3 berikut ini :



Gambar 8.3 Sistem Penulangan Konsol Pendek

Ketentuan SNI 03-2847-2002 pasal 13.9 tentang perencanaan konsol pendek yang diatur sebagai berikut :

1. Perencanaan konsol pendek dengan rasio bentang geser terhadap tinggi efektif a/d tidak lebih besar dari pada satu, dan memikul gaya tarik horizontal N_{uc} yang tidak lebih besar dari pada V_u . Jarak d harus diukur pada muka tumpuan.
2. Tinggi konsol pada tepi luar daerah tumpuan tidak boleh kurang dari pada $0,5d$
3. Penampang pada muka tumpuan harus direncanakan untuk memikul secara bersamaan suatu geser V_u suatu momen $V_u a + N_{uc} (h - d)$, dan suatu gaya tarik horizontal N_{uc} .
 - 1) Di dalam suatu perhitungan perencanaan yang sesuai dengan SNI 03-2847-2002 pasal 13.9, faktor reduksi kekuatan ϕ harus diambil sebesar $0,75$.
 - 2) Perencanaan tulangan geser friksi A_{vf} untuk memikul geser V_u harus memenuhi ketentuan SNI 03-2847-2002 pasal 13.7 :

- (1) Untuk beton normal, kuat geser V_n tidak boleh diambil lebih besar daripada $0,2 f_c b_w d$ ataupun $5,5 b_w d$ dalam Newton.
 - (2) Untuk beton ringan total atau beton ringan pasir, kuat geser V_n tidak boleh diambil melebihi $\left(0,2 - 0,007 \frac{a}{d}\right) f_c b_w d$ ataupun $\left(5,5 - 1,9 \frac{a}{d}\right) b_w d$ dalam Newton.
 - (3) Tulangan A_f untuk menahan momen $\left[V_u a + N_{uc} (h - d)\right]$ harus dihitung menurut SNI 03-2847-2002 pasal 12.2 dan pasal 12.3
 - (4) Tulangan A_n untuk menahan gaya tarik N_{uc} harus ditentukan dari $N_{uc} \leq \phi A_n f_y$. Gaya tarik N_u tidak boleh diambil kurang daripada $0,2 V_u$ kecuali bila digunakan suatu cara khusus untuk mencegah terjadinya gaya tarik. Gaya tarik N_{uc} harus dianggap sebagai suatu beban hidup walaupun gaya tarik tersebut timbul akibat rangkai, susut, atau perubahan suhu.
 - (5) Luas tulangan tarik utama A_s harus diambil sama dengan nilai terbesar dari $(A_f + A_n)$ atau $\left(\frac{2A_{vf}}{3} + A_n\right)$
4. Senggang tertutup atau senggang ikat yang sejajar dengan A_{sf} dengan luas total A_h yang tidak kurang daripada $0,5 (A_s - A_n)$, harus disebarakan secara merata dalam rentang batas dua pertiga dari tinggi efektif konsol, dan dipasang bersebelahan dengan A_s .
 5. Rasio $\rho = \frac{A_s}{bd}$ tidak boleh diambil kurang daripada $0,04 \frac{f_c}{f_y}$
 6. Pada muka depan konsol pendek, tulangan tarik utama A_s harus diangkurkan dengan salah satu cara berikut :
 - (a) Dengan las struktural pada suatu tulangan transfersal yang diameternya minimal sama dengan diameter tulangan A_s , las harus direncanakan agar mampu mengembangkan kuat leleh f_y dari batang tulangan A_s

- (b) Dengan menekuk tulangan tarik utama A_s sebesar 180° hingga membentuk suatu loop horizontal atau
- (c) Dengan cara lain yang mampu memberikan pengungkuran yang baik.

7. Luas daerah penumpu beban pada konsol pendek tidak boleh melampaui bagian lurus batang tulangan tarik utama A_s , dan tidak pula melampaui muka dalam dari batang tulangan angkur transversal (bila dipasang).

Contoh perhitungan

$$V_u = 332704,2 \text{ N (output ETABS v9.7.2)}$$

Dimensi Balok 40/70

Direncanakan dimensi konsol :

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

$$d = 502,5 \text{ mm}$$

$$h = 550 \text{ mm}$$

$$f_c' = 30 \text{ MPa}$$

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

$$l_p = 300 \text{ MPa}$$

$$a = 150 \text{ mm}$$

$$a/d = 150 / 502,5 = 0,29 < 1 \text{ OK}$$

$$V_n = \frac{332704,2}{0,6} = 554507 \text{ N}$$

$$0,2 \cdot f_c' \cdot b_w \cdot d = 0,2 \cdot 30 \cdot 400 \cdot 502,5 = 1206000 \text{ N} > V_n$$

$$5,5 b_w d = 5,5 \cdot 400 \cdot 502,5 = 1105500 \text{ N} > V_n$$

Menentukan luas tulangan geser friksi :

Hubungan konsol dengan kolom monolit, beton normal maka $\mu = 1,4$

$$A_{vf} = \frac{V_n}{f_y \cdot \mu} \dots\dots\dots \text{ACI 318M-2008 pasal 13.7}$$

$$A_{vf} = \frac{554507}{400 \cdot 1,4} = 990,19 \text{ mm}^2$$

Menentukan luas tulangan lentur :

$$N_{uc} = 0,2 \cdot V_u = 0,2 \times 332704,2 = 66540,84 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} M_u &= V_{ua} + N_{uc} (h - d) \\ &= 332704,2 \cdot 150 + 66540,84 (550 - 502,5) \\ &= 53066320 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$$

$$R_n = \frac{M_u}{0,8 \times 1000 \times d^2} = \frac{53066320}{0,8 \times 1000 \times 502,5^2} = 0,26 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{15,686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,686 \times 0,26}{400}} \right) = 0,00065$$

$$A_{f1} = \frac{M_u}{0,85 \cdot \phi \cdot f_y \cdot d}$$

$$A_{f1} = \frac{53066320}{0,85 \cdot 0,65 \cdot 400 \cdot 502,5} = 447,84 \text{ mm}^2$$

$$A_{f2} = \rho \cdot b_w \cdot d = 0,0035 \times 400 \cdot 502,5 = 703,5 \text{ mm}^2 \dots \dots \text{menentukan}$$

Menentukan tulangan pokok As :

$$A_n = \frac{N_w}{\phi \cdot f_y} = \frac{66540,84}{0,65 \cdot 400} = 255,93 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\min} = 0,04 \left(\frac{f_c'}{f_y} \right) b \cdot d = 0,04 \left(\frac{30}{400} \right) 400 \cdot 502,5 = 603 \text{ mm}^2$$

$$A_s = (A_f + A_n) = (703,5 + 255,93) = 959,43 \text{ mm}^2 \dots \text{menentukan}$$

$$A_s = \left(\frac{2A_{vf}}{3} + A_n \right) = \left(\frac{2 \times 990,19}{3} + 255,93 \right) = 916,053 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan 4D19 = 1256,6 mm²

$$A_h = 0,5 (A_s - A_n) = 0,5 (959,43 - 255,93) = 351,75 \text{ mm}^2$$

Dipakai sengkang 3D14 = 461,58 mm²

Dipasang sepanjang (2/3) d = 335 mm (vertical); dipasang 3D14 dengan spasi 335/4 = 83,75

Menentukan luas pelat landasan :

$$V_u = \emptyset \cdot (0,85) \cdot f_c \cdot A_l$$

$$A_l = \frac{3327042}{0,85 \cdot 30 \cdot 0,65} = 20072,65 \text{ mm}^2$$

S dipakai pelat landasan 300 x 200 mm² (tebal 15 mm)

8.6.2 Perhitungan Sambungan Balok Kolom

Sistem sambungan antara balok dengan kolom pada perencanaan memanfaatkan panjang penyaluran dengan tulangan balok, terutama tulangan pada bagian bawah yang nantinya akan dijangkarkan atau dikaitkan ke atas.

Panjang penyaluran diasumsikan menerima tekan dan juga menerima tarik, sehingga dalam perencanaan dihitung dalam dua kondisi, yaitu kondisi tarik dan kondisi tekan.

$$D_b = 25 \text{ mm}$$

$$A_s \text{ perlu} = 3149,79 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ terpasang} = 3926,99 \text{ mm}^2$$

- a. Panjang Penyaluran Tulangan Deform Dalam Tekan
Berdasarkan ACI 318M-2008

$$\lambda d = \lambda d_b \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ terpasang}}$$

$$\lambda d \geq 200 \text{ mm}$$

$$\lambda d \geq 0,04 d_b f_y$$

$$\lambda d = \frac{d_b \times f_y}{4 \sqrt{f'_c}} = \frac{25 \times 400}{4 \times \sqrt{30}} = 456,43 \text{ mm}$$

$$\lambda d = 456,43 \frac{3149,79}{3926,99} = 366,09 \geq \lambda d = 200 \text{ mm} \quad \mathbf{OK}$$

$$\lambda d \geq 0,04 \times 25 \times 400 = 400 \geq \lambda d = 366,09 \text{ mm} \quad \mathbf{OK}$$

Dipakai $\lambda d = 400 \text{ mm}$

- b. Panjang Penyaluran Kait Standar Dalam Tarik
Berdasarkan ACI 318M-2008 pasal 14.5

$$\lambda d_h = \lambda h_b \frac{f_y}{400}$$

$$\lambda d_h \geq 8 \text{ db}$$

$$\lambda d_h \geq 150 \text{ mm}$$

$$\lambda h_b = 100 \frac{db}{\sqrt{f'c}} = 100 \frac{25}{\sqrt{30}} = 456,43 \text{ mm}$$

$$\lambda d_h \geq 8 \text{ db} = 8 \times 25 = 200 \text{ mm}$$

$$\lambda d_h = \lambda h_b \frac{f_y}{400} = 456,43 \frac{400}{400} = 456,43 \text{ mm}$$

Dipakai $\lambda d = 456,43 \approx 460 \text{ mm}$

8.7 Perencanaan Sambungan Balok Induk dan Balok Anak

8.7.1 Perencanaan Konsol pada Balok Induk

Ketentuan SNI 03-2847-2002 pasal 13.9 tentang perencanaan konsol pendek yang diatur sebagai berikut :

1. Perencanaan konsol pendek dengan rasio bentang geser terhadap tinggi efektif a/d tidak lebih daripada satu, dan memikul gaya tarik horizontal N_{uc} yang tidak lebih besar dari pada V_u . Jarak d harus diukur pada muka tumpuan.
2. Tinggi konsol pada tepi luar daerah tumpuan tidak boleh kurang dari pada $0,5d$
3. Penampang pada muka tumpuan harus direncanakan untuk memikul secara bersamaan suatu geser V_u suatu momen $V_u a + N_{uc}(h - d)$, dan suatu gaya tarik horizontal N_{uc} .
 - 1) Di dalam semua perhitungan perencanaan yang sesuai dengan SNI 03-2847-2002 pasal 13.9, faktor reduksi kekuatan ϕ harus diambil sebesar 0,75.

2) Perencanaan tulangan geser friksi A_{vf} untuk memikul geser V_u harus memenuhi ketentuan SNI 03-2847-2002 pasal 13.7 :

(1) Untuk beton normal, kuat geser V_n tidak boleh diambil lebih besar dari pada $0,2f_c b_w d$ ataupun $5,5 b_w d$ dalam Newton.

(2) Untuk beton ringan total atau beton ringan pasir, kuat geser V_n tidak boleh diambil melebihi

$$\left(0,2 - 0,007 \frac{a}{d}\right) f_c b_w d \text{ ataupun}$$

$$\left(5,5 - 1,9 \frac{a}{d}\right) b_w d \text{ dalam Newton}$$

(3) Tulangan A_f untuk menahan momen $[V_u a + N_{uc} (h - d)]$ harus dihitung menurut SNI 03-2847-2002 pasal 12.2 dan pasal 12.3

(4) Tulangan A_n untuk menahan gaya tarik N_{uc} harus ditentukan dari $N_{uc} \leq \phi A_n f_y$. Gaya tarik N_u tidak boleh diambil kurang dari pada $0,2 V_u$ kecuali bila digunakan suatu cara khusus untuk mencegah terjadinya gaya tarik. Gaya tarik N_{uc} harus dianggap sebagai suatu beban hidup walaupun gaya tarik tersebut timbul akibat rangkai, susut atau perubahan suhu.

(5) Luas tulangan tarik utama A_s harus diambil sama dengan nilai terbesar dari $(A_f + A_n)$ atau $\left(\frac{2A_{vf}}{3} + A_n\right)$

4. Senggang tertutup atau senggang ikat yang sejajar dengan A_s dengan luas total A_h yang tidak kurang daripada $0,5 (A_s - A_n)$, harus disebarikan secara merata dalam rentang batas duapertiga dari tinggi efektif konsol, dan dipasang bersebelahan dengan A_s .

5. Rasio $\rho = \frac{A_s}{bd}$ tidak boleh diambil kurang daripada $0,04 \frac{f_c}{f_y}$.

6. Pada muka depan konsol pendek, tulangan tarik utama A_s harus diangkurkan dengan salah satu cara berikut :

(a) Dengan las struktural pada suatu tulangan transfersal yang diameternya minimal sama dengan diameter tulangan A_s , las

harus direncanakan agar mampu mengembangkan kuat leleh f_y dari batang tulangan A_s

- (b) Dengan menekuk tulangan tarik utama A_s sebesar 180° hingga membentuk suatu loop horizontal atau
- (c) Dengan cara lain yang mampu memberikan pengungkuran yang baik.

7. Luas daerah penumpu beban pada konsol pendek tidak boleh melampaui bagian lurus batang tulangan tarik utama A_s , dan tidak pula melampaui muka dalam dari batang tulangan angkur transversal (bila dipasang).

Contoh perhitungan

$$V_u = 332704,2 \text{ N}$$

$$N_u = 0,2 \times V_u = 0,2 \times 332704,2 = 66540,84 \text{ N}$$

Dimensi Balok 30/50

Direncanakan dimensi konsol : $b_w = 300 \text{ mm}$

Tebal pelat landasan = 15 mm

$$h = 250 \text{ mm}$$

$$d = h - \text{tebal pelat landasan} - (D/2)$$

$$= 250 - 15 - (10/2) = 230 \text{ mm}$$

$$f_p = 80 \text{ MPa}$$

$$a = 75 \text{ mm}$$

$$f_c' = 30 \text{ MPa}$$

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

$$a/d = 75 / 230 = 0,32 < 1 \text{ OK}$$

$$V_n = \frac{332704,2}{0,6} = 554507 \text{ N}$$

$$0,2 \cdot f_c' \cdot b_w \cdot d = 0,2 \cdot 30 \cdot 300 \cdot 230 = 414000 \text{ N} > V_n$$

$$5,5 b_w d = 5,5 \cdot 300 \cdot 230 = 379500 \text{ N} > V_n$$

Menentukan luas tulangan geser friksi :

Hubungan konsol dengan kolom monolit, beton normal maka $\mu = 1,4$

$$A_{vf} = \frac{V_n}{f_y \cdot \mu} \dots\dots\dots \text{ACI 318M-2008}$$

$$A_{vf} = \frac{554507}{400 \cdot 1,4} = 990,19 \text{ mm}^2$$

Menentukan luas tulangan lentur :

$$N_{uc} = 0,2 \cdot V_u = 0,2 \times 332704,2 = 66540,84 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} M_u &= V_{ua} + N_{uc} (h - d) \\ &= 332704,2 \cdot 75 + 66540,84 (250 - 230) \\ &= 26283632 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c} = \frac{400}{0,85 \cdot 30} = 15,686$$

$$R_n = \frac{M_u}{0,8 \cdot 1000 \cdot d^2} = \frac{26283632}{0,8 \cdot 1000 \cdot 230^2} = 0,62 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{15,686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15,686 \cdot 0,62}{400}} \right) = 0,0015$$

$$A_{f1} = \frac{M_u}{0,85 \cdot \phi \cdot f_y \cdot d}$$

$$A_{f1} = \frac{26283632}{0,85 \cdot 0,65 \cdot 400 \cdot 230} = 517,089 \text{ mm}^2 \dots \text{menentukan}$$

$$A_{d2} = \rho \cdot b_w \cdot d = 0,0035 \cdot 300 \cdot 230 = 241,5 \text{ mm}^2$$

Menentukan tulangan pokok As :

$$N_w = 66540,84 \text{ N}$$

$$A_n = \frac{N_w}{\phi \cdot f_y} = \frac{66540,84}{0,65 \cdot 400} = 255,92 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin} = 0,04 \left(\frac{f_c'}{f_y} \right) b \cdot d = 0,04 \left(\frac{30}{400} \right) 300 \cdot 230 = 207 \text{ mm}^2$$

$$A_s = (A_r + A_n) = (517,089 + 255,92) = 773,009 \text{ mm}^2 \dots \dots \text{menentukan}$$

$$A_s = \left(\frac{2A_{vf}}{3} + A_n \right) = \left(\frac{2 \cdot 990,19}{3} + 255,92 \right) = 916,04 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan 5D16 = 1005,30 mm²

$$A_h = 0,5 (A_s - A_n) = 0,5 (1005,30 - 255,92) = 374,69 \text{ mm}^2$$

Dipakai sengkang 2D16 = 402,12 mm²

Dipasang sepanjang (2/3) d = 153 mm (vertical); dipasang 3D10 dengan spasi 120/2 = 60 mm

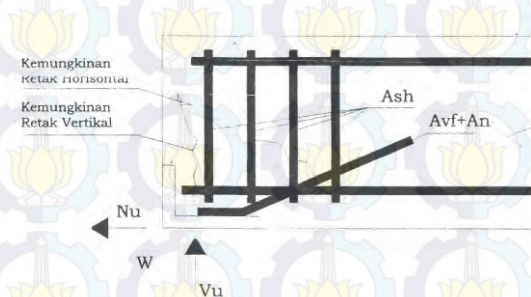
Menentukan luas pelat landasan :

$$V_u = \phi \cdot (0,85) \cdot f_c \cdot A_l$$

$$A_l = \frac{554507}{0,85 \cdot 30 \cdot 0,65} = 33454,42 \text{ mm}^2$$

S dipakai pelat landasan 350 x 150 mm² (tebal 15 mm)

8.7.2 Perencanaan Reinforced Concrete Bearing



Gambar 8.4 Rencana Tulangan pada Balok Anak

Perencanaan penulangan ujung balok induk pada tugas akhir ini didasarkan pada buku PCI DESIGN HANDBOOK (Sixth Edition)

section 6.9 yaitu tentang concrete brackets or cobel. Karena dihitung dengan PCI maka satuan yang dipakai adalah :

- Lb atau kips untuk satuan gaya
- In untuk besaran panjang
- Psi untuk f_c'
- Ksi untuk f_y

Hal ini karena berkaitan dengan koefisien-koefisien yang akan dipakai. Menurut SNI 03-2847-2002, bearing strenght on plain concrete adalah :

$$\phi V_n = \phi C_r (0,8 \cdot f_c' A_s) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2 \cdot f_c' A_1$$

Dimana :

$$\phi = 0,7$$

$$C_r = \left(\frac{s_w}{200} \right) \left(\frac{N_u}{V_u} \right) = 1 \text{ bila tidak ada goyangan horizontal}$$

yang berarti

A_1 = luas permukaan beton yang mendukung beton

A_2 = luas proyeksi permukaan A_1

Batas searing strength adalah $\phi V_n = \phi \cdot 0,85 \cdot f_c' \cdot b_w$

Jika $V_u > \phi V_n$ hasil design bearing strength on plain concrete maka perlu tulangan end bearing. Penulangan end bearing. Penulangan end bearing berdasarkan analisa geser friksi. Prosedur yang digunakan PCI adalah sebagai berikut :

1. Diasumsikan sudut retak adalah vertikal $\theta = 0^0$
2. Hitung tulangan horizontal

$$A_t = A_{vf} + A_n = \frac{V_u}{\phi \cdot f_y \cdot \mu} + \frac{N_u}{\phi \cdot f_y}$$

3. Sudut penanaman adalah 15^0 seperti yang disarankan pada referensi
4. Nilai $\mu = 1,4$ $\lambda = 1,4 \times 1 = 1,4$
5. Hitung tulangan sengkang

$$A_{sh} = \frac{A_{vf} + A_n \cdot f_y}{\mu_e \cdot f_{ys}}$$

$$\text{dimana } \mu_e = \frac{1000 \cdot \lambda \cdot A_{cr} \cdot \mu}{A_{vf} + A_n \cdot f_y}$$

$$A_{cr} = I_d \cdot b$$

B = lebar balok

I_d = panjang penanaman

f_{ys} = mutu baja sengkang A_{sh}

6. Nilai maksimum V_n dari PCI design handbook table 6.7.1 untuk beton cor monolit 1000 · λ² · A_{cr}, μ_{recommended} = 1,4
λ μ_e max = 3,4

Contoh perhitungan

$$V_u = 52427.65 \text{ N} = 11,8 \text{ kips}$$

$$N_u = 0,2 \times V_u = 0,2 \times 11,8 \text{ kips} = 2,36 \text{ kips}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa} = 57970 \text{ Psi}$$

$$f_c' = 30 \text{ Mpa} = 5072 \text{ Psi}$$

Dimensi balok anak sebelum komposit 30/28 cm²

Sehingga h = 37 cm = 14,57 in

Dipakai pelat landasan : b = 35 cm = 13,8 in, w = 15 cm = 5,9 in

$$A_{cr} = b \cdot h = 13,8 \times 14,57 = 192 \text{ in}^2$$

Cek V_{n max} dari PCI Design Handbook table 6.7.1

$$1000 \lambda^2 A_{cr} = 1000 (1,0)^2 (192)/1000 = 192 \text{ kips}$$

$$\text{Max } V_u = 0,85 (192) = 163 \text{ kips} > V_u = 11,8 \text{ kips} \dots \dots \text{OK}$$

$$\mu_e = \frac{1000 \cdot \lambda \cdot A_{cr} \cdot \mu}{V_u} = \frac{1000 \cdot 1 \cdot 192 \cdot 1,4 \cdot 1}{11,8 \cdot 1000} = 22,78 > 3,4 \text{ dipakai } 3,4$$

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi \cdot f_y \cdot \mu_e} = \frac{11,8 \times 1000}{0,85 \times 57970 \times 3,4} = 0,0704 \text{ in}^2$$

$$A_n = \frac{N_w}{\phi \cdot f_y} = \frac{2,36 \times 1000}{0,65 \cdot 57970} = 0,063 \text{ in}^2$$

$$A_{vf} + A_n = 0,0704 + 0,063 = 0,133 \text{ in}^2$$

$$\text{Dipakai } 2D10 = 226,195 \text{ mm}^2 = 0,244 \text{ in}^2$$

Panjang Id sesuai dengan table design Aid 11.2.8

Untuk $\alpha_A = \alpha_B = 1$ $I_{db} = 9,6$ $\alpha_C = 1,3$ $\alpha_D = 1$

$$\alpha_E = \frac{A_{s_{perlu}}}{A_{s_{ada}}} = \frac{0,133}{0,244} = 0,545$$

$$\alpha_{MT} = 1,18 \left(\frac{f_y}{\sqrt{f_c'}} \right) = 1,18 \left(\frac{57970}{\sqrt{5072}} \right) = 0,834$$

$$\begin{aligned} Id &= \alpha_A \times \alpha_B \times \alpha_C \times \alpha_D \times \alpha_E \times \alpha_{MT} \geq 12 \text{ in} \\ &= 9,6 \times 1 \times 1 \times 1,3 \times 0,545 \times 0,834 = 5,67 \text{ in} \end{aligned}$$

Dipakai Id = 12 in ≈ 35 cm

$$A_{cr} = Id \cdot b = 12 \cdot 15,75 = 189 \text{ in}^2$$

$$\mu_e = \frac{1000 \cdot \lambda \cdot A_{cr} \cdot \mu}{A_{vf} + A_n \cdot f_y}$$

$$\mu_e = \frac{1000 \cdot 1 \cdot 189 \cdot 1,4}{0,133 \times 46376,811} = 42,9 > 3,4$$

Dipakai $\mu_e = 3,4$

$$A_{sh} = \frac{A_{vf} + A_n \cdot \bar{f}_y}{\mu_e \cdot f_{ys}} = 0,04 \text{ in}^2$$

$$\text{Dipakai } 4D12 = 452,389 \text{ mm}^2 = 0,701 \text{ in}^2$$

8.8 Perencanaan Sambungan Balok Anak Dengan Balok Anak

8.8.1 Perencanaan Konsol pada Balok Anak 30/50

Contoh perhitungan

$$V_u = 69812,43 \text{ N}$$

$$N_u = 0,2 \times V_u = 0,2 \times 69812,43 = 13962,49 \text{ N}$$

Dimensi Balok 30/50

Direncanakan dimensi konsol : $b_w = 300$ mm

Tebal pelat landasan = 15 mm

$$h = 200 \text{ mm}$$

$$d = h - \text{tebal pelat landasan} - (D/2)$$

$$= 200 - 15 - (10/2) = 180 \text{ mm}$$

$$l_p = 80 \text{ MPa}$$

$$a = 75 \text{ mm}$$

$$f_c' = 30 \text{ MPa}$$

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

$$a/d = 75 / 180 = 0,42 < 1 \quad \text{OK}$$

$$V_n = \frac{69812,43}{0,6} = 116354,1 \text{ N}$$

$$0,2 \cdot f_c' \cdot b_w \cdot d = 0,2 \cdot 30 \cdot 300 \cdot 180 = 324000 \text{ N} > V_n$$

$$5,5 b_w d = 5,5 \cdot 300 \cdot 180 = 297000 \text{ N} > V_n$$

Menentukan luas tulangan geser friksi :

Hubungan konsol dengan kolom monolit, beton normal maka $\mu = 1,4$

$$A_{vf} = \frac{V_n}{f_y \cdot \mu} \dots\dots\dots \text{SNI 03-2847-2002 pasal 13.7}$$

$$A_{vf} = \frac{116354,1}{400 \cdot 1,4} = 207,77 \text{ mm}^2$$

Menentukan luas tulangan lentur :

$$N_{uc} = 0,2 \cdot V_u = 0,2 \times 69812,43 = 13962,49 \text{ N}$$

$$M_u = V_u a + N_{uc} (h - d)$$

$$= 69812,43 \cdot 75 + 13962,49 (200 - 180)$$

$$= 5515182 \text{ Nmm}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$$

$$R_n = \frac{M_u}{0,8 \times 1000 \times dx^2} = \frac{5515182}{0,8 \times 1000 \times 180^2} = 0,21 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{15,686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,686 \times 0,21}{400}} \right) = 0,00052$$

$$A_{f1} = \frac{M_u}{0,85 \cdot \phi \cdot f_y \cdot d}$$

$$A_{f1} = \frac{5515182}{0,85 \cdot 0,65 \cdot 400 \cdot 180} = 138,64 \text{ mm}^2$$

$$A_{d2} = \rho \cdot b_w \cdot d = 0,0035 \cdot 300 \cdot 180 = 189 \text{ mm}^2 \dots \text{menentukan}$$

Menentukan tulangan pokok As :

$$N_w = 13962,49 \text{ N}$$

$$A_n = \frac{N_w}{\phi \cdot f_y} = \frac{13962,49}{0,65 \cdot 400} = 53,70 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin} = 0,04 \left(\frac{f_c'}{f_y} \right) b \cdot d = 0,04 \left(\frac{30}{400} \right) 300 \cdot 150 = 162 \text{ mm}^2$$

$$A_s = (A_f + A_n) = (189 + 53,70) = 242,7 \text{ mm}^2 \dots \text{menentukan}$$

$$A_s = \left(\frac{2A_{vf}}{3} + A_n \right) = \left(\frac{2 \cdot 207,77}{3} + 53,70 \right) = 192,21 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan 3D10 = 235,61 mm²

$$A_h = 0,5 (A_s - A_n) = 0,5 (235,61 - 53,70) = 90,95 \text{ mm}^2$$

Dipakai sengkang 2D10 = 157,1 mm²

Dipasang sepanjang (2/3) d = 120 mm (vertical); dipasang 3D10 dengan spasi 120/2 = 60 mm

Menentukan luas pelat landasan :

$$V_u = \phi \cdot (0,85) \cdot f_c' \cdot A_l$$

$$A_l = \frac{69812,43}{0,85 \cdot 30 \cdot 0,65} = 4211,91 \text{ mm}^2$$

S dipakai pelat landasan 300 x 150 mm² (tebal 15 mm)

8.9 Perencanaan Sambungan Pelat Dengan Balok

Sambungan antara balok dengan pelat pada dasarnya sama, baik dalam kondisi basah ataupun kering. Pada sambungan tersebut hanya mengandalkan panjang penyaluran pada pelat pracetak. Untuk bagian bawah, perilaku monolit akan dijamin dengan adanya panjang penyaluran yang terpasang pada sat pabrikan, sedangkan pada daerah atas, perilaku monolit akan dijamin dengan adanya tulangan tumpuan yang dipasang memanjang melintang tegak lurus di atas balok.

Dari hasil perhitungan di atas, akhirnya perencana mengambil alternative sambungan basah dengan tidak menambahkan tulangan pada sambungan karena pelat dapat cukup kuat bertumpu pada balok memanfaatkan tulangan stud pada balok, karena system sambungan yang dilakukan secara basah memiliki beberapa keunggulan dibandingkan system sambungan yang dilakukan secara kering. Beberapa keunggulan system sambungan basah dengan sambungan kering antara lain :

- a. Dari segi kekuatan, sambungan basah tidak kalah banding sambungan kering.
- b. Dari segi pelaksanaan, sambungan basah lebih sederhana dan mudah dilaksanakan di lapangan.
- c. Dari segi biaya, sambungan basah lebih murah dibandingkan dengan sambungan kering.

BAB IX

PERENCANAAN PONDASI

9.1 Umum

Pondasi pada umumnya berlaku sebagai komponen struktur pendukung bangunan yang terbawah dan berfungsi sebagai elemen terakhir yang meneruskan beban ke tanah. Dalam perencanaan pondasi ada dua jenis pondasi yang umum dipakai dalam dunia konstruksi, yaitu pondasi dangkal dan pondasi dalam. Pondasi dangkal dipakai untuk struktur dengan beban yang relatif kecil, sedangkan untuk pondasi dalam dipakai untuk struktur dengan beban yang relatif besar seperti pada gedung yang berlantai banyak, dikatakan pondasi dalam jika perbandingan antara kedalaman pondasi (D) dengan diameternya (B) adalah lebih besar sama dengan 10 ($D/B \geq 10$). Pondasi dalam ini ada beberapa macam jenis, antara lain pondasi tiang pancang pondasi tiang bor (pondasi sumuran), pondasi caisson dan lain sebagainya.

Pondasi yang akan direncanakan pada Gedung Asrama ini memakai pondasi dalam yaitu pondasi tiang pancang. Tiang pancang yang akan dipakai adalah tiang pancang produksi PT. Wijaya Karya (WIKA). Dalam bab ini pembahasannya meliputi perencanaan jumlah tiang pancang yang diperlukan, perencanaan poer (pile cap) dan perencanaan sloof (tie beam). Untuk perencanaan jumlah tiang pancang yang diperlukan akan digunakan data tanah hasil uji Lab. Mekanika Tanah UGM.

9.2 Data Tanah

Penyelidikan tanah berfungsi untuk mengetahui jenis dari tanah sehingga dapat dilakukan perencanaan pondasi yang sesuai dengan jenis dan kemampuan daya dukung tanah tersebut.

Perencanaan pondasi pada gedung Asrama ini sesuai dengan penyelidikan tanah di lapangan. Adapun data tanah yang telah tersedia di lapangan meliputi data penyelidikan tanah hasil SPT.

9.3 Kriteria Design

9.3.1 Kekuatan dan Dimensi Tiang

- Dipakai tiang pancang beton pratekan (*Prestressed Concrete Pile*) dengan bentuk penampang bulat berongga (*Round Hollow*).
- Mutu beton tiang pancang K-600 (*concrete cube compressive strength is 600 kg/cm² at 28 days*).
- Tiang pancang yang direncanakan adalah menggunakan alternatif jenis tiang dengan spesifikasi sebagai berikut :

Tabel 9.1 WIKA PILE CLASSIFICATION

Pile Diameter (mm)	Thick (mm)	Class	PC Wire		Area of Steel (cm ²)	Area of Concrete (cm ²)	Section Modulus (cm ²)	Effective Prestress (kg/cm ²)	Allowable Axial (T)	Bending Moment	
			D (mm)	N u. m b						Crack (tm)	UM (tm)
500	90	C	9	2 4	15,27	1159, 2	10583,74	104,5 6	155,64	17	34
600	100	A2	7	2 4	9,24	1570, 8	17303,38	54,13	232	19	28,5
600	100	C	9	3 2	20,36	1570, 8	17648,44	102,8 9	211,6	29	58

9.3.2 Tahapan Perencanaan

- Perhitungan gaya-gaya yang bekerja (axial, horizontal dan momen) akibat dari *upper* struktur
- Perhitungan daya dukung tanah dasar.
- Perhitungan jumlah tiang dalam satu *poer* / kelompok.
- Perencanaan *Poer*
- Perencanaan *Sloof*

9.4 Daya Dukung Tanah

9.4.1 Daya Dukung Tiang Panang Tunggal

Daya dukung pada pondasi tiang pancang ditentukan oleh dua hal, yaitu daya dukung perlawanan tanah dari unsur dasar

tiang pondasi (Q_p) dan daya dukung tanah dari unsur lekatan lateral tanah (Q_r). Sehingga daya dukung total dari tanah dapat dirumuskan : $Q_u = Q_p + Q_s$

Di samping peninjauan berdasarkan kekuatan tanah tempat pondasi tiang pancang di tanam, daya dukung suatu tiang juga harus ditinjau berdasarkan kekuatan bahan tiang pancang tersebut. Hasil daya dukung yang menentukan yang dipakai sebagai daya dukung ijin tiang. Perhitungan daya dukung dapat ditinjau dari dua keadaan, yaitu daya dukung tiang pancang tunggal yang berdiri sendiri dan daya dukung tiang pancang dalam kelompok

Perhitungan daya dukung tiang pancang ini dilakukan berdasarkan hasil uji *SPT* menurut Luciano Decourt

$$Q_L = Q_p + Q_s$$

Dimana :

Q_L = Daya dukung tanah maksimum pada pondasi

Q_p = *Resistance ultime* di dasar pondasi

Q_s = *Resistance ultime* akibat lekatan lateral

$$Q_p = q_p \cdot A_p = (N_p \cdot K) \cdot A_p$$

Dengan :

A_p = Luas penampang ujung tiang

N_p = Harga rata – rata *SPT* 4B diatas dasar pondasi dan 4B dibawah dasar pondasi.

K = Koefisien karakteristik tanah

12t/m² = 117,7 kPa, untuk lempung

20t/m² = 196 kPa, untuk lanau berlempung

25t/m² = 245 kPa, untuk lanau berpasir

40t/m² = 392 kPa, untuk pasir

Q_p = Tegangan di ujung tiang

$$Q_s = q_s \cdot A_s = (N_s/3 + 1) \cdot A_s$$

Dengan :

q_s = Tegangan akibat lekatan lateral dalam t/m²

N_s = Harga rata-rata *SPT* sepanjang tiang yang tertanam, dengan batasan ; $3 \leq N \leq 50$

A_s = Keliling x panjang tiang yang terbenam

Harga N di bawah muka air tanah harus dikoreksi menjadi N' berdasarkan perumusan sebagai berikut (Terzaghi & Peck):

$$N' = 15 + 0,5 (N-15)$$

Dimana:

N = Jumlah pukulan kenyataan di lapangan untuk di bawah muka air tanah

9.4.2 Daya Dukung Tiang Dalam Kelompok

Di saat sebuah tiang merupakan bagian dari sebuah group, daya dukungnya mengalami modifikasi, karena pengaruh dari group tiang tersebut. Dari problema ini, dapat dibedakan dua fenomena sebagai berikut :

1. Pengaruh group di saat pelaksanaan pemancangan tiang-tiang
2. Pengaruh group akibat sebuah beban yang bekerja.

Pada kasus tiang dipancang dalam tanah kohesif dan jenuh air, kenaikan tegangan air pori dapat menurunkan *shear resistance* dari tanah disekitarnya hingga 15 sampai dengan 30% (BROMS).

Untuk pulih ke kekuatan semula, memerlukan waktu yang bervariasi tergantung dari jenis tanah dan cara eksekusi tiang pondasinya. Beberapa variasi waktu tersebut adalah :

Tabel 9.2 Variasi Waktu untuk Pulih ke Kekuatan Semula

Tanah \ Type Pondasi	Type	Lantau dan Pasir Lepas Jenuh Air	Lempung
	Pasir Padat		
Tiang dibor	1 bulan	1 bulan	1 bulan
Tiang pancang	8 hari	20 hari	1 bulan

Proses pemancangan dapat menurunkan kepadatan di sekeliling tiang untuk tanah yang padat. Namun untuk kondisi tanah didominasi oleh pasir lepas atau dengan tingkat kepadatan sedang, pemancangan dapat menaikkan kepadatan di sekitar tiang bila jarak antar tiang ≤ 7 s/d 8 diameter.

Untuk daya dukung batas, pengaruh dari sebuah group tiang pondasi tidak perlu diperhitungkan bila jarak as ke as antar

tiang adalah ≥ 3 diameter. Sebaliknya, jarak minimum antar tiang dalam group adalah 2 s/d 2.5 diameter tiang.

Untuk kasus daya dukung group pondasi, harus dikoreksi terlebih dahulu dengan apa yang disebut dengan koefisien efisiensi C_e .

$$Q_L(\text{group}) = Q_L(\text{1 tiang}) \times n \times C_e$$

dengan n = jumlah tiang dalam group

Untuk menghitung koefisien efisiensi C_e , digunakan cara : *Converse - Labarre*

$$C_e = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{\phi}{s}\right)}{90^\circ} \times \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$$

dimana :

- ϕ : diameter tiang pondasi
- s : jarak as ke as antar tiang dalam group
- m : jumlah baris tiang dalam group
- n : jumlah kolom tiang dalam group

9.4.3 Repartisi Beban-beban Diatas Tiang Kelompok

Bila di atas tiang-tiang dalam kelompok yang disatukan oleh sebuah kepala tiang (poer) bekerja beban-beban vertikal (V), horizontal (H), dan momen (M), maka besarnya beban vertikal ekivalen (P_v) yang bekerja pada sebuah tiang adalah :

$$P_v = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \cdot x_{\max}}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot y_{\max}}{\sum y^2}$$

dimana :

- P_v = Beban vertical ekivalen
- V = Beban vertical dari kolom
- n = Banyaknya tiang dalam group
- M_x = Momen terhadap sumbu x
- M_y = Momen terhadap sumbu 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 terhadap garis netral group

$\sum y^2$ = Jumlah dari kuadrat ordinat tiap tiang terhadap garis netral group

nilai x dan y positif jika arahnya sama dengan arah e, dan negative bila berlawanan dengan arah e.

9.4.4 Daya Dukung Tiang terhadap Gaya Horizontal

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 dicek terhadap kekuatan *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 :

$$L_2 = 2,2 L_1$$

$$L_1 = f + 1,5 D$$

$$f = \frac{H}{9 \cdot Cr \cdot D}$$

$$Cr = 0,5 \cdot Cu$$

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

9.5 Perhitungan Tiang Pancang

Data-data perhitungan pondasi tiang pancang (data beban nominal) :

$$P = 821682,6 \text{ kg}$$

$$M_x = 49304,92 \text{ kgm}$$

$$M_y = 71322,88 \text{ kgm}$$

$$H_x = 51726,41 \text{ kg}$$

$$H_y = 23015,93 \text{ kg}$$

9.5.1 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

Dari hasil data tanah yang didapatkan dari Lab Mektan UGM digunakan contoh untuk kedalaman 10 m untuk diameter 600 mm.

Dari data tanah tersebut kemudian dihitung menggunakan persamaan Luciano Decourt :

$$Q_L = Q_p + Q_s$$

Dimana

$$Q_p = (N_p \cdot K) \cdot A_p \\ = (51,85 \times 15,68 \times 0,283) = 230,081 \text{ t} = 230081 \text{ kg}$$

$$Q_s = (N_s/3 + 1) \cdot A_s \\ = (47/3 + 1) \times 9,42 = 157 \text{ t} = 157000 \text{ kg}$$

$$Q_L = Q_p + Q_s = 230,081 + 157 = 387,081 \text{ ton}$$

$$Q_U = P_{\text{ijin}} \text{ 1 tiang} = \frac{Q_L}{SF} = \frac{387,081}{3} = 129,027 \text{ ton}$$

$$= 129,027 \text{ ton} < P \text{ ijin tiang WIKA type 600C} = 211 \text{ ton}$$

9.5.2 Daya Dukung Tiang Kelompok

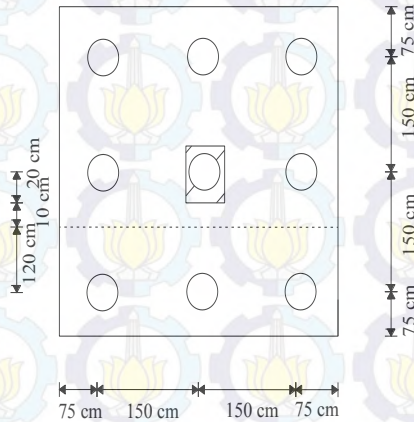
Dalam buku “Daya Dukung Pondasi Dalam” oleh Prof. Dr. Ir. Herman Wahyudi BAB IX halaman 43, tertulis jarak minimum antar tiang dalam group (as ke as) adalah 2 s/d 2.5 diameter tiang dan harus ≤ 3 diameter tiang. Jika jarak dari as ke as tiang pancang ≥ 3 , maka pengaruh dari sebuah group tiang pondasi tidak perlu diperhitungkan. Berdasarkan hal tersebut, penulis merencanakan jarak dari as ke as tiang pancang, S adalah 150 cm.

$2 B = 2 \times 60 = 120 \text{ cm}$ (jarak minimum)

$2.5 B = 2,5 \times 60 = 150 \text{ cm}$ (jarak minimum)

$3 B = 3 \times 60 = 180 \text{ cm}$ (jarak maksimum)

Jadi $S = 150 \text{ cm}$ memenuhi persyaratan di atas.



Gambar 9.1 Pengaturan Jarak Tiang

➤ Perhitungan Daya Dukung Tiang Kelompok

Perhitungan Koefisien C_e

Dengan menggunakan perumusan Converse – Laberre :

$$C_e = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{\phi}{s}\right)}{90^\circ} \times \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$$

$$C_e = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{600}{1500}\right)}{90^\circ} \times \left(2 - \frac{1}{3} - \frac{1}{3}\right) = 1,01$$

$$Q_{L(\text{group})} = Q_{L(1 \text{ tiang})} \times n \times C_e$$

$$Q_{L(\text{group})} = 129,027 \times 9 \times 1,01 = 1176696 \text{ kg}$$

Perhitungan Beban Aksial Maksimum pada Pondasi Kelompok

a. reaksi kolom = 821682,6 kg
 b. berat poer = $4,5 \times 4,5 \times 1,0 \times 2400$ = 48600 kg +
 Berat total = 870282,6 kg
 $870282,6 \text{ kg} < 1176696 [Q_{L(\text{group})}] \dots \dots \dots \text{OK!}$

➤ **Repartisi Beban di Atas Tiang Kelompok (Beban_{eq} 1 Tiang Pancang)**

$$P_v = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \cdot x_{\max}}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot y_{\max}}{\sum y^2}$$

$$P_v = \frac{151289,5}{9} + \frac{7132288 \times 1,5}{13,5} + \frac{49304,92 \times 1,5}{13,5}$$

$$= 30213,03 \text{ kg}$$

Jadi beban maksimum yang diterima oleh satu buah tiang pancang yang dikelompokkan dengan kepala poer adalah :

$$P_v = 30213,03 \text{ kg} < Q_{\text{ijin}} = 129027 \times 1,01$$

$$= 30213,03 \text{ kg} < 130317 \text{ kg} \text{ OK!}$$

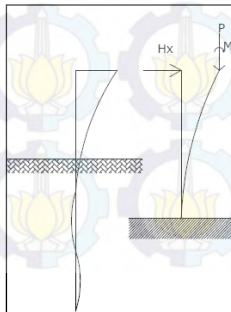
9.5.3 Kontrol Kekuatan Tiang Pondasi

Kontrol terhadap Gaya Aksial

Untuk Ø60 cm kelas C pada Wika Piles Classification gaya aksial tidak diperkenankan melebihi 211,6 ton.

$$P_{\max} = 30,213 \text{ ton} < P_{\text{ijin}} = 211,6 \text{ ton} \dots \dots \dots \text{OK}$$

Kontrol Kekuatan Tiang terhadap gaya Lateral



Gambar 9.2 Diagram Gaya Lateral Tiang Pondasi

Panjang jepitan kritis tanah terhadap tiang pondasi menurut metode Philiphonat dimana kedalaman minimal tanah terhadap tiang pondasi didapat dari harga terbesar dari gaya-gaya berikut :

Monolayer : 3 meter atau 6 kali diameter

Multilayer : 1,5 meter atau 3 kali diameter

Perhitungan :

Tanah bersifat multilayer

L_e = panjang penjepitan

$$= 3 \times 0,6 \text{ m} = 1,8 \text{ m}$$

Dipakai $L_e = 1,8 \text{ m}$

M = $L_e \times H_y$

$$= 1,8 \times 9,583$$

$$= 17,249 \text{ tm}$$

$$M(\text{satu tiang pancang}) = \frac{17,249}{9} = 1,917 \text{ tm}$$

$M < M_{\text{bending crack}}$ (dari Spesifikasi WIKA BETON)

$$1,917 \text{ tm} < 29,00 \text{ tm} \dots\dots\dots \text{OK}$$

9.6 Perhitungan Poer (Pile Cap)

Poer direncanakan terhadap gaya geser *ponds* pada penampang kritis dan penulangan akibat momen lentur.

9.6.1 Data-data Perancangan Poer

- $P_u = 821682,6 \text{ kg} = 821,682 \text{ ton}$
- Jumlah tiang pancang = 9
- Dimensi kolom = 600 x 900 mm
- Tebal poer = 1,0 m
- Mutu beton (f_c') = 30 MPa
- Mutu baja (f_y) = 400 MPa
- Diameter tulangan 25 mm ($A_v = 490,9 \text{ mm}^2$)
- Selimut beton = 50 mm

Tinggi efektif (d) :

$$d_x = 1000 - 50 - 25 - \frac{1}{2} \cdot 25 = 912,5 \text{ mm}$$

$$d_y = 1000 - 50 - \frac{1}{2} \cdot 25 = 937,5 \text{ mm}$$

9.6.2 Kontrol Geser Pons 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 SNI 03-2847-2002. Kuat geser yang disumbangkan beton dirumuskan sebagai berikut :

$$\phi \cdot V_c = \phi \left(1 + \frac{2}{\beta c} \right) \left(\frac{\sqrt{f'c}}{6} \right) x b_0 x d$$

tetapi tidak boleh kurang dari :

$$\phi V_c = \phi x 1/3 x \sqrt{f'c} x b_0 x d$$

dimana :

βc = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek beton dari daerah beban terpusat atau reaksi

$$= \frac{900}{600} = 1,5$$

b_0 = keliling dari penampang kritis pada poer

- Keliling penampang kritis

$$b_0 = 2 (b_k + d) + 2 (h_k + d)$$

dimana : b_k = lebar penampang kolom

h_k = tinggi penampang kolom

d = tebal efektif poer

$$b_0 = 2 (600 + 912,5) + 2 (900 + 912,5) \\ = 6650 \text{ mm}$$

- Batas geser pons

$$\phi \cdot V_c = \phi \left(1 + \frac{2}{1} \right) \left(\frac{\sqrt{30}}{6} \right) x 6650 x 912,5 \\ = 16618245 \text{ N} = 1661,82 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0,6 x 1/3 \cdot \sqrt{30} x 6650 x 912,5 = 6647298 \text{ N} \\ = 664,73 \text{ ton}$$

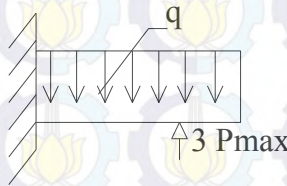
$$P_u = 102,689 \text{ ton} < \phi V_c = 664,73 \text{ ton}$$

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons.

9.6.3 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 (gaya perlawanan tanah) sebesar P dan berat sendiri poer sebesar q . Perhitungan gaya dalam pada poer didapat dengan teori mekanika statis tertentu.



Gambar 9.3 Permodelan poer arah x sebagai balok kantilever

➤ **Penulangan arah x**

$$P_{max} = 30213,03 \text{ kg} = 30,213 \text{ ton}$$

$$q = 2,4 \times 4,5 \times 1,0 = 10,80 \text{ ton / m}$$

Momen-momen yang bekerja

$$M = (3 \times 30,213 \times 1,2) - (1/2 \times 10,80 \times 1,95^2)$$

$$= 88,23 \text{ ton m} = 88,23 \times 10^7 \text{ Nmm}$$

$$d_x = 1000 - 50 - 25 - 1/2 \cdot 25 = 912,5 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{0,8 \times b \times d_x^2} = \frac{88,23 \times 10^7}{0,8 \times 4500 \times 912,5^2} = 0,29 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\rho_{max} = 0,75 \times \rho_b = 0,027$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{15,686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,686 \times 0,29}{400}} \right) = 0,00072$$

ternyata $\rho = 0,00072 < \rho_{\min} = 0,0035$

Tulangan arah X

$$\begin{aligned} A_{s\text{perlu}} &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,0035 \times 1000 \times 912,5 \\ &= 3193,75 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipakai tulangan 7 D 25 (As ada = 3436,116)

Jarak Pemasangan Tulangan :

$$S = \frac{1000 - (2 \times 50)}{6} = 150 \approx 150 \text{ mm}$$

➤ Penulangan arah y

$$\text{➤ } P_{\max} = 30213,03 \text{ kg} = 30,213 \text{ ton}$$

$$\text{➤ } q = 2,4 \times 4,5 \times 1,0 = 10,80 \text{ ton / m}$$

Momen-momen yang bekerja

$$\begin{aligned} M &= (3 \times 30,213 \times 1,2) - (1/2 \times 10,80 \times 1,95^2) \\ &= 88,23 \text{ ton m} = 88,23 \times 10^7 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$d_x = 1000 - 50 - 1/2 \cdot 25 = 937,5 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{0,8 \times b \times d_x^2} = \frac{88,23 \times 10^7}{0,8 \times 4500 \times 937,5^2} = 0,27 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b = 0,027$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,686 \times 0,27}{400}} \right) = 0,0007 \end{aligned}$$

ternyata $\rho = 0,0007 < \rho_{\min} = 0,0035$

Tulangan arah Y

$$\begin{aligned} A_{s_{\text{perlu}}} &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,0035 \times 1000 \times 937,5 \\ &= 3281,25 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipakai tulangan 7 D 25 (As ada = 3436,116)

Jarak Pemasangan Tulangan :

$$S = \frac{1000 - (2 \times 50)}{6} = 150 \approx 150 \text{ mm}$$

9.6.4 Penulangan Geser

Geser yang terjadi pada daerah kritis kolom harus dikontrol. Apabila geser yang terjadi lebih besar dari geser nominal beton, maka dibutuhkan tulangan geser yang diambil dari bengkokan tulangan lentur poer.

Contoh perhitungan :

Tulangan geser D19 $A_v = 2 \times (0,25 \times 3,14 \times 19^2) = 567,05 \text{ mm}^2$
(2 kaki)

P max 1 tiang = 31,213 ton

Decking = 50 mm $d'' = 5 + 2 \cdot D \text{ tul utama} = 10 \text{ cm}$

➤ Penulangan arah x

$$\begin{aligned} V &= 2 \times P \text{ max} - q \cdot L \\ &= 2 \times 31,213 - 10,80 \cdot 4,5 = 13,826 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\emptyset V_c = 0,6 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 4500 \times 712,5 = 1756135,45 \text{ N}$$

$$1/2 \cdot \emptyset V_c = 878067,72 \text{ N}$$

$V_u < \emptyset V_c$ tidak perlu tulangan geser

➤ Penulangan arah x

$$\begin{aligned} V &= 2 \times P \text{ max} - q \cdot L \\ &= 2 \times 31,213 - 10,80 \cdot 4,5 = 13,826 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\emptyset V_c = 0,6 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 4500 \times 712,5 = 1756135,45 \text{ N}$$

$$1/2 \cdot \emptyset V_c = 878067,72 \text{ N}$$

$V_u < \emptyset V_c$ tidak perlu tulangan geser

9.7 Perhitungan Tiang Pancang Pada Shearwall

Desain Pondasi dari shearwall ini diperhitungkan berdasarkan gaya total yang bekerja pada seluruh joint yang mampu masing-masing shearwall. Gaya-gaya yang bekerja (akibat pembebanan tak berfaktor) adalah sebagai berikut :

$$P = 644,23435 \text{ ton}$$

$$M_x = 58,832 \text{ ton m}$$

$$M_y = 42,537 \text{ ton m}$$

$$H_x = 98,935 \text{ ton}$$

$$H_y = 129,049 \text{ ton}$$

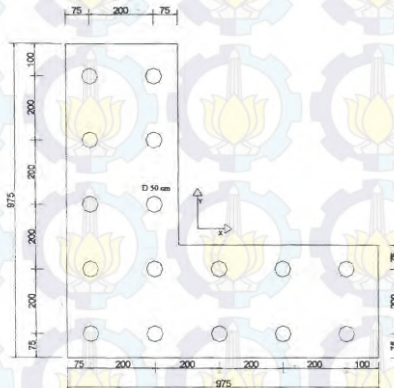
9.7.1 Rencana Jumlah Tiang dan Dimensi Poer

Direncanakan jumlah tiang pancang sebanyak 16 buah. Direncanakan dimensi poer $9,75 \times 9,75 \times 2$. pengaruh efisiensi boleh diabaikan bila jarak tiang :

$$s \geq \frac{1,57 \times D \times m \times n - (2 \times D)}{m + n - 2}$$

$$s \geq \frac{1,57 \times 0,5 \times 4 \times 4 - (2 \times 0,5)}{4 + 4 - 2} = 1,92 \text{ m}$$

Maka direncanakan jarak as ke as tiang pancang = 2 m



Gambar 9.4 Pengaturan Jarak Tiang Pancang Shearwall

9.7.2 Beban Maksimum Tiang

$$P_v = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \cdot x_{\max}}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot y_{\max}}{\sum y^2}$$

$$\sum P = 644,23435 + (2,4 \times 9,75 \times 3,5 \times 1) + (2,4 \times 6,25 \times 3,5 \times 1) \\ = 778,634 \text{ ton}$$

$$\sum X^2 = (1,1^2 \times 2) + (3,1^2 \times 2) + (5,1^2 \times 2) + (0,9^2 \times 5) + (2,9^2 \times 5) \\ = 119,76 \text{ m}^2$$

$$\sum Y^2 = (1,1^2 \times 2) + (3,1^2 \times 2) + (5,1^2 \times 2) + (0,9^2 \times 5) + (2,9^2 \times 5) \\ = 119,76 \text{ m}^2$$

$$X_{\max} = 2 \text{ m}$$

$$Y_{\max} = 2 \text{ m}$$

$$P_v = \frac{778,634}{16} + \frac{42,537 \cdot 2}{119,76} + \frac{58,832 \cdot 2}{119,76} \\ = 50,357 \text{ ton} < 130,317 \text{ ton} \dots\dots\dots \text{OK}$$

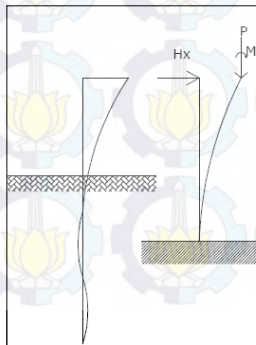
9.7.3 Kontrol Kekuatan Tiang Pondasi Terhadap Gaya Lateral

Kontrol terhadap Gaya Aksial

Untuk Ø60 cm kelas C pada Wika Piles Classification gaya aksial tidak diperkenankan melebihi 211,6 ton.

$$P_{\max} = 62,9 \text{ ton} < P_{\text{ijin}} = 211,6 \text{ ton} \dots\dots\dots \text{OK}$$

Kontrol Kekuatan Tiang terhadap gaya Lateral



Gambar 9.5 Diagram Gaya Lateral Tiang Pondasi

Panjang jepitan kritis tanah terhadap tiang pondasi menurut metode Philiphonat dimana kedalaman minimal tanah terhadap tiang pondasi didapat dari harga terbesar dari gaya-gaya berikut :

Monolayer : 3 meter atau 6 kali diameter

Multilayer : 1,5 meter atau 3 kali diameter

Perhitungan :

Tanah bersifat multilayer

L_e = panjang penjepitan

$$= 3 \times 0,6 \text{ m} = 1,8 \text{ m}$$

Dipakai $L_e = 1,8 \text{ m}$

M = $L_e \times H_y$

$$= 1,8 \times 129,049$$

$$= 232,288 \text{ tm}$$

$$M(\text{satu tiang pancang}) = \frac{232,288}{16} = 14,518 \text{ tm}$$

$M < M_{\text{bending crack}}$ (dari Spesifikasi WIKA BETON)

$$14,518 \text{ tm} < 29,00 \text{ tm} \dots\dots\dots \text{OK}$$

9.7.4 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 (gaya perlawanan tanah) sebesar P dan berat sendiri poer sebesar q . Perhitungan gaya dalam pada poer didapat dengan teori mekanika statis tertentu.

➤ Penulangan arah x

$$P_{\text{max}} = 93590 \text{ kg} = 93,59 \text{ ton}$$

$$q = 2,4 \times 3,75 \times 1,2 = 10,8 \text{ ton / m}$$

Momen-momen yang bekerja

$$M = (3 \times 93,59 \times 1) - (5 \times 93,59 \times 3) - (1/2 \times 10,81 \times 3,75^2)$$

$$= 1609,58 \text{ ton m} = 1609,58 \times 10^7 \text{ Nmm}$$

$$d_x = 1200 - 50 - 25 - 1/2 \cdot 25 = 1112,5 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{0,8 \times b \times d_x^2} = \frac{1609,58 \times 10^7}{0,8 \times 9750 \times 1112,5^2} = 1,67 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c} = \frac{400}{0.85 \times 30} = 15,686$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0,0035$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b = 0,027$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{15,686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,686 \times 1,67}{400}} \right) = 0,0043$$

$$\text{ternyata } \rho = 0,0043 < \rho_{\min} = 0,0035$$

Tulangan arah X

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0,0043 \times 9750 \times 1112,5$$

$$= 46641,56 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan 60 D 32 (As ada = 48254)

Jarak Pemasangan Tulangan :

$$S = \frac{9750 - (2 \times 50)}{65} = 148,46 \approx 150 \text{ mm}$$

➤ Penulangan arah y

$$P_{\max} = 93590 \text{ kg} = 93,59 \text{ ton}$$

$$q = 2,4 \times 3,75 \times 1,2 = 10,8 \text{ ton / m}$$

Momen-momen yang bekerja

$$M = (5 \times 93,59 \times 1) + (5 \times 93,59 \times 3) - (1/2 \times 10,81 \times 3,75^2)$$

$$= 1795,79 \text{ ton m} = 1795,79 \times 10^7 \text{ Nmm}$$

$$d_x = 1200 - 50 - 1/2 \cdot 25 = 1112,5 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{Mu}{0,8 \times b \times dx^2} = \frac{1795,79 \times 10^7}{0,8 \times 9750 \times 1112,5^2} = 1,860 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c} = \frac{400}{0.85 \times 30} = 15,686$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0,0035$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b = 0,027$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,686 \times 1,860}{400}} \right) = 0,0048 \end{aligned}$$

ternyata $\rho = 0,0048 > \rho_{\min} = 0,0035$

Tulangan arah X

$$\begin{aligned} A_{s\text{perlu}} &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,0048 \times 9750 \times 1112,5 \\ &= 52065 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipakai tulangan 65 D 32 (As ada = 52276)

Jarak Pemasangan Tulangan :

$$S = \frac{9750 - (2 \times 50)}{65} = 48,46 \approx 150 \text{ mm}$$

9.8 Perancangan Sloof (Tie Beam)

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.

9.8.1 Data-data Perancangan

Data-data perancangan perhitungan sloof adalah sebagai berikut :

P	= 701,478 ton = 701478 N
Panjang Sloof L	= 3,5 m
Mutu Beton f_c'	= 30 MPa
Mutu Baja f_y	= 400 MPa

Decking dc	=	50 mm
Diameter Tulangan Utama	=	25 mm
Diameter Sengkang	=	12 mm
Diameter Sloof	=	45 x 70
Tinggi Efektif	=	700 – 50 – 12 – (1/2.25)–625,5 m

9.8.2 Dimensi Sloof

Pada perancangan *sloof* ini, penulis mengambil ukuran *sloof* berdasarkan *sloof* yang berhubungan dengan kolom yang mempunyai gaya aksial terbesar yaitu $P_u = 701,478$ ton. Penentuan dimensi dari sloof dilakukan dengan memperhitungkan syarat bahwa tegangan tarik yang terjadi tidak boleh melampaui tegangan ijin beton (modulus keruntuhan) yaitu sebesar :

$$f_r = 0,7 \times \sqrt{f'_c} = \frac{N_u}{0,8 \cdot b \cdot h}$$

Maka perhitungannya :
Tegangan tarik ijin :

$$f_r = 0,7 \times \sqrt{30} = 3,83 \text{ Mpa}$$

Tegangan tarik yang terjadi

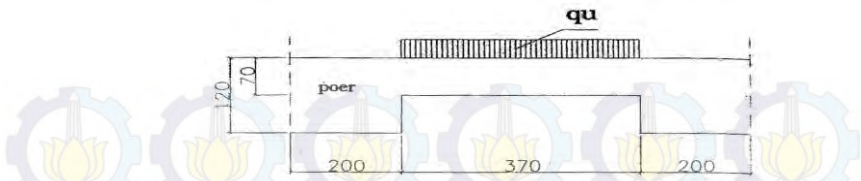
$$f_r = \frac{10\% \times P_u}{0,8 \times b \times h} = \frac{10\% \times 701478}{0,8 \times 450 \times 700} = 2,78 \text{ Mpa}$$

9.8.3 Penulangan Sloof

➤ Penulangan lentur

Penulangan sloof didasarkan atas kondisi pembebanan dimana beban yang diterima adalah beban aksial dan lentur sehingga penulangannya diidealisasikan seperti penulangannya pada kolom. Adapun beban sloof adalah:

Berat aksial N	=	10% x 659,261 ton	=	65,9561 ton
Berat sendiri Sloof	=	0,45 x 0,7 x 2,4	=	0,756 t/m
Berat Tembok	=	0,25 x 4	=	1,00 t/m
Q_u	=	1,2 x (0,756 + 1,00)	=	2,1072 t/m
			=	21072 N/m



Gambar 9.6 Pembebanan pada Sloof

Momen yang terjadi (tumpuan menerus)

$$\begin{aligned} Mu &= 1/12 \cdot qu \cdot L^2 \\ &= 1/12 \cdot 21072 \cdot 3,5^2 \\ &= 21511 \text{ Nm} \end{aligned}$$

Rasio tulangan pakai :

$$ky = \frac{P}{Ag} = \frac{701478}{450 \times 700} = 2,23$$

$$kx = \frac{Mu}{Ag \cdot h} = \frac{22328,4}{450 \times 700 \times 700} = 0,125$$

Dari diagram interaksi M-N F 320 – 30 – 0,8 – 2, didapat $\rho = 1\%$

Luas tulangan perlu :

$$\begin{aligned} As &= 0,01 \times 450 \times 700 \\ &= 3150 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Tulangan pakai

Dipasang Tulangan 8 D 25 ($As = 3926,99 \text{ mm}^2$)

➤ Penulangan Geser dan Torsi

Geser yang terjadi :

$$\begin{aligned} Vu &= 1/2 \times qu \times L \\ &= 1/2 \times 21072 \times 3,5 \\ &= 36876 \text{ N} \end{aligned}$$

Tinggi efektif = $d = 700 - 50 - 12 - (1/2 \times 25) = 625,5 \text{ mm}$

$$Vc = 2 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{fc} \times bw \times dx \left[1 + \frac{Nu}{14 \cdot Ag} \right]$$

$$= 2 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 450 \times 625,5 \left[1 + \frac{36876}{14.450.700} \right]$$

$$= 518197,87 \text{ N}$$

$$\emptyset V_c = 0,6 \times 518197,87 = 310918,72 \text{ N} > V_u = 36876 \text{ N}$$

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

Jadi dipasang tulangan geser praktis $\emptyset 12 - 200$

BAB X

TAHAP PELAKSANAAN

10.1 Umum

Pada bab tahap pelaksanaan ini diuraikan mengenai item-item pekerjaan konstruksi dan pembahasan mengenai tahapan pelaksanaan yang berkaitan dengan penggunaan material-material beton pracetak. Ada dua proses pekerjaan yang dapat dilaksanakan, yaitu :

1. Proses pencetakan beton pracetak secara pabrikasi di Industri Pracetak. Hal-hal yang perlu dipertimbangkan dengan proses pabrikasi adalah :
 - a. Perlunya standar khusus sehingga hasil pracetak dapat diaplikasikan secara umum di pasaran.
 - b. 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.
 - c. Dengan cara ini dimungkinkan untuk mencari produk yang terbaik dari lain pabrik.
2. Proses percetakan di lapangan / lokasi proyek
Sedangkan untuk proses yang kedua, hal-hal yang perlu untuk dipertimbangkan adalah :
 - a. Proses ini sering dilakukan pada proyek-proyek local.
 - b. Umur daripada proses produksi percetakan disesuaikan dengan usia proyek.
 - c. Proses ini lebih disukai bila dimungkinkan untuk dilaksanakan dikarenakan standarisasi hasil percetakan disesuaikan dengan keperluan proyek.

10.2 Proses Produksi Elemen Beton Pracetak

Setelah pengecoran dilaksanakan, 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 percetakan berulang
2. Mudah ditangani dan tidak bocor
3. Mudah untuk dipindahkan, khusus untuk pelaksanaan pengecoran di lapangan/ proyek.

Setelah pembongkaran bekisting, tahapn berikutnya adalah finishing elemen beton pracetak. Secara skematis proses produksi elemen beton pracetak mulai dari persiapan untuk cetakan sampai pada penyimpanan elemen beton pracetak dapat dijelaskan seperti pada gambar.

10.3 Pengangkatan dan Penempatan Crane

Hal-hal yang perlu diperhatikan dalam pengangkatan elemen pracetak antara lain :

1. Kemampuan maksimum crane yang digunakan
2. Metode pengangkatan
3. Letak titik-titik angkat pada elemen pracetak
4. Momen yang timbul akibat pengangkatan tidak boleh melebihi momen retak yang disyaratkan.

Hal-hal tentang pengangkatan dan penentuan tidak angkat telah dibahas pada bab-bab sebelumnya.

Dalam perencanaan ini penulis memakai peralatan crane untuk mengangkat elemen pracetak di lapangan. Untuk pemilihan crane harus disesuaikan antara kemampuan angkat crane dengan berat elemen pracetak yang akan diangkat.

- Data-data crane yang digunakan
- Jenis crane POTAIN MDT 218 J8
- Jarak jangkau maksimum 30 m dengan beban maksimum 6,6 ton

Elemen struktur yang dipracetak

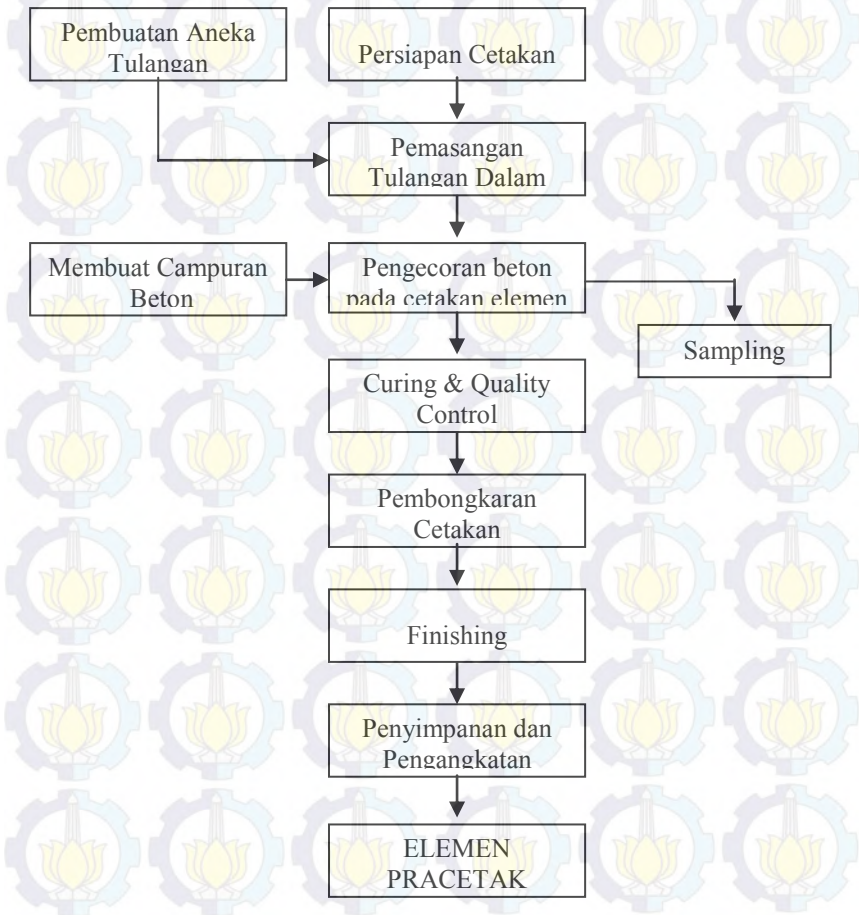
- Balok induk 40 / 70 (terpanjang 8,00 m)
 $W = 0,40 \times (0,7 - 0,12) \times 8,0 \times 2400 = 4454,4 \text{ kg}$
- Balok anak 35 / 50 (terpanjang 8,00 m)
 $W = 0,35 \times (0,5 - 0,12) \times 8,0 \times 2400 = 2188,8 \text{ kg}$

➤ Pelat tipe $4,0 \times 4,275 \text{ m}^2$

$$W = 0,07 \times 4,0 \times 4,175 \times 2400 = 2805,6 \text{ kg}$$

Luas dasar bangunan = $77,65 \text{ m} \times 14,35 \text{ m}$

Agar crane dapat menjangkau seluruh areal konstruksi maka direncanakan menggunakan 2 crane.



Gambar 10.1 Skema Proses Produksi Elemen Pracetak

10.4 Proses Pemasangan Elemen Beton Pracetak

Secara garis besar tahapan pelaksanaan proses pemasangan elemen beton pracetak adalah sebagai berikut :

1. Pekerjaan tiang pancang
2. Pekerjaan poer
3. Pekerjaan sloof
4. Pekerjaan elemen kolom
5. Pemasangan elemen balok
6. Pemasangan elemen tangga
7. Pemasangan tulangan stud pada pelat
8. Pengecoran sambungan antar elemen pracetak dan overtopping

Untuk pekerjaan pada level-level berikutnya adalah pengulangan langkah nomor 4 hingga nomor 8, seperti dapat dilihat pada gambar.



Gambar 10.2 Proses Pemancangan Elemen Beton Pracetak

Keberhasilan pelaksanaan metode pracetak tergantung pada organisasi pelaksanaan, koordinasi yang baik, teknikal skill personil yang terlibat, kerjasama yang baik dan kontrol yang baik dalam organisasi tersebut.

10.4.1 Pekerjaan Tiang Pancang

Spesifikasi tiang pancang yang digunakan pada proyek ini adalah tiang pancang type 500 C dengan diameter 50 cm, produksi PT. Wijaya Karya.

Peralatan yang digunakan :

1. Crane
2. Mesin Pemancangan
3. Theodolite

10.4.2 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

10.4.3 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

10.4.4 Pekerjaan Elemen Kolom

Adapun langkah-langkah pekerjaan kolom sebagai berikut :

1. Pekerjaan dilakukan setelah pengecoran poer dan sloof
2. Penulangan kolom
3. Pekerjaan bekisting kolom dipasang setelah tulangan geser dipasang, dan distud
4. Pengecoran elemen kolom

10.4.5 Pemasangan Elemen Balok

Pemasangan balok pracetak setelah pengecoran kolom. Balok induk dipasang terlebih dahulu baru kemudian dilanjutkan dengan pemasangan balok anak. Diperlukan peralatan crane dan scaffolding untuk membantu menunjang balok pracetak. Kemudian dapat dilanjutkan dengan pemasangan tulang utama pada balok yaitu tulangan tarik pada tumpuan. Lalu setelah tulangan terpasang baru dilakukan pengecoran.

10.4.6 Pekerjaan Tangga

Pekerjaan tangga dilakukan secara manual, setelah pengecoran balok. Adapun langkah – langkah pekerjaan tangga antara lain :

1. Pemasangan bekisting tangga
2. Penulangan plat tangga dan anak tangga, baik tulangan utama maupun tulangan geser.
3. Pengecoran tangga.

10.4.7 Pemasangan Elemen Pelat

Adapun langkah-langkah pemasangan elemen pelat pracetak sebagai berikut :

1. Pemasangan elemen pelat pracetak dipasang setelah balok pracetak terpasang.
2. Penulangan pelat meliputi tulangan lentur dan tulangan stud pelat
3. Pengecoran overtopping setebal 5 cm
4. Alat yang dipergunakan adalah crane untuk mengangkat elemen pelat pracetak dan dibantu dengan scaffolding/ tiang perancah.

10.5 Transportasi Elemen Beton Pracetak

10.5.1 Sistem Transportasi

Sistem transportasi di sini 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 komponen tertentu dimana panjangnya cukup panjang 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.

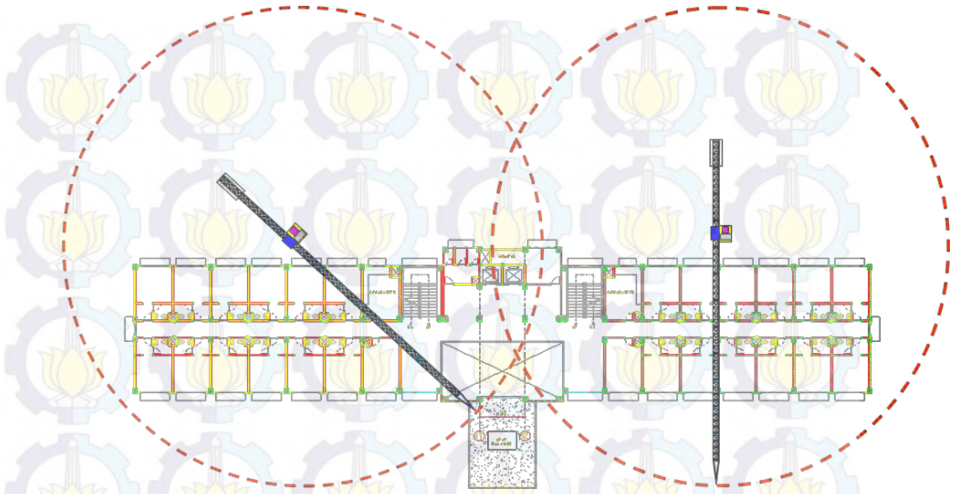
Di areal pabrikasi dan lokasi proyek juga diperlukan sarana untuk pemindahan komponen beton pracetak yang biasa mempergunakan mobile crane, rail crane, gantry atau tower crane. Tersedianya alat angkat ini juga akan mempengaruhi ukuran dari komponen beton pracetaknya.

10.5.2 Jadwal Pengangkutan Elemen Beton Pracetak

Dalam jadwal pengangkutan/ pemindahan perlu dipertimbangkan beberapa hal-hal sebagai berikut :

1. Ijin penggunaan jalan utama untuk mobil jenis truk yang diperbolehkan untuk dilewati ke areal proyek.
2. Tersedianya peralatan angkat mobile crane atau tower crane yang siap pakai untuk menurunkan/ menaikkan komponen beton pracetak dari dan ke alat angkut baik di areal pabrik maupun di lokasi proyek.

10.5.3 Penempatan Crane



Gambar 10.3 Denah Penempatan Crane

BAB XI

KESIMPULAN DAN SARAN

11.1 Kesimpulan

Dengan penggunaan elemen pracetak pada gedung akan didapat banyak keuntungan, diantaranya adalah control kualitas beton dan waktu pengerjaan.

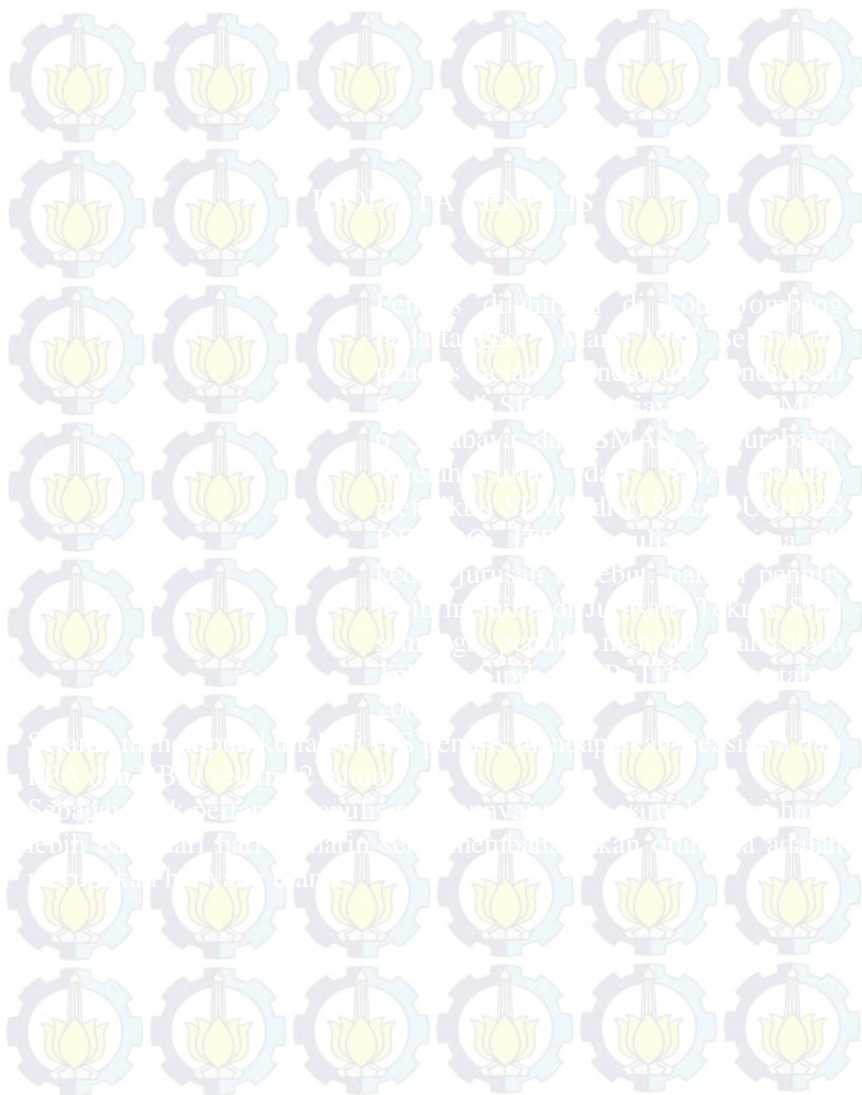
Dari perancangan struktur yang dilakukan maka dapat ditarik kesimpulan :

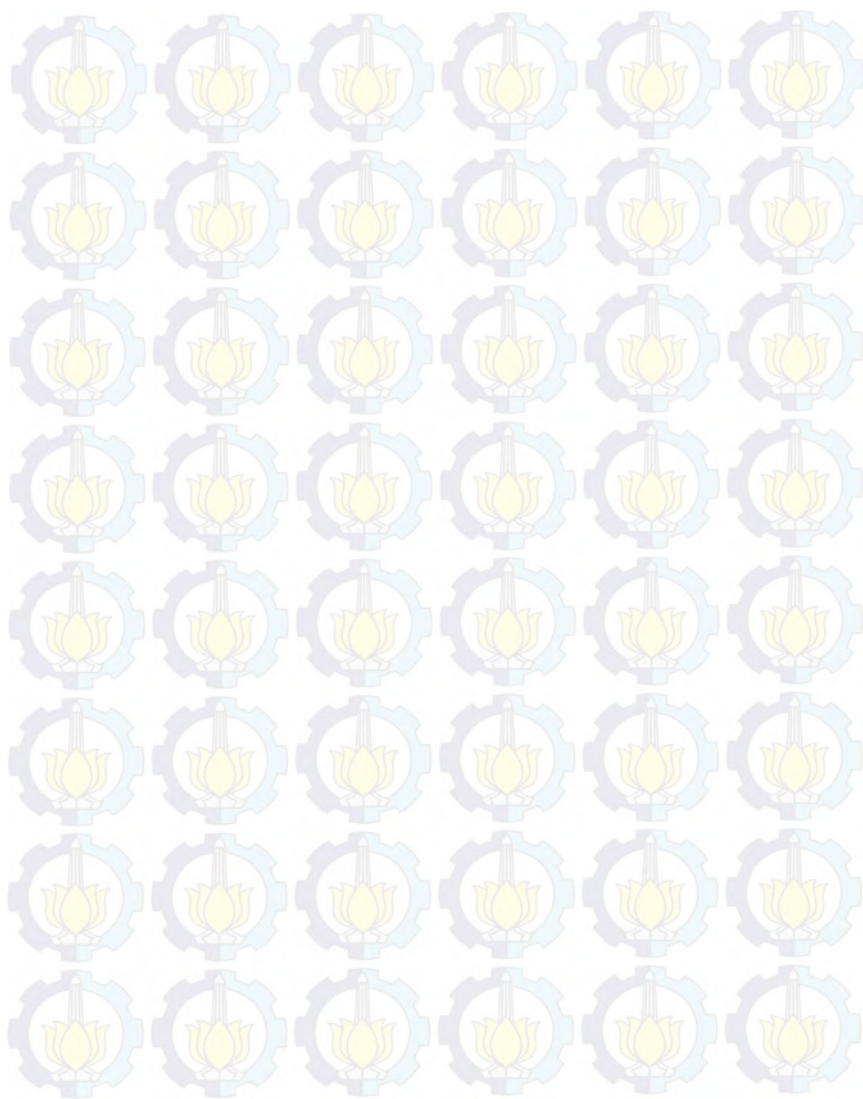
1. Dari hasil modifikasi perancangan struktur gedung Asrama Mahasiswa UGM Yogyakarta Kompleks Kinanti didapatkan data-data perencanaan sebagai berikut :
 - a. Tebal plat atap dan plat lantai : 12 cm
 - b. Dimensi kolom : 60 x 90 cm (tulangan utama D25 mm dan sengkang Ø 16 mm)
 - c. Dimensi balok induk : 40 x 70 cm (tulangan utama D25 mm dan sengkang Ø16 mm)
 - d. Dimensi balok anak : 30 x 50 cm (tulangan utama D22 mm dan sengkang Ø10 mm)
 - e. Tebal shearwall : 45 cm (tul Ø 16-300)
2. Perencanaan pondasi direncanakan dengan tiang pancang diameter 60 cm.
3. Pengaplikasian elemen pracetak pada suatu gedung dapat dibuat mendekati sifat monolit , bergantung dari perencanaan sambungannya.
4. Sistem pracetak cocok untuk diterapkan pada bangunan yang berada pada zona gempa rendah dan sedang.

5. Pelaksanaan metode pracetak sangat dimungkinkan untuk dilaksanakan, namun membutuhkan ketelitian dan keahlian dalam proses pembuatan hingga pemasangannya.

11.2 Saran

1. Masih perlu lagi pengembangan teknologi Pracetak agar lebih efisien dalam penggunaannya, mempercepat waktu pelaksanaan, kualitas beton terjamin, serta lebih mudah dalam pengaplikasiannya.
2. Masih perlunya dibuatnya standardisasi dan peraturan mengenai beton pracetak yang sesuai dengan keadaan lingkungan dan alam Indonesia.





DAFTAR PUSTAKA

Departemen Pekerjaan Umum, 2002, **Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-2847-2002)**, Yayasan LPMB, Bandung

Badan Standardisasi Nasional.2005.**Revisi SNI 03-1727-1989 Tata Cara Perhitungan Pembebanan Untuk Bangunan Rumah dan Gedung.**

Badan Standardisasi Nasional.201X.**SNI 03-1726-201X. Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung.**

Departemen Pekerjaan Umum.1971.**Peraturan Beton Bertulang Indonesia.Jakarta:Direktorat Jenderal Cipta Karya.**

Nawy, Edward G,Dr.P.E.1998.**Beton Bertulang Suatu Pendekatan Dasar.Jakarta:Erlangga.**

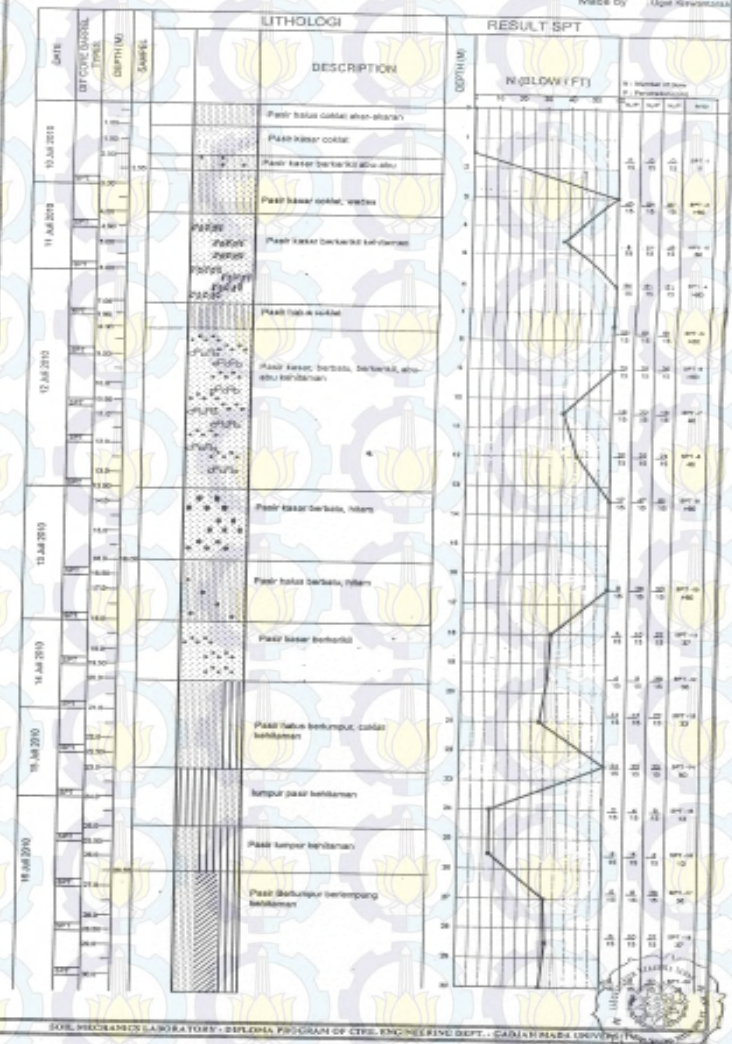
PCI.2004.**PCI Design Handbook Precast and Prestress Concrete Sixth Edition.**Chicago:Illinois.

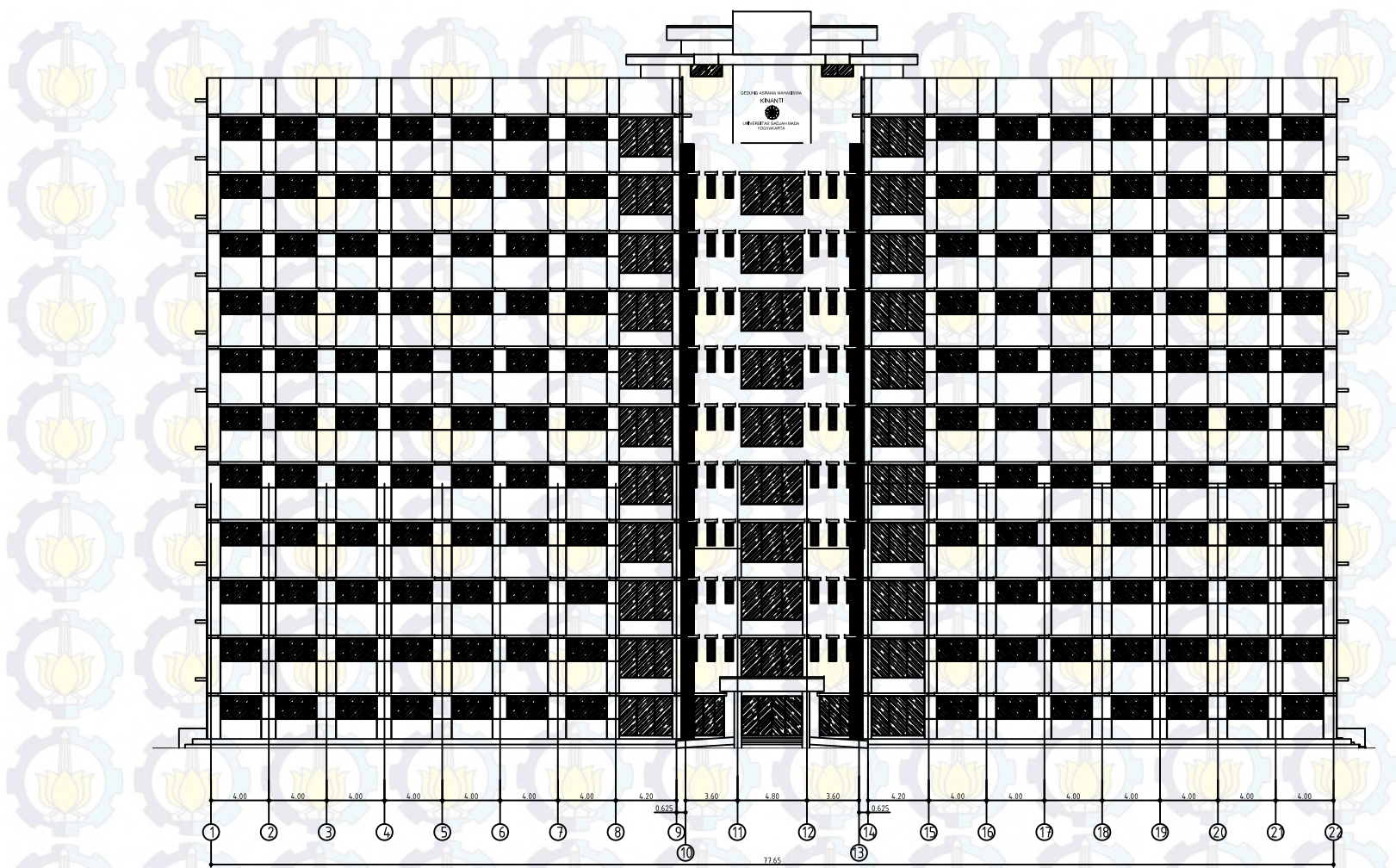
Purwono, Rachmat.2005.**Perencanaan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa.**Surabaya:ITS Press.

Wahyudi,Herman.1999.**Daya Dukung Pondasi Dalam**, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Jurusan Teknik Sipil, Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya.

Project Location : Pembangunan Arsitek Mahasiswa
 Location : Kincah Baka
 Bore Hole : BH 1

Elevation : ± 0.06 m
 Date : 14 Jul 2019
 Made by : (Ugi Nurwanto)

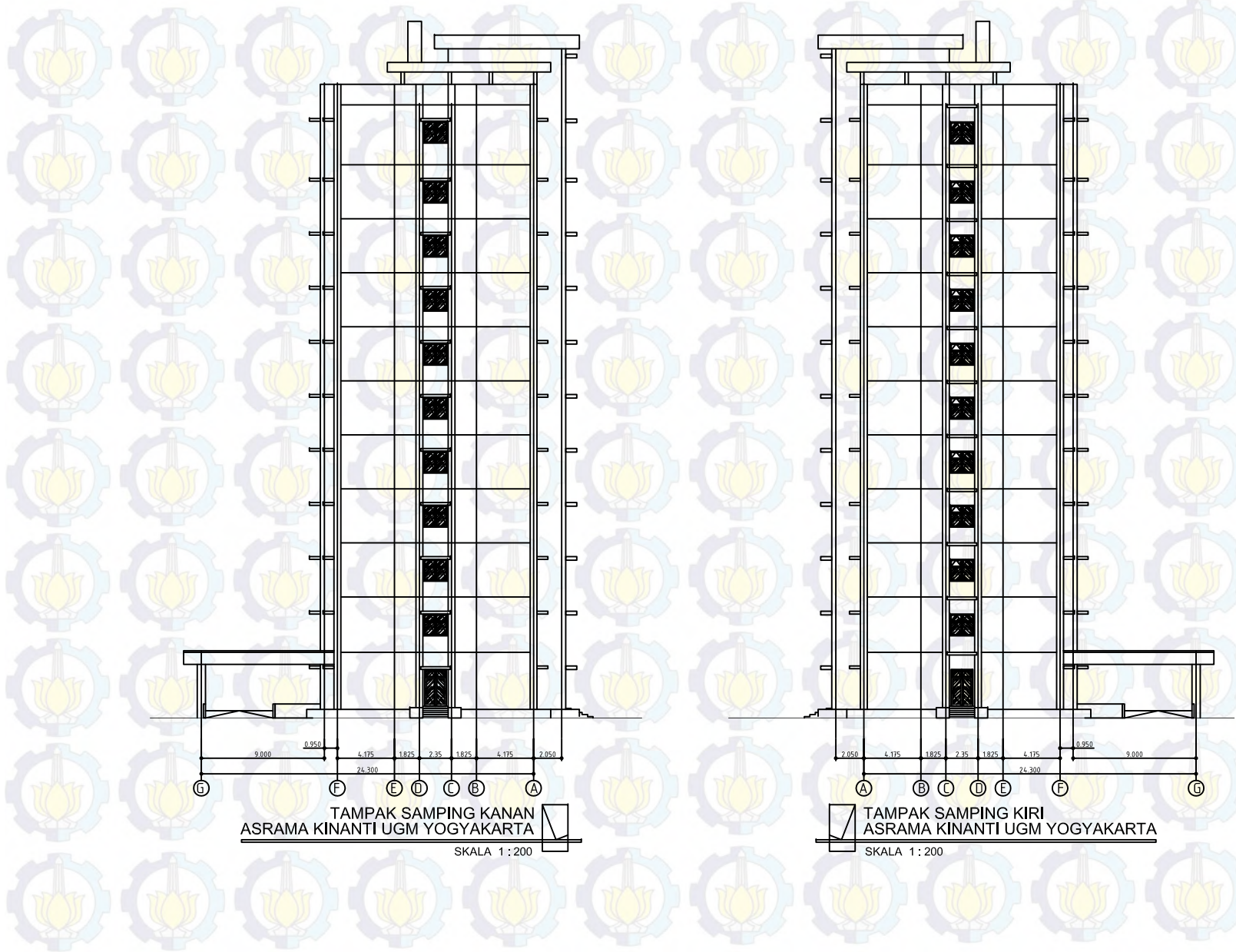




**TAMPAK DEPAN
ASRAMA KINANTI UGM YOGYAKARTA**

SKALA 1 : 200

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN		
JURUSAN :		
TEKNIK SIPIL LINTAS JALUR		
JUDUL TUGAS AKHIR		
MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG ASRAMA MAHASISWA UGM KOMPLEKS KINANTI YOGYAKARTA MENGGUNAKAN METODE PRACAST (PRECAST) DENGAN SISTEM RANCAU GEDUNG (BUILDING FRAM SYSTEM) SESUAI SNI 03-2847-2002 DAN SNI 03-1726-201X		
REVISI :		
DISETUJUI : TTD DOSEN PEMBIMBING I : Ir. KURDIAN SUPRPTO, MS DOSEN PEMBIMBING II Ir. IMAN WIMBADI, MS MAHASISWA JULIE ERNAWATI E.P. 3109106047 JUDUL GAMBAR :		
TAMPAK DEPAN		
SKALA : 1 : 100		
CATATAN :		
KODE	NO. LEMBAR	JML. LEMBAR
ARS	1	5



TAMPAK SAMPING KANAN
ASRAMA KINANTI UGM YOGYAKARTA
SKALA 1 : 200

TAMPAK SAMPING KIRI
ASRAMA KINANTI UGM YOGYAKARTA
SKALA 1 : 200

TAMPAK SAMPING

SKALA : 1 : 100

CATATAN :

BIODATA PENULIS



Julie Ernawati Eko Priono dilahirkan di Madiun, 31 Juli 1986, merupakan anak pertama dari 2 bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal yaitu di TK Dharma Wanita Ngunut Kawedanan Magetan, SDN Ngunut Kawedanan Magetan, SLTPN 1 Kawedanan Magetan dan SMUN 1 Magetan.

Setelah lulus dari SMUN tahun 2005 penulis mengikuti ujian masuk D-3 ITS dan diterima di jurusan D-3 Teknik Sipil FTSP-ITS yang diselesaikan dalam waktu 3 tahun. Setelah lulus dari D-3 Teknik Sipil tahun 2008, penulis bekerja di PT. PP (Persero) Tbk, kemudian pada bulan Januari 2010 penulis mengikuti ujian masuk program Sarjana Lintas Jalur FTSP – ITS dan diterima dengan Nrp.3109 106 047.

**MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG ASRAMA MAHASISWA UGM
KOMPLEKS KINANTI YOGYAKARTA
MENGUNAKAN METODE PRACETAK
(PRECAST) DENGAN SISTEM RANGKA GEDUNG
(BUILDING FRAME SYSTEM) SESUAI SNI 03-2847-
2002 DAN SNI 03-1726-201X**

**BAB I
PENDAHULUAN**

1.1 Latar Belakang

Seiring dengan perkembangan ilmu pengetahuan dan teknologi di dunia ini, maka berkembang pula disiplin ilmu di bidang Teknik Sipil. Salah satu contohnya adalah perkembangan beton. Pada awalnya dalam pembangunan suatu gedung, untuk mengerjakan pekerjaan struktur beton pastilah menggunakan metode konvensional/ cor setempat (*cash in situ*). Akan tetapi, akhir – akhir ini sering kita lihat pengerjaan suatu gedung menggunakan metode *precast* (pracetak). Hal ini dilakukan karena semakin tingginya tuntutan untuk menyelesaikan suatu pekerjaan konstruksi yang cepat, efisien dan aman. Metode *precast* memiliki kelebihan diantaranya : Tidak membutuhkan tempat penyimpanan material yang luas, waktu pengerjaan lebih efisien dibandingkan dengan cor setempat, kualitas beton lebih terjamin, mengurangi material – material bekisting, tidak membutuhkan banyak tenaga kerja.

Metode pracetak lebih tepat jika diaplikasikan pada zona gempa rendah (Zona 1 & 2) karena frekuensi gempanya jarang dan intensitas gempa tidak terlalu besar. Apabila beton *precast* diaplikasikan di wilayah gempa sedang dan tinggi, maka akan memerlukan perilaku yang berbeda mengingat material bahan bangunan memiliki batas kekuatan tertentu untuk menahan beban - beban. Pada Tugas Akhir ini Gedung akan direncanakan dengan Sistem Rangka Gedung (Building Frame System) menggunakan beton pracetak pada struktur plat lantai dan baloknya dan diasumsikan dibangun pada zona gempa sedang (zona 3). Salah satu hal yang harus dipenuhi untuk kelayakan sebuah gedung adalah harus mampu menahan semua beban- beban yang ada . Kemampuan bangunan untuk menahan semua

beban bukan berarti bahwa bangunan tersebut akan tetap berdiri kokoh apabila diberi beban yang melebihi persyaratan, tetapi bangunan tersebut akan menghasilkan perilaku yang baik (tidak akan langsung runtuh) ketika hal tersebut terjadi. Sehingga adanya korban jiwa akibat keruntuhan bangunan bisa dihindarkan. Oleh karena itu, untuk merencanakan bangunan perlu diperhitungkan juga bagaimana mendimensi strukturnya agar mampu menahan beban – beban yang bekerja dan bagaimana pula merencanakan detailingnya.

Sistem Rangka Gedung (SRG) terdapat rangka ruang lengkap yang memikul beban gravitasi, sedangkan beban lateral dipikul oleh dinding struktural. Dinding structural di wilayah gempa rendah (Zona 1 & 2) dan sedang (Zona 3 & 4) tidak perlu didetail khusus. Walau dinding struktural direncanakan memikul seluruh beban gempa, namun rangka balok kolom di atas harus diperhitungkan terhadap efek simpangan lateral dinding struktural oleh beban gempa rencana. Mengingat rangka tersebut di tiap lantai masih menyatu dengan dinding struktur melalui lantai – lantai. Berdasarkan kondisi di atas, maka dalam penulisan tugas akhir ini penulis melakukan modifikasi gedung yang semula gedung Asrama Mahasiswa UGM Kompleks Kinanti yang terletak di Jl. Kaliurang Km. 05 Gg. Kinanti, Berek, Yogyakarta yang dalam konstruksinya menggunakan metode konvensional ini dimodifikasi menggunakan pracetak (*precast*) dengan metode Sistem Rangka Gedung (Building Frame System) mengacu pada SNI 03-2847-2002.

1.2 Perumusan Masalah

1.2.1 Masalah Utama

Permasalahan utama pada modifikasi struktur gedung Asrama Mahasiswa UGM Komplek Kinanti adalah bagaimana merencanakan struktur gedung Asrama Mahasiswa UGM Komplek Kinanti menggunakan beton pracetak (*precast*) yang mengacu pada SNI 03-2847-2002.

1.2.2 Detail Masalah

Permasalahan detail pada modifikasi struktur gedung Asrama Mahasiswa UGM Komplek Kinanti antara lain :

1. Bagaimana merencanakan dimensi beton pracetak yang efisien dan mampu menahan beban – beban yang bekerja.

2. Bagaimana merencanakan struktur bangunan yang mampu menahan beban lateral, gravitasi maupun beban gempa.
3. Bagaimana merencanakan detailing sambungan pada komponen pracetak.
4. Bagaimana menuangkan hasil perhitungan ke dalam gambar teknik.

1.3 Tujuan

1.3.1 Tujuan Utama

Tujuan utama pada modifikasi struktur gedung Asrama Mahasiswa UGM Komplek Kinanti adalah untuk mendapatkan perencanaan struktur gedung Asrama Mahasiswa UGM Komplek Kinanti menggunakan beton pracetak (*precast*) yang mengacu pada SNI 03-2847-2002.

1.3.2 Detail Tujuan

Tujuan pada modifikasi struktur gedung Asrama Mahasiswa UGM Komplek Kinanti adalah:

1. Mendapatkan dimensi beton pracetak yang efisien sesuai dengan SNI 03-2847-2002.
2. Mendapatkan struktur bangunan yang mampu menahan beban lateral, gravitasi, maupun beban gempa.
3. Mampu merencanakan detailing sambungan pada komponen pracetak.
4. Mampu menuangkan hasil perencanaan ke dalam gambar teknik.

1.4 Batasan Masalah

Adapun batasan masalah dalam perhitungan Tugas Akhir “Modifikasi Struktur Gedung Asrama Mahasiswa UGM Komplek Kinanti Menggunakan Beton Pracetak Dengan Metode Building Frame System” ini adalah :

1. Perhitungan struktur sekunder antara lain :
 - a. Struktur sekunder : dengan material beton pracetak pada pelat lantai, dengan material beton bertulang biasa pada tangga dan *shear wall*
2. Perhitungan struktur primer meliputi :
 - a. Struktur utama: dengan material beton pracetak pada balok dan beton bertulang biasa pada kolom
3. Perencanaan struktur bangunan bawah meliputi :
 - a. Sloof : dengan material beton bertulang

- b. Poer : dengan material beton bertulang
 - c. Pondasi : dengan tiang pancang
4. Analisa struktur :
 - a. Metode yang digunakan adalah metode Sistem Rangka Gedung (SRG)
 - b. Beban gempa pada struktur dihitung dengan metode analisis beban statik ekuivalen.
 - c. Perhitungan analisa struktur untuk memperoleh gaya-gaya dalam (bidang M, D, dan N) menggunakan program SAP 2000.
 5. Pada perencanaan ini tidak meninjau segi biaya dan metode pelaksanaan.

1.5 Manfaat

Adapun manfaat dari penyusunan Tugas Akhir “Modifikasi Struktur Gedung Asrama Mahasiswa UGM Komplek Kinanti Menggunakan Beton Pracetak Dengan Metode Building Frame System” ini adalah :

- a. **Manfaat Untuk Masyarakat Global**
Manfaat yang dapat diambil dari modifikasi struktur gedung Asrama Mahasiswa UGM Komplek Kinanti menggunakan beton pracetak adalah dapat memberikan wawasan kepada masyarakat bahwa dalam mengerjakan beton itu tidak hanya bisa dengan metode konvensional (*cor ditempat*) tetapi juga bisa dengan sistem *precast*.
- b. **Manfaat Untuk Dunia Teknik Sipil**
Manfaat yang dapat diambil dari modifikasi struktur gedung Asrama Mahasiswa UGM Komplek Kinanti menggunakan beton pracetak untuk dunia Teknik Sipil adalah memberikan referensi building code yaitu SNI 03-2847-2002 yang bisa dijadikan acuan dalam perencanaan.
- c. **Manfaat Untuk Diri Sendiri**
Manfaat yang dapat diambil dari modifikasi struktur gedung Asrama Mahasiswa UGM Komplek Kinanti menggunakan beton pracetak untuk diri sendiri adalah bisa lebih memahami disiplin ilmu yang telah diperoleh selama perkuliahan terutama mengenai beton pracetak yang mengacu pada SNI 03-2847-2002.

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

Beban mati : berat seluruh bahan konstruksi gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai,

atap, plafon, tangga, dinding partisi, finishing, komponen arsitektural dan structural lainnya dan peralatan layan termasuk berat keran. (Revisi SNI 03-1727-1989, Pasal 3.1)

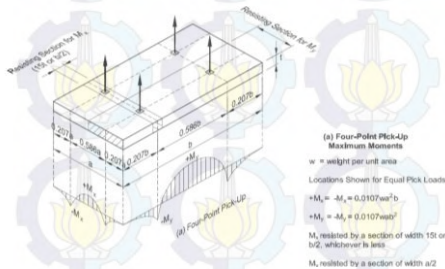
Beban hidup: beban yang dihasilkan akibat penggunaan dan penghunian gedung atau struktur lainnya tetapi tidak termasuk beban – beban konstruksi atau beban lingkungan, seperti beban angin, beban air hujan, beban gempa, beban air banjir, atau beban mati. (Revisi SNI 03-1727-1989, Pasal 4.1)

Beban Gempa

Kriteria arah pembebanan

Arah penerapan gaya seismik yang digunakan dalam desain harus merupakan arah yang akan menghasilkan pengaruh beban paling kritis. (SNI 03-1726-201X, Pasal 7.5.1)

Titik Angkat dan Sokongan Pengangkatan Pelat

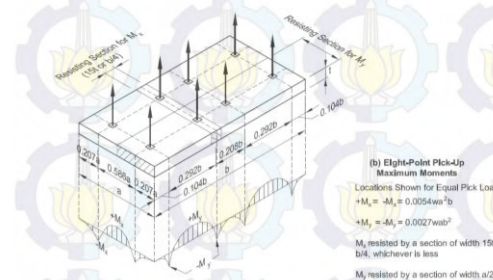


Maksimum Momen (pendekatan) :

$$+M_x = -M_x = 0.0107 w a^2 b$$

$$+M_y = -M_y = 0.0107 w a b^2$$

Pengangkatan pelat dengan 4 titik



$$+M_x = -M_x = 0.0054 w a^2 b$$

$$+M_y = -M_y = 0.0027 w a b^2$$

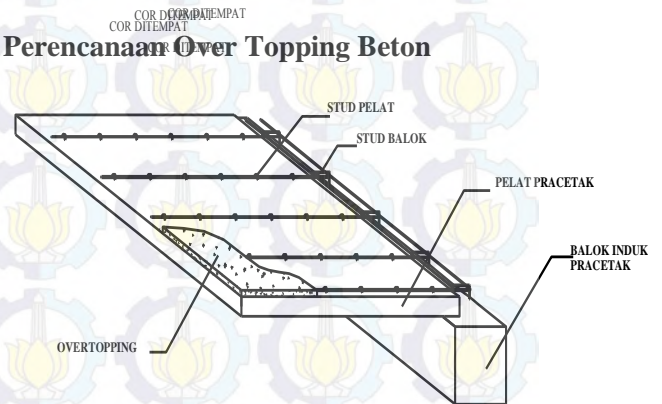
Pengangkatan pelat dengan 8 titik

Perencanaan Sambungan

Dalam perencanaan sambungan pracetak, gaya – gaya disalurkan dengan cara menggunakan

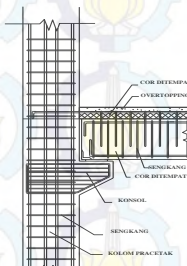
sambungan grouting, kunci geser, sambungan mekanis, sambungan baja tulangan, pelapisan dengan beton bertulang cor setempat, atau kombinasi cara – cara tersebut.

Perencanaan Over Topping Beton



Perencanaan Sambungan Balok dengan Kolom

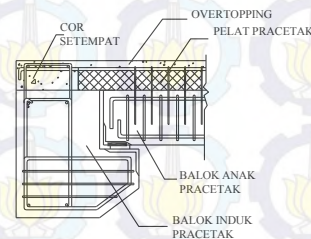
Pemilihan sambungan balok-kolom dengan menggunakan konsol pendek dan las, karena sambungan ini mempunyai beberapa kelebihan. Kelebihan dari sambungan ini adalah pemasangan yang mudah saat pelaksanaan dan sambungannya rapi.



Sambungan balok kolom

Perencanaan Sambungan Balok Induk Dengan Balok Anak

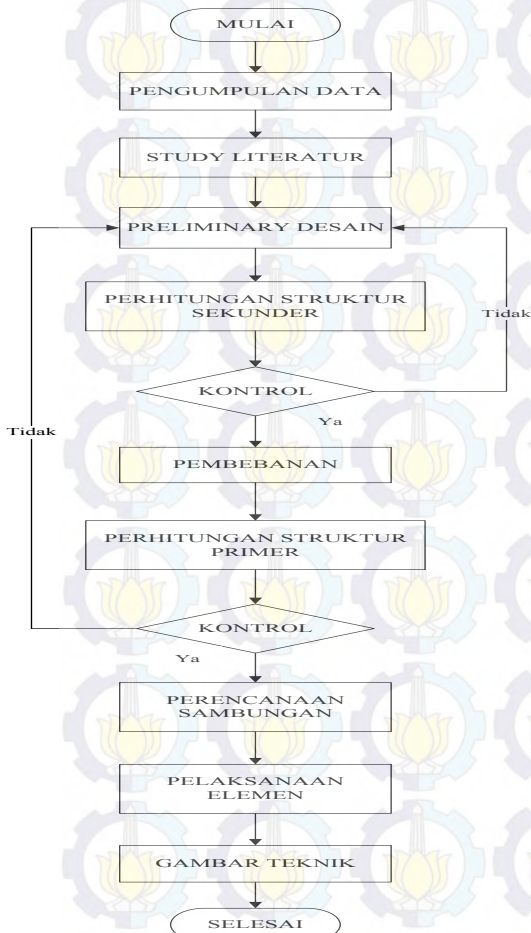
Pada prinsipnya hampir sama dengan konsol pendek pada sambungan kolom-balok. Yang membedakan adalah konsol pendek di buat pada tengah bentang balok induk. Balok anak kemudian diletakkan di balok induk.



Sambungan balok induk dengan balok anak

BAB III METODOLOGI

Diagram Alir



Data Umum Bangunan yang Sudah Ada

- Tipe Bangunan : Asrama
- Letak bangunan : Jauh dari pantai
- Tinggi bangunan : 45 m
- Jumlah lantai : 10 lantai
- Struktur bangunan : Beton bertulang cor di tempat (*cast in site*)
- Atap : Beton bertulang cor di tempat (*cast in site*)
- Struktur pondasi pancang : Pondasi tiang
- Mutu beton (f'_c) utama : 30Mpa (struktur)
- Mutu beton (f'_c) bawah : 30Mpa (struktur)
- Mutu baja (f_y) : 400Mpa

BAB IV PRELIMINARY DESIGN

Tabel dimensi balok induk

Kode Balok Induk	Bentang Bersih (L_b)	$h=1/14*L_b$	b	h_{pakai}	b_{pakai}	dimensi
BI 1	800.00	57.14	38.10	70.00	40.00	40/70
BI 2	835.00	59.64	39.76	70.00	40.00	40/70
BI 3	600.00	42.86	28.57	70.00	40.00	40/70

Tabel dimensi balok anak

Kode Balok Anak	Bentang Bersih (L_b)	$h=1/21*L_b$	b_{min}	h_{pakai}	b_{pakai}	dimensi
BA 1	800.00	38.10	25.40	50.00	30.00	30/50
BA 2	835.00	39.76	26.51	50.00	30.00	30/50
BA 3	600.00	28.57	19.05	50.00	30.00	30/50

Perancangan Dimensi Kolom

$$\frac{I_{kolom}}{L_{kolom}} \geq \frac{I_{balok}}{L_{balok}}$$

Kolom $L=4,00$ m dimensi 60 x 90 cm

Perancangan Dimensi Sloof

Sloof dimensi 30 x 40 cm

Perancangan Tebal Pelat

Pelat lantai dan pelat atap tebal 12 cm

Perancangan Tebal Dinding Geser

Dipakai dinding geser tebal 45 cm

BAB V PERANCANGAN STRUKTUR SEKUNDER

Perencanaan Pelat

Ukuran 4,00 m x 4,175 m ditentukan $a = 4,0$ dan $b = 4,175$

Tebal pelat : 70 mm (sebelum komposit)

Tebal decking : 20 mm

$\beta_1 = 0.85$ untuk $f'_c = 30$ MPa

Diameter tulangan rencana : 10 mm

Mutu tul baja (f_y): 400 Mpa

Mutu beton (f'_c) : 30 Mpa

$$d_x = 80 - 20 - \frac{10}{2} = 55 \text{ mm (sebelum komposit)}$$

Tulangan terpasang pada pelat

Tipe Pelat	Tulangan Terpasang mm^2			
	Tulangan Lapangan		Tulangan Tumpuan	
	Arah X	Arah Y	Arah X	Arah Y
S1 (4,00 m x 4,175 m)	ϕ 10-400	ϕ 10-400	ϕ 10-200	ϕ 10-200
	$A_s = 196,34mm^2$	$A_s = 196,34mm^2$	$A_s = 392,69 mm^2$	$A_s = 392,69 mm^2$

Perancangan Tangga

Perletakkan sendi dan rol pada bagian bordes

Mutu beton (f_c') = 30 Mpa

Mutu baja (f_y) = 400 Mpa

Tinggi antar lantai = 400 cm

Panjang bordes = 200 cm

Panjang tangga = 600 cm

Lebar tangga = 180 cm

Tebal pelat miring = 15 cm

Tebal pelat bordes = 15 cm

Diameter tulangan lentur = 16 mm

Tebal selimut beton = 20 mm

Tinggi tanjakan (t) = 17

Lebar injakan (i) = 35

Syarat perancangan :

$$60 \leq 2.t + i \leq 65$$

Lebar injakan (i) diambil : 35 cm

$$60 \leq 2.t + 27 \leq 65$$

$$16.5 \leq t \leq 19$$

Tinggi tanjakan (t) diambil 16 cm

$$\text{Jumlah tanjakan (nt)} = \frac{400}{16} = 25 \text{ buah}$$

$$\text{Jumlah injakan (ni)} = nt - 1 = 25 - 1 = 24 \text{ buah}$$

Syarat kemiringan tangga

$$20 \leq \alpha \leq 40$$

$$\alpha = \text{arc tg} \left(\frac{16}{35} \right) = 24,56^\circ < 40^\circ \dots \text{Ok}$$

tr = tebal rata - rata

$$x = (i/2) \sin \alpha$$

$$= (35/2) \sin 24,56^\circ$$

$$= 7,27 \text{ cm}$$

$$x = 7,27 \text{ cm}$$

Tebal pelat total rata-rata

$$= \text{tebal pelat tangga} + x$$

$$= 15 + 7,27 = 22,27 \text{ cm}$$

Digunakan tulangan lentur ϕ 19-100 mm

Perancangan Balok Anak 30/ 50

Tebal selimut beton = 40 mm

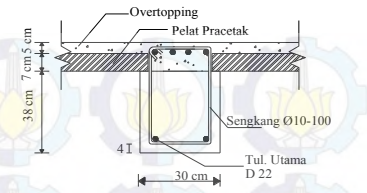
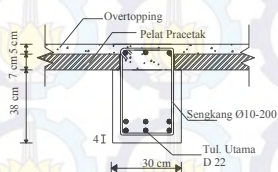
Diameter tulangan utama = 22 mm

Diameter tulangan sengkang = 10 mm

f_c' = 30 Mpa

f_y = 400 Mpa

Tinggi efektif = $500 - 40 - 10 - \frac{1}{2} (22) = 439 \text{ mm}$



Tulangan tumpuan balok anak

BAB VI

PEMBEBANAN DAN ANALISA GEMPA

Kelas Situs	Parameter Respon Spektral Percepatan Gempa MCE_R terpetakan pada perioda pendek $T=0.2$ detik, S_s				
	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.5$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1$	$S_s \geq 1,25$
SA	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
SB	1	1	1	1	1
SC	1.2	1.2	1.1	1	1
SD	1.6	1.4	1.2	1.1	1
SE	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
SF	SS ^b				

Site Coefficient F_a

Kelas Situs	Parameter Respon Spektral Percepatan Gempa MCE_R terpetakan pada perioda pendek $T=0.2$ detik, S_1				
	$S_1 \leq 0.25$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \geq 0.5$
SA	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
SB	1	1	1	1	1
SC	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
SD	2.4	2	1.8	1.6	1.5
SE	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
SF	SS ^b				

Site Coefficient F_v

Dari peta wilayah gempa diatas didapat :
 $S_s = 0.7$ (batas atas), $S_1 = 0.25$ (batas atas)

$$F_a = 1.4 + \left(\frac{0.7 - 0.5}{0.75 - 0.5} \cdot (1.1 - 1.2) \right) = 1.32$$

$$F_v = 1.9$$

$$S_{MS} = F_a \times S_s$$

$$S_{MS} = 1.32 \times 0.7 = 0.924$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1$$

$$S_{M1} = 1.9 \times 0.25 = 0.475$$

Parameter percepatan respons spektral

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} = \frac{2}{3} \times 0.924 = 0.616$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} = \frac{2}{3} \times 0.475 = 0.317$$

Nilai S_{DS}	Kategori Resiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0.167$	A	A
$0.167 \leq S_{DS} < 0.33$	B	C
$0.33 \leq S_{DS} < 0.50$	C	D
$0.5 \leq S_{DS}$	D	D

Dari tabel diatas didapatkan untuk $S_{DS} > 0.5$ dengan kategori resiko I sampai IV masuk dalam kategori desain D

Faktor R , C_d , Ω_0 untuk sistem penahan gaya seismic

Sistem Rangka	R	Ω_0	C_d	Kategori desain				
				B	C	D	E	F
1. Rangka baja dengan bresing eksentris	8	2	4	TB	TI	48	48	30
2. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	6	2	5	TB	TI	48	48	30
3. Rangka baja dengan bresing konsentris biasa	$3\frac{1}{4}$	2	$3\frac{1}{4}$	TB	TB	10^j	10^j	TI _j
4. Dinding geser beton bertulang khusus	6	$2\frac{1}{2}$	5	TB	TB	48	48	30
5. Dinding geser beton bertu lang biasa	5	$2\frac{1}{2}$	$4\frac{1}{2}$	TB	TB	TI	TI	TI

Periode hasil analisa dinamis (T_c)

Mode	Period (T_c)	
	uncracked	cracked
1	1,414460	1,562266
2	1,394035	1,543120
3	1,275601	1,401552
4	0,432791	0,473104
5	0,427199	0,470431
6	0,388161	0,424664
7	0,230000	0,250578
8	0,227245	0,246494
9	0,203683	0,221428
10	0,156712	0,169316
11	0,152561	0,166945
12	0,141071	0,144447

Simpangan hasil analisa dinamis

Story	hi	dx	dy
12	2	0,0388	0,0389
11	3	0,0380	0,0386
10	4	0,0378	0,0379
9	4	0,0357	0,0367

Story	hi	dx	dy
8	4	0,0323	0,0365
7	4	0,0311	0,0356
6	4	0,0279	0,0253
5	4	0,0260	0,0213
4	4	0,0256	0,0138
3	4	0,0141	0,0013
2	4	0,0138	0,0011
1	4	0,0012	0,0010

Kontrol simpangan antar lantai (kontrol drift)

Story	hi	dx	$\Delta_{a,x}$	Cek	dy	$\Delta_{a,y}$	Cek
12	2	0,001125	0,06	OK	0,001245	0,06	OK
11	3	0,001125	0,06	OK	0,001233	0,06	OK
10	4	0,00114	0,06	OK	0,001238	0,06	OK
9	4	0,001139	0,06	OK	0,001234	0,06	OK
8	4	0,001139	0,06	OK	0,001234	0,06	OK
7	4	0,00112	0,06	OK	0,001202	0,06	OK
6	4	0,001066	0,06	OK	0,001132	0,06	OK
5	4	0,000815	0,06	OK	0,000848	0,06	OK
4	4	0,000685	0,06	OK	0,000670	0,06	OK
3	4	0,000653	0,06	OK	0,000630	0,06	OK
2	4	0,000599	0,06	OK	0,000615	0,06	OK
1	4	0,00028	0,06	OK	0,000282	0,06	OK

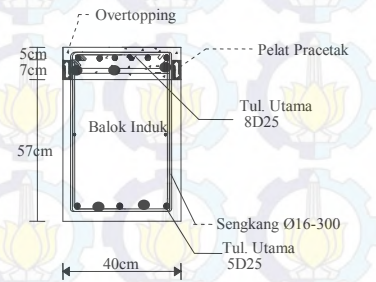
BAB VII

ANALISA STRUKTUR UTAMA

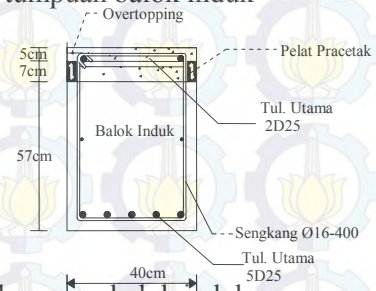
Perancangan Balok Induk

- Mutu Beton (f_c') : 30 Mpa
- Mutu Baja (f_y) : 400 Mpa
- Dimensi Balok : 40/70 cm – 8,0 m
- Direncanakan menggunakan tulangan diameter 25 mm

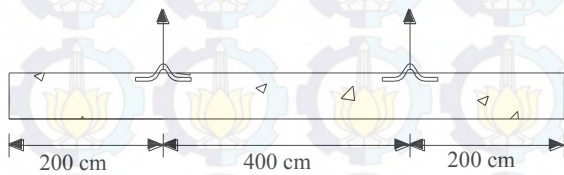
- $\rho_{max} = 0,027$ $\rho_{min} = 0,0035$
 $m = 15,686$



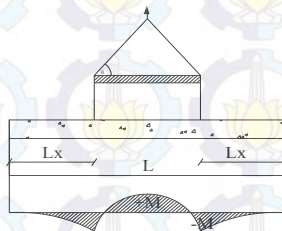
Penulangan tumpuan balok induk



Penulangan lapangan balok induk



Jarak Tulangan Angkat



Momen saat pengangkatan

Perancangan Kolom

- Dimensi kolom = 600x 900 mm²
- Tinggi kolom = 3100 mm
- Mutu Beton (fc') = 30 Mpa
- Mutu Baja (fy) = 400 Mpa
- Decking = 40 mm
- Tulangan Utama = D 25

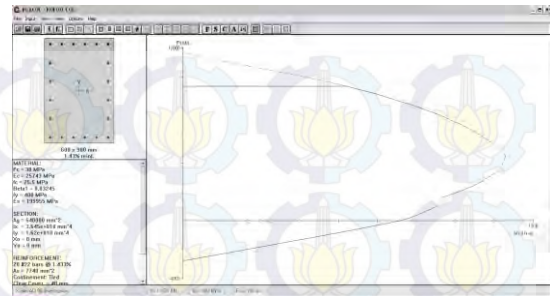
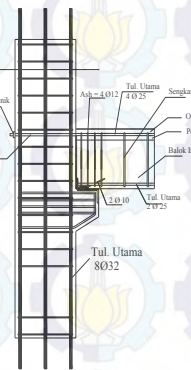


Diagram interaksi desain kolom lantai atap

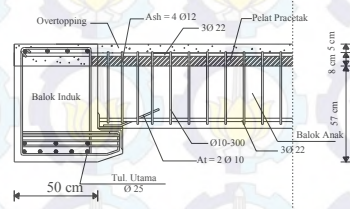
Perancangan Dinding Geser

- Tinggi tiap lantai = 4,00 m
- Tinggi total dinding = 4500 cm
- Tebal Dinding = 45 cm
- Mutu Beton (fc') = 30 Mpa
- Mutu Baja (fy) = 400 Mpa
- Lw = 400 cm

**BAB VIII
PERANCANGAN SAMBUNGAN**



Sambungan balok dengan kolom



Sambungan balok induk dengan balok anak

**BAB IX
PERENCANAAN PONDASI**

Poer kolom :

- Dimensi poer = 4,5 m x 4,5 m x 1m
- Diameter Tulangan = 25 mm
- Selimut beton = 70 mm

Arah x : D 25-150

Arah y : D 25-150

Poer shearwall :

- Dimensi poer = 9,5 m x 9,5 m x 1m
- Diameter Tulangan = 25 mm
- Selimut beton = 70 mm

BAB IX**KESIMPULAN DAN SARAN****Kesimpulan :**

1. Dari hasil modifikasi perancangan struktur gedung Asrama Mahasiswa UGM Yogyakarta Kompleks Kinanti didapatkan data-data perencanaan sebagai berikut :
 - a. Tebal plat atap dan plat lantai : 12 cm
 - b. Dimensi kolom : 60 x 90 cm (tulangan utama D25 mm dan sengkang Ø 16 mm)
 - c. Dimensi balok induk : 40 x 70 cm (tulangan utama D25 mm dan sengkang Ø16 mm)
 - d. Tebal shearwall : 45 cm (tul Ø 16-300)
2. Perencanaan pondasi direncanakan dengan tiang pancang diameter 60 cm.
3. Pengaplikasian elemen pracetak pada suatu gedung dapat dibuat mendekati sifat monolit , bergantung dari perencanaan sambungannya.
4. Sistem pracetak cocok untuk diterapkan pada bangunan yang berada pada zona gempa rendah dan sedang.
5. Pelaksanaan metode pracetak sangat dimungkinkan untuk dilaksanakan, namun membutuhkan ketelitian dan keahlian dalam proses pembuatan hingga pemasangannya.

Saran :

1. Masih perlu lagi pengembangan teknologi Pracetak agar lebih efisien dalam penggunaannya, serta lebih mudah dalam pengaplikasiannya.
2. Masih perlunya dibuatnya standardisasi dan peraturan mengenai beton pracetak yang sesuai dengan keadaan lingkungan dan alam Indonesia.

**MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG ASRAMA MAHASISWA UGM
KOMPLEKS KINANTI MENGGUNAKAN METODE PRACETAK (*PRECAST*)
DENGAN SISTEM RANGKA GEDUNG (*BUILDING FRAME SYSTEM*)
SESUAI SNI 03- 2847- 2002 DAN SNI 03- 1726- 201X**

MAHASISWA :
JULIE ERNAWATI EKO PRIONO
3109 106 047

DOSEN PEMBIMBING :
Ir. KURDIAN SUPRAPTO, MS
Ir. IMAN WIMBADI, MS

POKOK BAHASAN

PENDAHULUAN

METODOLOGI

PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

PERENCANAAN STRUKTUR PRIMER

PERENCANAAN SAMBUNGAN

PERENCANAAN PONDASI

FOTO - FOTO PELAKSANAAN

KESIMPULAN

Latar Belakang

- ❑ Metode pracetak digunakan karena semakin tingginya tuntutan untuk menyelesaikan suatu pekerjaan konstruksi yang cepat, efisien dan aman.
- ❑ Metode precast memiliki kelebihan diantaranya :
 1. Tidak membutuhkan tempat penyimpanan material yang luas,
 2. Waktu pengerjaan lebih efisien dibandingkan dengan cor setempat,
 3. Kualitas beton lebih terjamin, mengurangi material – material bekisting,
 4. Tidak membutuhkan banyak tenaga kerja.

Permasalahan

Permasalahan detail pada modifikasi struktur gedung Asrama Mahasiswa UGM Komplek Kinanti antara lain :

1. Bagaimana merencanakan dimensi beton pracetak yang efisien dan mampu menahan beban – beban yang bekerja.
2. Bagaimana merencanakan struktur bangunan yang mampu menahan beban lateral, gravitasi maupun beban gempa.
3. Bagaimana merencanakan detailing sambungan pada komponen pracetak.
4. Bagaimana menuangkan hasil perhitungan ke dalam gambar teknik.

Tujuan

Tujuan pada modifikasi struktur gedung Asrama Mahasiswa UGM Komplek Kinanti adalah:

- Mendapatkan dimensi beton pracetak yang efisien.
- Mendapatkan struktur bangunan yang mampu menahan beban lateral, gravitasi, maupun beban gempa.
- Mampu merencanakan detailing sambungan pada komponen pracetak.
- Mampu menuangkan hasil perencanaan ke dalam gambar teknik.

Tujuan

Tujuan pada modifikasi struktur gedung Asrama Mahasiswa UGM Komplek Kinanti adalah:

- Mendapatkan dimensi beton pracetak yang efisien.
- Mendapatkan struktur bangunan yang mampu menahan beban lateral, gravitasi, maupun beban gempa.
- Mampu merencanakan detailing sambungan pada komponen pracetak.
- Mampu menuangkan hasil perencanaan ke dalam gambar teknik.

Batasan Masalah

Adapun batasan masalah dalam perhitungan Tugas Akhir “Modifikasi Struktur Gedung Asrama Mahasiswa UGM Komplek Kinanti Menggunakan Beton Pracetak Dengan Metode Building Frame System” ini adalah :

- Perhitungan struktur sekunder antara lain :

Struktur sekunder : dengan material beton pracetak pada pelat lantai, dengan material beton bertulang biasa pada tangga dan *shear wall*

- Perhitungan struktur primer meliputi :

Struktur utama: dengan material beton pracetak pada balok dan beton bertulang biasa pada kolom

- Perencanaan struktur bangunan bawah meliputi :

Sloof : dengan material beton bertulang

Poer : dengan material beton bertulang

Pondasi : dengan tiang pancang

- Analisa struktur :

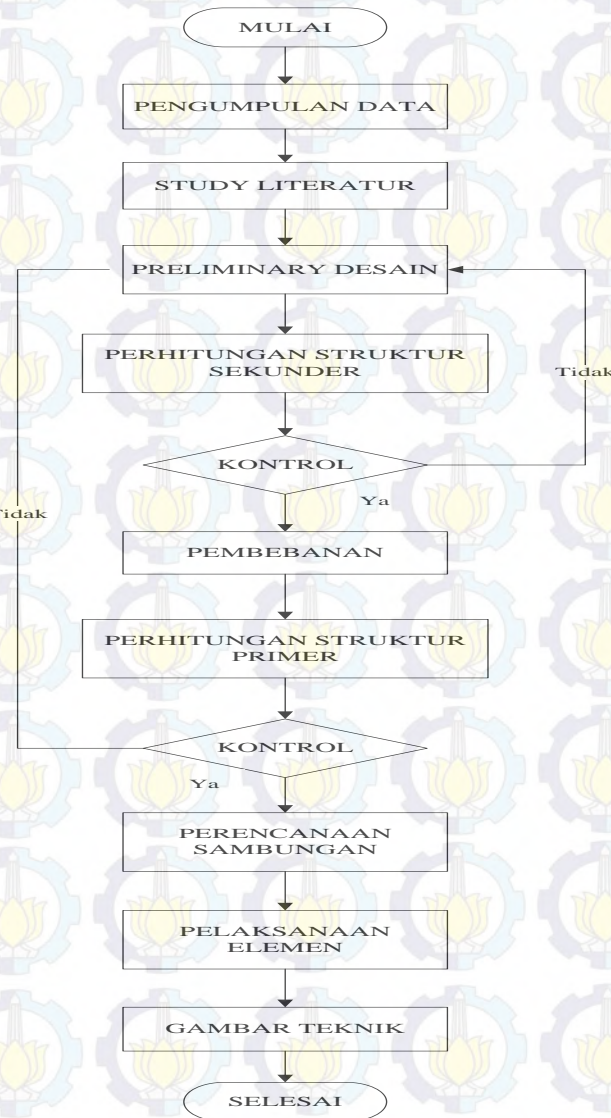
Metode yang digunakan adalah metode Sistem Rangka Gedung (SRG)

Beban gempa pada struktur dihitung dengan metode analisis beban statik ekuivalen.

Perhitungan analisa struktur untuk memperoleh gaya-gaya dalam (bidang M, D, dan N) menggunakan program ETABS.

- Pada perencanaan ini tidak meninjau segi biaya dan metode pelaksanaan.

METODOLOGI



DATA PERENCANAAN

Data Material

- $f_c' = 30 \text{ MPa}$
- $f_y = 400 \text{ MPa}$

Data Umum Bangunan

- Fungsi bangunan : Asrama
- Jumlah lantai : 10 lantai + ruang mesin lift
- Tinggi tiap lantai : 4,00 m
- Tinggi bangunan : 45 m
- Ukuran bangunan = 77,65 m x 14,35 m

PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

1. Pelat :

Data-data perencanaan untuk penulangan plat lantai yaitu :

Dimensi Pelat (4,00 x 4,175)

Tebal Pelat (pracetak + topping cor setempat) 120 mm

Tebal decking 20 mm

Diameter tulangan rencana 10 mm

Mutu tulangan $f_y = 400$ Mpa

Mutu beton $f_c' = 30$ Mpa

Untuk Sebelum komposit :

$$d_x = 80 - 20 - 10/2 = 55 \text{ mm}$$

$$d_y = 80 - 20 - 10 - 10/2 = 45 \text{ mm}$$

Untuk Sesudah Komposit :

$$d_x = 120 - 20 - 10/2 = 95 \text{ mm}$$

$$d_y = 120 - 20 - 10 - 10/2 = 85 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85 \text{ untuk } f_c' = 30 \text{ MPa}$$

PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

Perhitungan penulangan sebelum komposit :

Perhitungan menggunakan koefisien momen PBI 1971 hal 202 didapat persamaan momen:

$$M_{lx} = 0,001 \times q \times Lx^2 \times X \quad \text{nilai } X = 52$$

$$M_{ly} = 0,001 \times q \times Lx^2 \times X \quad \text{nilai } X = 45$$

Maka didapatkan penulangan lentur :

Tipe Pelat	Tulangan Terpasang mm ²	
	Tulangan Lapangan	
	Arah X	Arah Y
A : 4,0 m x 4,175 m	10-240 As = 327,25 mm ²	10-240 As = 327,25 mm ²

PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

Perhitungan penulangan setelah komposit :

Perhitungan menggunakan koefisien momen PBI 1971 hal 202 didapat persamaan momen:

$$Mlx = 0,001 \times q \times Lx^2 \times X \quad \text{nilai } X = 28$$

$$Mly = 0,001 \times q \times Lx^2 \times X \quad \text{nilai } X = 20$$

$$Mtx = -0,001 \times q \times Lx^2 \times X \quad \text{nilai } X = 64$$

$$Mty = -0,001 \times q \times Lx^2 \times X \quad \text{nilai } X = 56$$

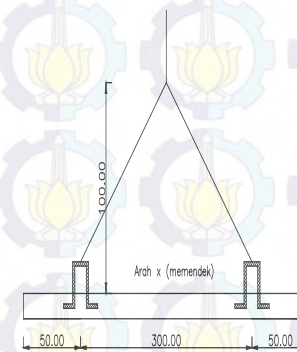
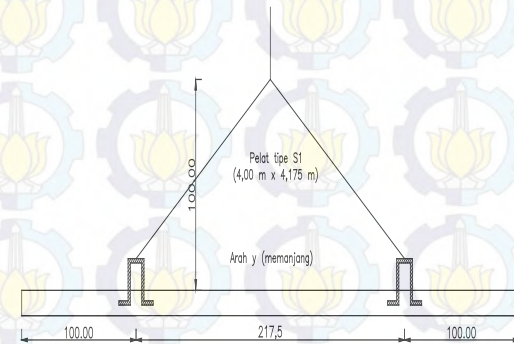
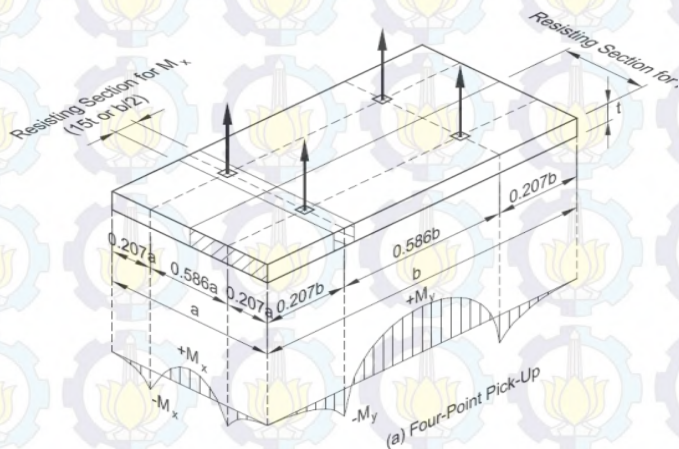
Maka didapatkan penulangan lentur :

Tipe Pelat	Tulangan Terpasang mm ²			
	Tulangan Lapangan		Tulangan Tumpuan	
	Arah X	Arah Y	Arah X	Arah Y
A : 4,0 m x 4,175 m	10-400 As = 196,34 mm ²	10-400 As = 196,34 mm ²	10-400 As = 196,34 mm ²	10-400 As = 196,34 mm ²

PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

Perhitungan Titik Angkat :

Dari PCI Design Handbook Precast and Prestress Concrete didapatkan :



PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

2. Tangga :

Data-data perancangan :

Perletakan sendi dan rol

Mutu beton (f_c') = 30 Mpa

Mutu baja (f_y) = 400 Mpa

Tinggi antar lantai = 400 cm

Panjang bordes = 200 cm

Panjang tangga = 600 cm

Lebar tangga = 360 (2 x 180) cm

Tebal pelat miring = 15 cm

Tebal pelat bordes = 15 cm

Diameter tulangan lentur = 16 mm

Tebal selimut beton = 20 mm

PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

3. Balok Anak 30/50 :

Data-data perencanaan untuk penulangan yaitu :

Dimensi balok (30/50)

Panjang $l = 7,2 \text{ m}$

Tinggi balok pracetak sebelum komposit = 600 mm

Tinggi balok setelah komposit 500 mm

Tebal decking 40 mm

Diameter tulangan rencana 22 mm

Mutu tulangan $f_y = 400 \text{ Mpa}$

Mutu beton $f_c' = 30 \text{ Mpa}$

Tinggi efektif untuk Sebelum komposit :

$$370 - 40 - 10 - \frac{1}{2} \cdot 22 = 309 \text{ mm}$$

Tinggi efektif untuk Sesudah Komposit :

$$500 - 40 - 10 - \frac{1}{2} \cdot 22 = 439 \text{ mm}$$

= 0,85 untuk $f_c' = 30 \text{ MPa}$

ANALISA STRUKTUR

Gedung termasuk dalam kategori resiko IV

Hasil simpangan dari analisa dinamis :

Mode	Period (T_c)	
	uncracked	cracked
1	1,414460	1,562266
2	1,394035	1,543120
3	1,275601	1,401552
4	0,432791	0,473104
5	0,427199	0,470431
6	0,388161	0,424664
7	0,230000	0,250578
8	0,227245	0,246494
9	0,203683	0,221428
10	0,156712	0,169316
11	0,152561	0,166945
12	0,141071	0,144447

Story	hi	dx	dy
12	2	0,0388	0,0389
11	3	0,0380	0,0386
10	4	0,0378	0,0379
9	4	0,0357	0,0367
8	4	0,0323	0,0365
7	4	0,0311	0,0356
6	4	0,0279	0,0253
5	4	0,0260	0,0213
4	4	0,0256	0,0138
3	4	0,0141	0,0013
2	4	0,0138	0,0011
1	4	0,0012	0,0010

PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

Perhitungan Tulangan

Sebelum komposit :

Tulangan tumpuan

3 D 22 ($A_s = 1140,4 \text{ mm}^2$)

Tulangan lapangan

4 D 22 ($A_s = 1520,53 \text{ mm}^2$)

Setelah komposit :

Tulangan tumpuan

4 D 22 ($A_s = 1520,53 \text{ mm}^2$)

2 D 22 ($A_s = 760 \text{ mm}^2$)

Tulangan lapangan

6 D 22 ($A_s = 2280,79 \text{ mm}^2$)

3 D 22 ($A_s = 1140,46 \text{ mm}^2$)

Tulangan geser

Ø12-100 mm

PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA

1. Balok Induk :

Data-data perencanaan untuk penulangan yaitu :

Dimensi balok (40/70)

Panjang $l = 8,00$ m

Tinggi balok pracetak sebelum komposit = 580 mm

Tinggi balok setelah komposit = 700 mm

Tebal decking 40 mm

Diameter tulangan rencana 25 mm

Mutu tulangan $f_y = 400$ Mpa

Mutu beton $f_c' = 30$ Mpa

Tinggi efektif untuk Sebelum komposit :

$$570 - 40 - 16 - \frac{1}{2} \cdot 25 = 501,5 \text{ mm}$$

Tinggi efektif untuk Sesudah Komposit :

$$700 - 40 - 16 - \frac{1}{2} \cdot 25 = 631,5 \text{ mm}$$

$\beta_1 = 0,85$ untuk $f_c' = 30$ MPa

PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA

Perhitungan Tulangan

Sebelum komposit :

Tulangan tumpuan

3 D 25 ($A_s = 1472,6 \text{ mm}^2$)

Tulangan lapangan

6 D 25 ($A_s = 2945,24 \text{ mm}^2$)

Setelah komposit :

Tulangan tumpuan

8 D 25 ($A_s = 1963,5 \text{ mm}^2$)

5 D 25 ($A_s = 981,75 \text{ mm}^2$)

Tulangan lapangan

2 D 25 ($A_s = 981,75 \text{ mm}^2$)

3 D 25 ($A_s = 1472,6 \text{ mm}^2$)

Tulangan geser

Ø16-400

Tulangan angkat

Ø12

PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA

2. Kolom :

Dimensi kolom = $600 \times 900 \text{ mm}^2$

Tinggi kolom = 4000 mm

Mutu Beton (f_c') = 30 Mpa

Mutu Baja (f_y) = 400 Mpa

Decking = 40 mm

Tulangan Utama = $\emptyset 25$

Beugel = $\emptyset 16$

$d' = 600 - 40 - 16 - \frac{1}{2} \cdot 25 = 535,5 \text{ mm}$

PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA

Dari perhitungan penulangan didapatkan :

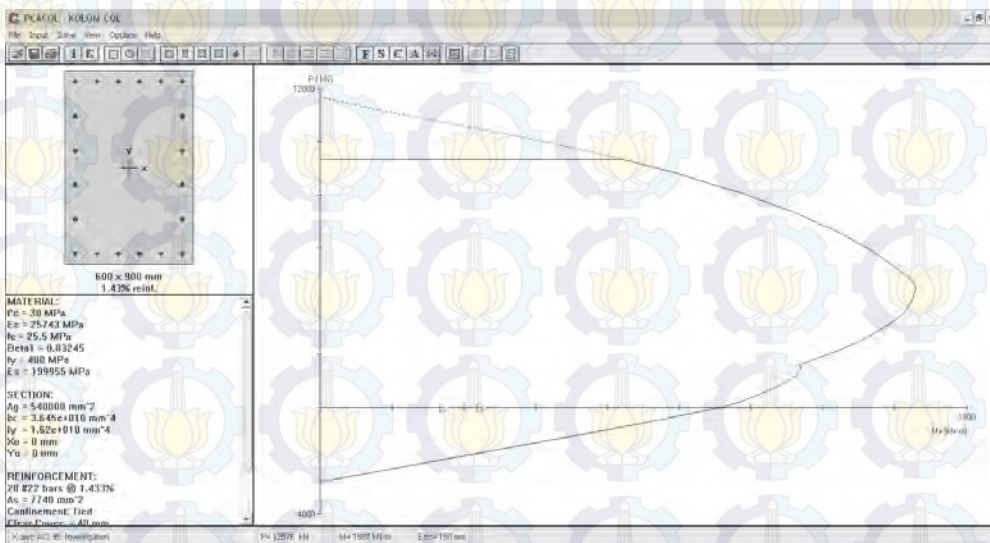
Dipasang tulangan utama

20 D 25 ($A_s = 9812,5 \text{ mm}^2$)

Tulangan Geser

Ø 16 - 200

Pemeriksaan dengan PCA COL



PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA

3. Dinding Geser :

Data-data perancangan :

Tinggi tiap lantai = 4,0 m

Tinggi total dinding = 320 cm

Tebal Dinding = 45 cm

Mutu Beton (f_c') = 30 Mpa

Mutu Baja (f_y) = 400 Mpa

Lw = 400 cm

PERENCANAAN SAMBUNGAN

Jenis Sambungan :

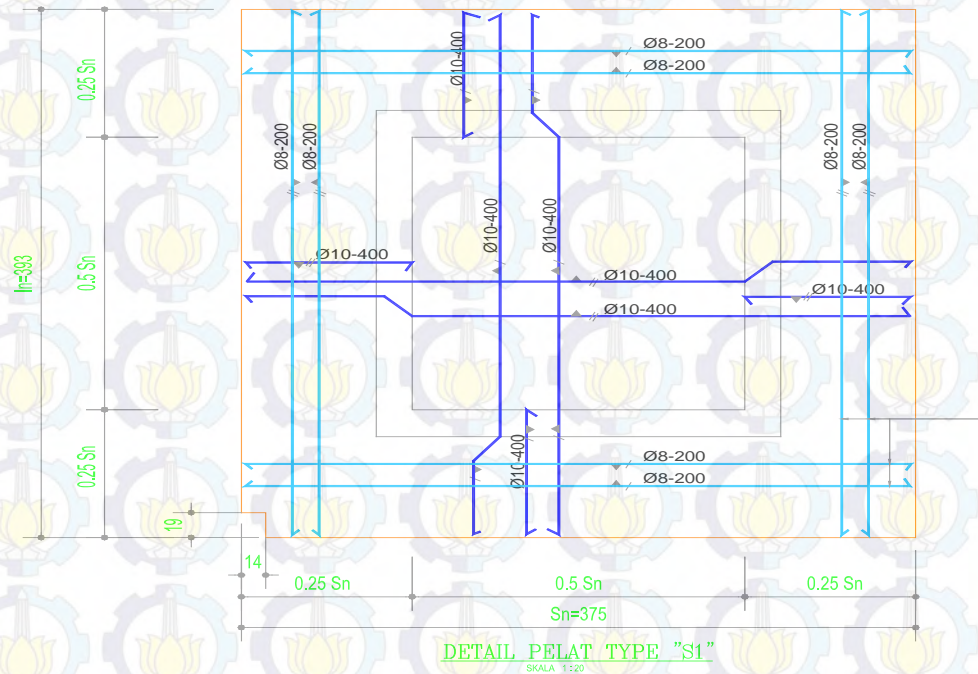
Sambungan balok dan kolom

Sambungan balok induk dan balok anak

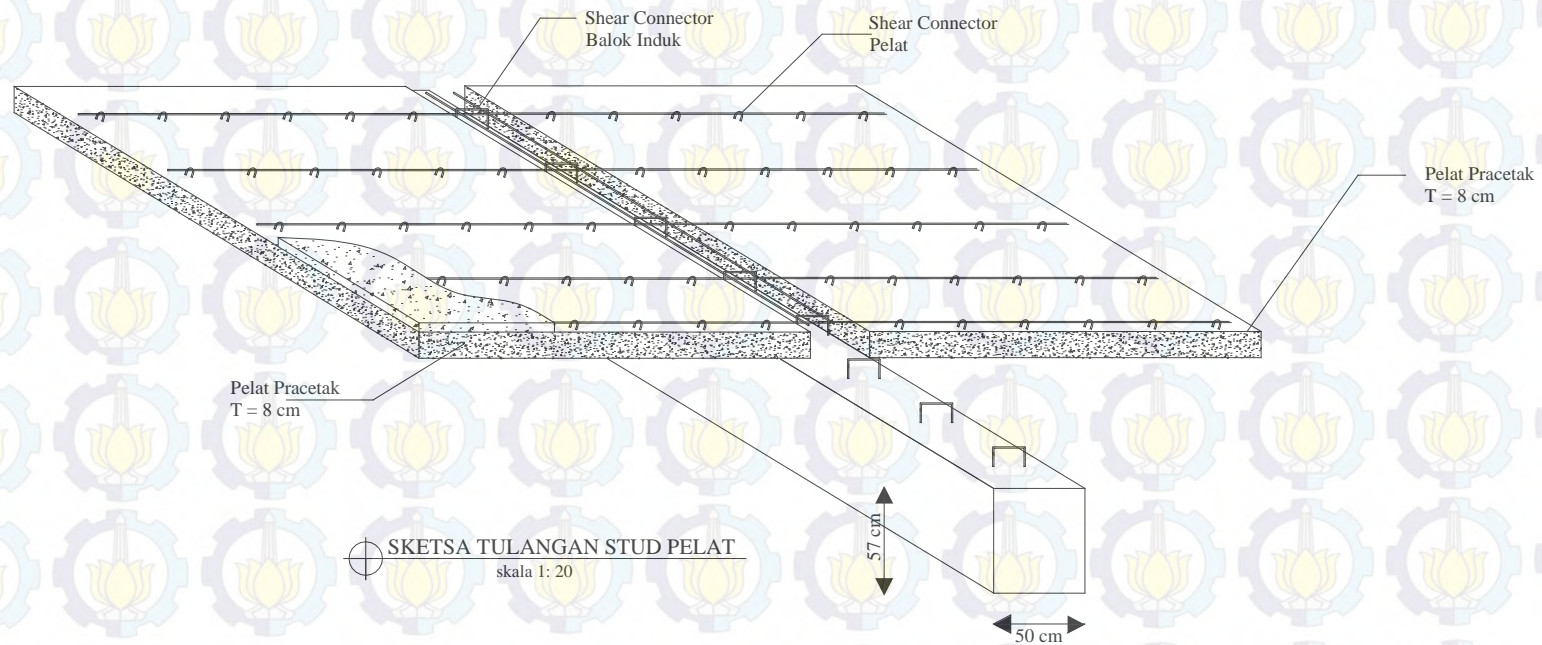
Sambungan balok anak dan balok anak

Sambungan pelat dengan balok

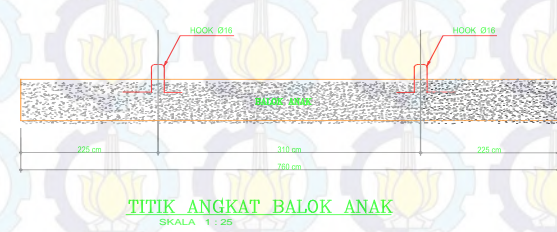
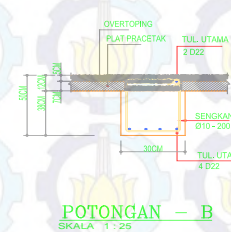
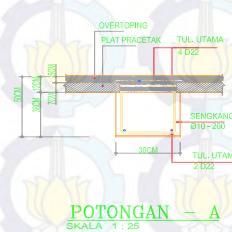
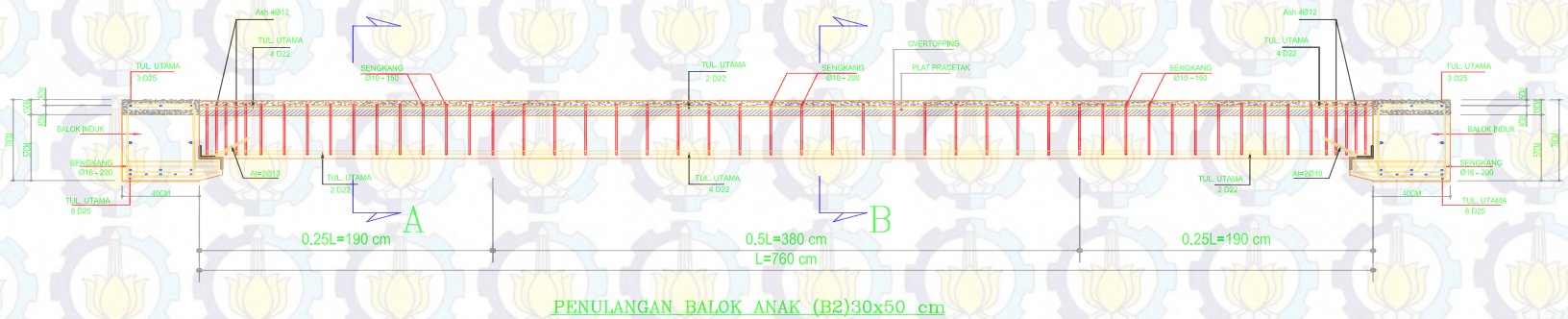
Gambar Penulangan Pelat



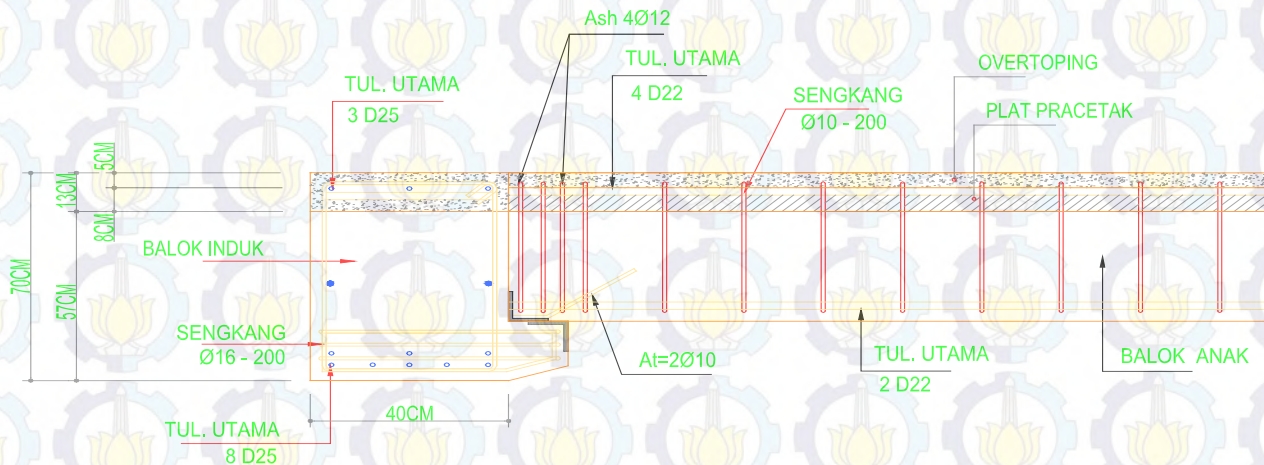
Gambar Sambungan Balok dan Pelat



Gambar Penulangan Balok Anak



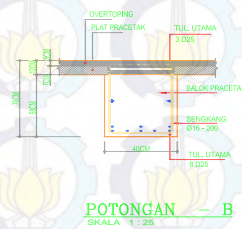
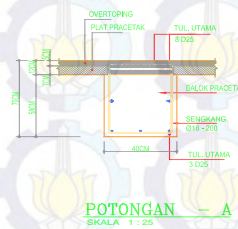
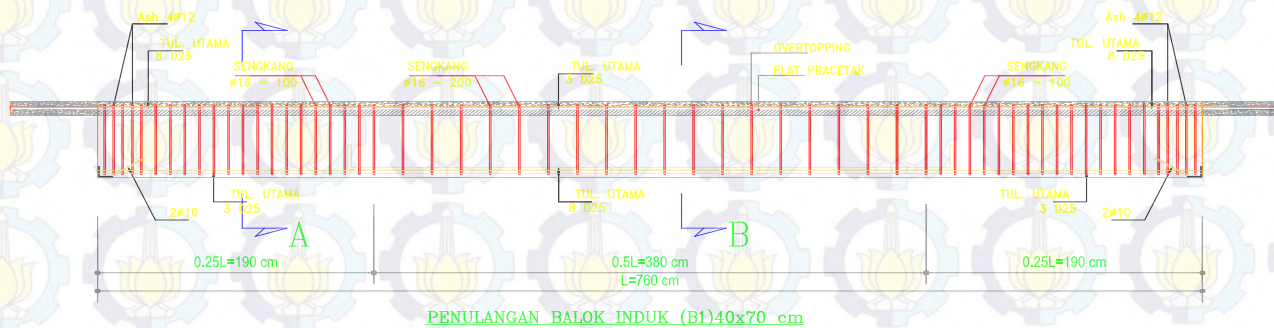
Gambar Sambungan Balok Induk dan Balok Anak



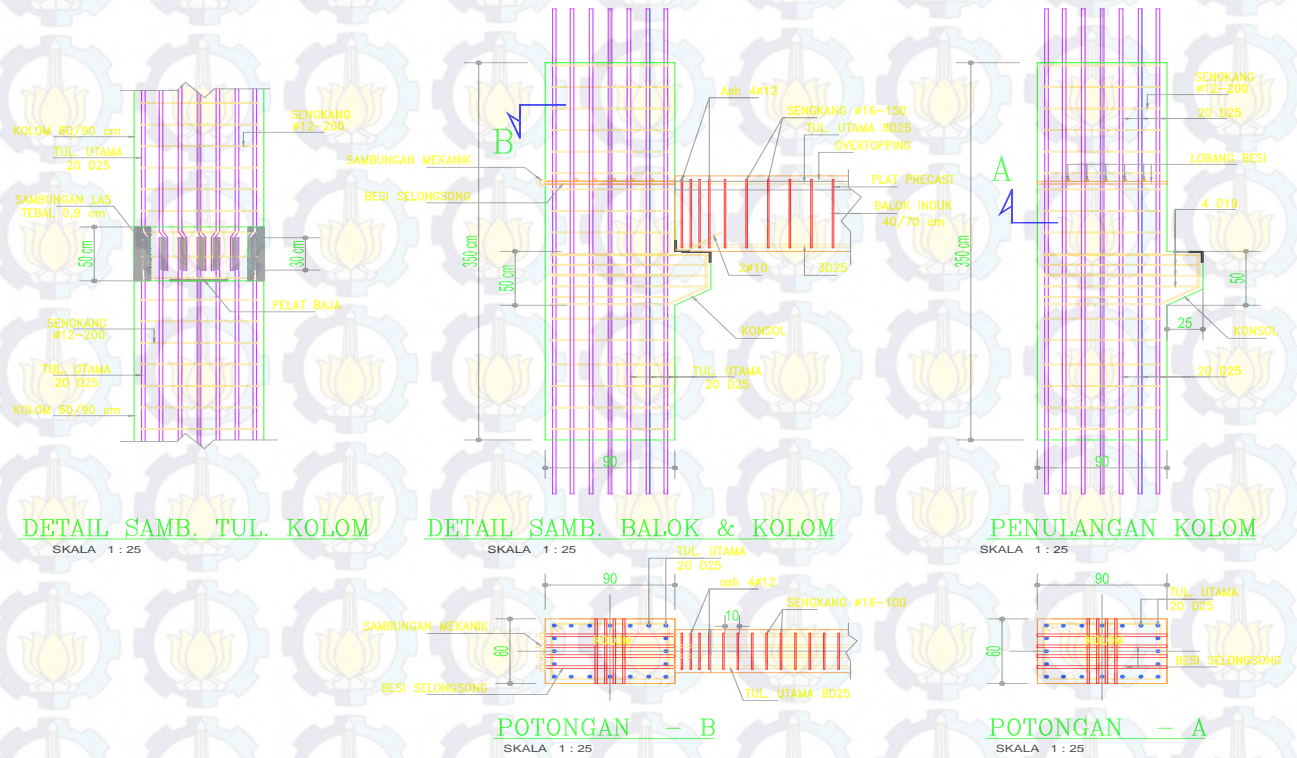
DETAIL SAMBUNGAN BALOK INDUK & BALOK ANAK

SKALA 1 : 25

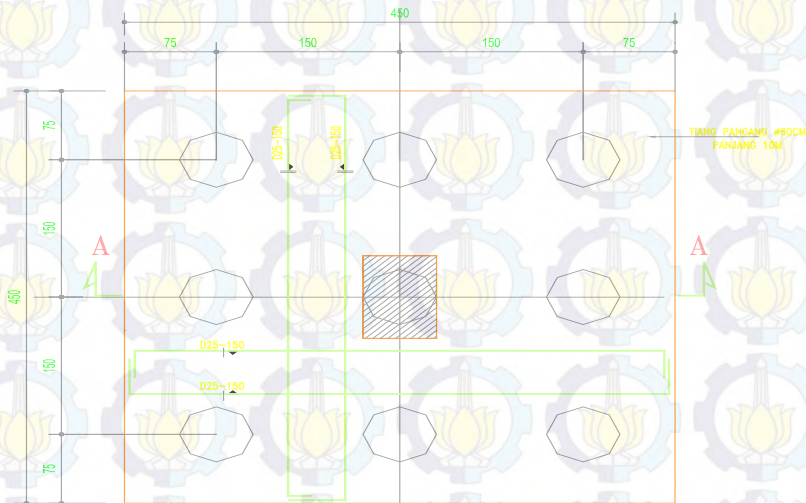
Gambar Penulangan Balok Induk



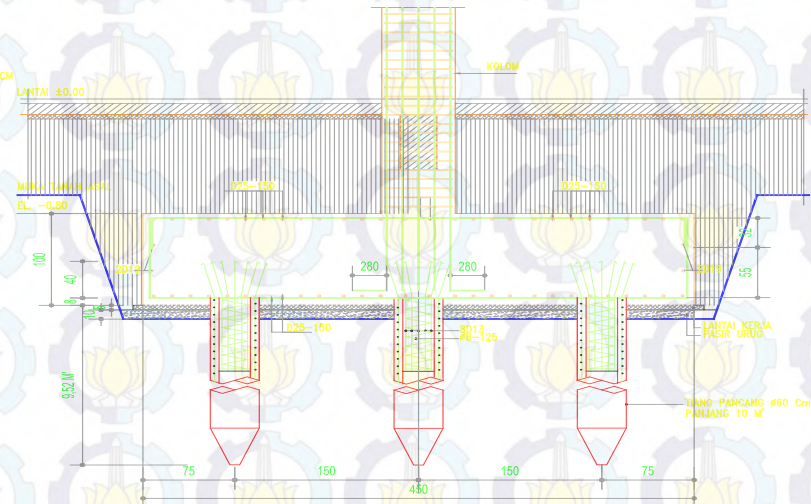
Gambar Sambungan Balok dengan Kolom :



Perencanaan Pondasi



DETAIL PONDASI PC9
SKALA 1 : 30



POTONGAN A-A
SKALA 1 : 30

Kesimpulan

Dengan penggunaan elemen pracetak pada gedung akan didapat banyak keuntungan, diantaranya adalah control kualitas beton dan waktu pengerjaan.

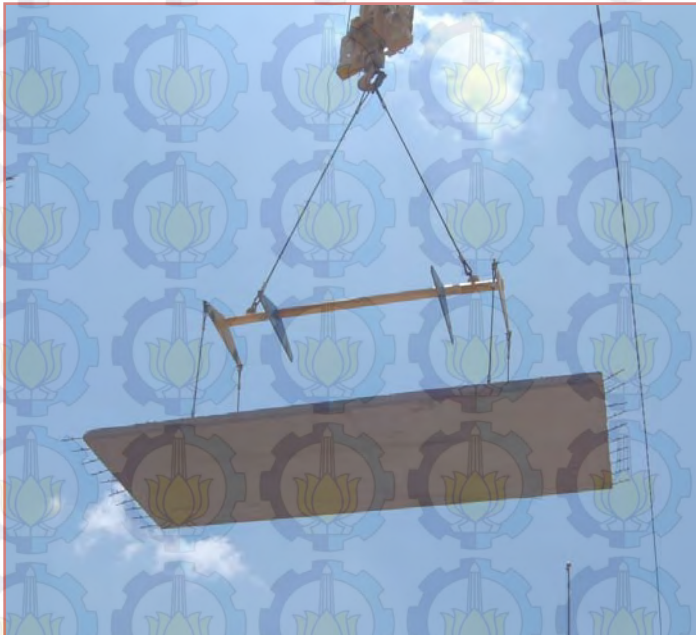
Dari perancangan struktur yang dilakukan maka dapat ditarik kesimpulan :

• Dari hasil modifikasi perancangan struktur gedung Asrama Mahasiswa UGM Yogyakarta Kompleks Kinanti didapatkan data-data perencanaan sebagai berikut :

1. Tebal plat atap dan plat lantai : 12 cm
2. Dimensi kolom : 60 x 90 cm (tulangan utama D25 mm dan sengkang \varnothing 16 mm)
3. Dimensi balok induk : 40 x 70 cm (tulangan utama D25 mm dan sengkang \varnothing 16 mm)
4. Dimensi balok anak : 30 x 50 cm (tulangan utama D22 mm dan sengkang \varnothing 10 mm)
5. Tebal shearwall : 45 cm (tul \varnothing 16-300)

- Perencanaan pondasi direncanakan dengan tiang pancang diameter 60 cm.
- Pengaplikasian elemen pracetak pada suatu gedung dapat dibuat mendekati sifat monolit , bergantung dari perencanaan sambungannya.
- Sistem pracetak cocok untuk diterapkan pada bangunan yang berada pada zona gempa rendah dan sedang.
- Pelaksanaan metode pracetak sangat dimungkinkan untuk dilaksanakan, namun membutuhkan ketelitian dan keahlian dalam proses pembuatan hingga pemasangannya.

Foto Erection Plat



Pertemuan Balok dengan Pelat



Stoc Penyusunan Pelat



Pertemuan Balok dan Kolom



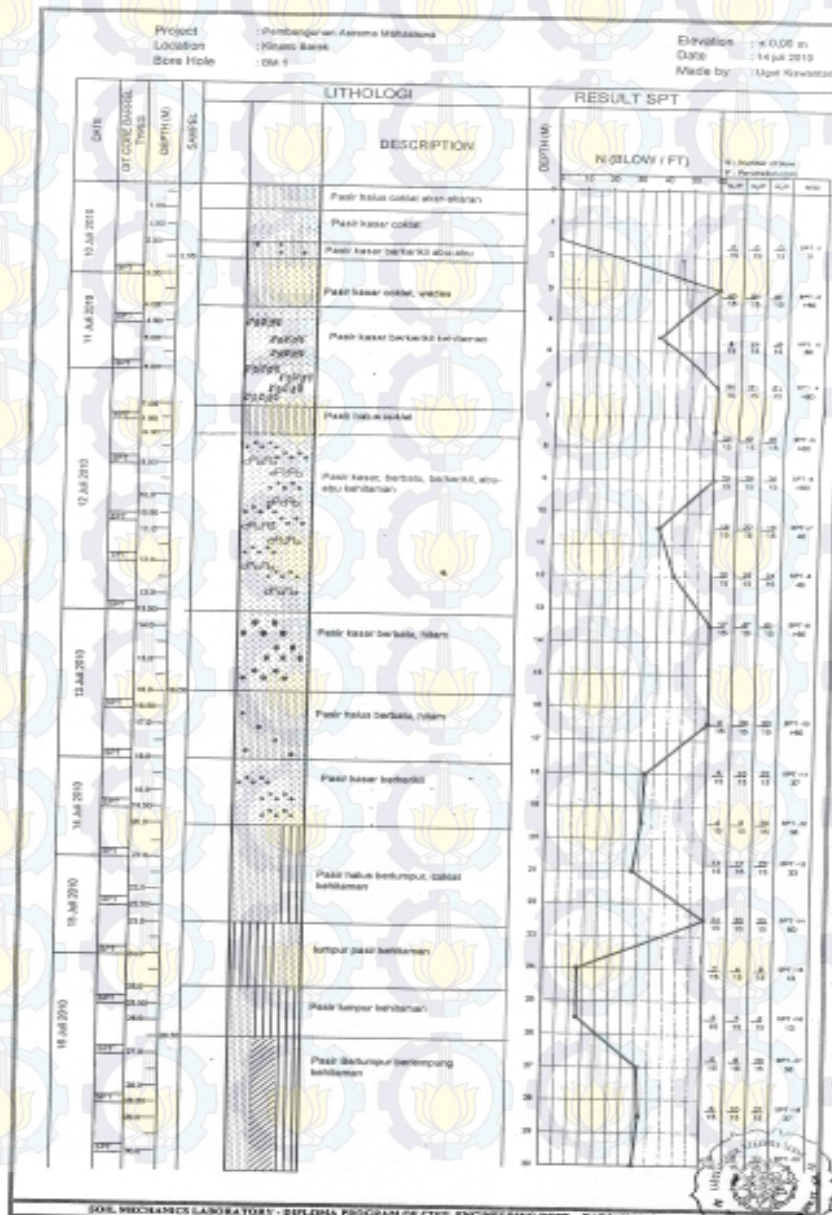
Balok Precast



Pertemuan Balok Anak dan Balok Induk



DATA TANAH





TERIMA KASIH