TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR ATAS GEDUNG SENI UNY MENGGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT BAJA-BETON

(MODIFICATION OF UPPER STRUCTURE DESIGN "SENI UNY" BUILDING USING STEEL CONCRETE COMPOSITE)

Diajukan Kepada Universitas Islam Indonesia Yogyakarta Untuk Memenuhi Persyaratan Memperoleh Derajat Sarjana Teknik Sipil

Ongki Saputra

12511263

PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

2017

TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR ATAS GEDUNG SENI UNY MENGGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT BAJA-BETON

(MODIFICATION OF UPPER STRUCTURE DESIGN "SENI UNY" BUILDING USING STEEL CONCRETE COMPOSITE)

Disusun oleh

Ongki Saputra
12511263

Telah diterima sebagai salah satu persyaratan untuk memperoleh derajat Sarjana Teknik Sipil

Diuji pada tanggal 10 Agustus 2017

Oleh Dewan Penguji:

Pembimbing I	Penguji I	Penguji II
Atika Ulfah Jamal, S.T., M.Eng., M.T.	Suharyatma, Ir.,M.T.	Sarwidi, Prof. Ir.,MSCE.,Ph.D.
NIK: 125110101	NIK: 865110201	NIK: 845110101

15/08/2017

Mengesahkan,

Ketua Program Studi Teknik Sipil

Miftahul Fauziah, S.T.,M.T.,Ph.D.
NIK: 955110103

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Saya menyatakan dengan sesungguhnya bahwa laporan Tugas Akhir yang saya susun sebagai syarat untuk penyelesaian program Sarjana di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia merupakan hasil karya saya sendiri. Adapun bagian-bagian tertentu dalam penulisan laporan Tugas Akhir yang saya kutip dari hasil karya orang lain telah dituliskan dalam sumbernya secara jelas sesuai dengan norma, kaidah, dan etika penulisan karya ilmiah. Apabila di kemudian hari ditemukan seluruh atau sebagian laporan Tugas Akhir ini bukan hasil karya saya sendiri atau adanya plagiasi dalam bagian-bagian tertentu, saya bersedia menerima sanksi, termasuk pencabutan gelar akademik yang saya sandang sesuai dengan perundang-undangan yang berlaku.

Yogyakarta, 10 Agustus 2017

Yang membuat pernyataan,



Ongki Saputra

(12511263)



(Dengan Menyebut Nama Allah SWT yang Maha Pengasih lagi Maha Penyayang)

Alhamdulillah segala puji bagi Allah SWT atas selesainya Tugas Akhir ini.

Astagfirullah aku mohon ampun kepada Allah SWT yang Maha Agung atas segala kesalahan dalam proses pengerjaan Tugas Akhir ini.

Alhamdulilah. . .

Segala Puji hanya untuk Allah SWT, dan semoga Allah SWT membalas kebaikan kalian semua terutama untuk Papa dan Mama yang tak putus putusnya mendoakan anaknya agar selalu dimudahkan dalam setiap urusan, untuk Ayuk Freti Lia yoga Utami dan Adik Prabowo Pamungkas sebagai saudara yang selalu jadi penyemangat. Kepada teman-teman kontrakan ”Cemara” Wisnu, Bimo, Devit, Ragil, Reza (Lepek), Wawan, Nova, Arno, Wahyu didi, Garry, Asa, Hendro, dll yang senantiasa membantu ketika penulis menemui kesulitan. Terakhir kepada seluruh keluarga besar Teknik Sipil UII Angkatan 2012 atas segala bantuannya selama menjalani masa-masa perkuliahaan ini.

Semoga Allah SWT Membalas Kebaikan Kalian Semua Aammiiin ☺

KATA PENGANTAR

Assalamu'alaikum Wr. Wb.

Alhamdulillaahirabbil'aalamiin. Puji syukur penulis panjatkan kehadirat Allah *Subhaanahu Wa Ta'ala* yang telah melimpahkan rahmat, taufik serta hidayah-Nya, sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini dengan sebaik-baiknya. Shalawat serta salam selalu tercurah kepada baginda Rasulullah Muhammad *Shallallahu 'alaihi wa sallam*, yang telah membawa kita dari zaman ke jahiliyyahan menuju ke zaman yang terang-benderang dengan ilmu pengetahuan.

Laporan tugas akhir ini merupakan salah satu syarat akademik dalam menyelesaikan studi tingkat strata satu di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia Yogyakarta. Atas kelancaran selama penulisan, maupun penyelesaian dalam menulis Tugas Akhir. Penulis ingin mengucapkan terima kasih yang sedalam-dalamnya kepada:

1. Allah *Subhaanahu Wa Ta'ala* atas semua karunia dan limpahan kasih sayang-Nya.
2. Rasulullah Muhammad *Shallallahu 'alaihi wa sallam,* teladan terbaik sepanjang masa.
3. Kedua orang tua, kakak, adik-adik dan keluargaku yang telah memberikan do'a dan dukungannya.
4. Bapak Nandang Sustrisno S.H., LL.M., M.Hum., Ph.D. selaku rektor Universitas Islam Indonesia.
5. Bapak Dr.-Ing.Ir.Widodo, M.Sc. selaku dekan FTSP UII.
6. Ibu Miftahul Fauziah, S.T., M.T., Ph.D. selaku ketua jurusan Teknik Sipil FTSP UII.
7. Ibu Atika Ulfah Jamal, S.T., M.Eng., M.T.selaku dosen pembimbing yang senantiasa memberikan bimbingan dan arahan.

8. Bapak Prof. Sarwidi, Ir.,MSCE., Ph.D. dan Suharyatma, Ir.,M.T. selaku dosen penguji.
9. Semua pihak yang tidak dapat disebutkan satu per satu yang secara langsung maupun tidak langsung turut membantu dalam proses pelaksanaan penelitian.

Laporan tugas akhir ini masih jauh dari kata sempurna. Oleh karena itu, penulis mengharapkan saran dan kritik yang sifatnya membangun. Akhir kata penulis berharap semoga tugas akhir ini dapat memberikan banyak manfaat bagi penulis dan bagi pembaca pada umumnya..

Wassalamu'alaikum Wr. Wb.

Yogyakarta, Agustus 2017

Penulis,

Ongki Saputra

12511263

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL		i
LEMBAR PENGESAHAN		ii
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI		iii
DEDIKASI		iv
KATA PENGANTAR		v
DAFTAR ISI		vii
DAFTAR TABEL		xv
DAFTAR GAMBAR		xviii
DAFTAR LAMPIRAN		xix
DAFTAR NOTASI		xx
ABSTRAK		xxii
ABSTRACT		xxiii
BAB I	PENDAHULUAN	1
	1.1 LATAR BELAKANG	1
	1.2 RUMUSAN MASALAH	2
	1.3 TUJUAN PENELITIAN	3
	1.4 BATASAN PENELITIAN	3
	1.5 MANFAAT PENELITIAN	5
	1.6 LOKASI PENELITIAN	5
BAB II	TINJAUAN PUSTAKA	6
	2.1 UMUM	6

2.2 PENELITIAN SEBELUMNYA 7
2.2.1 Perencanaan Hotel Inna Garuda Yogyakarta Menggunakan Kompost Baja-Beton 8
2.2.2 Kuat Geser Komposit Baja-Beton Dengan Variasi Bentuk Penghubung Geser Ditinjau Dari Uji Geser Murni 9
2.2.3 Desain Ulang Gedung Hotel Riss Yogyakarta Dengan Sistem Pelat-Balok Komposit Dan Kolom Baja 9
2.3 PERBANDINGAN PENELITIAN YANG AKAN DILAKUKAN DENGAN PENELITIAN TERDAHULU 11
2.4 KEASLIAN PERENCANAAN 12
BAB III LANDASAN TEORI 13
3.1 UMUM 13
3.2 KETENTUAN PEMBEBANAN STRUKTUR 13
3.2.1 Beban Mati 14
3.2.2 Beban Hidup 14
3.2.3 Beban Angin 16
3.2.4 Beban Hujan 18
3.2.5 Beban Gempa 18
3.2.6 Kombinasi Pembebanan 28
3.3 METODE *LOAD AND RESITANCE FACTOR DESIGN* (LRFD) 29
3.4 ANALISIS STRUKTUR 30
3.5 PERENCANAAN ATAP DAN PELAT KOMPOSIT 34
3.5.1 Perencanaan Atap 34

3.5.2 Perencanaan Pelat Komposit 34
3.6 PERENCANAAN BALOK KOMPOSIT 34
3.6.1 Lebar efektif balok komposit 34
3.6.2 Kuat Lentur Nominal Balok Komposit 36
3.6.3 Kuat Geser Nominal Balok Komposit 41
3.6.4 Kontrol Lendutan 41
3.7 PERENCANAAN KOLOM KOMPOSIT 41
3.7.1 Kuat rencana kolom Komposit 43
3.7.2 Kuat Tarik Kolom Komposit 45
3.7.3 Balok Kolom Baja 45
3.8 PERENCANAAN PENGHUBUNG GESER 47
3.8.1 Penghubung Geser Balok 47
3.8.2 Penghubung Geser Kolom Komposit 49
3.9 PERENCANAAN SAMBUNGAN 50
3.9.1 Sambungan Baut 50
3.9.2 Sambungan Las 54
BAB IV METODE PERENCANAAN 56
4.1 TINJAUAN UMUM 56
4.2 DATA 56
4.2.1 Data Struktur Komposit Baja-Beton 56
4.2.1.1 Denah dan Model Struktur Komposit Baja-Beton 57
4.2.2 Data Struktur Beton Bertulang 61
4.2.2.1 Denah Struktur Beton Bertulang 62

4.2.3 Pemodelan Struktur Menggunakan *Software* ETASB v.15 65
4.3 TAHAP PERENCANAAN 60
4.4 BAGAN ALIR 65
BAB V ANALISIS, HASIL DAN PEMBAHASAN
5.1 PEMBEBANAN PADA STRUKTUR 68
5.1.1 Beban Mati 68
5.1.1.1 Beban Mati Pada Pelat Lantai 69
5.1.1.2 Beban Mati Pada Pelat atap 69
5.1.1.3 Beban Mati Pada Balok Induk 70
5.1.2 Beban Hidup 70
5.1.3 Beban Tangga 70
5.1.4 Beban Hujan 71
5.1.5 Beban Angin 71
5.1.6 Beban Notional 73
5.1.7 Koreksi Kekakuan 75
5.1.8 Beban Gempa 77
5.2 KOMBINASI PEMBEBANAN 82
5.3 PENGECEKAN TORSI BANGUNAN 83
5.4 IMPUT DATA PADA ETABS 84
5.4.1 *Define – Material* 84
5.4.2 *Define – Property* 85
5.4.3 *Define – Load Pattern* 86

5.4.4 *Define load case* 86

5.4.5 *define – load combination* 87

5.4.6 *Define – Fuction* 87

5.4.7 *Define – Mass source* 88

5.4.8 *Assign – Joint –Diaphragms* 88

5.4.9 *Assign – Joint – Restraints* 88

5.4.10 *Assign – Load* 88

5.4.11 *Analysze – Run* 89

5.5 PERENCANAAN *STEELDECK* 89

5.5.1 Perencanaan Awal Pelat Komposit 90

5.5.2 Kontrol Kapasitas Tampang Pelat 91

5.5.3 Kontrol Kapasitas Momen Pelat 92

5.6 PERENCANAAN BALOK 94

5.6.1 Balok Induk 94

5.6.1.1 Data Profil 95

5.6.1.2 Cek Profil 96

5.6.2 Balok Anak 100

5.6.2.1 Data Profil 100

5.6.2.2 Kondisi Balok Anak Sebelum Komposit 101

5.6.2.3 Cek Profil Sebelum Komposit 102

5.6.2.4 Kondisi Balok Anak Setelah Komposit 104

5.6.2.5 Cek Profil Setelah Komposit 104

5.6.3 Perencanaan Penghubung Geser 108

5.6.3.1 Data Awal 108
5.6.3.2 Perhitungan Penghubung Geser 109
5.6.4 Balok Kantilever 110
5.6.4.1 Data Profil 111
5.6.4.2 Cek Profil 112
5.7 PERENCANAAN KOLOM KOMPOSIT 115
5.7.1 Kuat Tekan Kolom 115
5.7.1.1 Data Profil 116
5.7.1.2 Syarat-syarat Dimensi 117
5.7.1.3 Perhitungan Kuat Tekan 119
5.7.2 Interaksi Momen dan Aksial Kolom 122
5.7.2.1 Perhitungan Momen Lentur Tersedia 122
5.8 PERENCANAAN SAMBUNGAN 124
5.8.1 Sambungan Kolom-Kolom 124
5.8.1.1 Data Profil 124
5.8.1.2 Baut Pada *Web* (Badan) 125
5.8.1.3 Baut Pada *Flens* (Sayap) 127
5.8.2 Sambungan Kolom-Balok 128
5.8.2.1 Data Profil 128
5.8.2.2 Perencanaan Pelat Ujung Balok 129
5.8.2.3 Perencanaan Pelat Pada Bagian Kolom 135
5.8.2.4 Periksa Zona Panel Pada Kolom 139
5.8.3 Sambungan Balok Anak - Balok Induk 141

5.8.3.1 Data Profil 141

5.8.3.2 Las Pada *Web* (Badan) 141

5.8.3.3 Las Pada *Flens* (Sayap) 143

5.9 HUBUNGAN BALOK – KOLOM 144

5.9.1 Rasio Momen Kolom dan Momen Balok 144

5.9.1.1 Data Profil 145

5.9.1.2 Perhitungan Awal 147

5.9.1.3 Pertemuan Balok Kolom 148

5.10 SIMPANGAN 149

5.10.1 Simpangan Struktur Komposit 150

5.10.1.1 Simpangan Struktur Komposit Dintijau Pada Kolom 150

5.10.1.2 Simpangan Struktur Komposit Dintijau Pada Pusat Massa 152

5.10.2 Simpangan Beton Eksisting 154

5.10.2.1 Simpangan Struktur Beton Eksisting Dintijau Pada Kolom 154

5.10.2.2 Simpangan Struktu Beton Eksisting Dintijau Pada Pusat Massa 156

5.11 PERBANDINGAN PERENCANAAN 158

5.11.1 Berat Bangunan 158

5.11.2 Simpangan Bangunan 159

5.11.3 Hubungan Simpangan Atap Dengan Berat Bangunan 163

BAB VI SIMPULAN DAN SARAN 166

6.1 KESIMPULAN 166

6.2 SARAN 167

DAFTAR PUSTAKA xxiv

LAMPIRAN xiv

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Perbedaan dengan Penelitian Terdahulu	11
Tabel 3.1	Beban hidup terdistribusi merata minimum Lo dan beban hidup terpusat minimum	14
Tabel 3.2	Koefesien Tekanan Internal	17
Tabel 3.3	Koefesien Tekanan Dinding	17
Tabel 3.4	Koefesien Periode Pendek (Fa)	21
Tabel 3.5	Koefesien Periode 1 Detik (Fv)	21
Tabel 3.6	Kategori Resiko Beban Gempa Bangunan Gedung dan Non Gedung	23
Tabel 3.7	Faktor Keutamaan Gempa	24
Tabel 3.8	Kategor Resiko Gempa	24
Tabel 3.9	Sistem Penahan Gaya Seismik	25
Tabel 3.10	Tipe-Tipe Baut	53
Tabel 3.11	Kekuatan Nominal Pengencang (MPa)	52
Tabel 3.12	Ukuran Minimum Las Sudut	55
Tabel 4.1	Data-data Elemen Struktur Beton Bertulang	61
Tabel 5.1	Faktor Arah Angin *Kd*	72
Tabel 5.2	Koefesien Tekanan Internal	73
Tabel 5.3	Berat Struktur Bangunan	74
Tabel 5.4	Nilai Beban Notional Tiap *Level*	75
Tabel 5.5	Koreksi Kekakuan	76
Tabel 5.6	Koefesien Batas Atas Pada Periode yang Dihitung	78
Tabel 5.7	Jenis Pemanfaatan Bangunan	80
Tabel 5.8	Faktor Keuatamaan Gempa	80
Tabel 5.9	Parameter Respons Percepatan Periode Pendek	80
Tabel 5.10	Parameter Respons Percepatan Periode 1 detik	81
Tabel 5.11	Gaya Gempa Horisontal	82
Tabel 5.12	Faktor Pembesaran Torsi Ax	83
Tabel 5.13	Faktor Pembesaran Torsi Ay	84
Tabel 5.14	Data-Data Elemen Balok Pada Analisis ETABS	85

Tabel 5.15 Data-Data Elemen Kolom Komposit Pada Analisis ETABS 86
Tabel 5.16 *Physical Properties Steeldeck P-3623 Composite (Canam Asia)* 90
Tabel 5.17 *Service Load P-3623* 90
Tabel 5.18 Rekapitulasi Balok Induk *Output* ETABS 95
Tabel 5.19 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Balok Induk 99
Tabel 5.20 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Alternatif Profil balok Induk 100
Tabel 5.21 Rekapitulasi Balok Anak Sebelum Komposit 100
Tabel 5.22 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Alternatif Profil Balok Kantilever 116
Tabel 5.23 Rekapitulasi Kolom 115
Tabel 5.24 Rekapitulasi Kekuatan Aksial Kolom Komposit 122
Tabel 5.25 Rekapitulasi Kombinasi Aksial Lentur Kolom 124
Tabel 5.26 Rekapitulasi Sambungan Kolom-Kolom 128
Tabel 5.27 Parameter Perencanaan Sambungan 129
Tabel 5.28 Parameter Sambungan 4ES 130
Tabel 5.29 Pelat Pada Bagian Kolom 135
Tabel 5.30 Rekapitulasi Sambungan Balok-Kolom 141
Tabel 5.31 Rekapitulasi Tebal Dan Panjang Las Sudut 144
Tabel 5.32 Rekapitulasi Hubungan Balok-Kolom 149
Tabel 5.33 Simpangan Antar Lantai Arah X Ditinjau Pada Kolom 151
Tabel 5.34 Simpangan Antar Lantai Arah Y Ditinjau Pada Kolom 152
Tabel 5.35 Simpangan Antar Lantai Arah X Ditinjau Pada Pusat Massa 153
Tabel 5.36 Simpangan Antar Lantai Arah Y Ditinjau Pada Pusat Massa 154
Tabel 5.37 Simpangan Antar Lantai Arah X Ditinjau Pada Kolom 155
Tabel 5.38 Simpangan Antar Lantai Arah Y Ditinjau Pada Kolom 156
Tabel 5.39 Simpangan Antar Lantai Arah X Ditinjau Pada Pusat Massa 157
Tabel 5.40 Simpangan Antar Lantai Arah Y Ditinjau Pada Pusat Massa 158
Tabel 5.41 Perbadingan Berat Bangunan 158
Tabel 5.42 Perbadingan Simpangan Antar Lantai Ditinjau Pada Kolom 161
Tabel 5.43 Perbadingan Simpangan Antar Lantai Ditinjau Pada Pusat Massa 161
Tabel 5.44 Perbandingan Simpangan Lantai Struktur komposit 164
Tabel 5.44 Perbandingan Simpangan lantai Struktur Eksisting Beton

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1 Lokasi Bangunan 5
Gambar 3.1 Peta Wilayah Gempa Indonesia Pada Kelas Situs SB Percepatan Respon Gempa 150% 19
Gambar 3.2 Peta Wilayah Gempa Indonesia Pada Kelas Situs SB Percepatan Respon Gempa 60%g 19
Gambar 3.3 Koefesien risiko terpetakan, perioda respons spektral 0,2 detik 20
Gambar 3.4 Koefesien risiko terpetakan, perioda respons spektral 1 detik 20
Gambar 3.5 Pengaruh Efek P-Delta 31
Gambar 3.6 Lebar Efektif Penampang 35
Gambar 3.7 Distribusi Tegangan Plastis Pada Pelat Beton 36
Gambar 3.8 Distribusi Tegangan Plastis Pada Profil Baja 38
Gambar 3.9 Tipe-Tipe Kolom Komposit 42
Gambar 3.10 Jenis-Jenis Penghubung Geser 48
Gambar 3.11 Jenis-Jenis Sambungan 54
Gambar 3.12 Jenis-Jenis Las 54
Gambar 4.1 Denah lantai 1 Struktur Komposit Baja-Beton 57
Gambar 4.2 Denah lantai 2 Struktur Komposit Baja-Beton 58
Gambar 4.3 Denah lantai 3 Struktur Komposit Baja-Beton 59
Gambar 4.4 Denah lantai 4 Struktur Komposit Baja-Beton 60
Gambar 4.5 Denah lantai 1 Struktur Beton Bertulang 62
Gambar 4.6 Denah lantai 2 Struktur Beton Bertulang 63
Gambar 4.7 Denah lantai 3 dan 4 Struktur Beton Bertulang 64
Gambar 4.8 Pemodelan Struktur Gedung Komposit Baja Beton Menggunakan ETABS v15 65
Gambar 4.9 Bagan Alir Tahap Perencanaan Tugas Akhir 67
Gambar 5.1 Pemodelan 3D Bangunan ETABS 2015 68
Gambar 5.2 Grafik Respon Spektrum Desain 79
Gambar 5.3 Steeldeck P-3623 Composite (Canam Asia) 90

Gambar 5.4 Profil B1 WF 600x300 95
Gambar 5.5 Diagram BMD Balok B1 98
Gambar 5.6 Profil Balok Anak BA-1 WF 250x250 100
Gambar 5.7 Diagram BMD Balok Anak 101
Gambar 5.8 Diagram SFD Balok Anak 102
Gambar 5.9 Diagram Tegangan Regangan balok Komposit 105
Gambar 5.10 Profil Balok B3 WF 300x300 111
Gambar 5.11 Diagram BMD Balok Kantilever 114
Gambar 5.12 Profil Kolom K1 WF 350x350 116
Gambar 5.13 Hubungan Balok – Kolom 145
Gambar 5.14 Gaya – Gaya Pada Pertemuan Kolom 148
Gambar 5.15 Simpangan Yang Ditinjau Pada Kolom 149
Gambar 5.16 Berat Bangunan Eksisting dan *Redesign* 159
Gambar 5.17 Simpangan Antar Lantai Arah X Ditinjau Pada Kolom 161
Gambar 5.18 Simpangan Antar Lantai Arah Y Ditinjau Pada Kolom 161
Gambar 5.19 Simpangan Antar Lantai Arah X Ditinjau Pada Pusat Massa 162
Gambar 5.20 Simpangan Antar Lantai Arah Y Ditinjau Pada Pusat Massa 162
Gambar 5.19 Hubungan Simpangan Atap Dengan Berat Bangunan Arah X 164
Gambar 5.20 Hubungan Simpangan Atap Dengan Berat Bangunan Arah Y 164

DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1 : Gambar Kerja CAD Struktur Komposit

Lampiran 1 *: Output* Hasil Analisis ETABS V15

DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN

Besaran dasar	Satuan dan singkatannya	Simbol
Beban persatuan panjang	kilonewton/meter atau kN/m	*w*
Berat	kilonewton atau kN	*W*
Beban notional	kilonewton atau kN	*N*
Faktor keamanan	-	*I*
Faktor respon gempa	-	*C*
Faktor reduksi gempa	-	*R*
Faktor reduksi tahanan	-	Φ
Gaya geser nominal	kilonewton atau kN	*Vn*
Gaya geser perlu	kilonewton atau kN	*Vu*
Gaya aksial tekan	kilonewton atau kN	*Pn*
Gaya aksial perlu	kilonewton atau kN	*Pu*
Gaya tarik baja	kilonewton atau kN	*Ts*
Gaya tarik tulangan	kilonewton atau kN	*Tsr*
Gaya tekan baja	kilonewton atau kN	*Cs*
Gaya tekan beton	kilonewton atau kN	*Cc*
Inersia penampang	millimeter pangkat empat	mm^4
Jarak penghubung baut	milimeter atau mm	*S*
Kuat tekan beton	Megapascal atau MPa	*f'c*
Lebar efektif	milimeter atau mm	*be*
Lebar kolom	milimeter atau mm	*bg*
Lebar profil baja	milimeter atau mm	*bf*
Lendutan	milimeter atau mm	Δ
Luas penampang baja	milimeter kuadrat atau mm^2	*As*

Luas stud connector	milimeter kudrat atau mm^2	*Asa*
Luas tul.longitudial	milimeter kudrat atau mm^2	*Ar*
Modulus elastisitas	Megapascal atau MPa	*E*
Modulus plastis	millimeter kubik atau mm^3	*Z*
Momen	kilonewton meter atau kNm	*M*
Momen nominal	kilonewton meter atau kNm	*Mn*
Momen plastis	kilonewton meter atau kNm	*Mp*
Tahanan nominal	kilonewton atau kN	*Ra*
Tebal badan profil	milimeter atau mm	*tw*
Tebal las	milimeter atau mm	*a*
Tebal pelar lantai	milimeter atau mm	*tp*
Tegangan leleh baja	Megapascal atau MPa	*fy*
Tingi profil	milimeter atau mm	*d*
Tinggi kolom	milimeter atau mm	*hg*
Waktu getar alami	detik atau s	*T*

ABSTRAK

Perkembangan dunia kontruksi di Indonesia cukup pesat. Hal ini ditandai dengan banyaknya pembangunan fisik di Indonesia. Perkembangan kontruksi juga diikuti dengan perkembangan teknologi kontruksi mulai dari kontruksi kayu, kontruksi baja dan kontruksi beton. Kontruksi beton terdiri dari struktur beton bertulang, struktur beton pracetak dan struktur komposit. Pada penelitian ini akan difokuskan pada struktur komposit. Struktur komposit merupakan strukktur yang terdiri dari dua elemen struktur dengan bahan/material yang berbeda dan bekerja bersama-sama membentuk suatu kesatuan. Penelitian ini bertujuan untuk mendesain ulang struktur yang sudah berdiri menggunakan komposit baja beton yang meliputi perencanaan pelat komposit, balok anak komposit, balok induk, kolom komposit dan sambungan struktur. Selain itu, untuk membandingkan hasil analisis simpangan antar lantai dan berat bangunan.

Perencanaan ulang akan dilakukan pada gedung seni UNY yang berlokasi di jalan Caturtunggal Depok, Sleman. Gedung tersebut awalnya menggunakan struktur beton bertulang. Peraturan yang digunakan dalam perencanaan ulang ini yaitu SNI-03-1729-2015, SNI-03-2847-2013, SNI 03-1727-2013 dan SNI-03-1726-2012. Perencanaan ulang ini menggunakan *Direct Analysis Method* (DAM). Desain struktur menggunakan bantuan program ETABS V15 dan dilakukan analisis secara manual.

Hasil perencanaan ulang pada gedung seni UNY menunjukan bahwa gedung tersebut memiliki kemampuan untuk mendukung beban-beban yang bekerja pada bangunan tersebut baik beban tekan, lentur maupun beban geser. Berat struktur (W) eksisting sebesar 26424,38 kN setelah didesain ulang menjadi 22771,548 kN, berat struktur lebih ringan 12,96%, sehingga gaya-gaya yang bekerja (M, V dan P) menjadi lebih kecil dari struktur eksisting. Hasil penelitian menunjukan bahwa gedung yang telah didesain ulang menggunakan struktur komposit memiliki simpangan yang lebih kecil dari pada struktur eksisting yaitu sebesar 27%.

Kata kunci : Gedung, Baja-beton, Komposit, Simpangan antar lantai, *Direct Analysis Method*

ABSTRACT

The development of the world of construction in Indonesia is quite rapid. It contains with physical development in Indonesia. The development of construction is also followed by the development of construction technology ranging from wood construction, steel construction and concrete construction. Concrete construction of reinforced concrete structures, precast concrete structures and composite structures. In this study will be focused on the composite structure. Composite structure is a structure consisting of two structural elements with different materials / materials and work together to form a unity. This research is intended to redesign the existing structure using composite composite steel composite, composite beam, master beam, composite column and structure structure. In addition, to compare the results of the class deviation analysis and the weight of the building.

The re-planning will be done at UNY's art building on Caturtunggal street of Depok, Sleman. The building uses a reinforced concrete structure. The rules used in this re-planning are SNI-03-1729-2015, SNI-03-2847-2013, SNI 03-1727-2013 and SNI-03-1726-2012. This re-planning using Direct Analysis Method (DAM). The structure design uses ETABS V15 program assistance and is done manually.

The results of the re-planning at the UNY art building show that the building has the ability to support-both functioning on both tile and flexible buildings. The weight of the existing structure (W) is 26424,38 kN after it is redesigned to 22771,548 kN, 12.96% lighter weight structure, so the working forces (M, V and P) are smaller than the existing structure. The results show that the building has been redesigned using a composite structure that has a smaller deviation than the existing structure of 27%.

***Keywords**: Building, Steel-Concrete, Composite, Floor-drift, Direct Analysis Method.*

BAB I
PENDAHULUAN

1.1 LATAR BELAKANG

Perkembangan dunia kontruksi di Indonesia cukup pesat. Hal ini ditandai dengan banyaknya pembangunan fisik di Indonesia. Beberapa diantaranya fasilitas umum seperti hotel, gedung pekantoran, rusunawa, rumah sakit dan lain-lain. Perkembangan kontruksi juga diikuti dengan perkembangan teknologi kontruksi mulai dari kontruksi kayu, kontruksi baja dan kontruksi beton. Kontruksi beton terdiri dari struktur beton bertulang, struktur beton pracetak dan struktur komposit. Pemilihan kontruksi pada penggunaannya disesuaikan dengan keinginan pengguna dengan tujuan untuk mendapatkan kontruksi yang lebih baik dan untuk menghasilkan suatu struktur yang kuat, aman, nyaman dan ekonomis.

Penggunaan struktur yang umum digunakan untuk bangunan berupa struktur beton bertulang, dengan mempertimbangkan bahwa material beton (pasir dan kerikil) mudah didapatkan. Beton merupakan bahan bangunan yang mempunyai berat sendiri yang besar sehingga dibutuhkan dukungan yang besar pula untuk menahannya. Dengan berat sendiri yang besar maka beban gempa yang harus ditahan semakin besar juga. Keadaan eksisting bahwa balok dan kolom dengan ukuran besar sehingga penggunaan ruang gerak sedikit terbatas dan beton tidak selamanya bekerja secara efektif di dalam penampang-penampang struktur beton bertulang. Diharapkan dari kelemahan beton bertulang, dapat direncanakan bangunan alternatif guna mendapatkan bangunan yang lebih baik dalam strukturnya dan sebagai pertimbangan perencanaan gedung bertingkat lainya

Salah satu struktur yang digunakan dalam perencanaan gedung bertingkat adalah struktur komposit. Struktur komposit merupakan suatu struktur yang terdiri dari dua elemen struktur dengan bahan/material yang berbeda dan bekerja bersama-sama membentuk suatu kesatuan, dimana masing-masing bahan/material tersebut mempunyai kekuatan sendiri-sendiri. Akibat adanya perubahan material dari beton-komposit maka mempengaruhi berat bangunan dan simpangan antar

lantai bangunan, hal itu juga mengakibatkan adanya perubahan pada desain kolom, balok dan pelat.

Struktur baja yang dipadukan dengan beton akan menghasilkan struktur komposit baja-beton yang memiliki banyak keuntungan, diantaranya adalah penghematan berat baja, penampang balok baja dapat lebiih rendah, kekuan lantai meningkat, kapasitas menahan beban lebih besar, panjang bentang untuk batang tertentu dapat lebih besar (Salmon dan Johnson, 1996). Selain itu juga penggunaan struktur komposit dapat mengurangi terjadinya getaran yang terjadi pada lantai sehingga meningkatkan kekakuan lantai bangunan dan menyebabkan gaya gempa yang diterima oleh struktur menjadi leboh kecil.

Bedasarkan uraian di atas, bangunan yang akan didesain ulang penulis adalah Gedung Seni UNY yang awalnya menggunakan struktur beton bertulang menjadi struktur komposit baja-beton. Gedung seni UNY memiliki bentang dan penampang balok yang relatif besar sehingga meiliki berat bangunan yang besar pula, diharapkan dengan didesain ulang akan mendapatkan berat bangunan yang relatif lebih kecil. Perencanaan ini menggunakan peraturan yang terbaru yaitu SNI-03-2847-2013 tentang Tata Cara Perhitungan Beton Untuk Bangunan Gedung, SNI-03-1729-2015 tentang Tata Cara Perencanaan Baja Untuk Bangunan Gedung, SNI-03-1726-2012 tentang Perencanaan Beban Gempa dan SNI 03-1727-2013 tentang Beban Minimum Untuk Perancangan Bangunan gedung dan Stuktur lain. Pada akhirnya dari penyusunan tugas akhir ini penulis mengharapkan dapat merencanakan suatu struktur komposit yang efisien tampa mengabaikan faktor keselamatan dan fungsi bangunan tersebut.

1.2 RUMUSAN MASALAH

Rumusan masalah dari tugas akhir ini adalah sebagai berikut.

1. Bagaimana desain struktur rangka komposit baja beton yang meliputi balok, kolom, plat lantai serta sambungan balok kolom pada Gedung Seni UNY sesuai ketentuan dan peraturan perencanaan struktur gedung dan peraturan di Indonesia (SNI)?

2. Bagaimana perbandingan hasil perencanaan ulang struktur komposit baja beton dengan gedung eksisting beton bertulang yang ditinjau dari berat bangunan dan simpangan lantai bangunan?

1.3 TUJUAN MODIFIKASI PERENCANAAN

Tujuan dari penelitian tugas akhir ini adalah untuk :

1. memperoleh desain struktur atas komposit baja beton yang meliputi balok, kolom, plat lantai serta sambungan balok kolom pada Gedung Seni UNY sesuai ketentuan dan peraturan perencanaan struktur gedung dan peraturan di Indonesia (SNI) dan
2. membandingkan hasil perencanaan ulang struktur komposit baja beton dengan gedung eksisting beton bertulang yang ditinjau dari berat bangunan dan simpangan lantai bangunan.

1.4 BATASAN MODIFIKASI PERENCANAAN

Sebagai batasan masalah dalam redesain Gedung Seni UNY pada penyusunan tugas akhir ini meliputi 11 hal berikut ini.

1. Obyek modifikasi perencanaan struktur atas Gedung Seni UNY memiliki 4 lantai termasuk *(rooftop)*, adapun batasan perencanaan adalah hal berikut.
   a. Perencanaan Atap

      Perencanaan atap menggunakan pelat komposit yaitu dengan menggunakan dek baja bergelombang
   b. Perencanaan Pelat

      Perencanaan pelat terdiri dari pelat lantai dan pelat atap. Pelat direncanakan menggunakan pelat komposit, yaitu dengan menggunakan dek baja bergelombang.

c. Perencanaan Balok

Perencanaan balok anak menggunakan analisis balok komposit terdiri dari profil baja *Wide Flange* dan penghubung geser sedangkan balok induk tidak komposit dengan pelat lantai.

d. Perencanaan Kolom

Perencanaan struktur komposit berbentuk persegi dengan profil baja *Wide Flange* yang diselubungi beton.

2. Dalam modifikasi perencanaan bangunan ini menggunakan struktur komposit baja-beton dengan spesifikasi sebagai berikut ini.
   a. Mutu baja yang digunakan dalam modifikasi perencanaan ini adalah tegangan leleh (*fy*) = 240 MPa untuk baja tulangan polos (BJTP) untuk Ø ≤ 12 mm, dan dan (*fy*) = 400 MPa untuk baja tulangan deform (BJTD) untuk Ø ≥ 12 mm.
   b. Nilai *f'c* diambl 25 MPa untuk komponen struktur pelat, balok, dan kolom
   c. Modulus elastisitas beton Ec = $4700\sqrt{f'c}$ dengan *f'c* dalam MPa dan modulus elastis baja tulangan Ey = 200000 MPa.
3. Redesain ini menggunakan denah struktur yang telah ada dan ditambahkan balok anak untuk memenuhi syarat perencanaan *steel deck* serta meredesain strukturnya yaitu dari beton bertulang menjadi struktur komposit baja beton.
4. Pemodelan, input beban dan analisis struktur gedung menggunakan program ETABS v15 dan bentuk pemodelan gedung berupa tiga dimensi.
5. Pembebanan yang diberikan pada rangka atap berupa beban mati, beban hidup dan beban hujan bedasarkan SNI 03-1727-2013.
6. Pembebanan yang diberikan pada struktur berupa beban mati, beban hidup bedasarkan SNI 03-1727-2013 dan beban gempa bedasarkan dengan SNI 03-1726-2012.
7. *Shearwall* dianggap sama dengan dinding (tidak termasuk jendela) dan dimodelkan, sehingga gaya geser gempa seluruhnya dipikul oleh elemen-elemen struktural bangunan.

8. Tangga tidak dimodelkan pada pemodelan struktur dan hanya diperhitungkan sebagai beban.
9. Elemen Struktur yang diredesain meliputi pelat komposit, balok anak komposit, balok induk, kolom komposit dan sambungan struktur.
10. Struktur rangka pemikul momen yang digunakan dalam perencanaan ini adalah Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).
11. Modifikasi perencanaan struktur atas gedung Gedung Seni UNY ini tidak memperhitungkan rencana anggaran biaya (RAB).

1.5 MANFAAT MODIFIKASI PERENCANAAN

Manfaat dari penulisan Tugas Akhir ini adalah untuk :

1. menambah wawasan mendalam kepada semua pihak *civil engineer* tentang perencanaan gedung bertingkat dengan menggunakan struktur komposit dan
2. memperoleh alternatif desain struktur berupa struktur rangka komposit baja-beton selain menggunakan struktur beton bertulang.

1.6 LOKASI OBJEK MODIFIKASI PERENCANAAN

Gedung Seni UNY ini berlokasi di Jl.Colombo N0.1, Caturtunggal, Kec. Depok, Kota Yogyakarta, Daerah Istimewa Yogyakarta. Lokasi penelitian bisa dilihat pada Gambar 1.2.



Gambar 1.2 Lokasi Bangunan dari *Google Maps* 2016

BAB II
TINJAUAN PUSTAKA

2.1 UMUM

Konstruksi bangunan dimasa sekarang ini telah mengalami kemajuan dan peningkatan yang pesat, tak terkecuali pemakaian profil baja sebagai bahan kontruksi. Baja menjadi sangat penting karena memiliki tingkat daktalitas *(ductility)* yang sangat tinggi, dimana *ductility* merupakan kemampuan untuk berdeformasi secara nyata baik dalam tegangan maupun regangan sebelum terjadi kegagalan (Salmon dan Jhonson, 1996).

Dalam bidang kontruksi penggunaan strukrur komposit dapat digunakan sebagai balok, kolom, dan pelat. Pada struktur pelat komposit digunakan pelat beton yang bagian bawahnya diperkuat dengan dek baja bergelombang. Balok komposit biasanya berupa balok komposit dengan penghubung geser dan balok komposit yang diselubungi beton. Kolom komposit yang telah banyak digunakan terbuat dari potongan baja gilling *(rolled) built-up* dan dicor didalam beton struktural atau terbuat dari tabung pipa baja yang diisi dengan beton struktural (Salmon dan Jhonson, 1996).

Pada penampang non komposit, pelat beton akan mengalami lendutan yang cukup besar. Hal ini disebabkan oleh besarnya beban yang harus dipikul oleh pelat beton tersebut. Komponen struktur komposit dapat menahan beban sekitar 33%-50% lebih besar daripada beban yang dapat dipikul oleh balok baja saja tanpa adanya perilaku komposit (Setiawan, 2008).

Gaya geser yang terjadi antara pelat beton dan profil baja harus dipikul oleh sejumlah penghubung geser, sehingga tidak terjadi slip pada saat masa layan. Idealnya alat penghubung geser harus cukup kaku untuk menghasilkan interaksi penuh. Untuk itu diperlukan alat penghubung geser *(shear Connector)* (Salmon dan Jhonson, 1996).

Pada beton dan balok komposit akan bekerja bersama-sama sebagai satu kesatuan untuk menahan beban kerja. Bidang pertemuan antara pelat beton dan balok baja dipasang alat penghubung geser *(shear Connector)* sehingga pelat beton dan balok baja bekerja sebagai satu kesatuan saat beban diberikan dan kemudian timbul gaya geser vertical dan horisontal pada bidang kontak tersebut. Perpanjangan serah balah pelat dan perpendekan serat atas balok baja ditahan oleh gaya geser horisontal tersebut (Salmon dan Jhonson, 1996).

LFRD adalah suatu metode perencanaan struktur baja yang mendasarkan perencanaannya dengan membandingkan kekuatan struktur yang telah diberi suatu faktor resitensi (ϕ). Perubahan-perubahan dalam berbagai faktor kelebihan beban dan faktor resitensi lebih mudah dilakukan ketimbang mengubah tegangan ijin. Faktor resitensi diperlukan untuk menjaga kemungkinan berkurangnya kekuatan struktur, sedangkan faktor beban digunakan untuk mengantisipasi kemungkinan adanya kelebihan beban (Salmon dan Jhonson, 1992).

Struktur komposit melibatkan dua macam material yang berbeda dengan sifat bahan yang berbeda dan membentuk satu kesatuan dan menghasilkan sifat gabungan yang lebih baik untuk memikul beban kerja. Karena struktur komposit melibatkan dua macam material yang berbeda, maka perhitungan kapasitasnya tidak sesederhana bila struktur bukan komposit. Karakteristik dan dimensi kedua bahan akan menentukan bagaimana pemilihan jenis profil dan pelat beton yang akan dikomposisikan dan kinerja struktur tersebut (Suprobo, 2000).

2.2 PENELITIAN SEBELUMNYA

Penelitian mengenai perancangan bangunan dan perencanaan struktur komposit telah dilakukan oleh beberapa peneliti terdahulu yang membahas dan mnganalisis struktur bangunan yang lebih mengarah pada perencanaan menggunakan material baja.

2.2.1 Perencanaan Hotel Inna Garuda Yogyakarta Menggunakan Komposit Baja-Beton

Penelitian ini dilakukan oleh Safitri (2013), gedung yang di teliti tersebut memiliki 7 lantai pada bagian tengah dan 6 lantai pada bagian kiri dan kanan yang pada awalnya gedung ini didesain menggunakan struktur beton bertulang. Perencanaan yang dilakukan disini meliputi perencanaan atap baja, pelat komposit, balok anak komposit, balok induk, kolom komposit, sambungan struktur, tangga dan pondasi. Peraturan yang digunakan dalam desain ini yaitu SNI 03-2487-2002, SNI 03-1726-2002 dan PPPURG 1987.

Hasil redesain dari atap baja menggunakan dimensi gording C1 50x50x20x3,2 dan kuda-kuda profil 2L 50x50x50. Pelat komposit menggunakan tipe P-2432 *composite* dari Canam Asia. Balok anak komposit menggunakan profil WF 300x150x6,5x9, alat penyambung geser tipe stud ∅ 19 mm. Balok Induk menggunakan profil WF 300x150x6,5x9 untuk tipe B1 dan B2 serta WF 400x200x8x13 untuk tipe B3. Redesain kolom komposit menggunakan profil WF 300x300x6,5x9 berselubung beton 500 mm x 500 mm. Sambungan direncanakan menggunakan sambungan baut mutu A325 kuat tarik minimum baut 825 Mpa diameter 12,7 mm dan sambungan las kuat tarik putus 490 Mpa tebal 7 mm. Tangga menggunakan struktur beton bertulang dengan tulangan pokok tangga D16-300 dan tulangan susut tangga P10-250, pada bordes dipakai tulangan pokok D16-275 dan tulangan susut bordes P10-250, dimensi balok bordes 250x300 mm dengan tulangan tumpuan 2D12, tulangan lapangan 2D12, tulangan susut 2P10 dan tulangan geser P10-100. Pondasi menggunakan tiang bor diameter 500 mm dengan pile cap berukuran 3000x3000 mm dengan tulangan pokok D25-150 dan tulangan susut D16-100.

2.2.2 Kuat Geser Komposit Baja-Beton Dengan Variasi Bentuk Penghubung Geser Ditinjau dari Uji Geser Murni

Penelitian ini dilakukan oleh Lahamukang (2014), penelitian tersebut bertujuan untuk mengetahuai kekuatan *shear Connector* buatan *(hand made)* mana yang lebih kuat, khususnya *shear Connector* tipe Stud dengan mutu baja 305,17 MPa dan *shear Connector* tipe L dengan mutu baja 406,10 MPa. Benda uji yang digunakan adalah komposit baja beton dengan ukuran panjang 200 mm, lebar 164 mm dan tinggi 280 mm dengan dua jenis mutu beton yaitu 17 MPa dan 20 MPa, benda uji komposit tersebut menggunakan dua jenis penghubung geser yaitu penghubung geser tipe studdan penghubung geser tipe L. Perencanaan campuran beton mengacu pada SK SNI T-15-1990-03.

Berdasarkan analisa dan pembahasan maka dapat disimpulkan beberapa hal sebagai berikut: Dari hasil pengujian dapat dilihat penghubung gesertipe stud lebih kuat memberikan tahanan sebelum sampel mengalami kegagalan. Untuk mutu beton 17 MPa penghubung geser tipe stud menghasilkan kekuatan 26,50 KN, dan penghubung geser tipe L menghasilkan kekuatan 19,33KN. Untuk mutu beton 20 MPa penghubung geser tipe studmenghasilkan kekuatan 33,83 KN dan penghubung geser tipe L menghasilkan kekuatan 22,33 KN. Hasil pengujian benda uji secara umum mengalami kegagalan pada daerah sekitar penghubung geser dan keruntuhannya terjadi pada beton bukan pada daerah las. Semakin besar mutu beton yang dipakai pada strukturkomposit maka semakin kuat pula struktur komposit tersebut.

2.2.3 Desain Ulang Gedung Hotel Riss Yogyakarta Dengan Sistem Pelat-Balok Komposit Dan Kolom Baja

Penelitian ini dilakukan oleh Setyowati (2013), gedung yang di teliti tersebut adalah Hotel Riss Yogyakarta yang berlokasi di Jalan Gowongan Kidul No.33-34 Yogyakarta merupakan bangunan yang menggunakan struktur beton bertulang. Dilakukan perancangan ulang bangunan tersebut dengan merubah struktur tersebut menjadi struktur komposit baja-beton untuk pelat dan balok serta baja untuk kolom.

Perencanaan gedung tersebut berdasarkan “Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk bangunan Gedung (SNI 03-1729-2002)”, “Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung (SNI 03-1726-2002)” dan Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung 1987.

Hasil analisis gedung Hotel RISS Yogyakarta setelah dilakukan desain ulang, masih memiliki kemampuan untuk mendukung beban-beban yang bekerja pada bangunan tersebut baik beban lentur maupun beban geser. Dari hasil perhitungan didapatkan berat struktur (*W*) awal sebesar 163.128,2 kN setelah desain ulang menjadi 109.930,53 KN. Berat struktur berkurang sebesar 28%, sehingga gaya-gaya yang bekerja (*M*, *V*, dan *P*) menjadi lebih kecil dari struktur eksisting. Periode yang terjadi pada bangunan akibat gaya gempa mengalami kenaikan 75% dari struktur eksisting. Hal ini akan menyebabkan gaya gempa yang diterima struktur akan menjadi lebih kecil. Akan tetapi, defleksi yang terjadi mengalami kenaikan sebesar 43% pada as-8. Pada hasil perancangan ulang balok diketahui balok mengalami penyederhanaan dimensi, serta momen nominal (*Mn*) yang terjadi pada balok lebih besar dari momen ultimetnya (*Mu*) yakni 45395490 Nmm < 352529249,1 Nmm dan pada analisis perencanaan ulang kolom Momen Nominal menjadi lebih besar dari momen ultimetnya sehingga balok dapat dikatakan aman saat memikul beban yang ada pada balok.

2.3 PERBANDINGAN PENELITIAN YANG AKAN DILAKUKAN DENGAN PENELITIAN TERDAHULU

Perbedaan penelitian yang akan dilakukan dengan penelitian terdahulu dapat dilihat pada Tabel 2.1.

Tabel 2.1 Perbedaan yang akan dilakukan dengan Penelitian Terdahulu

Peneliti	Penelitian Terdahulu			Penelitian yang akan dilakukan
	Kurnia Safitri (2013)	Krisantus M Lahamukang (2014)	Dian Setyowati (2013)	Penulis
Judul Penelitian	Redesain Gedung Hotel Inna Garuda Yogyakarta Menggunakan Komposit Baja-Beton	Kuat Geser Komposit Baja-Beton Deangan Variasi Bentuk Penghubung Geser Ditinjau dari Uji Geser Murni	Desain Ulang Gedung Hotel Riss Yogyakarta Dengan Sistem Pelat-Balok Komposit Dan Kolom Baja	Modifikasi Perencanaan Struktur Atas Gedung Seni UNY Menggunakan Struktur Komposit Baja-Beton
Tujuan Penelitian	Merencanakan ulang struktur bangunan meggunakan struktur komposit	Penelitian ini bertujuan untuk mengetahuai kekuatan *shear Connector* buatan *(hand made)* mana yang lebih kuat, khususnya *shear Connector* tipe Stud dengan mutu baja 305,17 MPa dan *shear Connector* tipe L dengan mutu baja 406,10 MPa.	Merencanakan struktur utama yang meliputi balok, kolom, dan pelat, serta sambungan yang disesuaikan dengan SNI yang berlaku.	- Mendapatkan profil kolom, balok dan pelat yang efektif sesuai kaidah-kaidah peraturan di Indonesia - Membandingkan hasil perencanaan ulang komposit dengan beton bertulang ditinjau dari berat bangunan dan simpangan bangunan.
Metode Penelitian	Peraturan yang digunakan : SNI 03-1726-2002, SNI 03-2847-2002, SNI 03-1729-2002, PPURG 1987	Perencanaan campuran beton mengacu pada SK SNI T-15-1990-03	Peraturan yang digunakan : SNI 03-1726-2002 SNI-03-1729-2002 dan PPURG 1987	Peraturan yang digunakan : *Load Resistance Factor Design* (LRFD), SNI 03-1726-2012, SNI 03-2847-2013, SNI 03-1729-2015, PPURG 1987

2.4 KEASLIAN PEENELITIAN

Perbedaan antara Tugas Akhir ini dengan Tugas Akhir terdahulu meliputi 4 hal berikut.

1. Lokasi dan jenis gedung diredesain. Pada Tugas Akhir ini dilakukan redesain gedung Gedung Seni UNY.
2. Pada modifikasi ulang sistem pemikul momen menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRMPK).
3. Peraturan yang digunakan pada penelitian ini menggunakan peraturan tebaru.
4. *Software* yang digunakan dalam menganalisis strukturnya, pada bangunan gedung menggunakan ETABS V15.

Redesain bangunan Gedung Seni UNY menggunakan struktur rangka komposit baja-beton belum pernah dilakukan sebelumnya. Dari perencanaan ulang ini diharapkan dapat memberikan kontribusi ilmu pengetahuan khususnya pada bidang struktur.

BAB III
LANDASAN TEORI

3.1 UMUM

Suatu perencanaan struktur bangunan baik struktur beton bertulang maupun struktur komposit baja harus dilakukan dengan ketelitian yang tinggi agar menghasilkan struktur yang stabil, kuat, mampu melayani bebab layan, awet dan kemudahan dalam pelaksanaan serta ekonomis. Struktur dikatakan stabil apabila tidak mudah terjadi guling, miring ataupun tegeser selama umur rencana.

Pada modifikasi perencanaan struktur atas Gedung Seni UNY akan menggunakan peraturan-peraturan yang telah menjadi acuan untuk bangunan gedung di Indonesia. Pada perencanaan struktur bangunan akan menggunakan peraturan SNI 03-2847-2013 tentang Tata Cara Perhitungan Beton Bangunan Gedung, SNI 03-1726-2012 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung, SNI 1729-2015 Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung dan SNI 1727-2013 tentang Beban Minumum Untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur lain.

3.2 KETENTUAN PEMBEBANAN STRUKTUR

Dalam menjalankan fungsinya, setiap struktur akan menerima pengaruh dari luar yang perlu dipikul. Selain pengaruh dari luar, sistem struktur yang terbuat dari material bermassa juga akan memikul beratnya sendiri akibat pengaruh gravitasi. Menurut SNI 1727-2013 tentang Beban Minumum Untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain menyebutkan bahwa struktur gedung harus direncanakan kekuatannya terhadap pembebanan-pembebanan akibat beban mati, beban hidup, beban angin, beban gempa dan beban khusus. Berikut merupakan gambaran pembebanan yang dikenakan pada kontruksi gedung bertingkat bedasarkan peraturan terkait.

3.2.1 Beban Mati

Menurut SNI 1727-2013 beban mati adalah berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap, finishing, klading gedung dan komponen arsitektural dan structural lainnya serta peralatan layan terpasang lain termasuk berat keran. Beban mati yang diperhitungkan dalam struktur bangunan bertingkat ini merupakan berat sendiri elemen struktur bangunan yang memiliki fungsi struktural menahan beban. Menurut SNI 1727-2013 Pasal 3.1.2 bahwa beban mati untuk perancangan, harus digunakan berat bahan dan konstruksi yang sebenarnya, dengan ketentuan bahwa jika tidak ada informasi yang jelas, nilai yang harus digunakan adalah nilai yang disetujui oleh pihak yang berwenang.

3.2.2 Beban Hidup

Menurut SNI 1727-2013 ,beban hidup adalah beban yang diakibatkan oleh pengguna dan penghuni bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk beban konstruksi dan beban lingkungan, seperti beban angin, beban hujan, beban gempa, beban banjir, atau beban mati. Bedasarkan SNI 1727-2013, Rusunawa termasuk kategori rumah tinggal. Beban hidup minimum yang disyaratkan oleh SNI 1727-2013 pada rumah tinggal dapat dilihat pada Tabel 3.1.

Tabel 3.1 Beban hidup terdistribusi merata mnimum, L_o dan beban hidup terpusat minimum

Hunian atau Penggunaan	Merata Psf (kN/m^2)	Terpusat Lb (kN)
Apartemen (lihat rumah tinggal)		
Sistem lantai akses Ruang Kantor	50 (2,4)	2000 (8,9)
Gudang persenjataan dan ruang latihan	150 (7,18)[a]	

Tabel 3.1 Lanjutan

Hunian atau Penggunaan	Merata Psf (kN/m^2)	Terpusat Lb (kN)
Balkon dan dek	1,5 kali beban hidup untuk daerah yang dilayani. Tidak perlu melebihi 100 psf (4,79 kN/m^2)	
	40 (1,92)	300 (1,33)
Koridor Lantai Pertama Lantai lain	100 (4,79) sama seperti pelayanan hunian kecuali disebutkan lain	
Kontruksi pelat lantai *finishing* ringan (pada area 1in. x 1 in. [25mm x 25mm])		200 (0,89)
Jalur penyelamatan terhadap kebakaran Hunian satu keluarga saja	100 (4,79) 40(1,92)	
Tangga permanen	Lihat Pasal 4.5	
Garasi/parker Mobil penumpang saja Truk dan bus	40 (1,92)[a,b,c] c	
Atap Atap datar, berhubung dan lengkung Atap digunakan untuk taman atap Atap yang digunakan untuk tujuan lain Atap uang digunakan untuk hunian lainnya Awning dan kanopi Kontruksi pabrik yang didukung oleh struktur rangka kaku ringan Rangka tumpau layar penutup	20 (0,96)[n] 100 (4,79) Sama seperti hunian dilayani a 5 (0,24) tidak boleh direduksi	i 200 (0,89)

Tabel 3.1 Lanjutan

Hunian atau Penggunaan	Merata Psf (kN/m^2)	Terpusat Lb (kN)
Semua kontruksi lainnya Komponen struktur atap utama, yang berhubungan langsung dengan pekerjaan lantai Titik panel tunggal dari batang bawah rangka atap atau setiap titik sepangjang komponen struktur utama yang mendukung atap diatas pabrik, gundang dan perbaikan garasi Semua komponen struktur atap utama lainnya Semua permukaan atap deangan beban pekerja pemiliharaan	5 (0,24) tidak boleh direduksi dan bedasarkan luas trubutaru dar ata yang ditumpu oleh rangka 20 0,96)	2000 (8,9) 300 (1,33)
Bak-bak.*scuttles*, rusuk untuk atap kaca dan langit-langit yang dapat diakses		200 (0,89)
Tangga dan jalan keluar Rumah tinggal untuk satu dan dua keluarga saja	100 (4,79) 40 (1,92)	300[r] 300[r]
Gudang diatas lengit-langit Gudang penyimpan barang sebelum disalurkan ke pengecer (jika diantisipasi menjadi gudang penyimpanan, harus dirancang untuk beban lebih berat) Ringan Berat	20 (0,89) 125 (6,00)[a] 250 (11,97)[a]	

Sumber : SNI 1727-2013

3.3.3 Beban Angin

Beban angin ialah semua beban yang bekerja pada gedung atau bagian yang disebabkan oleh selisih dalam tekanan udara. Parameter yang digunakan dalam penentuan beban angin yang bekerja pada gedung menurut SNI 1727-2013 meliputi 4 hal dengan penjelasan sebagai berikut.

1. Kecepatan Angin Dasar (*V*)

   Kecepatan angin dasar merupakan kecepatan angin rata-rata yang terjadi setiap periode pada suatu wilayah.

2. Kategori Eksposur (K_h)

   Eksposur arah angin ditentukan pada kekasaran permukaan tanah yang ditentukan dari topografi alam, vegetasi dan fasilitas bangunan.

3. Koefisien Tekan Internal

   Koefisien tekan internal dengan klasifikasi desain gedung yang tertutup penuh menurut SNI 1727-2013 akan dijelaskan pada Tabel 3.2.

Tabel 3.2 Koefisien Tekanan Internal

Klasifikasi Ketertutupan	**(GCp)**
Bangunan gedung terbuka	0
Bangunan gedung tertutup sebagian	0,56
	-0,55
Bangunan tertutup	0,18
	-0,18

Sumber : SNI 1727-2013

4. Koefisien Tekan Dinding

   Harga koefisien tekan akibat gaya angin pada dinding gedung menurut SNI 1727-2013 akan dijelaskan pada Tabel 3.3

Tabel 3.3 Koefisien Tekanan Dinding

Permukaan	**L/B**	**C_p**
Dinding di sisi angin datang	seluruh nilai	0,8
Dinding di sisi angin	0-1	-0,5
	2	-0,3
	>4	-0,2
Dinding tepi	seluruh nilai	-0,7

Sumber : SNI 1727-2013

3.3.4 Beban Hujan

Setiap bagian dari suatu atap harus dirancang sesuai dengan ketentuan dari semua air hujan yang terkumpul apabila system drainase primer untuk bagian tersebut tertutup ditambah beban merata yang disebabkan oleh kenaikkan air diatas lubang masuk system drainsae sekunder pada aliran rencananya.

Perencanaan pembebanan untuk beban hujan disesuaikan dengan standar pembebanan SNI 1727-2013. Berikut merupakan beban hidup yang direncanakan bekerja pada struktur gedung.

$R = 5{,}2\ (d_s + d_h)$

Dalam SI $R = 0{,}0098(d_s + d_h)$

Keterangan:

R = beban air hujan pada atap yang tidak melendut, dalam lb/ft^2 (kN/m^2). Apabila istilah atap yang tidak melendut digunakan, lendutan dari beban (termasuk beban mati) tidak perlu diperhitungkan ketika menentukan jumlah air hujan pada atap.

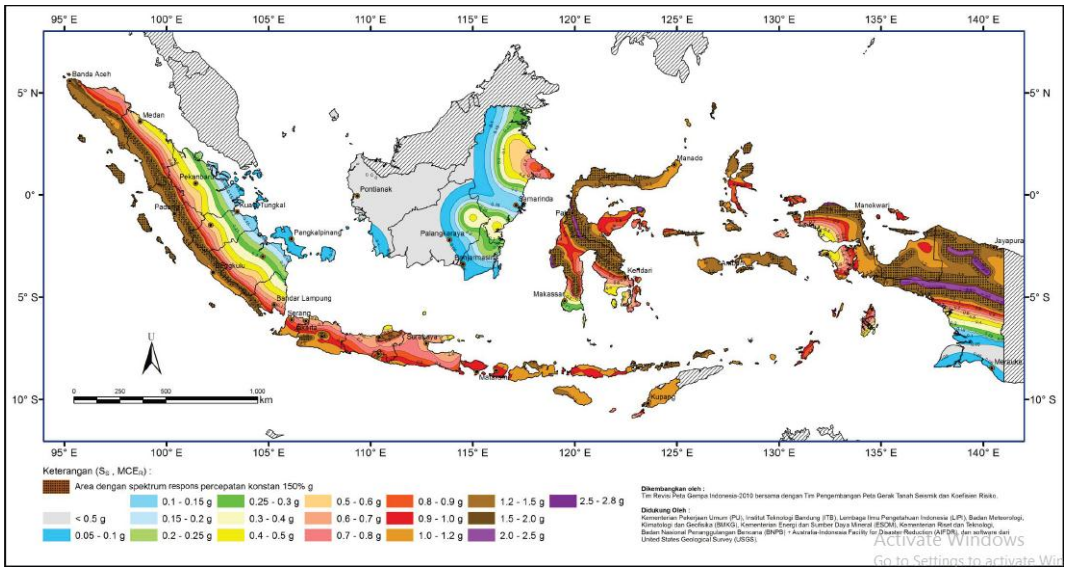
d_s = kedalaman air pada atap yang tidak melendut meningkat ke lubang masuk sistem drainase sekunder apabila sistem drainase primer tertutup (tinggi statis), dalam in.(mm).

d_h = tambahan kedalaman air pada atap yang tidak melendut di atas lubang masuk sistem drainase sekunder pada aliran air rencana (tinggi hidrolik), dalam in.(mm).

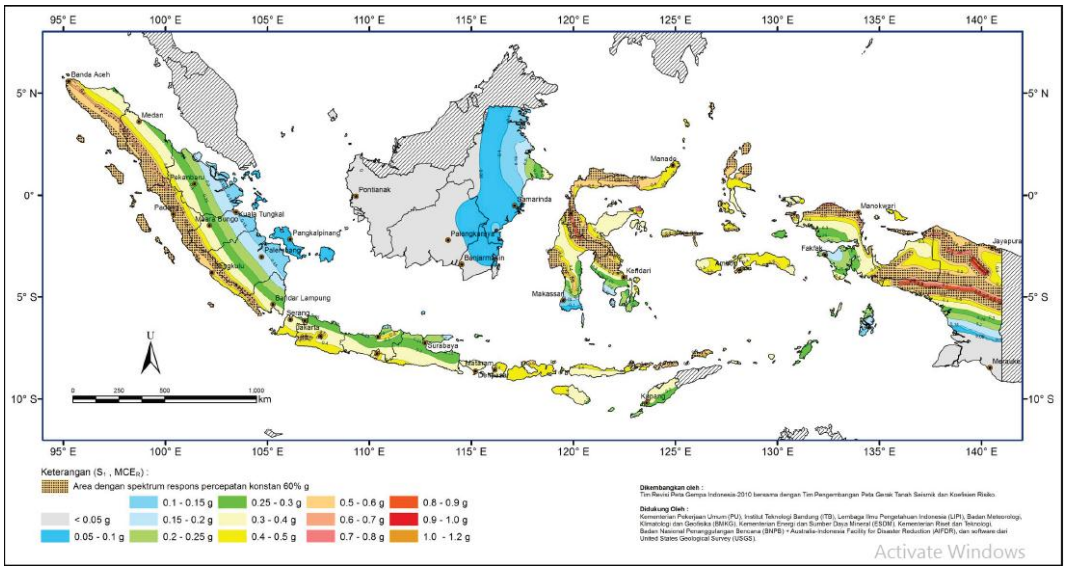
3.3.5 Beban Gempa

Merencanakan suatu struktur bangunan baik beton maupun baja harus mempertimbangkan beban gempa. Hal itu didasarkan atas ketidakpastian waktu dan besarnya gempa yang terjadi. Akibat yang ditimbulkan apabila suatu struktur bangunan tidak direncanakan untuk menahan gempa, maka kegagalan struktur akan terjadi bahkan bangunan dapat mengalami keruntuhan.

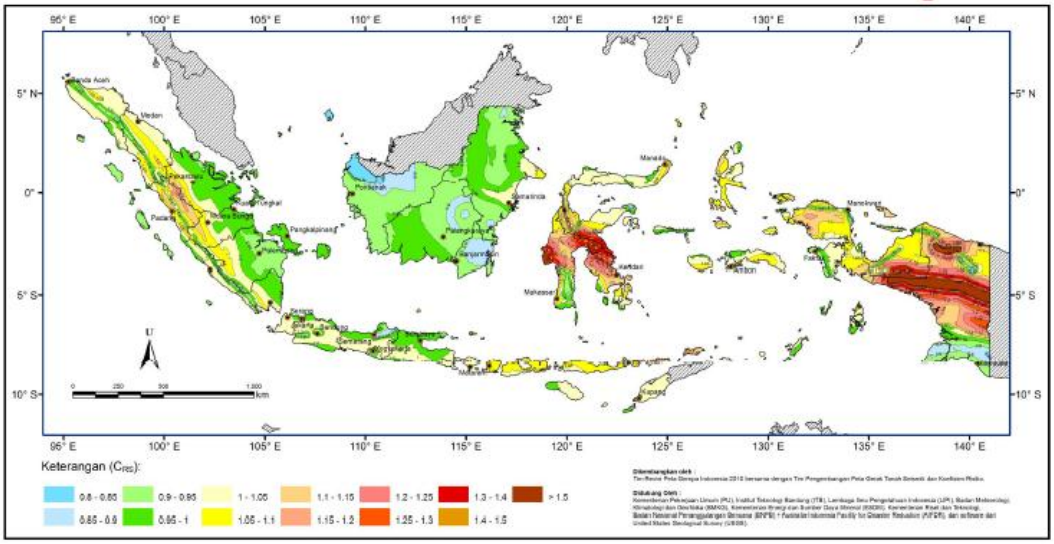
Peraturan mengenai perencanaan beban gempa untuk bangunan telah diatur dalam SNI-03-1726-2012. Menurut peraturan yang berlaku terdapat sejumlah peta wilayah gempa dan nilai koefesien terpetakan yang dibagi menurut percepatan respon gempa pada batuan dasar seperti pada Gambar 3.1 sampai Gambar 3.4.



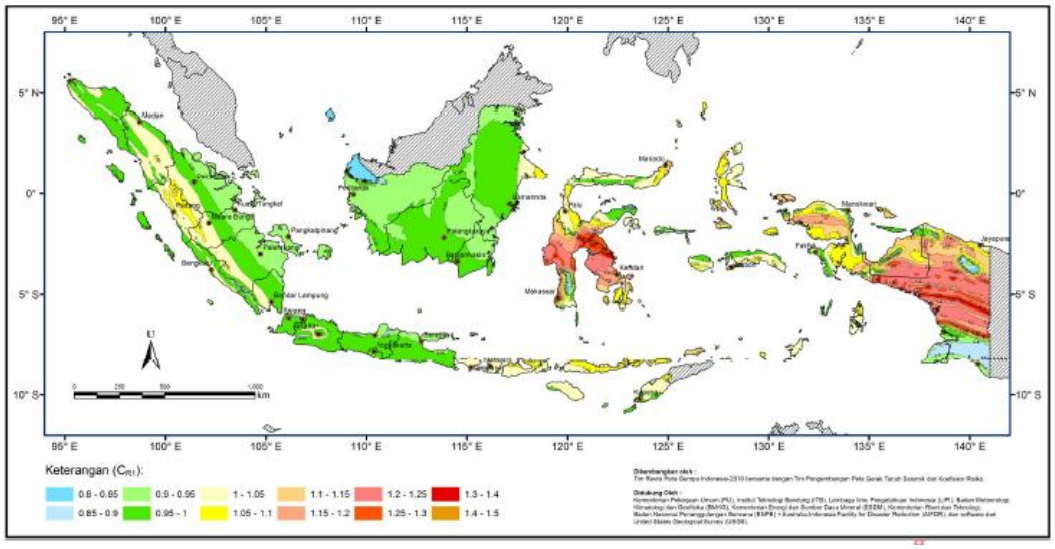
Gambar 3.1 Peta Wilayah Gempa Indonesia Pada Kelas Situs SB Percepatan Respon Gempa 150% (Sumber: SNI 03-1726-2012)



Gambar 3.2 Peta Wilayah Gempa Indonesia Pada Kelas Situs SB Percepatan Respon Gempa 60%g (Sumber: SNI 03-1726-2012)



Gambar 3.3 Koefesien risiko terpetakan, perioda respons spektral 0,2 detik



Gambar 3.4 Koefesien risiko terpetakan, perioda respons spektral 1 detik

Untuk mendapatkan gaya geser yang ditimbulkan oleh beban gempa maka diperlukan sejumlah parameter yang dapat dihitung secara matematis. Parameter yang digunakan dalam perencanaan pembebanan gempa pada struktur gedung menurut SNI 1726-2012 adalah sebagai berikut.

1. Kelas Lokasi Tanah

   Dalam perumusan kriteria design seismic suatu bangunan dipermukaan tanah atau penentuan amplifikasi besaran percepatan gempa puncak dari

batuan dasar kepermukaan tanah untuk suatu situs diperlukan klasiikasi kelas situs.

2. Koefisien Amplifikasi Getaran

Faktor amplifikasi getaran meliputi percepatan getaran periode pendek (*Fa*) yang dapat diakumulasi dari Tabel 3.4 dan percepatan periode 1 detik (*Fv*) yang dapat diakumulasi dari Tabel 3.5.

Tabel 3.4 Koefisien Periode Pendek (Fa)

Kelas situs	Parameter respon pada periode 0,2 detik, Ss				
	Ss ≤ 0,25	Ss = 0,5	Ss = 0,75	Ss = 1,0	S1 ≥ 1,25
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9

Sumber : SNI 1726-2012

Tabel 3.5 Koefisien Periode 1 Detik (Fv)

Kelas situs	Parameter respon pada periode 1 detik, S1				
	S1 ≤ 0,1	S1 = 0,2	S1 = 0,3	S1 = 0,4	S1 ≥ 0,5
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2,0	1,6	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4

Sumber : SNI 1726-2012

3. Parameter Percepatan Respon Spectra

Menurut SNI 1726-2012 nilai parameter percepatan respon spectra dapat dikalkulasi dengan persamaan berikut :

a. S_{MS} = Fa x Ss x Crs (3.1)

b. S_{M1} = Fv x S_1 x Cr1 (3.2)

4. Parameter Percepatan Respon Desain

Menurut SNI 1726-2012 nilai percepatan respon desain dapat dikalkulasi dengan persamaan berikut :

a. $S_{DS} = 2/3\ S_{MS}$ (3.3)

b. $S_{D1} = 2/3\ S_{M1}$ (3.4)

5. Periode Fundamental

Menurut SNI 1726-2012 nilai periode getar fundamental gedung yang didesain dapat dikalkulasi dengan persamaan berikut :

a. $T_0 = 0{,}2\ S_{D1}/S_{DS}$ (3.5)

b. $T_S = S_{D1}/S_{DS}$ (3.6)

6. Faktor Keutamaan

Tingkat kepentingan suatu struktur sangat beragam. Hal tersebut bergantung dari kategori atau kerugian ketika terjadi kegagalan akibat beban gempa. Menurut SNI 1726-2012 kategori resiko beban gempa untuk bangunan gedung dan non gedung tercakup dalam Tabel 3.6.

Tabel 3.6 Kategori Resiko Beban Gempa Bangunan Gedung dan Non Gedung

Jenis Pemanfaatan	Kategori Resiko
Gedung dan non gedung yang memiliki resiko rendah terhadap jiwa manusia saat terjadi kegagalan tetapi tidak dibatasi untuk : • Fasilitas Pertanian, Peternakan, Perkebunan dan Perikanan • Fasilitas sementara • Gudang penyimpanan • Rumah jaga dan struktur kecil lainnya	I
Semua gedung atau struktur lain, kecuali yang termasuk dalam resiko gempa I, III, dan IV tetapi tidak dibatasi untuk: • Perumahan • Rumah took dan rumah kantor • Gedung Perkantoran • Apartemen atau rumah kantor • Pusat perbelanjaan • Bangunan industri • Pabrik dan fasilitas manufaktur	II
• Rumah toko dan rumah kantor • Gedung Perkantoran • Apartemen atau rumah kantor • Pusat perbelanjaan • Bangunan industri Pabrik dan fasilitas manufaktur	II
Gedung dan non gedung yang memiliki resiko tinggi terhadap jiwa manusia saat terjadi kegagalan tidak dibatasi untuk: • Bioskop, gedung pertemuan, stadion, penjara • Fasilitas kesehatan tanpa unit bedah dan unit gawat darurat • Fasilitas penitipan anak dan orang jompo Gedung dan non gedung yang tidak termasuk kategori IV namun mempunyai dampak ekonomi yang besar dan/ atau gangguan masal terhadap kehidupan masyarakat bila terjadi kegagalan, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk: • Pusat pembangkit listrik biasa • Fasilitas penanganan air • Fasilitas penanganan limbah dan pusat telekomunikasi Gedung dan non gedung yang tidak termasuk kategori IV (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses penanganan, penyimpanan atau pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak dengan kandungan bahan diluar ambang batas dan cukup membahayakan manusia bila terjadi kebocoran	III

Sumber : SNI 1726-2012

Faktor keutamaan (I) diperuntukkan memperbesar beban gempa rencana agar strukur tersebut dapat memikul beban gempa dengan dengan periode ulang yang lebih panjang dengan kata lain kerusakan yang lebih kecil faktor keutamaan gempa dapat ditentukan dengan Tabel 3.7.

Tabel 3.7 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori resiko	Faktor keutamaan gempa, I
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,5

Sumber : SNI 1726-2012

7. Kategori Resiko

Kategori resiko terjadinya gempa seismik digolongkan berdasar percepatan respon desain saat 0,2 detik (S_{DS}) yang tertera pada Tabel 3.8.

Tabel 3.8 Kategori Resiko Gempa

Nilai S_{DS}	Kategori resiko	
	I atau II atau III	IV
SDS < 0,167	A	A
0,167 ≤ SDS < 0,33	B	C
0,33 ≤ SDS < 0,5	C	D
0,5 < SDS	D	D

Sumber : SNI 1726-2012

8. Sistem Penahan Gaya Seismik

Jenis penahan gaya seismik ditentukan oleh tipe material dan kategori resiko yang diijinkan. Setiap ragam dan jenis penahan gaya mempunyai harga faktor reduksi gempa dan faktor pembesaran defleksi yang berbeda. Seperti yang tertera pada Tabel 3.9

Tabel 3.9 Sistem Penahan Gaya Seismik

Sistem penahan-gaya sesismik	Batasan system struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m)[c]				
	Kategori desain seismik				
	B	C	D[d]	E[d]	F[d]
1. Rangka baja pemikul momen khusus	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	TB	TB	48	30	TI
3. Rangka baja pemikul momen menengah	TB	TB	10[h,i]	TI[b]	TI[i]
4. Rangka baja pemikul momen biasa	TB	TB	TI[h]	TI[h]	TI[i]
5. Rangka beton bertulang pemikul momen	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	TB	TB	TI	TI	TI
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	TB	TI	TI	TI	TI
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	TB	TB	TB	TB	TB
9. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	TB	TB	TI	TI	TI
10. Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen	48	48	30	TI	TI
11. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	TB	TI	TI	TI	TI
12. Rangka baja canal dingin pemikul momen khusus dengan pembautan	10	10	10	10	10

Sistem penahan-gaya seismic	Koefisien modifikasi respons, R[a]	Faktor kuat lebih system, Ω_0[g]	Faktor pembesaran defleksi, C_d[b]
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5,5
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5,5
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4,5	3	4
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3,5	3	3
5. Rangka beton bertulang pemikul momen	8	3	5,5
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4,5
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2,5
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5,5
9. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	5	3	4,5
10. Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen	6	3	5,5
11. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	3	2,5
12. Rangka baja canal dingin pemikul momen khusus dengan pembautan	3,5	3^0	3,5

Sumber : SNI 1726-2012

9. Koefisien Respon Seismik

Batas periode fundamental (*Ta*) dalam arah yang ditinjau harus diperoleh mengunakan properti struktur dan karateristik deformasi elemen penahan. Hal ini diatur dalam SNI 1726-2012. Dimana nilai T yang diijinkan adalah dengan pendekatan sebagai berikut :

$$Ta = Ct \; x \; h_n^{\,x} \qquad (3.7)$$

dimana :

Ct = 0,00724[a]

X = 0,8

T ≤ 1,4

10. Koefisien Respon Seismik

Nilai koefisien respon seismik berungsi untuk menjamin agar struktur dapat memikul beban gempa yang dapat menimbulkan kerusakan pada struktur. Koefisien Cs bergantung pada kelas situs tanah dan nilai periode fundamental (*Ta*) yang didesain. Harga koefisien respon seismik menurut SNI 1726-2012 Pasal 6.4.3 adalah :

$$Cs = \frac{S_{DS}}{I_e R} \qquad (3.8)$$

$$Cs \leq \frac{S_{DS}}{I_e R \, Ta}$$

11. Gaya Geser Dasar (*V*)

Nilai gaya geser dasar yang bekerja pada gedung dapat dikalkulasi dengan persamaan :

$$V = Wi \; Cs \qquad (3.9)$$

12. Gaya Desain (*Fi*)

Nilai geser desain (*Fi*) merupakan nilai geser yang bekerja pada setiap lantai gedung. Gaya geser desain ini bekerja pada titik berat struktur dan diproyesikan menurut sumbu kerja x dan y. Nilai geser desain struktur gedung menurut SNI 1726-2012 Pasal 7.10.1.1 adalah :

$$Fi = \frac{\sum_{i=x}^{n} Fi}{\sum_{i=1}^{n} Wi} W_{px} \quad (3.10)$$

13. Batas Simpangan

Akumulasi batas simpangan antar lantai (Δ) diatur dalam SNI 1726-2012 Pasal 7.12.1.1.Dimana nilai kinerja batas layan tidak boleh melebihi :

$$\Delta a/\rho \quad (3.11)$$

dimana :

Δa = 0,015 h_{sx}

h_{sx} = tinggi tingkat dibawah tingkat x

ρ = 1,3

14. Pengaruh beban gempa horizontal

Pengaruh beban gempa horizontal, E_h, harus ditentukan sesuai dengan persamaan sebagai berikut.

$$E_h = \rho Q_E \quad (3.12)$$

Keterangan:

Q_E = pengaruh gaya gempa horizontal dari *V* atau F_p.

ρ = faktor redundansi

15. Pengaruh beban gempa vertikal

Pengaruh beban gempa vertikal, E_v, harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut.

$$E_v = 0{,}2\ S_{DS}\mathrm{D} \qquad (3.13)$$

Keterangan:

S_{DS} = parameter percepatan spectrum respons desain pada perioda pendek

D = pengaruh beban mati

16. Torsi Bangunan

Ketidakberaturan torsi terjadi bila simpangan antar tingkat pada ujung suatu bangunan lebih besar dari 1,2 kali simpangan rata-rata pada dua ujung bangunan. Ketidak beraturan torsi ekstrem terjadi bila rasio dari simpangan antar tingkat lebih besar dari 1,4. Ketidakberaturan torsi dapat juga kita tentukan dengan menghitung faktor pembesaran torsi Ax dengan rumus sebagai berikut.

$$\mathrm{Ax} = \left(\frac{\delta msx}{1{,}2\mathrm{x}\delta\mathrm{avg}}\right)^2$$

$$\delta\mathrm{avg} = \frac{\delta max - \delta min}{2}$$

3.3.6 Kombinasi Pembebanan

Perencanaan suatu struktur bangunan seluruh beban yang akan diterima struktur harus diperhitungkan agar bangunan tersebut tidak runtuh pada saat menerima kombinasi beban.

Menurut peraturan SNI-03-1726-2012 Pasal 4.2.2, kombinasi pembebanan adalah sebagai berikut.

$1{,}4D$ (3.14)

$1{,}2D + 1{,}6L + 0{,}5$ (L_r atau R) (3.15)

$1{,}2D + 1{,}6L$(L_r atau R) + ($L_r$atau $0{,}5W$) (3.16)

$1{,}2D + 1{,}0W + L + 0{,}5$ (L_r atau R) (3.17)

$1{,}2D + 1{,}0E + L$ (3.18)

$0{,}9D + 1{,}0W$ (3.19)

$1{,}2D + 1{,}0E$ (3.20)

Pengecualian faktor beban untuk *L* pada kombinasi 3,4 dan 5 boleh diambil sama dengan 0,5 kecuali untuk ruangan garasi, ruangan pertemuan yang nilai beban hidupnya lebih besar daripada 500 kg/cm^2.

Keterangan :

D = beban mati.

L = beban hidup

L_r = beban hidup atap

R = beban hujan, tidak temasuk yang diakibatkan genangan air

W = beban angin

E = beban gempa.

3.3 METODE *LOAD AND RESISTANCE FACTOR DESIGN*

Perinsip perencanaan dengan metode LRFD adalah perencanaan kekuatan struktur telah diberi suatu faktor resitensi (φ) terhadap kombinasi beban terfaktor yang direncanakan bekerja pada stukrtur tesebut. Faktor resitensi (φ) digunakan untuk memperhitungkan ketidakpastian dalam sifat-sifat material, persamaan dalam perkiraan kekuatan, pelaksanaan, *quality control* dan konsenkuensi akan kegagalan. Sedangkan faktor beban adalah untuk memperhitungkan ketidakpastian akibat besarnya pembebanan, susunan pembebanan dan kombinasi beban rencana.

LRFD *(load and resistance factor design)* / DFBK merupakan metode yang mempromosikan komponen struktur sedemikian sehingga kekuatan desain sama atau melebihi kekuatan perlu komponen akibat aksi kombinasi beban DFBK (desain faktor beban kekakuan).

$$R_u \leq \Phi R_n \tag{3.21}$$

Keterangan :

R_u = kekuatan perlu menggunakan komninasi beban DFBK

R_n = kekuatan nominal, disyaratkan dalam Bab B sampai K

Φ = faktor ketahanan, disyaratkan dalam Bab B sampai K

ΦRn = kekuatan desain

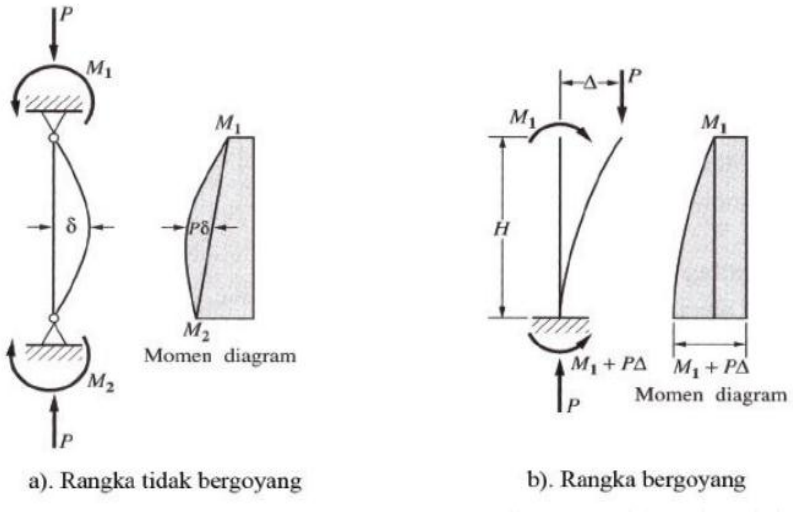
3.4 ANALISIS STRUKTUR

Dalam desain stabilitas harus disediakan untuk struktur secara keseluruahn dan untuk setiap elemennya. Desain yang digunakan dalam ketentuan ini adalah kombinasi dari analisis untuk menentukan kekuatan perlu dari komponen dan memproporsikan komponen agar kekuatan cukup. Istilah *Direct Analisis Method* (DAM) mulai muncul di *Chapter C-Design for Stability* (AISC 2010), yang mengsyaratkan bahwa stabilitas adalah hal penting pada perencanaan struktur baja, dan harus ditinjau secara keseluruhan, baik sebagai struktur (global) atau sebagai elemen-elemen penyusunya (lokal). Dalam memperhitungkan stabilitas, perlu dimasukkan juga faktor-faktor yang memperngaruhi yaitu sebagai berikut.

1. Deformasi elemen akibat momen lentur, gaya aksial atau gaya geser, juga bentuk deformasi lain yang dapat mempengaruhi perilaku struktur.
2. Pengaruh orde-kedua baik efek P-Δ (global-struktur) atau P-δ (lokal-elemen).
3. Ketidaksempurnaan geometri.
4. Reduksi kekakuan akibat inelastisitas.

5. Ketidakpastian dalam kekakuan dan kekuatan. Semua efek yang bergantung beban harus dihitung dilevel pembebanan sesuai dengan kombinasi DFBK.

Analisa struktur dengan metode matrik kekakuan menunjukkan bahwa perilaku struktur yang dievaluasi terbatas pada kondisi elastik-linier. Agar valid, salah satu persyaratan yang harus dipenuhi adalah deformasi struktur relatif kecil sedemikian sehingga geometri sebelum dan sesudah pembebanan dianggap tidak berubah.Itulah mengapa salah satu syaratnya adalah evaluasi terhadap deformasi maksimum yang terjadi .Jika deformasinya relatif besar sedemikian sehingga konfigurasi geometri berubah, maka hasil analisis menjadi tidak valid. Kasusnya menjadi non-linier geometri, jika demikian cara analisis elastis-linier yang biasa dipakai akan memberikan hasil yang tidak tepat. Untuk mengatasi, penyelesaiannya harus memasukkan pengaruh deformasi struktur. Analisisnya lebih kompleks dibanding analisis elastiklinier, untuk itu umumnya perlu iterasi dan tahapan beban. Oleh sebab itu analisa strukturnya disebut sebagai analisis struktur order ke-2. Istilah lain yang sepadan adalah analisis non-linier geometri. (Wiryanto,2014). Pengaruh efek P-delta dapat dilihat pada Gambar 3.5.



Gambar 3.5 Pengaruh Efek P-Delta (Wiryanto,2014)

Dalam SNI 1729 2015 pasal bagian C2 bahwa harus menggunakan analisis orde-kedua memperhitungkan efek P-Δ dan P-δ , kecuali boleh mengabaikan P-δ pada respon struktur apabila kondisi pada pasal bagian C2.1.2 terpenuhi. Selain itu analisis harus mempertimbangkan semua beban gravitasi dan beban-beban lainnya yang dapat mempengaruhi stabilitas struktur termasuk beban pada kolom-kolom miring dan elemenelemen lainnya yang bukan merupakan bagiandari sistem penahan gaya lateral.

Ketidaksempurnaam geometri disebutkan dalam SNI 1729 2015 pasal bagian C2.2 bahwa ketidaksempurnaan pada lokasi titik perpotongan dari komponen struktur atau pengaruh cacat bawaan. Pada struktur bangunan gedung tipikal, ketidaksempurnaan dari tipe ini adalah kemiringan kolom dan ketidaksempurnaan pemodelan langsung. Ketidaksempurnaan geometri diwakili dengan penggunaan beben national. Beban national harus digunakan sebagai beban lateral pada semua level. Beban national harus ditambahkan ke beban lateral lainnya dan harus digunakan pada semua kombinasi beban. Besar beban national tersebut adalah:

$$Ni = 0{,}002.\ \alpha.\ Yi \qquad (3.22)$$

Keterangan:

α = 1,0 (DFBK)

Ni = Beban national yang digunakan pada level i dari kombinasi beban DFBK dengan satuan Newton

Beban notional merupakan beban lateral yang diberikan pada titik nodal di semua level, berdasarkan prosentasi beban vertikal yang bekerja di level tersebut, dan diberikan pada sistem struktur penahan beban gravitasi melalui rangka atau kolom vertikal, atau dinding, sebagai simulasi pengaruh adanya cacat bawaan (*initial imperfection*). (Wiryanto,2014)

Dengan catatan, untuk struktur dimana rasio dari simpangan orde-kedua maksimum terhadap simpangan orde-pertama maksimum pada semua

tingkat adalah sama dengan atau kurang dari 1,7 maka diizinkan menggunakan beban national N hanya dalam kombinasi beban gravitasi saja dan bukan dalam kombinalsi yang dimasukkan beban-beban lateral lainnya. Adanya leleh setempat (*partial yielding*) akibat tegangan sisa pada profil baja akan menyebabkan pelemahan kekuatan saat mendekati kondisi batasnya. Kondisi tersebut pada akhirnya menghasilkan efek destabilizing seperti yang terjadi akibat adanya geometry imperfection. Kondisi tersebut pada *Direct Analysis Method* (DAM) akan diatasi dengan penyesuaian kekakuan struktur, yaitu memberikan faktor reduksi kekakuan. Nilainya diperoleh dengan cara kalibrasi dengan membandingkannya dengan analisa distribusi plastisitas maupun hasil uji test empiris. Faktor reduksi kekakuan, $EI^*=0.8\tau_b EI$ dan $EA^*=0.8E$.

Untuk kondisi, Pr ≤ 0,5 Py , maka

$$\tau_b = 1{,}0 \tag{3.23}$$

Jika gaya tekannya besar, yaitu Pr > 0,5 Py, maka

$$\tau_b = 4\frac{Pr}{Py}\left(1 - \frac{Pr}{Py}\right) \tag{3.24}$$

Pemakaian reduksi kekauan hanya berlaku untuk memperhitungkan kondisi batas kekuatan dan stabilitas struktur baja, dan tidak digunakan pada perhitungan drift (pergeseran), lendutan, vibrasi dan penentuan periode getar. Untuk kemudahan pada kasus τb= 1,0, reduksi *EI** dan *EA** dapat diberikan dengan cara memodifikasi nilai E dalam analisis. Tetapi jika komputer program bekerja semi otomatis,perlu diperhatikan bahwa reduksi E hanya diterapkan pada *2nd order analysis*. Adapun nilai modulus elastis untuk perhitungan kuat nominal penampang tidak boleh dikurangi, seperti misal saat perhitungan tekuk torsi lateral pada balok tanpa tumpuan lateral. (Wiryanto,2014)

3.5 PERENCANAAN ATAP DAN PELAT KOMPOSIT

3.5.1 Perencanaan Atap

Perencanaan pada bagian atap menyamakan dengan pelat komposit.

3.5.2 Perencanaan Pelat Komposit

Dek baja yang akan dipakai dalam perencanaan ini adalah jenis gelombang dek yang arahnya tegak lurus terhadap balok baja penumpu. Persyaratan dek baja bergelombang dan penghubung gesernya untuk digunakan dalam komponen struktur komposit yag diatur dalam SNI-1729-2015 Pasal I3.2c.1 sebagai berikut.

1. Tinggi maksimum dek baja, $h \leq 75$mm.
2. Lebar rata-rata minimum dari gelombang dek, w > 50mm, lebar ini tidak boleh lebih besar dari lebar bersih minimum pada tepi atas dek baja.
3. Tebal pelat minimum diukur dari tepi atas dek baja = 50 mm.
4. Tinggi maksimum *stud* diukur dari sisi dek baja paling atas = 400 mm.
5. Jarak antara penghubung-penghubung geser jenis *stud* sepanjang balok penumpu tidak boleh lebih dari 900 mm.

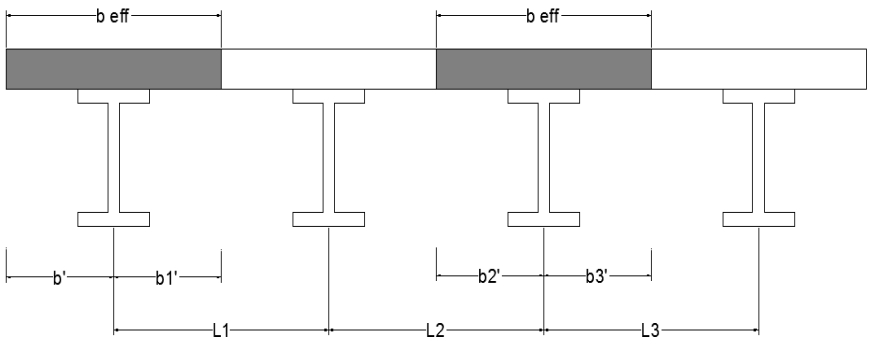
3.6 PERENCANAAN BALOK KOMPOSIT

Balok komposit adalah elemen struktur komposit yang menerima beban lentur. Balok komposit memiliki macam-macam bentuk dan kegunaan sendiri-sendiri, tipe-tipe dari balok komposit adalah sebagai berikut.

1. Balok komposit dengan pelat beton dicor di tempat.
2. Balok komposit menggunakan *precast reinforced concrete planks* dimana bagian atasnya dicor ditempat.
3. Balok komposit yang diberikan perkuatan dibagian gesernya.
4. Balok komposit yang menggunakan dek baja bergelombang.

3.6.1 Lebar Efektif Balok Komposit

Dalam perencanaan balok baja komposit analisa kekuatan penampang ditentukan oleh lebar efektif dari *slab* beton terhadap balok baja yang menumpu. Hal tersebut seperti yang ditunjukan Gambar 3.6



Gambar 3.6 Lebar Efektif Penampang

Menurut SNI 1729-2015 Pasal 12.4.1, lebar effektif untuk *slab* beton yang bekerja secara komposit balok baja adalah sebagai berikut.

1. Untuk gelagar interior

$$b_{eff} \leq \frac{L}{4} \quad (3.25)$$

$$b_{eff} \leq \frac{(L1+L2)}{2} \quad (3.26)$$

2. Untuk gelagar eksterior

$$b_{eff} \leq \frac{L}{8} \quad (3.27)$$

$b_{eff} \leq \frac{L1}{2} + b'$ jarak dari pusat balok ke pinggir slab

Dimana :

b_{eff} adalah lebar efektif balok

b’ adalah bentang antara balok

L adalah panjang balok

3.6.2 Kuat Lentur Nominal Balok Komposit

Kuat lentur dari balok komposit di daerah momen positif dikontrol dari kekuatan plastis penampang atau kekuatan pelat beton ataupun dari kekuatan penghubung geser. Bila badan dari penampang baja sangat langsing dan badan menerima tekan dengan porsi besar sehingga terjadi tekuk pada badan menyebabkan ada batasan terhadap kekuatan nominal balok. (Setiawan, 2008)

Kuat lentur nominal komposit pada kondisi momen positif, kondisi penampang beton adalah tekan. Kuat lentur momen nominal positif desain (Φ.Mn) dari suatu komponen struktur komposit menurut SNI 1729-2015 Pasal bagian I3.2a sebagai berikut:

1. Untuk h/tw ≤ 3,76 $\sqrt{EIfy}$ (3.28)

   Mn ditentukan dari distribusi tegangan plastis pada penampang komposit untuk keadaan batas leleh (momen plastis)

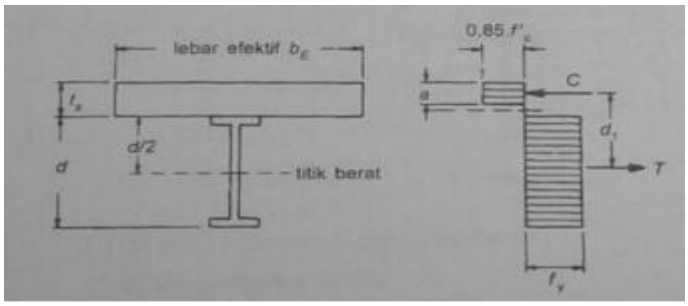
   Φ = 0,9

2. Untuk h/tw > 3,76 $\sqrt{EIfy}$ (3.29)

   Mn ditentukan dari superposisi tegangan elastis, dengan memperhitungkan efek penopangan, untuk keadaan batas leleh (Momen leleh)

   Φ = 0,9

Kuat lentur nominal yang dihitung berdasarkan distribusi tegangan plastis, dapat dikategorikan menjadi dua kasus sebagai berikut: (Setiawan, 2008). Sumbu netral plastis (PNA) jatuh pada pelat beton dapat dilihat pada Gambar 3.7.



Gambar 3.7 Distribusi Tegangan Plastis Pada Pelat Beton

(Sumber: Setiawan 2008)

Dengan mengacu pada Gambar 3.7, maka besar gaya tekan *C* adalah:

$$C = 0{,}85.\, f'c\, .\, a\, .\, b_E. \tag{3.30}$$

Gaya tarik T pada profil baja adalah sebesar:

$$T = As\, .\, fy \tag{3.31}$$

Untuk menentukan kapasitas momen nominal, harus dicapai keseimbangan gaya, yaitu bila kondisi distribusi tegangan plastis memenuhi *C* = *T*, maka diperoleh:

$$a = \frac{As\, fy}{0.8\, f'c\, bE} \tag{3.32}$$

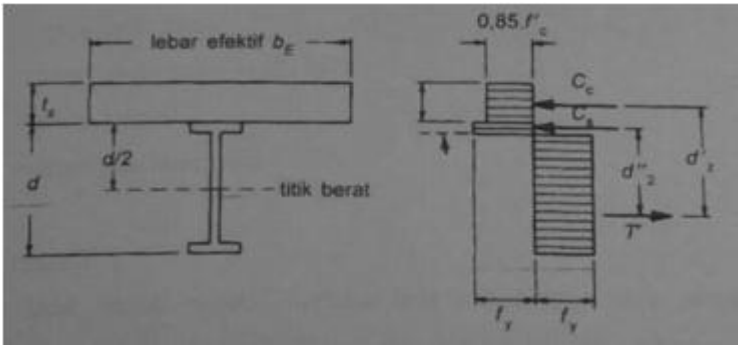
Kuat lentur nominal dapat dihitung dari Gambar 3.7

$$Mn = C\, .\, d_1 \tag{3.33}$$

Atau

$$Mn = T.\, d_1 = As\, .\, fy.\, (d/2 + t_s - a/2) \tag{3.34}$$

Jika dari hasil perhitungan ternyata $a > ts$ maka asumsi harus diubah. Hasil ini menyatakan bahwa pelat beton tidak cukup kuat untuk mengimbangi gaya tarik yang timbul pada profil baja. Sumbu netral plastis (PNA) jatuh pada profil baja dapat dilihat pada Gambar 3.8.



Gambar 3.8 Distribusi Tegangan Plastis Pada Profil Baja

(Sumber: Setiawan 2008)

Apabila dalam blok tegangan beton, a ternyata melebihi tebal pelat beton, maka distribusi tegangan dapat ditunjukkan seperti pada Gambar 10 gaya tekan Cc yang bekerja pada beton adalah sebesar: (Setiawan, 2008)

$$C_c = 0{,}85.\ f'\text{c}\ .\ a\ .\ b_E \tag{3.35}$$

Dari keseimbangan gaya, diperoleh hubungan

$$T' = C_c + C_s \tag{3.36}$$

Besarnya T' sekarang lebih kecil daripada As . fy, yaitu:

$$T' = As\ .\ fy - C_s \tag{3.37}$$

Dari 2 persamaan di atas, maka diperoleh:

$$Cs = \frac{As\ fy - Cc}{2} \tag{3.38}$$

Atau dengan mensubsitusikan persamaan pertama, diperoleh bentuk:

$$Cs = \frac{As\ fy - 0.85\ f'c\ be\ ts}{2} \tag{3.39}$$

Kuat lentur nominal diperoleh dengan

$$Mn = Cc \ .d2' + Cs.d2'' \quad (3.40)$$

Keterangan :

C = gaya tekan total

T = gaya Tarik total

As = luas penampang profil baja

fc' = mutu beton

fy = tegangan leleh baja

a. Kuat lentur negatif

Desain kuat lentur negatif berlaku bila baja atau penampang komposit yang digunakan sederhana. Untuk penampang komposit, beton dengan gaya tarik diabaikan, tetapi memperhitungkan gaya tarik dari baja tulangan pada pelat beton (Setiawan, 2008). Persamaan keseimbangan berlaku dengan ketentuan sebagai berikut.

1) Balok baja berupa penampang kompk dan dibresing secara cukup
2) Angkur kanal baja atau *steel headed stud* yang menyambungkan pelat ke balok baja pada derah momen negatif.
3) Tulangan pelat yang paralel pada balok baja,dilebar efektif pelat diperhitungkan dengan tepat.

Dengan menggunakan prinsip kesetimbangan:

T_{sr} (Tarik-tulangan) + T_s (Tarik-profil baja) = C_s (tekan-profil baja)

Nilai Tsr diambil sebagai nilai terkecil dari:

$$Ar \ . \ fyr \quad (3.41)$$

$$\sum Qn \quad (3.42)$$

Gaya tekan nominal maksimum dalam penampang balok baja

$$C_{max} = As.fy \quad (3.43)$$

Dari persamaan kesetimbangan

$$C_s = T_{sr} + T_s \quad (3.44)$$

$$C_s = Cmax - T_s \quad (3.45)$$

Maka diperoleh :

$$Ts = \frac{Cmax - Tsr}{2} \quad (3.46)$$

Yang mana $T_{sr} = A_{sr}. fy$ (3.47)

Letak garis netral penampang (PNA) ditentukan dengan asumsi bila nilai Cmax lebih besar dari Tsr, maka PNA terletak di dalam baja. Menurut Setiawan (2008), diasumsikan PNA berada di flens atas penampang baja, maka dapat ditentukan:

Jarak serat atas pelat sayap ke PNA

$$ya = \frac{Ts}{As\ fy} \quad (3.48)$$

$$ya = \frac{As\frac{d}{2} - bf\ y3\ (d\frac{y3}{2})}{As - (bf\ y3)} \quad (3.49)$$

Kuat lentur nominal negatif ditentukan dengan rumus sebagai berikut:

$$\Phi b\ Mn = M_{n1} + M_{n2} \quad (3.50)$$

Yang mana

$$M_{n1} = T_{sr} . d_{3'} = A_{sr} . f_{yr} (d\text{-}y + Ts - (Ts/2)) \quad (3.51)$$

$$M_{n2} = T_{sr} . d_3' = \frac{As\ fy\ Asr\ fyr}{As\ fy}(d - y - (\frac{y3}{2})) \quad (3.52)$$

3.6.3 Kuat Geser Nominal Balok Komposit

Kuat geser rencana balok komposit, ditentukan berdasarkan kuat geser pelat badan penampang baja. Gaya geser yang terjadi pada balok komposit harus memenuhi persamaan dibawah ini: (SNI 1729 Pasal bagian G2.1 dan Pasal I4.1)

$\Phi\ Vn \geq Vu$ (3.53)

$0{,}9.\ Vn \geq Vu$ (3.54)

$0{,}9.0{,}6.fy.Aw.\ Cv > Vu$ (3.55)

Untuk badan komponen struktur profil-I canai panas dengan $h/tw \leq 2{,}24\sqrt{EIfy}$

maka $C_v = 1$

3.6.4 Kontrol lendutan

Komponen struktur komposit memiliki inersia yang lebih besar daripada komponen struktur non komposit, akibatnya lendutan pada komponen komposit akan lebih kecil. Meskipun ketentuan batas kekuatan *(limit state of strength)* untuk perencanaan balok sudah terpenuhi, tetapi struktur masih perlu dievaluasi terhadap lendutan dan ketentuan kondisi batas layan. (Wiryanto, 2015)

Besarnya lendutan yang terjadi pada balok ditentukan oleh detail dan maksud pemakaian struktur tersebut. Menurut Wiryanto (2015) besarnya suatu lendutan dapat ditentukan dengan syarat-syarat berikut.

Kondisi lendutan untuk balok induk :

$$f_{max} \leq \frac{L}{360} \quad (3.56)$$

Kondisi lendutan untuk balok kantilever :

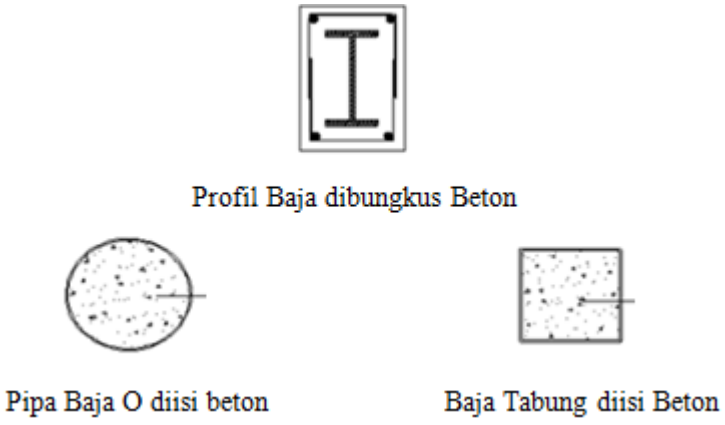
$$f_{max} \leq \frac{L}{150} \quad (3.57)$$

3.7 PERENCANAAN KOLOM KOMPOSIT

Kolom komposit adalah elemen struktur komposit yang menerima beban tekan, atau tekan dan lentur. Kolom komposit awal mulanya dikembangkan

berupa profil baja yang dibungkus beton dan bertujuan untuk menghindari baja profil dari bahaya api. Namun seiring perkembangan teknologi, kolom komposit baja-beton dianalisis dengan memperhitungkan karakteristik dari kedua material komposit tersebut dan perilakunya sebagai satu elemen (Salmon dan Johnson, 1996).

Ada beberapa tipe dari kolom komposit seperti yang terlihat pada Gambar 3.9.



Gambar 3.9 Tipe-Tipe Kolom Komposit
(sumber : Brahmantyo, 2000)

Seperti yang telah dijelaskan pada gambar 3.6 bahwa kolom komposit dapat terbentuk dari tiga tipe tersebut. Analisis dari kolom komposit hampir sama dengan analisis komponen struktur tekan, namun dengan nila *f*, *E* dan *r* yang telah di modifikasi.

Menurut SNI 1729-2015 Pasal bagian I2, ada beberapa batasan yang harus dipenuhi agar disebut sebgai kolom yang besifat komposit, batasan tersebut adalah sebagai berikut :

1. Luas penampang melintang inti baja harus terdiri dari sedikitnya 1% dari penampang melintang komposit total
2. Selongsong beton dan inti baja harus ditulangi dengan batang tulangan longitudinal menerus dan sengkang pengikat lateral atau spiral.

Bila digunakan pengikat lateral, batang tulangan No.3 (10 mm) berspasi maksimum 12in (305 mm) pusat ke pusat, atau batang tulangan No.4 (13mm)

atau lebih besar harus digunakan pasi maksimum 16 in (406 mm) pusat ke pusat. Boleh digunakan tulangan kawat ulir atau kawat dilas dengan luas ekivalen.

3. Spasi maksimum dari pengikat lateral idak boleh melebihi 0,5 kali dimensi kolom terkecil
4. Rasio tulangan minimum ρsr sebesar 0,004 digunakan untuk tulangan longitudinal menerus, dimana ρsr adalah

$$\rho sr = \frac{Asr}{Ag} \tag{3.58}$$

Keterangan:

Ag = luas bruto komponen struktur komposit (mm^2)

Asr = luas batang tulangan menerus (mm^2)

5. Spasi bersih anatara inti baaj dan tulangan longitudinal harus diambil minimum sebesar 1,5 diameter batang tulangan, tetapi tidak lebih kecil dari 1,5in (38 mm)

Jika penampang melintang komposit tersusun dari dua atau lebih profil baja terbungkus beton, profil ersebut harus saling berhubungan denga pelat pengikat diagonal,pelat pengikat,pelat kopel atau komponen semacamnya untuk mencegah tekuk seyiap

3.7.1 Kekuatan Tekan Kolom Komposit

Menurut SNI 1729-2015 Pasal Ib, Kekuatan tekan desain ($\Phi c.Pn$) dengan Φc = 0,75. Komponen ini dibebani secara aksial simetris ganda harus ditentukan untuk keadaan batas dari tekuk lentur berdasarkan kelangsingan komponen struktur sebagai berikut:

1. Untuk, $\frac{Pno}{Pe} \leq 2{,}25$, maka $Pn = Pno\ (0.658^{\frac{Pno}{Pe}})$ (3.59)
2. Untuk, $\frac{Pno}{Pe} > 2{,}25$, maka $Pn = 0{,}877\ Pe$ (3.60)

Keterangan:

$Pno = fy.As + fysr.Asr + 0{,}85.f'c.Ac$ (3.61)

Pe = beban tekuk kritis elastis = Π^2 (EIeff) / $(KL)^2$ dalam satuan newton

Ac = luas beton (mm^2)

As = luas penampang baja (mm^2)

Ec =modulus elastisitas beton = $wc^{1,5}\sqrt{f'c}$ ksi atau 0,043 $wc^{1,5}\sqrt{f'c}$ MPa

EIeff = kekauan efektif penampang komposit ($N\text{-}mm^2$)

$= Es.Is + 0{,}5.Es.Isr + C1.Ec.Ic$ (3.62)

C_1 = koefesien untukperhitungan kekauan dari suatu komponen struktur tekan

komposit terbungkus beton $= 0{,}1 + 2\left(\frac{As}{Ac+As}\right) \leq 0{,}3$ (3.63)

Es = modulus elastisitas baja = 29000 ksi atau 200000 Mpa

fy = tegangan leleh minimum yang disyaratkan dari penampang baja (MPa)

fysr = tegangan leleh minimum yang disyaratkan dari batang tulangan(MPa)

Ic = momen inersia penampang beton di sumbu netral ealastis dari penampang komposit (mm^4)

Is = momen inersia profil baja disumbu netral elastis dari penanmpang komposit (mm^4)

Isr = momen inersia batang tulangan disumbu netral elasatis dari penampang komposit (mm^4)

K = faktor panjang efektif

L = panjang tanpa breising secara lateral dari komponen struktur (mm)

f'c = kekuatan tekan beton yang disyaratkan (MPa)

Wc = berat beton per unit volume ($90 \leq wc \leq 155$ lbs/ft^3) atau ($1500 \leq wc \leq 2500$ kg/m^3).

3.7.2 Kekuatan Tarik Kolom Komposit

Kekuatan tarik yang tersedia dari komponen stuktur ini yang dibebani secara aksial harus ditentukan untuk keadaan batas leleh berdasar SNI 1729-2015 Pasal 1c sebagai berikut:

$$Pn = fy.As+fysr.Asr \quad (3.62)$$

dengan Φt = 0,9

3.7.3 Balok-Kolom Baja

Suatu komponen struktur harus mampu memikul beban aksial (tarik/tekan) serta momen lentur. Apabila besarnya gaya aksial yang bekerja cukup kecil dibandingkan momen lentur yang bekerja, maka efek dari gaya aksial tersebut dapat diabaikan dan komponen struktur tersebut dapat didesain sebagai komponen balok lentur. Namun apabila komponen struktur memikul gaya aksial dan momen lentur yang tidak dapat diabaikan salah satunya, maka komponen struktur tersebut dinamakan balok-kolom (*beam-column*) (Setiawan, 2008).

1. Komponen struktur simetris menahan lentur dan tekan aksial

Dalam perencanaan komponen struktur balok-kolom, diatur dalam SNI 1729-2015 Pasal bagian H1.1 yang menyatakan bahwa interaksi lentur dan gaya tekan komponen struktur simetris dimana $0,1 \leq (I_{yc}/I_y) \leq 0,9$, dipaksa melentur terhadap sumbu geometris (x dan/atau y) harus dibatasi oleh persamaan:

$$\text{Untuk } \frac{Pr}{Pc} \geq 0,2 \text{ , maka } \frac{Pr}{Pc} + \frac{8}{9}\left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy}\right) \leq 1,0 \quad (3.63)$$

$$\text{Untuk } \frac{Pr}{Pc} < 0,2 \text{ , maka } \frac{Pr}{2Pc} + \frac{8}{9}\left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy}\right) \leq 1,0 \quad (3.64)$$

Keterangan :

P_r = kekuatan aksial perlu menggunkan kombinasi beban DFBK (N)

$P_c = \Phi c.Pn$ = kekuatan aksial desain (N)

M_r= kekuatan lentur perlu menggunakan kombinasi beban DFBK (N)-pembesarn momen pake struktur tk bergoyng + bergoyang

$Mc = \Phi bMn$ = kekuatan lentur desain (N)

Φc = faktor ketahanan untuk tekan = 0,9

Φb = faktor ketahanan untuk lentur = 0,9

2. Tekuk Lokal Web Pada Komponen Struktur Balok-Kolom

Untuk menentukan tahanan lentur rencana dari suatu profil, maka terlebih dahulu harus diperiksa kekompakan dari penampang tersebut. Syarat kelangsingan atau kekompakan badan sebagai berikut (SNI 1729 Pasal B4.1)

Kelangsingan dari web dapat dikategorikan menjadi tiga bagian :

a. Jika $\lambda \leq \lambda$r, maka penampang nonlangsing (kondisi tekan)
b. Jika $\lambda > \lambda s$, maka penampang langsing (kodisi tekan)
c. Jika $\lambda \leq \lambda p$, maka penampang kompak (kondisi lentur)
d. Jika $\lambda < \lambda \leq \lambda s$, maka penampang tak kompak (kondisi lentur)

Tabel B4.1 SNI 1729 2015 memberikan batasan nilai untuk λp dan λs sebagai berikut:

1) Untuk struktur yang menahan tekan aksial maka:

$$\lambda = \text{b/t dan } \lambda\text{r} = 0{,}56\sqrt{E\ I\ fy} \tag{3.65}$$

2) Untuk struktur yang menahan lentur maka:

Web

$$\lambda = \text{h/tw} \tag{3.66}$$

$$\lambda\text{p} = 3{,}76\sqrt{\frac{E}{fy}} \tag{3.67}$$

$$\lambda\text{r} = 5.7\sqrt{\frac{E}{fy}} \tag{3.68}$$

Flens

$$\lambda = \frac{0.5\ b}{t} \tag{3.69}$$

$$\lambda q = 0{,}38.\sqrt{\frac{E}{fy}} \tag{3.70}$$

$$\lambda s = 1{,}0.\ \sqrt{\frac{E}{fy}} \tag{3.71}$$

Keterangan :

λ = rasio tebal terhadap lebar

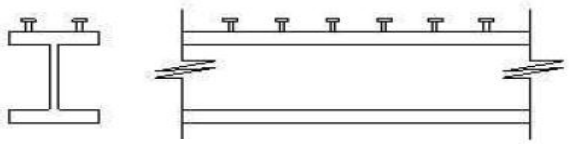
3.8 PERENCANAAN PENGHUBUNG GESER

Geser Menurut Standar Nasional Indonesia (SNI) 1729-2015. Kapasitas suatu penghubung geser untuk dapat menahan gaya geser horizontal dipengaruhi oleh kekakuan dan luas bidang kontak penghubung geser tersebut dengan beton. Faktor-faktor yang mempengaruhi terjadinya deformasi pada penghubung geser yaitu bentuk dan ukurannya, lokasi pada balok, lokasi momen maksimum dan cara pemasangannya pada balok baja.

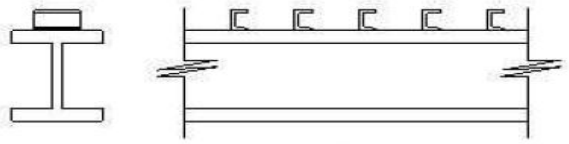
3.8.1 Penghubung Geser Balok

Supaya sebuah gelagar baja dan lempeng beton dapat bertingkah laku sebagai satu kesatuan, kedua material harus disambung sedemikian antara yang satu dengan yang lainnya. Penghubung geser yang umum dipakai berupa potongan baja kanal atau stud berkepala yang dilas pada sayap atas dari balok baja. Panjang stud terpasang minimal empat kali diameter batang stud. Tebal beton diatas puncak penghubung geser minimal 25 mm, kecuali jika penghubung geser dipasang di atas dek baja berprofil. (Setiawan, 2008)

Alat penyambung geser yang umum diperlihatkan terdapat pada Gambar 3.10



(b) Konektor Stud



(a) Konektor Kanal

Gambar 3.10 Jenis-Jenis Penghubung Geser

Penghubung geser yang umum dipakai berupa potongan baja kanal atau stud berkepala yang dilas pada sayap atas dari balok baja. Panjang stud terpasang minimal empat kali diameter batang stud. Tebal beton diatas puncak penghubung geser minimal 25 mm, kecuali jika penghubung geser dipasang di atas dek baja berprofil. (Setiawan, 2008)

Kuat nominal penghubung geser jenis paku yang ditanam di dalam pelat beton masif, ditentukan sesuai SNI 1726-2015 Pasal I8.2a

1. Penghubung geser *stud*

$$Qn = 0{,}5 \cdot Asc \cdot \sqrt{f'dFd} \leq Rg.Rp.Asa.fu \qquad (3.72)$$

Keterangan:

A_{sa} = luas penampang dari stud (mm^2)

Ec = modulus elastisitas beton = 0,043.wc 1,5.$\sqrt{f'd}$ (MPa)

fu = kekuatan tarik minumum stud (MPa)

Rg = 0,7

Rp = 0,6

untuk penempatannya pada profil baja, penghubung geser mempunyai syarat sesuai SNI 1726-2015 Pasal I8.2d sebagai berikut:

a. Selimut lateral minimum = 25mm, kecuali ada dek baja
b. Diameter maksimum = 2,5 x tebal *flensi* profil baja

c. Jarak antara penghubung geser sepanjang balok baja minimum = 6 x diameter penghubung geser
d. Jika digunkan dek baja bergelombang, jarak minimum penghubung geser dapat diperkecil menjadi 4 x diameter.

3.8.2 Penghubung Geser Kolom Komposit

Kekuatan desain ΦRn dari mekanisme transfer gaya harus sama atau melebihi gaya geser longitudinal yang diperlukan V_r (SNI 1729 2015 Pasal I6.1):

$$\Phi Rn \geq Vr \tag{3.73}$$

Alokasi gaya

1. Kondisi 1 (gaya eksternal dikerjakan penampang baja – SNI 1729 2016 Pasal I6.2a)

$$Vr = Pr\left(1 - fy\,\frac{As}{Pno}\right) \tag{3.74}$$

2. Kondisi 2 (gaya eksternal dikerjakan penampang beton – SNI 1729 2016 Pasal I6.2b)

$$Vr = Pr\left(\frac{fy\,As}{Pno}\right) \tag{3.75}$$

3. Kondisi 3 (gaya eksternal dikerjakan penampang baja & beton)

$$P_{rs} = \left[\frac{Es\,As}{Es\,As + Ec\,Ac + Esr\,Asr}\right] pr \tag{3.76}$$

$$Vr = \left|Prs - Pr\left(\frac{fy\,As}{Pno}\right)\right| \tag{3.77}$$

Keterangan :

Pno = kekuatan aksial nominal tanpa memperhitungna efek panjang (N)

Pr = gaya eksternalperlu yang diterapkan pada komponen struktur komposit (N)

Vr = gaya geser longitudinal yang disalurkan (N)

Transfer gaya melalui *steel headed stud anchor*:

$$Q_{nv} = fu.\ A_{sa} \tag{3.78}$$

Keterangan:

A_{sa} = luas penampang dari stud (mm^2)

fu = kekuatan tarik minumum stud (MPa)

$$n_{anchors} = \frac{Vr}{\emptyset\ Qnv} \tag{3.79}$$

3.9 PERENCANAAN SAMBUNGAN

Setiap struktur baja merupakan gabungan dari beberapa komponen batang yang disatukan dengan alat pengencang, biasanya pada ujung batang dengan berbagai macam cara. Maka dari itu, alat pengencang merupakan komponen yang penting dalam perencanaan struktur bangunan yang menggunkan baja profil. Alat pengencang tersebut memiliki banyak jenisnya, tetapi yang sering dipakai dalam perencanaan adalah sambungan baut dan sambungan las.

3.9.1 Sambungan Baut

Sambungan baut memiliki dua jenis menurut cara pemasangannya, yaitu sambungan baut mutu tinggi dan sambungan baut mutu normal. Baut mutu normal dipasang kencang tangan. Baut mutu tinggi mula-mula dipasang kecang tangan dan kemudian di ikuti ½ putaran lagi *(turn-of-the-nut method)*. Dalam Tabel 3.10 akan ditampilkan tipe-tipe baut dengan diameter *proof load* dan kuat tarik minimumnya (Setiawan, 2008).

Tabel 3.10 Tipe-Tipe Baut

Tipe Baut	Diameter (mm)	*Proff stress* (MPa)	Kuat Tarik Min (Mpa)
A307	6.35-104	-	60
A325	12.7-25.4	585	825
28.6-38.1	510	725	
A490	12.7-38.1	825	1035

(Sumber: Setiawan, 2008)

Dalam pemasangan baut mutu tinggi memerlukan gaya tarik awal yang cukup diperoleh dari pengencangan awal . Gaya ini memberikan friksi sehingga cukup kuat untuk memikul beban yang bekerja. Gaya ini dinamakan *proof load*. *Proof load* sendiri diperoleh dengan memgalikan luas daerah tegangan tarik (A_s) (Setiawan, 2008).

Suatu baut yang memikul beban terfaktor, sesuai pesyaratan LRFD harus memenuhi beberapa persyaratan sebagai berikut.

1. Tahanan nominal baut, R_u

$$R_u \leq \phi . R_n \tag{3.81}$$

dengan,

R_u adalah beban terfaktor

R_n adalah tahanan nominal baut

ϕ adalah faktor reduksi 0,75

2. Tahanan nominal baut geser dan tarik (SNI 1729 2015-J3.6)

$$R_n = F_n . A_b \tag{3.82}$$

dengan:

A_b = luas tubuh baut tidak berulir nominal atau bagian berulir (mm2)

F_{nv}= tegangaan geser dari tabel dibawah ini:

F_{nt}= tegangan tarik nominal tabel dibawah ini

Kekuatan nominal pengencang dapat dilihat sesuai Tabel 3.11.

Tabel 3.11 Kekuatan Nominal Pengencang (MPa)

Deskripsi Pengencang	Kekuatan Tarik Nominal, F_{nt}, ksi (MPa)[a]	Kekuatan Geser Nominal dalam Sambungan Tipe-Tumpu, F_{nv}, ksi (MPa)[b]
Baut A307	45 (310)	27 (188) [c][d]
Baut group A (misal, A325), bila ulir tidak dikecualikan dari bidang geser	90 (620)	54 (372)
Baut group A (misal, A325), bila ulir tidak termasuk dari bidang geser	90 (620)	68 (457)
Baut A490 atau A490M, bila ulir tidak dikecualikan dari bidang geser	113 (780)	68 (457)
Baut A490 atau A490M, bila ulir tidak termasuk dari bidang geser	113 (780)	84 (579)
Bagian berulir yang memenuhi persyaratan Pasal A3.4, bila ulir tidak dikecualikan dari bidang geser	0,75 F_u	0,450 F_u
Bagian berulir yang memenuhi persyaratan Pasal A3.4, bila ulir tidak termasuk dari bidang geser	0,75 F_u	0,563 F_u

[a]untuk baut kekuatan tinggi yang menahan beban fatik tarik, lihat Lampiran 3
[b]Untuk ujung sambungan yang dibebani dengan panjang pola pengencang lebih besar dari 38 in. (965 mm), F_{nv} harus direduksi sampai 83,3 % dari nilai tabulasi. Panjang pola pengencang merupakan jarak maksimum sejajar dengan garis gaya antara sumbu baut-baut yang menyambungkan dua bagian dengan satu permukaan lekatan.
[c]Untuk baut A307 nilai yang ditabulasikan harus direduksi sebesar 1 persen untuk setiap 1/16 in. (2 mm) di atas diameter 5 dari panjang pada pegangan/grip tersebut.
[d]Ulir diizinkan pada bidang geser.

Sumber : SNI 1729-2015

Kekuatan tumpuan yang tersedia harus ditentukan untuk keaadaan batas dari tumpuan sebagai berikut (SNI 1729 2015-J3.10):

a. Untuk baut dalam sambungan standar, dengan ukutran berlebih dan lubang slot pendek tidak tergantung arah dari beban atau suatu lubang slot panjang dengan slot tersebut paralel terhadap arah gaya tumpuan

$$R_n = 1{,}2.l_c.t.F_u \leq 2{,}4.d.t.F_u \quad (3.83)$$

Bila deformasi dilubang baut diperhitungkan

$$R_n = 1{,}5.l_c.t.F_u \leq 3{,}0.d.t.Fu \quad (3.84)$$

Bila deformasi dilubang baut tidak diperhitungkan

b. Untuk baut dalam suatu sambungan dengan lubang-lubang slot panjang dengan slot tersebut tegak lurus terhadap arah dari gaya:

$$\text{Rn} = 1{,}0.lc.t.F_u \leq 2{,}0.d.t.F_u \quad . \quad (3.85)$$

Tahanan nominal yang diambil adalah yang terkecil

$$\text{Jumlah baut, n} = V_u / \Phi R_n \quad (3.86)$$

Keterangan :

F_u = kekuatan tarik minimum yang diisyaratkan dari material yang disambung (MPa)

d = diameter baut nominal (mm)

l_c = jarak bersih dalam arah dari gaya antara tepi lubang dan tepi lubang yang berdekatan atau tepi dari material (mm)

t = ketebalan dari material yang disambung (mm)

Menurut SNI 1729-2013 Pasal J3. Jarak tepi minimum dari pusat lubang standar ke tepi dari bagian yang disambung ditentukan sebagai berikut.

1) Jarak tepi maksimum : 12 tp atau 150 mm
2) Jarak minimum antar baut : 3d
3) Jarak maksimum antar baut : 24tp atau 12in atau 305 mm (utuk struktur tidak menahan korosi 14tp atau 7in atau 180mm (untuk struktur menahan korosi)

Jarak tepi minimum dapat dilihat sesuai Tabel 3.12.

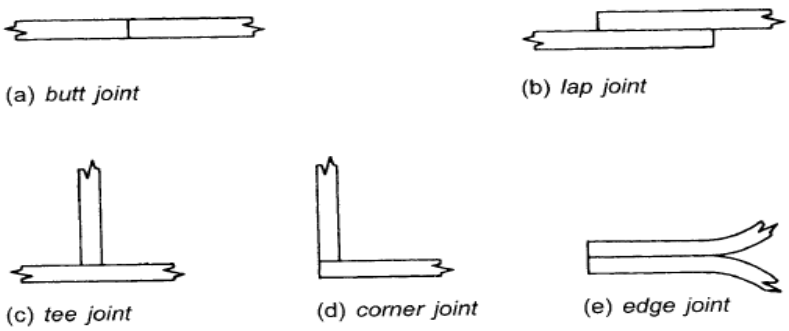
Tabel 3.12 Tipe-tipe baut

Diameter Baut (mm)	Jarak Tepi Minimum
16	22
20	26
22	28
24	30
27	34
>36	1,25d

Sumber : SNI 1729-2015

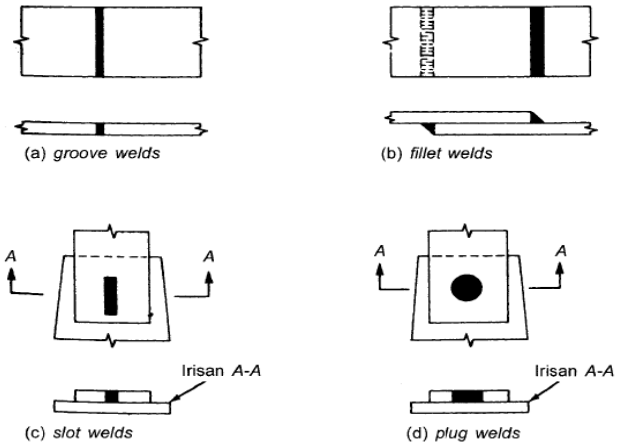
3.9.2 Sambungan Las

Pengelasan adalah suatu proses penyambungan bahan logam yang menghasilkan peleburan bahan dengan memanasinya hingga suhu yang tepat dengan atau tampa pemberian tekanan dan dengan atau tampa pemakaian bahan pengisi. Dalam Gambar 3.11 akan ditunjukan beberapa jenis sambungan yang sering ditemui dalam sambungan las adalah sambungan sebidang *(butt joint)* sambungan lewatan *(lap joint),* sambungan tegak *(tee joint),* sambungan sudut *(conner joint)* dan sambungan sisi *(edge joint)*



Gambar 3.11 Jenis-Jenis Sambungan

Dalam Gambar 3.12 akan ditunjukan jenis-jenis las yang sering dijumpai antara lain las tumpul *(groove welds),* las sudut *(fillet welds)* serta las baji dan pasak *(slot and plug welds)*



Gambar 3.12 Jenis-Jenis Las

Kuat rencana logam las (per-mm panjang)

$$\Phi R_n = 0{,}75.\ F_{nw}\, A_{we} \qquad (3.87)$$
$$= 0{,}75 \text{ x } 0{,}6\text{x } fuw \text{ x } A_{we}$$

Kuat rencana logam dasar (per-mm panjang)

$$\Phi R_n = 0{,}75.\ F_{nBM}\, A_{BM}. \qquad (3.88)$$
$$= 0{,}75 \text{ x } 0{,}6 \text{ x } f\text{u x } A_{BM}$$

Keterangan:

F_{nw} = tegangan nominal dari logam dasar (MPa)

F_{nBM}= tegangan nominal dari logam dasar (MPa)

A_{BM}= luas penampang logam dasar (mm^2)

A_{WE}= luas efektif las (mm^2)

Θ = sudut pembebanan yang diukur dari sumbu longitudinal las (derajat)

Panjang minimum dari las sudut, ukuran maksimum dari las sudut dapat dilihat sesuai Tabel 3.13

Tabel 3.13 Ukuran Minimum Las Sudut

Tebal Pelat (t, mm) paling tebal	Ukuran Minimum Las Sudut (a, mm)
tw ≤ 6	3
6 < tw ≤ 13	5
13 < t ≤ 19	6
15 ≤ t	8

(Sumber : SNI 1729-2015)

Ukuran maksimum dari las sudut dari bagian-bagian yang tersambung harus :

1. Untuk ketebalan sepanjang tepi material tw ≤ 6 mm, diambil a ≤ tw
2. Untuk ketebalan sepanjang tepi material tw > 6 mm, diambil a ≤ tw-2 (mm)

BAB IV
METODE PERENCANAAN

4.1 TINJAUAN UMUM

Tugas akhir yang dilakukan ini bersifat studi perencanaan, dalam suatu perencanaan diperlukan analisis struktur agar diperoleh struktur yang stabil dan kuat. Agar perencanaan dapat dilaksanaan, maka analisis dilakukan bedasarkan data yang diperlukan sesuai dengan struktur yang direncanakan. Pada bab ini akan dijelaskan tentang data yang diperoleh dan tahapan yang dilakukan dalam modifikasi perencanaan struktur atas Gedung Seni UNY.

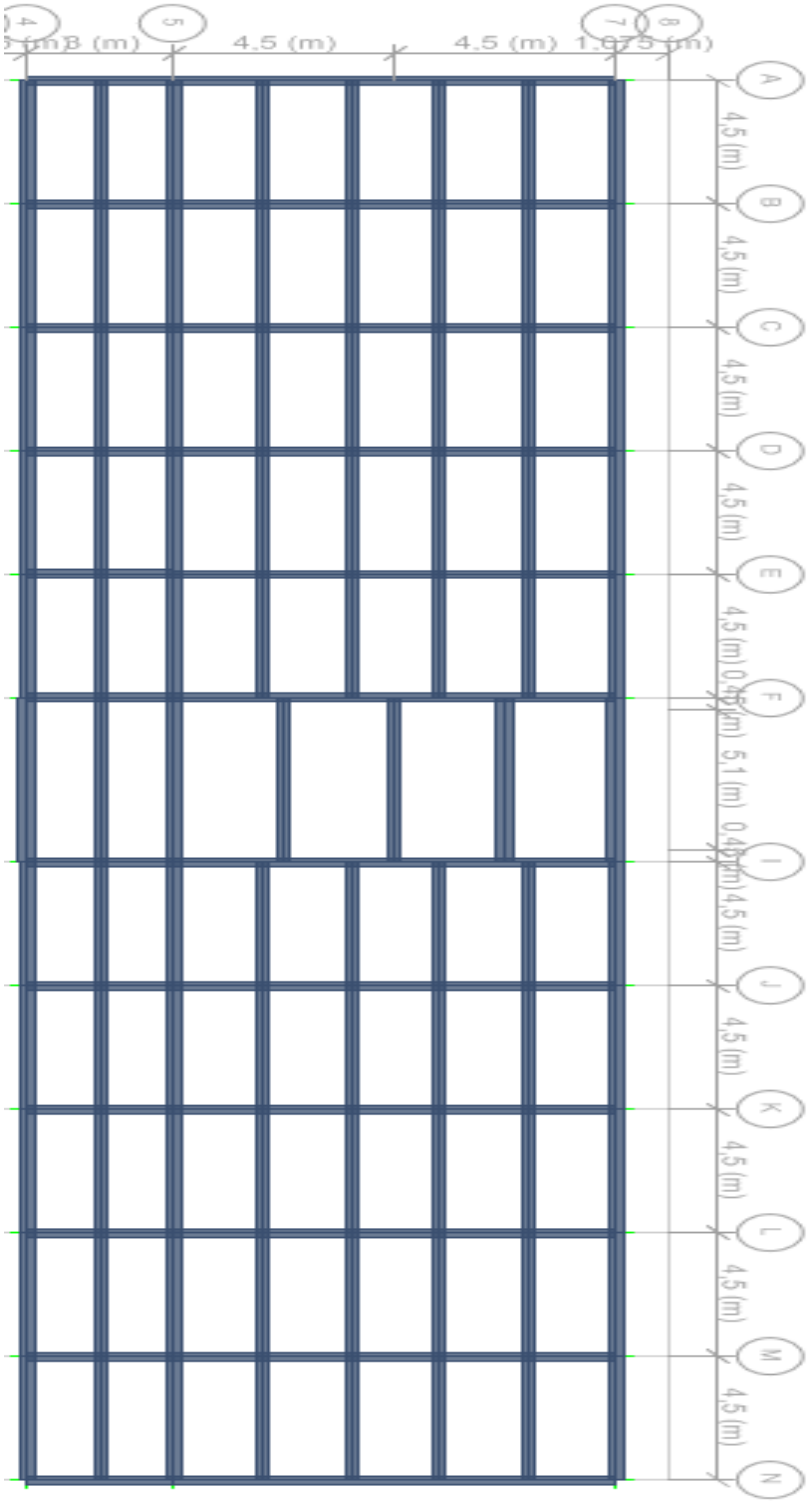
4.2 DATA

4.2.1 Data Struktur Komposit Baja-Beton

Gedung Seni UNY ini, pada perencanaan awalnya menggunakan struktur beton bertulang. Pada penelitian ini dilakukan modifikasi terhadap struktur gedung tersebut menggunakan komposit baja-beton. Adapun spesifikasi bangunan menggunakan struktur komposit baja-beton adalah sebagai berikut.

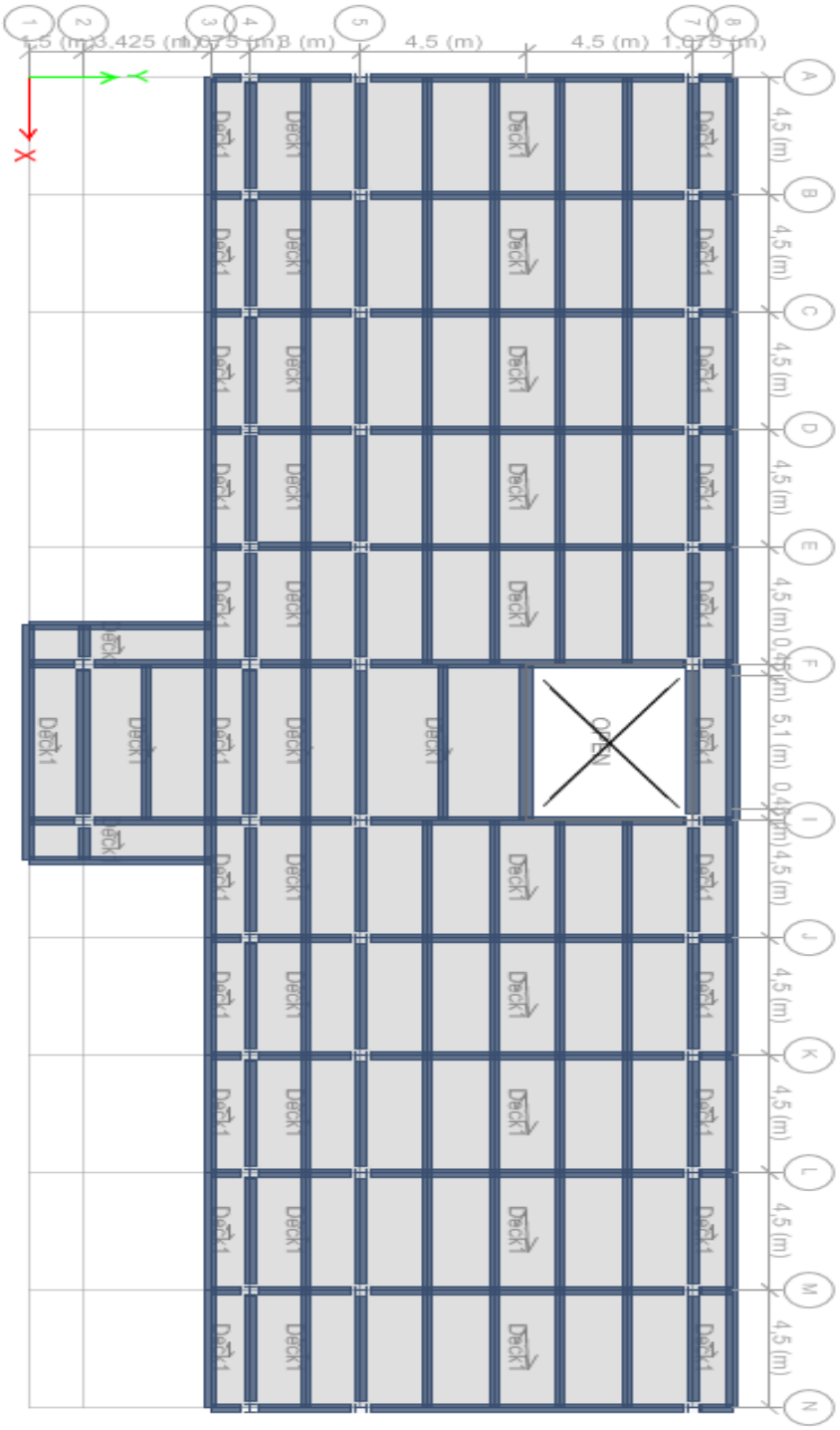
1. Gedung Seni UNY merupakan bangunan yang memiliki 4 lantai (termasuk *rofftop*).
2. Mutu baja yang digunakan dalam modifikasi perencanaan ini adalah tegangan leleh (fy) = 240 MPa untuk baja tulangan polos (BJTP) untuk Ø ≤ 12 mm, dan dan (fy) = 400 MPa untuk baja tulangan *deform* (BJTD) untuk Ø ≥ 12 mm.
3. Nilai f’c diambl 25 MPa untuk komponen struktur pelat, balok, kolom.
4. Modulus elastisitas beton Ec = $4700\sqrt{f'c}$ dengan f’c dalam MPa dan modulus elastis baja tulangan Ey = 200000 MPa.

4.2.1.1 Denah dan Model Stuktur Komposit Baja-Beton



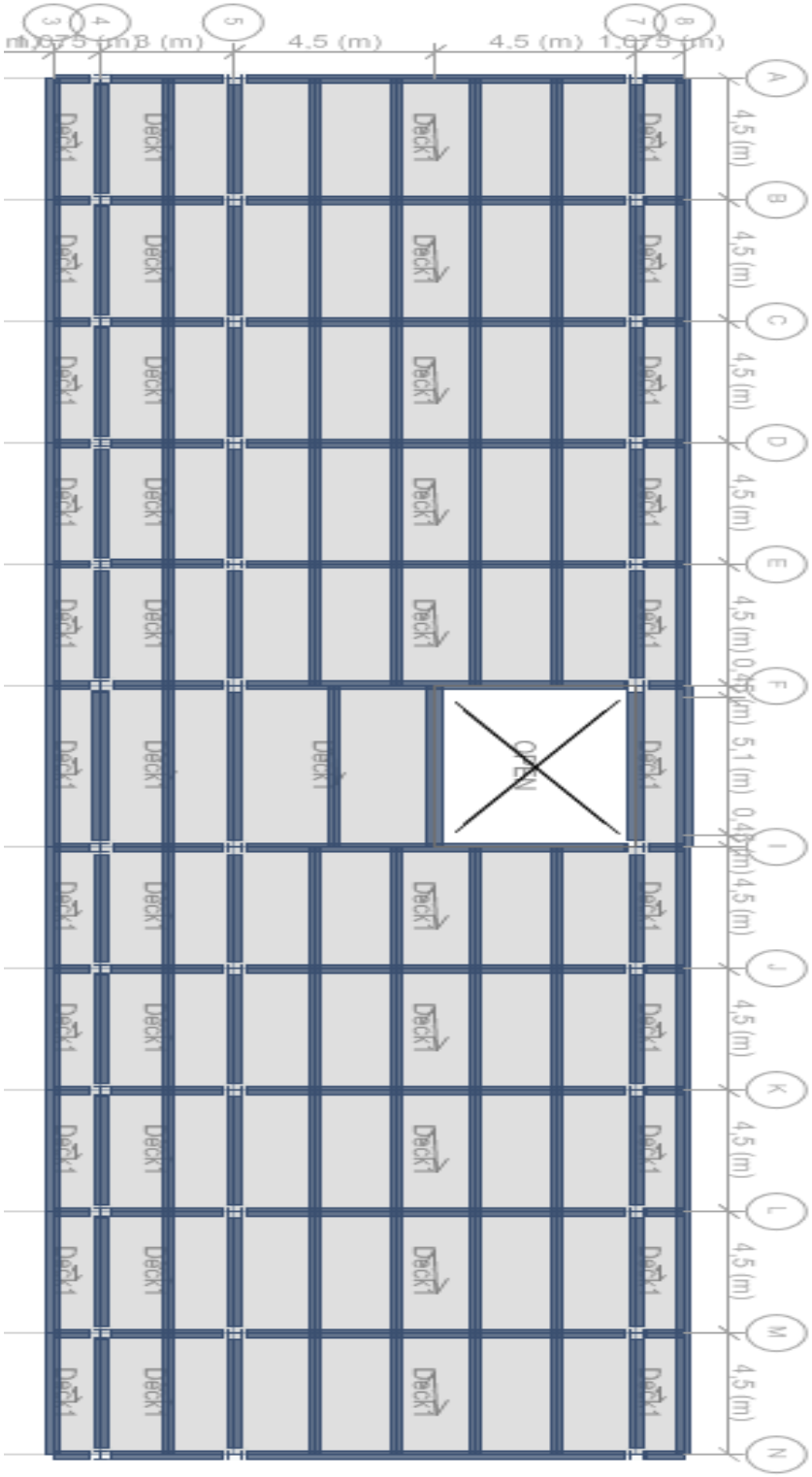
Gambar 4.1 Denah lantai 1 Struktur Komposit Baja-Beton

(Sumber: Analisis data, 2017)



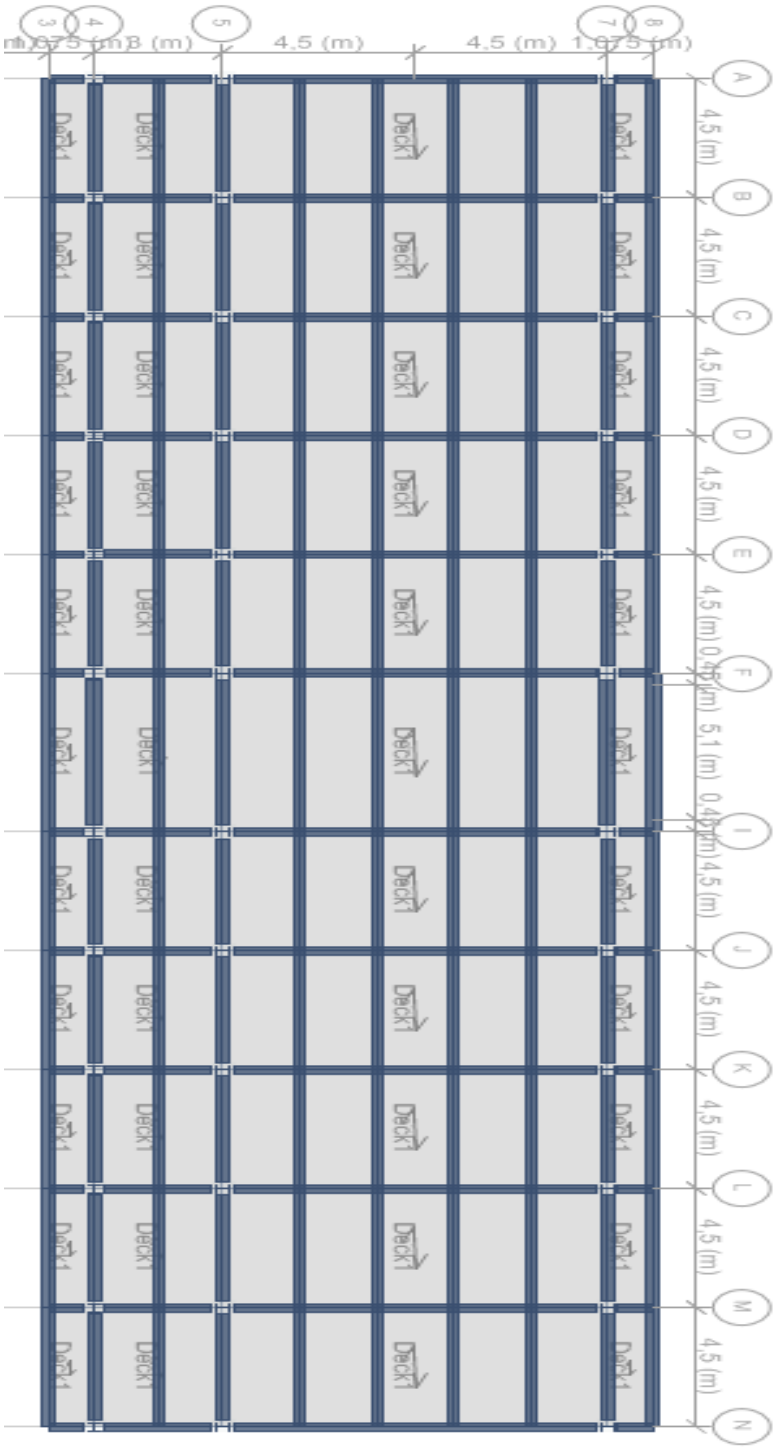
Gambar 4.2 Denah lantai 2 Struktur Komposit Baja-Beton

(Sumber: Analisis data, 2017)



Gambar 4.3 Denah lantai 3 Struktur Komposit Baja-Beton

(Sumber: Analisis data, 2017)



Gambar 4.4 Denah lantai 4 Struktur Komposit Baja-Beton

(Sumber: Analisis data, 2017)

4.2.2 Data Struktur Beton Bertulang

Data bangunan pada struktur eksisting adalah sebagai berikut.

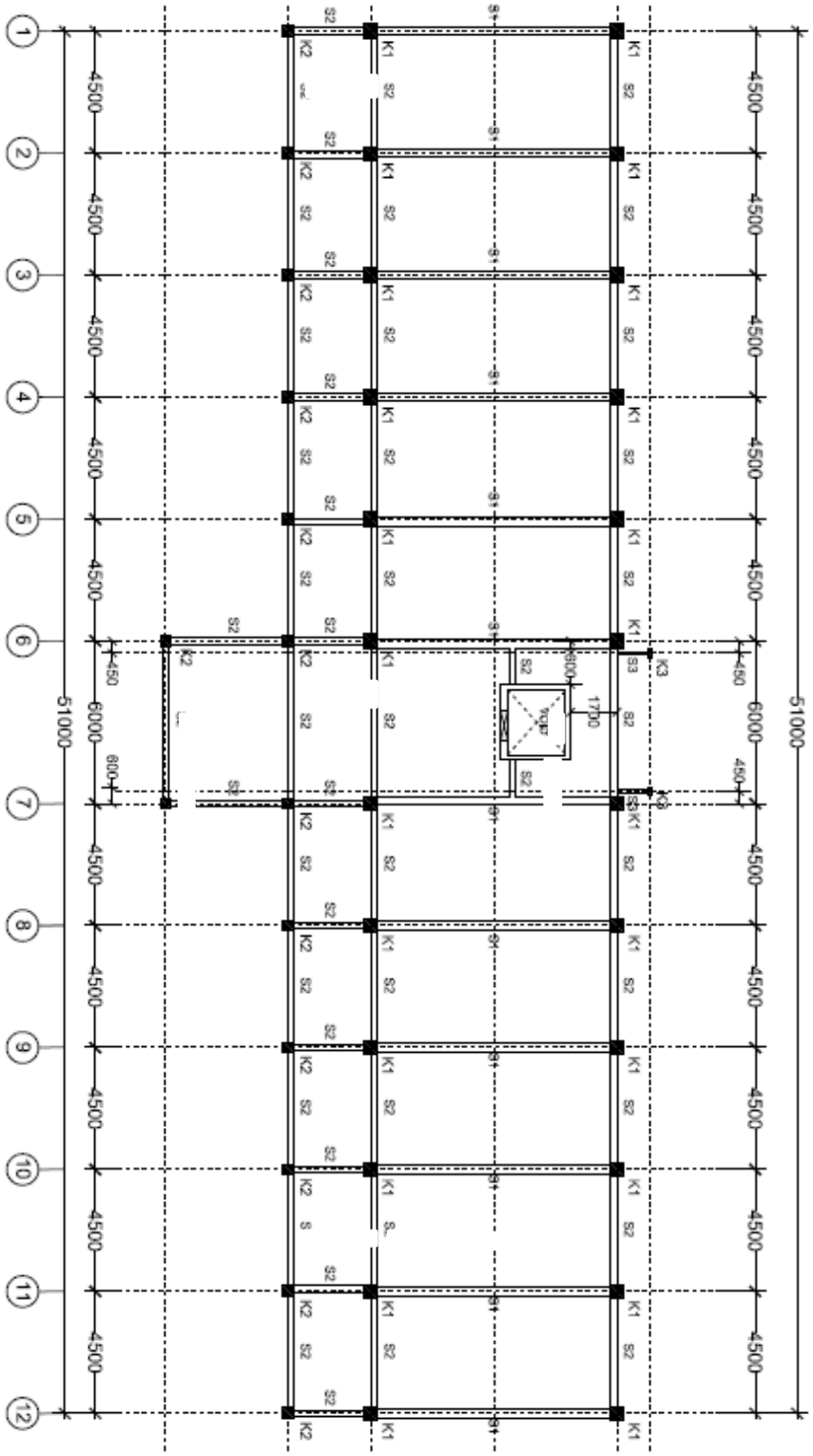
1. Gedung Seni UNY merupakan bangunan yang memiliki 4 lantai, dengan atap struktur baja.
2. Mutu beton (f'c) yang digunakan bangunan tersebut adalah 25 MPa untuk komponen struktur pelat, balok dan kolom.
3. Mutu baja yang digunakan bangunan tersebut adalah tegangan leleh (fy) = 240 MPa untuk baja tulangan polos (BJTP) untuk Ø ≤ 12 mm, dan dan (fy) = 400 MPa untuk baja tulangan *deform* (BJTD) untuk Ø ≥ 12 mm.
4. Data-data elemen struktur beton bertulang tersebut dapat dilihat pada Tabel 4.1.

Tabel 4.1 Data-data Elemen Struktur Beton Bertulang

No	Notasi	Keterangan
1	K1	Kolom K1 - 500x500 mm
2	K2	Kolom K1 - 400x400 mm
3	K3	Kolom K1 - 100x300 mm
4	B1	Balok B1 - 300x700 mm
5	B2	Balok B2 - 300x500 mm
6	B3	Balok B3 - 300x400 mm
7	B4	Balok B4 - 300x300 mm
8	B5	Balok B5 - 300x 120 mm
9	S1	Sloof S1 - 300x450 mm
10	S2	Sloof S2 - 250x400 mm

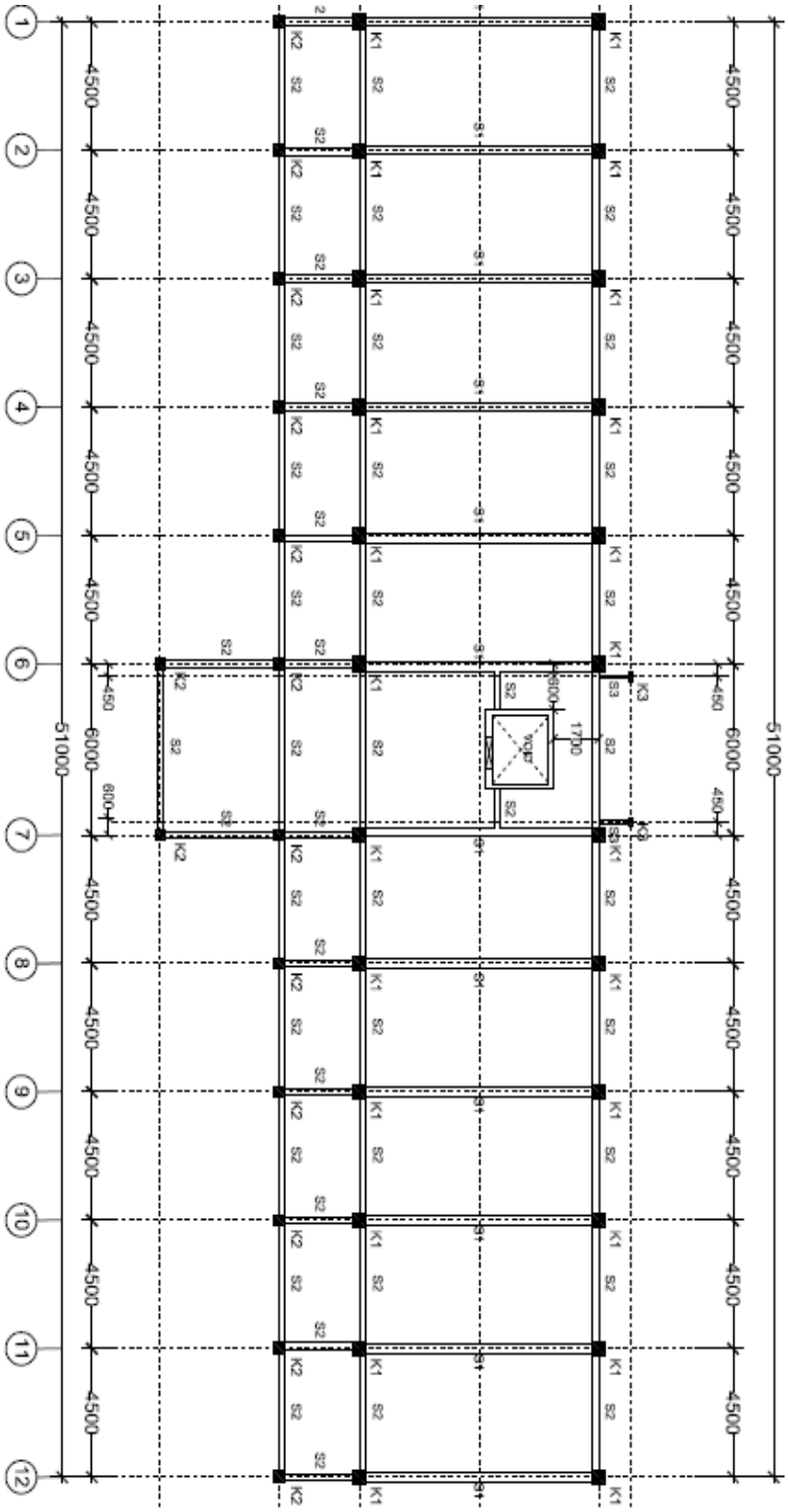
Sumber: Analisis data (2017)

4.2.2.1 Denah Stuktur Beton Bertulang



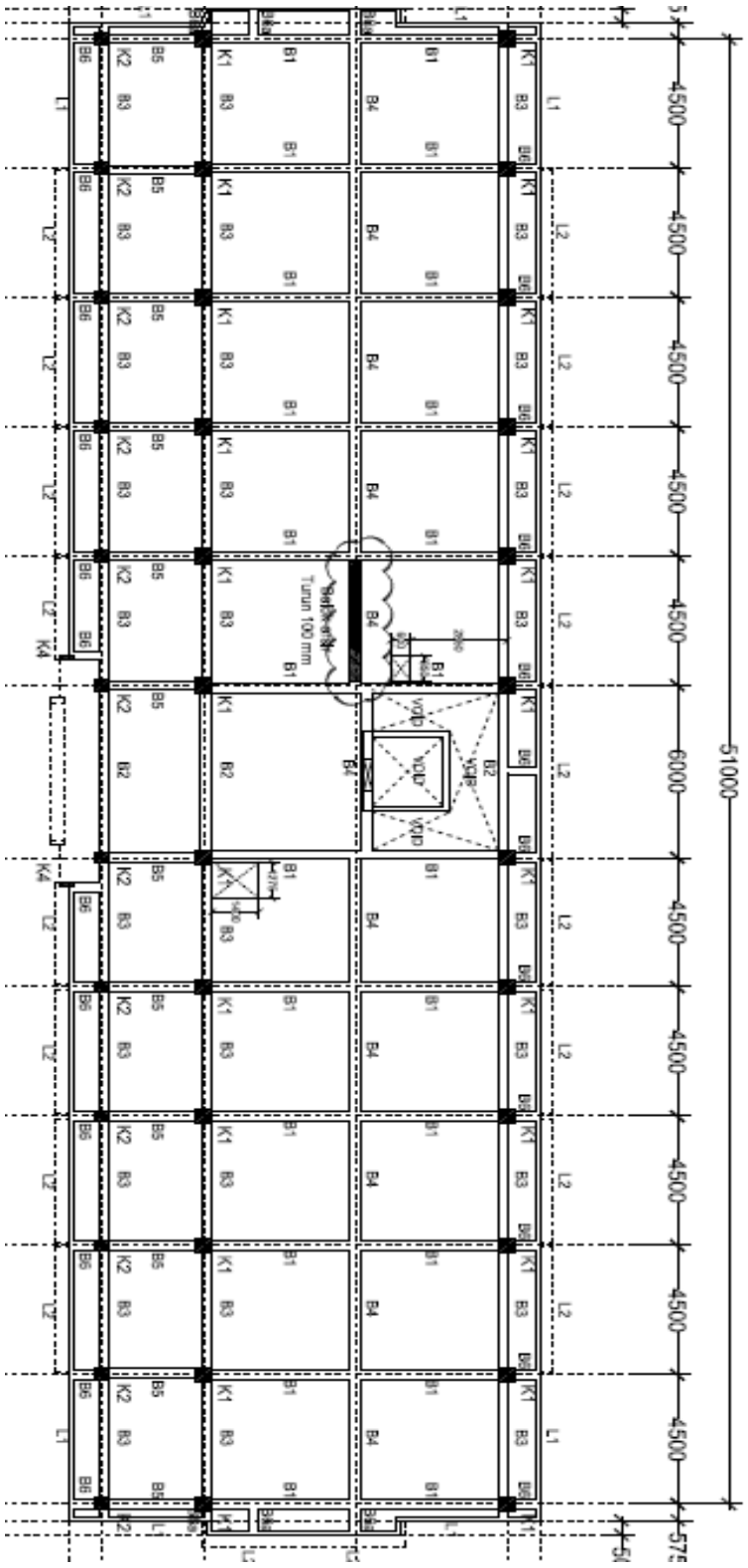
Gambar 4.5 Denah Lantai 1 Struktur Beton Bertulang

(Sumber: Analisis data, 2017)



Gambar 4.6 Denah Denah Lantai 2 Struktur Beton Bertulang

(Sumber: Analisis data, 2017)



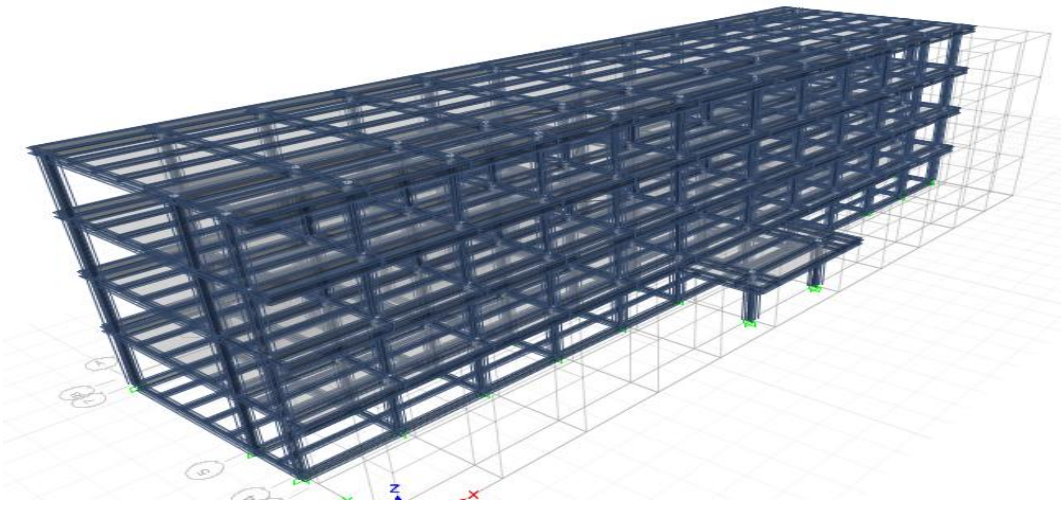
Gambar 4.7 Denah Denah Lantai 3 dan 4 Struktur Beton Bertulang

(Sumber: Analisis data, 2017)

4.2.3 Pemodelan Struktur Menggunakan *Software* ETABS v15

Ketentuan yang digunakan pada pemodelan struktur adalah sebagai berikut.

1. Bentuk pemodelan struktur gedung berupa tiga dimensi. Pembebanan yang digunakan berupa beban mati, beban hidup, beban *notional*, beban tangga dan beban gempa.
2. Pada saat memasukkan beban gempa digunakan gempa otomatis, dengan cara memasukkan hasil perkalian koefisien respons seismik (C_s) dengan berat seismik efektif (W_t)
3. Pada pemodelan kolom, sudah dimodelkan dalam bentuk kolom komposit.
4. Gambar dan pemodelan itu sendiri dapat dilihat pada Gambar 4.8.
5. Tumpuan dari struktur ini adalah tumpuan jepit.



Gambar 4.8 Pemodelan 3D Bangunan Menggunakan *Software* ETABS 2015

(Sumber: Analisis data, 2017)

4.3 TAHAP PENELITIAN

Modifikasi perencanaan struktur atas Gedung Seni UNY yang digunakan dalam tugas akhir ini adalah strutkur rangka komposit baja-beton. Adapun tahapan penelitian yang dilakukan sebagai berikut.

1. Studi literatur

   membaca dan mempelajari buku-buku pustaka dan peraturan yang terkait dengan perencanaan struktur gedung tinggi dan mengumpulkan referensi baik berbentuk *text book* maupun peraturan-peraturan perencanaan struktur komposit baja-beton.

2. Pembebanan struktur

   Melakukan perhitungan pembebanan struktur yang meliputi beban gravitasi, beban angin, hujan dan beban gempa statik yang bekerja terhadap bangunan.

3. Menentukan desain awal

   preliminary design berupa mutu dan tipe profil baja, mengestimasi ukuran balok, kolom dan beban yang terjadi.

4. Analisis struktur

   Menganalisa momen yang terjadi akibat beban-beban tersebut menggunakan *Software* ETABS v15.

5. Memeriksa apakah elemen struktur awal sudah aman atau belum, apabila belum aman maka elemen tersebut disesuaikan.

6. Hasil analisis

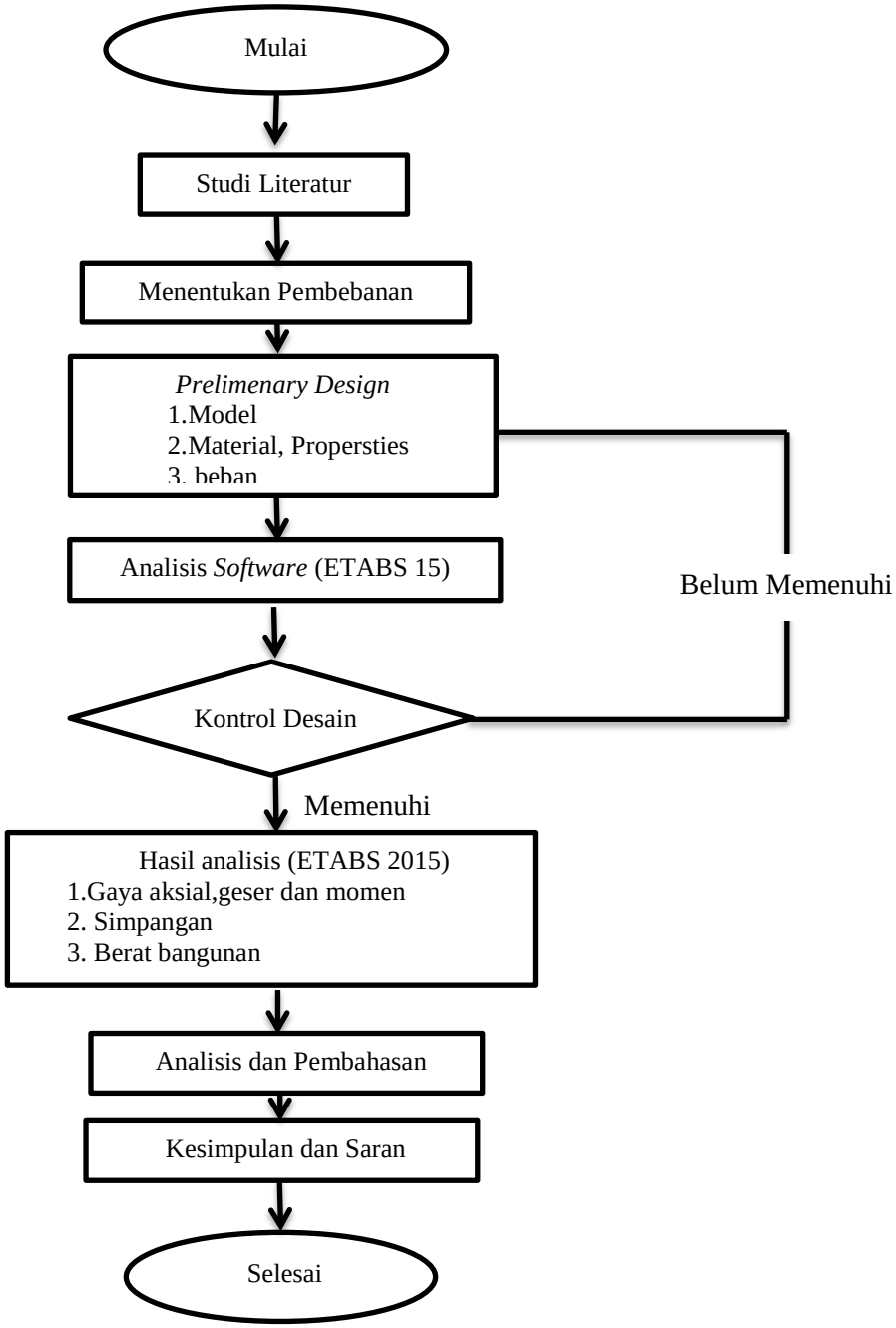
   Berupa *output* gaya dari analisis desain mecakup gaya aksial, geser, momen, simpangan, dan berat bangunan.

7. Analisis dan pembahasan, berisi hasil modifikasi perencanaan

8. Menyimpulkan hasil.

4.4 BAGAN ALIR PENELITIAN

Adapun bagan alir *(flowchart*) tahap penelitian dari tugas akhir ini dilaksanakan dengan tahap - tahapan seperti yang digambarkan pada Gambar 4.9.

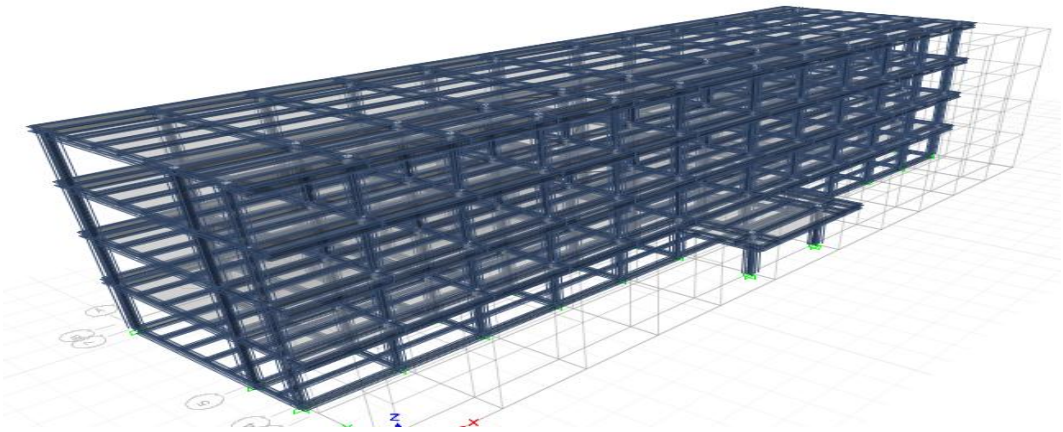


Gambar 4.9 Bagan Alir Tahap Penelitian Tugas Akhir
(Sumber: Analisis data, 2017)

BAB V
ANALISIS, HASIL, DAN PEMBAHASAN

5.1 PEMBEBANAN PADA STRUKTUR

Gedung dimodifikasi ulang menggunakan struktur komposit baja beton yang terdiri dari 4 Lantai. Gedung dimodelkan dan dianalisis menggunakan bantuan *software* ETABS 2015. Pemodelan 3D bangunan dapat dilihat pada Gambar 5.1.



Gambar 5.1 Pemodelan 3D Bangunan ETABS 2015
(Sumber: Analisis data, 2017)

5.1.1 Beban Mati

Beban mati didapatkan dari pengujian berat komponen di lapangan dan berdasarkan peraturan pembebanan Indonesia untuk gedung tahun 1987, maka beban mati didapat sebagai berikut:

Berat *Steel deck* (canam Asia) dan Beton = 2,44 kN/m^2
Berat spesi = 20,701 kN/m^3
Berat pasir progo = 25,3 kN/m^3
Berat keramik = 0,092 kN/m^2
Berat plafon = 0,2 kN/m^2

Berat pasangan bata ringan = 1,96 kN/m^2

Berat instalasi = 0,245 kN/m^2

5.1.1.1 Beban Mati Pada Pelat Lantai

Pelat lantai menggunakan *steel deck Canam* Asia, dengan beban mati sebagai berikut:

1. Beban mati pelat lantai per luas pada ETABS
   a. *Steel deck* (canam Asia) dan Beton = 2,44 kN/m^2
2. Beban mati tambahan pada pelat lantai
   a. Keramik = 0,092 kN/m^2
   b. Spesi = 0,025 x 20,701 = 0,515 kN/m^2
   c. Plafon / langit-langit = 0,2 kN/m^2
   d. Pasir progo = 0,05 x 25,30 = 1,265 kN/m^2
   e. Instalasi ME = 0,245 kN/m^2

Q_d = 2,317 kN/m^2

5.1.1.2 Beban Mati Pada Plat Atap

Pelat lantai menggunakan *steel deck Canam* Asia, dengan beban mati sebagai berikut:

1. Beban mati pelat lantai pada ETABS
   a. *Steel deck* (canam Asia) dan Beton = 2,44 kN/m^2
2. Beban mati tambahan pada pelat lantai
   a. Plafon = 0,2 kN/m^2
   b. Intalasi ME = 0,245 kN/m^2
   c. Lapisan kedap air = 0,025 x 18,285 = 0,457 kN/m^2

Q_d = 0,9023 kN/m^2

5.1.1.3 Beban Mati Pada Balok Induk

Dinding menggunakan bata ringan dengan berat jenis sesuai peraturan pembebanan Indonesia untuk gedung 1987, diatur sebagai berikut:

H Lantai = 4,2 m

h Balok min = 0,3 m

H Tembok = H Lantai - h Balok min

= 3,9 m

b Tembok = 0,2 m

Berat dinding = 1,96 kN/m^2

Q_d = H Tembok x b Tembok x BJ Dinding

= 3,48 x 0,15 x 1,96

= 1,528 kN/m

5.1.2 Beban Hidup

Berdasarkan peraturan SNI 1727 2013 tentang beban minimum untuk perancangan gedung dan struktur lain, beban hidup diatur sebagai berikut:

Ruang kelas	= 1,92 kN/m^2
Ruang Kantor	= 2,4 kN/m^2
Hall/Loby	= 4,79 kN/m^2
Bangsal, ruang tari dan ruang dangsa	= 4,79 kN/m^2
Gudang ringan	= 6 kN/m^2
Ruang Pribadi (WC)	= 1,92 kN/m^2
Koridor lantai pertama	= 4,79 kN/m^2
Koridor koridor lantai lainnya	= 3,83 kN/m^2
Beban pekerja pelat lantai	= 0,981 kN/m^2

5.1.3 Beban Tangga

Berdasarkan SNI 1727 2013 Pasal 4.5 tentang pembebanan pada tanggga, maka besaran nilai beban ditentukan sebagai berikut.

1. Beban Mati
   a. Pelat tangga
      Berat Pelat = 3,531 kN/m^3
      Berat anak tangga = 0,5 kN/m^3
      Spesi = 0,515 kN/m^3
      Keramik = 0,092 kN/m^2
   b. Bordes
      Berat Pelat = 3,531 kN/m^3
      Spesi = 0,515 kN/m^3
      Keramik = 0,092 kN/m^2
2. Beban Hidup
   Beban hidup tangga = 1,33 kN/m^2

5.1.4 Beban Hujan

Diasumsikan bahwa kedalaman air yang menggenang pada atap pada drainase primer dan sekunder adalah setinggi 100 mm.

R = 0.0098 (ds + dh)
= 0.0098 x 100
= 0.98 kN/m^2

5.1.5 Beban Angin

Berdasarkan SNI 1727 2013 parameter dasar untuk penentuan beban angin adalah sebagai berikut:

1. Kecepatan angin dasar (BMKG)
   V = 33.336 km/jam x 0.621
   = 20.702 mph
2. Faktor arah angin, K_d
   Faktor arah angin K_d dapat dilihat pada Tabel 5.1.

Tabel 5.1 Faktor arah angin K_d

Tipe Struktur	Faktor Arah Angin, *Kd*
Bangunan Gedung	
Sistem Penahan Beban Angin Utama	0,85
Komponen dan Klading Bangunan Gedung	0,85
Atap Lengkung	0,85
Cerobong asap, Tangki dan struktur yang sama	
Segi empat	0,90
Segi enam	0,95
Bundar	0,95
Dinding pejal berdiri bebas dan papan reklame pejal berdiri bebas dan papan reklame terikat	0,85
Papan reklame terbuka dan kerangka kisi	0,85
Rangka batang menara	
Segi tiga, segi empat, persegi panjang	0,85
Penampang lainnya	0,95

Sumber : SNI 1727 2013

Berdasarkan Tabel 5.1 maka dapat dipilih faktor arah angin K_d 0.85

3. Kategori eksposur

Untuk setiap arah angin yang diperhitungkan, eksposur lawan angin didasarkan pada kekasaran permukaan tanah yang di tentukan dari topografi alam, vegetasi dan fasilitas bangunan, berdasarkan SNI 1727 2013 maka kategori eksposur termasuk kategori B

4. Faktor topografi, *Kzt*

Kondisi situs dan lokasi gedung struktur memenuhi kondisi *Kzt* 1

5. Faktor pengaruh tiupan angin

Menurut SNI 1727 2013 faktor efek tiupan angin untuk suatu bangunan gedung dan struktur lain yang kaku boleh diambil sebesar 0.85

6. Klasifikasi ketertutupan

Semua bangunan gedung harus diklasifikasikan sebagai bangunan tertutup, tertutup sebagian atau terbuka seperti pada pasal kalsifikasi keterututupan II

7. Koefesien tekanan internal (GC_{pi})

Untuk bangunan tertutup sebagian yang memiliki sebuah ruangan besar tanpa sekat koefisien tekanan internal bangunan gedung tertutup dengan nilai +0.18 dan -0.18 dapat dilihat pada Tabel 5.2.

Tabel 5.2 Koefisien Tekanan Internal

Klasifikasi Ketertutupan	(GC_{pi})
Bangunan gedung terbuka	0,00
Bangunan gedung tertutup sebagian	+0,55 -0,55
Bangunan gedung tertutup	+0,18 -0,18

Sumber : SNI 1727 2013

Parameter-parameter yang didapatkan dari SNI 1727 2013 dimasukkan kedalam ETABS untuk perhitungan beban angin.

5.1.6 Beban Notional

Dalam analisa stabilitas struktur ini menggunakan *Direct Analysis Method* (DAM). Dimana metode ini memperhitungkan pengaruh cacat bawaan (*initial imperffection*) atau ketidaksempurnaan awal bahan, dengan cara salah satunya penggunaan beban imajinatif (*notional load*). Beban ini di terapkan di semua titik joint perlantai.

$Ni = 0.002\ \sigma\ Yi$

Keterangan :

Ni = beban notional di level i

Yi = beban gravitasi di level i hasil kombinasi LRFD

σ = 1 (untuk kombinasi LRFD)

Dari bangunan yang dimodelkan menggunakan ETABS 2015 maka didapat berat mati struktur. Berat mati struktur bangunan dari hasil keluaran ETABS digunakan untuk perhitungan beban notional sesuai metode *Direct Analysis Method* (DAM) pada SNI 1729-2015. Berat struktur hasil keluaran ETABS 2015 dapat dilihat pada Tabel 5.3.

Tabel 5.3 Berat Mati Struktur Gedung

Lantai	Berat (kN)
4	4786,479896
3	5334,381051
2	5334,381051
1	5635,588665

Sumber: Analisis data (2017)

Berikut perhitungan beban notional untuk lantai 1:

1. Beban gravitasi

a. Beban mati

Komponen = BJ (kN/m^3) x *h* (m) x Luas Lantai (m^2)

Spesi = 20,601 x 0,025 x 650,25 = 334,895 kN

Pasir = 24,8193 x 0,05 x 650,25 = 806,937 kN

Dinding =4,2 x 1,96 x 582,12 = 4792,011 kN

Berat struktur (kolom,balok,pelat) = 5319,307 kN

Komponen = Berat (kN/m^2) x Luas Lantai (m^2)

Plafond = 0,2 x 650,25 = 130,05 kN

Keramik = 0,092 x 650,25 = 59,823 kN

Instalasi = 0,245 x 650,25 = 159,473 kN

= 11602,498 kN

b. Beban hidup

Komponen = BJ (kN/m^2) x Lantai (m^2)

Ruang kuliah musik = 4,79 x 81 = 387,99 kN

Gudang = 6 x 46,125 = 276,75 kN

Wc = 1,92 x 24,75 = 47,52 kN

Koridor lantai Lainnya = 3,83 x 157,5 = 603,225 kN

Hall/Loby = 4,79 x 33 = 158,07 kN

R.Persiapan = 2,4 x 40,5 = 97,2 kN

Ruang kuliah = 1,92 x 162 = 311,04 kN

Ruang Kelas (R.praktek)= 1,92 x 97,875 = 187,92 kN

= 2069,715 kN

Kombinasi = 1.2 D + 1.6 L

= 1.2 x 11602,498 + 1.6 x 2069,715

= 17234,542 kN

Yi arah x (tiap joint) = 17234,542 /36 = 478,737 kN

Yi arah y (tiap joint) = 17234,542 /36 = 478,737 kN

Jadi,

Ni (arah x) = 0,002 σ Yi

= 0,002 x 1 x 478,737

= 0,957 kN

Ni (arah y) = 0,002 σ Yi

= 0,002 x 1 x 478,737

= 0,957 kN

Cara yang sama dilakukan pada level berikutnya, dapat direkap seperti Tabel 5.4.

Tabel 5.4 Nilai Beban Notional Tiap Level

Level	Ni (kN)	
	Arah x	Arah y
1	0,95747457	0,95747457
2	0,95747457	0,95747457
3	0,95747457	0,95747457
4	0,373	0,373

Sumber: Analisis data (2017)

5.1.7 Koreksi Kekakuan

Pada analisis *Direct Analysis Method* (*DAM*) diterapkan penyesuaian kekakuan struktur yaitu dengan memberikan faktor reduksi kekakuan dikarenakan terjadinya leleh setempat (*partial yielding*) akibat tegangan sisa sehingga menghasilkan perlemahan saat mendekati kondisi batas kekuatan.

EI = 0.8 τ_b *EI* untuk kekakuan aksial

EA = 0.8 *EA* untuk kekakuan lentur, dengan syarat:

a. Jika , $\frac{\sigma Pr}{Py} \leq 0.5$ maka τb = 1

b. Jika , $\frac{\sigma Pr}{Py} \geq 0.5$ maka $\tau b = 4 \frac{Pr}{Py} (1 - \frac{Pr}{Py})$

Koreksi kekakuan pada kolom K1 sebagai berikut:

Pr = 1595231 N

$Py = (Fy.As) + (Fyr.Asr) + (F'c\ Ac)$

= 240 x 13600 + 400 x 1256 + 25 x 1595231

= 14670400 N

σ = 1 (LRFD)

$= \frac{1595231}{14670400}$

= 0,139 ≤ 0,5

maka, Kondisi a

τ_b = 1

EI = 0.8 τb EI

= 0.8 1 EI

= 0.8 EI

EA = 0.8 EA

= 0.8 EA

Selanjutnya dengan cara yang sama didapatkan koreksi kekakuan untuk kolom-kolom yang lain,dapat dilihat pada Tabel 5.5.

Tabel 5.5 Koreksi Kekakuan

Kolom	Koreksi kekauan	
	EI	*EA*
K1	0.8	0.8
K2	0.8	0.8

Sumber: Analisis data (2017)

5.1.8 Beban Gempa

Gedung Seni UNY ini berada di kota Yogyakarta dengan fungsi sebagai gedung perkuliahan. Jenis tanah tempat pembangunan tergolong tanah sedang.

Perhitungan beban gempa menggunakan statik ekivalen dengan memasukan koordinat lintang dan bujur pada situs Puskim desain spektra serta bedasarkan ketentuan SNI 1726 2012 dengan perhitungan sebagai berikut.

1. Parameter percepatan batuan dasar, Ss (periode pendek) dan S1 (periode 1 detik)
   a. Ss (periode 0,2 detik)= 1,2 – 1,5 g = 1,213 g (Gambar 3.1)
   b. S1 (periode 1 detik) = 0,3 – 0,5 g = 0,444 g (Gambar 3.2)
2. Menentukan Koefesien terpetakan, *Crs* 0,2 dan *Crs1*
   a. Crs (periode 0,2 detik)= 0,95 – 1 g = 1 g (Gambar 3.3)
   b. Cr1 (periode 1 detik) = 0,95 – 1 g = 1 g (Gambar 3.4)
3. Menentukan Koefisien situs

   Faktor amplisikasi Fa dan Fv dapat dilihat dalam Tabel 3.4 dan Tabel 3.5 dengan jenis tanah merupakan tanah sedang (SD) maka dapat diambil nilai
   a. Fa = 1,015
   b. Fv = 1,556
4. Perhitungan parameter spektrum untuk periode pendek (Sms) dan periode 1 detik (Sm1)

   S_{MS} = F_a.S_s.*Crs 0,2* detik
   = 1,015 x 1,213 x 1
   = 1,231

   S_{m1} = F_v.$S_{1.}$*Crs* 1 detik
   = 1,556 x 0,444 x 1
   = 0,691
5. Perhitungan parameter spektrum untuk periode pendek (S_{DS}) dan periode 1 detik (S_{D1})

   S_{DS} = 2/3.S_{MS}
   = 2/3 x 1,213

= 0,821

S_{D1} = 2/3.S_1

= 2/3 x 0,691

= 0,4606

6. Perhitungan periode fundamental pendekatan (T_a)

   a. Periode fundamental struktur (T_a) dihitung untuk digunakan pada perhitungan nilai Sa

      Tinggi lantai (h1) = 4,2 m

      Tinggi lantai (h2-4) = 4,2 m

      Tinggi total (H) = $n.h$ = 16,8 m

      C_t = 0,0724 Hal 56 SNI 1726 2012

      x = 0,8 Hal 56 SNI 1726 2012

      T_a = $C_t.H^x$

      = 0,0724 x 16,8 x 0,8

      = 0,691 detik

   b. Periode fundamental computed hasil analisis ETABS (T_c)

      Dari hasil analisis komputer (analisis dinamik/ *eigenvalue analysis*) didapat nilai T_c = 0,917. Karena nilai T_c > T_a, maka T_a boleh menggunakan koefesien pengali C_u seperti Tabel 5.6.

Tabel 5.6 Koefisien Batas Atas Pada Periode Yang Dihitung

Parameter Percepatan Respons Spektral Desain Pada 1 detik, S_{ds}	**Koefesien, C_u**
≥0,4	1,4
0,3	1,4
0,3	1,5
0,15	1,6
≤0,1	1,7

Sumber: SNI 1726-2012

Didapat nilai C_u = 1,4 maka $T_a.C_u$ = 0,691 x 1,4 = 0,968. Karena $T_a.C_u > T_c$

Maka periode getar struktur yang digunakan, T = 0,917

7. Penggambaran kurva respon desain

$T_s = \frac{SD1}{SDs}$

$= \frac{0.4606}{0.821}$

$= 0.561$

$T_o = 0{,}2.T_s$

$= 0{,}2 \times 0{,}561$

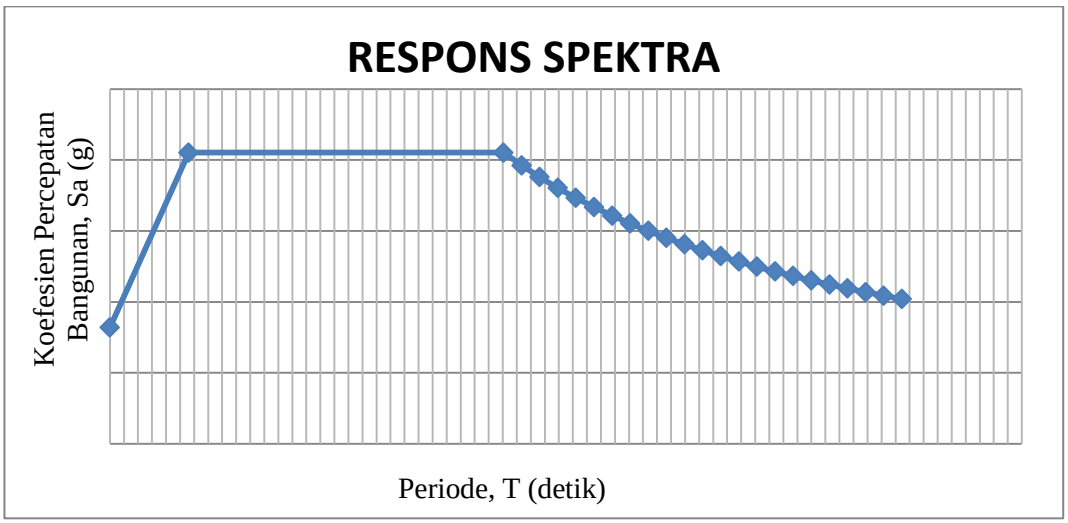
$= 0{,}112$

Untuk $T_a < T_o$, $S_a = S_{DS}.\ (0{,}4+0{,}6\ \frac{T}{To})$

Untuk $T_o \leq T_a \leq T_s$, $S_a = S_{DS}$

Untuk $T_a > T_s$, $S_a = \frac{SD1}{T}$

Nilai tersebut dimasukkan dan didapat kurva respon spektrum seperti Gambar 5.2.



Gambar 5.2 Grafik Respon Spektrum Desain
(Sumber: Analisis data, 2017)

8. Penentuan faktor keutamaan gempa (*I*)

Dengan mengetahui fungsi bangunan maka dapat diketahui kategori risiko berdasarkan Tabel 5.7.

Tabel 5.7 Jenis Pemanfaatan Bangunan

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk: - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat - Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat - Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.	IV

Sumber : SNI 1726 2012

Selanjutnya untuk mengetahui fator keutamaan gempa maka dapat dilihat pada Tabel 5.8.

Tabel 5.8 Faktor Keutamaan Gempa I_e

Kategori resiko	Faktor keutamaan gempa, I
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,5

Sumber : SNI 1726-2012

Berdasarkan Tabel 5.7 dan Tabel 5.8 Jenis pemanfaatan sebagai gedung asrama dan fasilitas pendidikan sehingga nilai termasuk kategori resiko = IV sedangkan faktor keutamaan gempa I_e = 1,5.

9. Penentuan kategori desain seismik

Kategori desain seismik dievaluasi berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek dan periode 1 detik yaitu nilai S_{DS} dan S_{D1}. Dapat dilihat pada Tabel 5.9 dan Tabel 5.10.

Tabel 5.9 Parameter Respons Percepatan Periode Pendek

Nilai S_{DS}	Kategori resiko	
	I atau II atau III	IV
SDS < 0,167	A	A
0,167 ≤ SDS < 0,33	B	C
0,33 ≤ SDS < 0,5	C	D
0,5 < SDS	D	D

Sumber : SNI 1726-2012

Tabel 5.10 Parameter Respons Percepatan Periode 1 Detik

Nilai S_{DS}	Kategori resiko	
	I atau II atau III	IV
SDS < 0,167	A	A
0,167 ≤ SD1 < 1,33	B	C
0,133 ≤ SD1 < 0,5	C	D
0,2 < SDS	D	D

Sumber : SNI 1726-2012

Berdasarkan Tabel 5.9 dan 5.10 karena nilai S_{DS} = 0.802 dan S_{D1} = 0.45 maka didapatkan kategori desain seismik D.

10. Penentuan faktor modifikasi respon (*R*)

Berdasarkan Tabel 3.9, sistem yang dipakai dalam perencanaan ini merupakan rangka baja pemikul momen khusus dengan nilai *R* adalah 8.

11. Gaya Geser Dasar

Dari parameter parameter yang didapatkan dari perhitungan sebelumnya maka dapat dicari gaya geser dasar sebagai berikut.

I = Faktor keutamaan struktur = 1,5

R = Tingkat daktilitas struktur= 8

$Cs = S_{DS}.I / R$

= 0,821 x 1,5 / 8

= 0,153

C_S upper bound $V = S_{D1}.I/T.R$

= 0,4606 x 1,5/0,917 x 8

= 0,0941

C_S lower bound $V = 0{,}044.S_{DS}.I$

= 0,044 x 0,821 x 1,5

= 0,054

C_S Menentukan = 0,0941

$V = Cs.W$

= 0,0941 W

12. Gaya Horizontal Gempa Statik Ekivalen (F_i)

T = 0,917 detik

Ketentuan:

$T \leq 0.5$ detik , $k = 1$

$T \geq 2.5$ detik , $k = 2$

$0.5 < T < 2.5$, $k = 2$ atau Interpolasi

Dengan interpolasi, maka didapat $k = 1{,}208$

$W_t = 22771{,}547$ kN

$C_S = 0{,}0941$

$V = C_S . W_t$

$= 0{,}0941 \times 22771{,}547$

$= 2144{,}498$ kN.m

Gaya gempa horizontal dapat dilihat sesuai Tabel 5.11.

Tabel 5.11 Gaya Gempa Horizontal

Lantai	W (kN)	H (Tinggi)	H^k	W.H^k	V= Cs. W	Fi (kN)
4 (Atap)	3614,781	16,8	30,25424	109362,4	2144,49872	659,0936
3	5983,403	12,6	21,36966	127863,3	2144,49872	770,5927
2	5922,115	8,4	13,09156	77529,75	2144,49872	467,2477
1	7251,247	4,2	5,664958	41078,02	2144,49872	247,5645
Total	22771,54			355833,5		2144,498

Sumber: Analisis data (2017)

5.2 KOMBINASI PEMBEBANAN

Komponen struktur harus direncanakan sampai mempunyai kekuatan rencana tersedia minimum sama dengan kekuatan perlu. Kuat perlu dihitung berdasarkan kombinasi beban dan gaya terfaktor yang sesuai dengan SNI 1727-2013 untuk desain LRFD atau DFBK. Beban notional (*Ni*) sebagai syarat *Direct Analysis Method* (DAM) harus ditambahkan pada setiap kondisi kombinasi pembebanan. Kombinasi yang diperhitungkan menjadi sebagai berikut:

1. Bila kuat perlu *U* untuk menahan beban mati *D*, dan beban hidup *L*, dan juga beban atap *Lr* atau beban hujan *R*, paling tidak harus sama dengan:

$U = 1.4\,D + N1$

$U = 1.4\,D + N2$

$U = 1.2\,D + 1.6\,L + 0.5\,(Lr \text{ atau } R) + N1$

$U = 1.2\,D + 1.6\,L + 0.5\,(Lr \text{ atau } R) + N2$

2. Bila ketahanan struktur terhadap beban angin *W*, maka harus dipertimbangkan dalam perencanaan. Pengaruh kombinasi *D*, *L* dan *W* yang akan dihitung menentukan nilai *U* yang terbesar, yaitu:

$U = 1.2\ D + 1.0W + 1.0L + 0{,}5\ (Lr \text{ atau } R) + N1$

$U = 1.2\ D + 1.0W + 1.0L + 0{,}5\ (Lr \text{ atau R}) + N2$

3. Bila ketahanan struktur terhadap beban gempa E, maka harus dipertimbangkan dalam perencanaan. Pengaruh kombinasi D, L dan W yang akan dihitung menentukan nilai U yang terbesar, yaitu:

$U = 1.2\ D + 1\ Lr \pm 0.3\ (\rho\ Q_{EX} + 0.2\ S_{DS}\ D) \pm 1\ (\rho\ Q_{EY} + 0.2\ S_{DS}\ D) + N1$

$\text{U} = 1.2\ D + 1\ Lr \pm 0.3\ (\rho\ \text{Q}_{\text{EX}} + 0.2\ \text{S}_{\text{DS}}\ \text{D}) \pm 1\ (\rho\ \text{Q}_{\text{EY}} + 0.2\ \text{S}_{\text{DS}}\ \text{D}) + \text{N2}$

$\text{U} = 1.2\ D + 1\ Lr \pm 1.0\ (\rho\ Q_{EX} + 0.2\ S_{DS}\ D) \pm 0.3\ (\rho\ Q_{EY} + 0.2\ S_{DS}\ D) + N1$

$U = 1.2\ D + 1\ Lr \pm 1.0\ (\rho\ Q_{EX} + 0.2\ S_{DS}\ D) \pm 0.3\ (\rho\ Q_{EY} + 0.2\ S_{DS}\ D) + N2$

$U = 0.9\ D \pm\ 0.3\ (\rho\ Q_{EX} - 0.2\ S_{DS}\ D) \pm 1\ (\rho\ Q_{EY} - 0.2\ S_{DS}\ D) + N1$

$U = 0.9\ D \pm\ 0.3\ (\rho\ Q_{EX} - 0.2\ S_{DS}\ D) \pm 1\ (\rho\ Q_{EY} - 0.2\ S_{DS}\ D) + N2$

$U = 0.9\ D \pm\ 1\ (\rho\ Q_{EX} - 0.2\ S_{DS}\ D) \pm 0.3\ (\rho\ Q_{EY} - 0.2\ S_{DS}\ D) + N1$

$U = 0.9\ D \pm\ 1\ (\rho\ Q_{EX} - 0.2\ S_{DS}\ D) \pm 0.3\ (\rho\ Q_{EY} - 0.2\ S_{DS}\ D) + N2$

5.3 PENGECEKAN TORSI BANGUNAN

Ketidakteraturan torsi terjadi bila simpangan antar tingkat pada ujung suatu bangunan lebih besar dari 1.2 kali simpangan rata-rata pada dua ujung bangunan. Ketidakberaturan torsi dapat juga ditentukan dengan menghitung faktor pembesaran torsi *Ay*. Berikut tabel hasil perhitungan faktor pembesaran torsi *Ax* pada struktur baja SRPMK, seperti pada Tabel 5.12.

Tabel 5.12. Faktor Pembesaran Torsi *Ay*

Lantai	Arah Y							Keterangan
	δa (mm)	δb (mm)	δmaks (mm)	δrata-rata (mm)	1,2δrata-rata (mm)	1,4δrata-rata (mm)	Ay (mm)	
4	29,8	44,4	44,4	37,1	44,52	51,94	0,995	Tidak ada
3	24,5	36,4	36,4	30,45	36,54	42,63	0,992	Tidak ada
2	16,4	24,3	24,3	20,35	24,42	28,49	0,990	Tidak ada
1	6,3	9,3	9,3	7,8	9,36	10,92	0,987	Tidak ada

Sumber: Analisis data (2017)

Berikut tabel hasil perhitungan faktor pembesaran torsi Ax pada struktur baja SRPMK, seperti pada Tabel 5.13.

Tabel 5.13. Faktor Pembesaran Torsi *Ay*

Lantai	Arah X							Keterangan
	δa (mm)	δb (mm)	δmaks (mm)	δrata-rata (mm)	1,2δrata-rata (mm)	1,4δrata-rata (mm)	Ay (mm)	
4	24,1	22	24,1	23,05	27,66	32,27	0,759	Tidak ada
3	20,7	18,9	20,7	19,8	23,76	27,72	0,759	Tidak ada
2	14,3	13	14,3	13,65	16,38	19,11	0,762	Tidak ada
1	6	5,5	6	5,75	6,9	8,05	0,756	Tidak ada

Sumber: Analisis data (2017)

Dapat dilihat bahwa nilai δmax < 1.2 δrata-rata atau faktor pembesaran torsi *Ax* < 1 dan juga *Ay* < 1, sehingga struktur gedung termasuk kategori tanpa ketidakberaturan torsi.

5.4 IMPUT DATA STRUKTUR PADA *SOFTWARE* ETABS

Analisis struktur menggunakan *software* aplikasi ETABS 2015. Input data harus didasarkan pada peraturan-peraturan yang sesuai dan pemodelan struktur semirip mungkin dengan desain.

5.4.1 Define - *Material*

Material yang digunakan meliputi:

1. Baja Profil (*default*)

   W= 77,009 kN/m^3

   E= 200000 MPa

   Poisson = 0,3

   fy = 240 MPa

   fu = 380 MPa

2. Beton

   W = 23.54 kN/m^3 (beton bertulang)

   E = 4700 . $\sqrt{f}$ 'c = 23500 MPa

   Poisson = 0,2

f'c = 25 MPa

3. Tulangan Pokok

W= 77,009 kN/m^3

E= 200000 MPa

fy = 400 MPa

fu = 410 MPa

4. Tulangan Sengkang

W= 77,089 kN/m^3

E= 200000 MPa

fy = 240 MPa

fu = 270 MPa

5.4.2 *Define – Property*

Memuat informasi atau data-data dari elemen struktur tiga dimensi. Elemen struktur yang digunakan berupa:

1. Balok baja

Untuk balok merupakan balok baja, dapat dilihat pada Tabel 5.14.

Tabel 5.14 Data-Data Elemen Balok Pada Analisis ETABS

Nama	Profil
B1	IWF 500x300
B2	IWF 350x350
B3	IWF 300x300

Sumber: Analisis data (2017)

2. Kolom komposit

Untuk kolom komposit perpaduan dua material baja dan beton menjadi satu komponen sehingga perlu membuat material baru pada *Section designer*. Misal K1 berdimensi total (550x550) digambarkan meliputi profil baja IWF 350x350, tulangan longitudinal 4D-20 dan beton normal, dapat dilihat pada Tabel 5.15.

Tabel 5.15 Data-Data Elemen Kolom Komposit Pada Analisis ETABS

Nama	Dimensi (mm)		Profil (mm)	Tul Pokok (mm)
K1	550	550	IWF-350-350	4D-22
K2	500	500	IWF-300-300	4D-22

Sumber: Analisis data (2017)

Koreksi kekakuan dimasukkan dalam *setting Set Modifiers* pada kotak "*Cross-section (axial) area*" untuk nilai reduksi A dan pada kotak "*Moment of Inertia about 2 axis-3 axis*" untuk nilai redukasi *I*. Sehingga nilai pada *E* (modulus elastisitas) tanpa direduksi.

3. Pelat *Steel Deck*

Pelat merupakan *steel deck* diasumsikan menerima gaya vertikal akibat beban mati dan hidup, juga menerima gaya horisontal/lateral akibat gempa. Tebal pelat adalah 125 mm dan menggunakan properties dari *canam asia*.

5.4.3 *Define- Load Pattern*

Memuat jenis beban yang akan dibebankan pada elemen struktur. Beban-beban tersebut sebagai berikut:

Beban Mati = *Dead* (*Selfweight* =1)

Beban hidup = *Live*

Beban atap = *Roof Live*

Beban gempa = *Quake* (E_x, E_y)

Beban notional= *Notional* (N_x, N_y)

5.4.4 *Define Load Case*

Memuat tipe analisis pembebanan. Berikut macam-macam tipe analisis pada beban-beban:

1. Beban mati , Beban Hidup

Load case type = Linear Static

Load type = Load Pattern

Load Name = Dead , Live

Scale factor = 1

2. Beban Gempa (Ex dan Ey)

   Load case type = Response Spektrum

   Load type = Acceleration

   Load Name = U1 (Gempa arah X) ,

   U2 (Gempa arah Y)

   Function = RS Gedung Seni

   Directional comb = SRSS

3. *Notional Load* (Nx, Ny)

   Load case type = Non Linear Static

   Initial Conditions = Zero (dibulatkan)

   Load type = Load Pattern

   Load type = Nx, Ny

   Scale factor = 1

   Geometric NL = P-Delta

   Load name = Dead dengan *scale factor* = 1,2

   Live dengan *scale factor* = 1

5.4.5 *Define- Load Combination*

Untuk kombiansi pembebanan cukup memasukkan kombinasi pembebanan non linear ditambah beban gempa. Misal 1,2D+1E1+L+Nx.

Combination type = linear add

5.4.6 *Define-Function*

Untuk beban gempa menggunakan *function response spectrum* pada ETABS dengan memasukkan data sebagai berikut:

S_S = 1.213

S_1 = 0.444

Site Class = S_D

5.4.7 *Define-Mass source*

Massa yang digunakan untuk analisis yaitu :

1. Massa dari berat sendiri elemen struktur (beban mati struktur) dan beban tambahan (beban mati tambahan)
2. Selain beban mati, yaitu beban hidup dan beban atap (beban gempa bukan merupakan beban tetapi percepatan)

Pada pilihan *Mass Source* dipilih kedua massa seperti dijelaskan di atas. Beban hidup boleh direduksi sebesar 20% pada kotak *Multiplier* seperti yang tercantum pada peraturan pembebanan minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain SNI 1727 2013 dan untuk beban atap tanpa direduksi.

5.4.8 *Assigng-Joint-Diaphragms*

Pelat lantai dianggap sebagai diafragma dengan balok sehingga gerakan pelat menjadi satu kesatuan dalam arah yang sama tetapi masih bisa menerima lenturan pada arah tegak lurus pelat (arah z). Oleh karena itu pelat didefinisikan sebagai pengaku (diaphragma) dengan memilih semua joint yang terhubung. Dengan adanya sebagai pengaku maka join yang berada dalam satu kelompok yang sama akan bergerak sebagai satu kesatuan bersama sama.

5.4.9 *Assign-Joint-Restraints*

Tumpuan berupa jepit diasumsikan kolom terjepit pada pondasi. Hal ini diharapkan tumpuan dapat menahan translasi arah x,y,z dan rotasi dengan kata lain terjepit kaku.

5.4.10 *Assign-Load*

Beban-beban dibawah ini dimasukkan pada program ETABS 2015 untuk mewakili nilai beban pada analisis.

Frame Load	= Q_D Dinding	= 1.528 kN/m
Shell Load	= Q_D Plat lantai	= 2,317 kN/m^2
	Plat atap	= 0,902 kN/m^2
	Q_L Ruang kelas	= 1.92 kN/m^2

Ruang Kantor	= 2,4 kN/m^2
Hall/Loby	= 4.79 kN/m
Ruang tari dan ruang dangsa	= 4.79 kN/m^2
Gudang ringan	= 6 kN/m^2
Ruang Pribadi (WC)	= 1,92 kN/m^2
Koridor lantai pertama	= 4.79 kN/m^2
Koridor koridor lantai lainnya	= 3,83 kN/m^2
Beban pekerja pelat lantai	= 0.981 kN/m^2

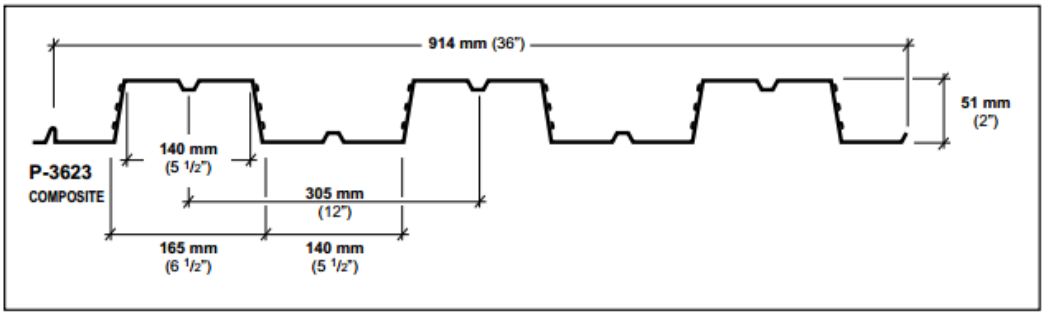
Notional Load=	Level 2	*Nx*	=0,970 kN
		Ny	=0,970 kN
	Level 3	*Nx*	=0,970 kN
		Ny	=0,970 kN
	Level 4	*Nx*	=0,970 kN
		Ny	=0,970 kN
	Level 5	*Nx*	=0,382 kN
		Ny	=0,382 kN

5.4.11 *Analyze-Run*

Software analisis ETABS 2015 siap memproses hasil analisis stabilitas sesuai dengan asumsi asumsi perencana . Hasil keluaran yang diharapkan dapat dilihat di *display-show table* berupa gaya-gaya dalam, lendutan, gaya geser gempa, berat struktur, pergeseran joint, dll.

5.5 PERENCANAAN *STEEL DECK*

Steel deck direncanakan menggunakan jenis P-3623 composite dengan tipe 20 dari *Canam Asia*. *Steeldeck* bertumpu pada balok anak dan mempunyai dimensi dan properties seperti pada Gambar 5.3 dan Tabel 5.16.



Gambar 5.3 ***Steeldeck P-3623 Composite***

Sumber : *Canam Asia* (2015)

Tabel 5.16 ***Physical Properties Steeldeck P-3623 Composite (Canam Asia)***

Type	Nominal Thickness	Design Thickness	Overall Depth	Weight	Section Modulus		Moment of Inertia	Steel Area	Center of Gravity
					M+	M−			
	mm (in.)	mm (in.)	mm (in.)	kg/m² (lb/ft²)	mm³ (in³)	mm³ (in³)	mm⁴ (in⁴)	mm² (in²)	mm (in.)
22	0.76 (0.030)	0.762 (0.0300)	50.8 (2.00)	8.50 (1.74)	15 350 (0.2855)	15 350 (0.2855)	430 932 (0.3156)	1 016 (0.480)	25.40 (1.00)
20	0.91 (0.036)	0.909 (0.0358)	51.0 (2.01)	10.07 (2.06)	19 473 (0.3622)	19 473 (0.3622)	532 353 (0.3898)	1 212 (0.573)	25.47 (1.00)
18	1.21 (0.048)	1.217 (0.0479)	51.3 (2.02)	13.26 (2.72)	27 996 (0.5207)	27 996 (0.5207)	717 655 (0.5255)	1 622 (0.766)	25.63 (1.01)

Sumber : *Canam Asia* (2015)

5.5.1 Perencanaan Awal Pelat Komposit

Steeldeck direncanakan menggunakan tipe P-3623 *composite* dari Canam Asia. Dengan layanan seperti yang tertera pada Tabel 5.17.

Tabel 5.17 ***Service Load P-3623***

Slab Thick. (mm)	Deck Thick. (mm)	Maximum Unshored Span			Self Weight (kPa)	Comp. Mom. of Inertia (10^6 mm⁴)	SPAN (mm)											
		Single (mm)	Double (mm)	Triple (mm)			1 500	1 650	1 800	1 950	2 100	2 250	2 400	2 550	2 700	2 850	3 000	3 150	3 300
100																			
	0.76	2 280	2 430	2 530	1.84	5.718	20.00	18.78	16.05	13.91	12.20	10.80	9.65	8.68	7.87	7.17	6.57	6.05	5.59
	0.91	2 670	2 920	3 015	1.85	6.080	20.00	20.00	20.00	17.40	15.25	13.50	12.05	10.84	9.82	8.94	8.19	7.54	6.97
	1.21	3 115	3 485	3 575	1.88	6.772	20.00	20.00	20.00	20.00	18.28	16.17	14.44	12.98	11.75	10.71	9.80	9.02	8.34
125																			
	0.76	2 035	2 035	2 120	2.43	10.841	20.00	20.00	20.00	18.58	16.29	14.42	12.88	11.59	10.51	9.58	8.77	8.08	7.47
	0.91	2 425	2 675	2 765	2.44	11.498	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	18.02	16.09	14.48	13.11	11.94	10.94	10.07	9.31
	1.21	2 845	3 195	3 265	2.47	12.758	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	19.29	17.35	15.71	14.31	13.10	12.05	11.14
140																			
	0.76	1 855	1 855	1 930	2.78	15.050	20.00	20.00	20.00	20.00	18.74	16.59	14.82	13.34	12.09	11.02	10.10	9.29	8.59
	0.91	2 310	2 550	2 640	2.80	15.938	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	18.52	16.66	15.09	13.74	12.59	11.59	10.71
	1.21	2 720	3 050	3 125	2.82	17.647	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	19.96	18.08	16.46	15.08	13.87	12.82
150																			
	0.76	1 750	1 750	1 825	3.02	18.390	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	18.04	16.12	14.51	13.14	11.98	10.98	10.11	9.34
	0.91	2 245	2 420	2 525	3.03	19.456	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	18.11	16.40	14.94	13.69	12.60	11.64
	1.21	2 650	2 965	3 040	3.06	21.511	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	19.66	17.90	16.39	15.08	13.94
165																			
	0.76	1 615	1 615	1 685	3.37	24.277	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	18.06	16.25	14.72	13.42	12.30	11.32	10.47
	0.91	2 155	2 235	2 330	3.38	25.643	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	18.38	16.74	15.34	14.11	13.05
	1.21	2 555	2 850	2 930	3.41	28.288	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	18.37	16.90	15.62
190																			
	0.76	1 430	1 430	1 395	3.96	36.664	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	19.16	17.36	15.82	14.50	13.35	12.34
	0.91	1 980	1 980	2 065	3.97	38.628	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	19.74	18.08	16.64	15.38
	1.21	2 425	2 680	2 770	4.00	42.447	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	19.94	18.42

Sumber : *Canam Asia* (2015)

1. Beban Mati
   a. Spesi & keramik = 0,515 kN/m^2
   b. Penggantung = 0,056 kN/m^2
   c. Instalasi ME = 0,245 kN/m^2
   d. *Deck* dan Beton = 2,44 kN/m^2

   Q_d = 3,256 kN/m^2
2. Beban Hidup
   a. Beban ruang hotel Q_l = 4,6 kN/m^2
3. Total Beban Terfaktor
   b. Beban terfaktor (W_u) = 1.2 Q_D + 1.6 Q_L
   = 1.2 x 3,256+ 1,6 x 4,6
   = 11,267 kN/m^2
4. Beban Desain

Beban desain adalah beban yang dapat ditahan oleh *steel deck* (Untuk bentang 2250 mm , tebal slab 125 mm, dan tebal pelat 0,91 mm Beban desain = 18,02 kN/m^2

Cek kemampuan beban desain terhadap total beban terfaktor

Beban desain = 18,02 kN/m^2 > Beban terfaktor = 11,267 kN/m^2 OKE

5.5.2 Kontrol Kapasitas Tampang Pelat

1. Pembebanan
   a. Beban Mati (W_d) = 3,256 kN/m^2
   b. Beban Hidup (W_L) = 4,6 kN/m^2
   c. Beban Terfaktor (W_u) = 1.2 *Wd* + 1.6 *WL*
   = 1,2 x 3,256 + 1,6 x 4,6
   = 11,267 kN/m^2
2. Momen Layanan Terfaktor
   a. Momen Tumpuan/Negative (*Mu*-) = 0.10 *Wu* L^2
   = 0.1 x 11,267 x 2,25^2
   = 5,704 kN.m

b. b.Momen Lapangan/Positif (*Mu*+) = 0.08 *Wu* L^2

= 0,08 x 11,267 x $2,25^2$

= 4,563 kN.m

c. Gaya Geser Terfaktor (*Wu*) = 0,50 *Wu L*

= 0,50 x 11,267 x 2,25

= 12,675 kN

3. Kontrol Lendutan

Terhadap beban permanen

Beban terfaktor (*Wu*) = 11,267 kN/m^2

I *composite* = 11,498x10^6 mm^4

$\Delta = \frac{5\ Wu\ L4}{384\ E\ Ic} < \frac{L}{360}$

$= \frac{5 \text{ x } 4{,}6x\ 2250}{384x200000x11498000} < \frac{2250}{360}$

= 1,635mm < 6,25 mm OKE

5.5.3 Kontrol Kapasitas Momen Pelat

Kapasitas momen pelat dikontrol apakah momen pada daerah momen positif / lapangan dan daerah momen negatife/lapangan aman.

1. Kontrol Kapasitas Momen Pelat

Beban mati (W_D) = 3,256 kN/m^2

Beban hidup (W_L) = 4,6 kN/m^2

Beban terfaktor (W_u) = 11,267 kN/m^2

Momen tumpuan / negative (*Mu*-) = 5,704 kN.m

Momen lapangan / positif (*Mu*+) = 4,563 kN.m

2. Kapasitas Momen Lapangan (Mu+)

Data-data pelat

Luas (As) = 1212 mm2

Lebar pelat (b) = 914 mm

Tinggi efektif (d) = 125 mm

Tegangan leleh (*fy*) = 400 MPa

C = T

$$a = \frac{As\ fy}{0.85\ f'c\ b}$$

$$= \frac{1212 \text{ x } 400}{0.85\text{x}2\text{x}914}$$

$$= \frac{484800}{19422,5}$$

= 24,96 mm

Maka momen nominal

$$\text{ø}Mn = 0.9\ As\ fy\ (d - \frac{1}{2}a)$$

$$\text{ø}Mn = 0.9\text{x}1212\text{x}400\text{x}(125 - \frac{1}{2}24,96)$$

= 436369613,03 N.mm

= 43,63961 kN.m

øMn = 43,63961 kN.m > Mu^+ = 4,564kN.m OKE

3. Kapasitas Momen Tumpuan (*Mu*-)

Pb = 20 mm

D Tulangan = 10 mm^2

h Pelat lantai = 125 mm

Ds Tulangan Pokok $= Pb + \frac{\text{D tulangan pokok}}{2}$

$= 20 + \frac{10}{2}$

= 25 mm

D Tulangan pokok = h – ds

= 125 x 25

=100 mm

Mu = 5,704 kN.m

Mn $= \frac{Mu}{\emptyset}$

$= \frac{5,704}{0,9}$

= 6,3 kN.m

Rn $= \frac{Mn\ x\ 1000000}{914\ x\ 10201}$

$= \frac{6{,}3\ x\ 1000000}{914\ x\ 10000}$

= 0,693

m $= \frac{fy}{0{,}85\ x\ f\prime c}$

$= \frac{400}{0{,}85\ x\ 25}$

= 18,82353

ρ $= \frac{1}{m} 1 - \sqrt{\left(1 \frac{2*m*rn}{fy}\right)}$

$= \frac{1}{18{,}823} 1 - \sqrt{\left(1 \frac{2*18{,}823*0{,}693}{400}\right)}$

= 0,00176

As Pakai = ρ x b x d

= 0,00176 x 914 x 100

= 161,112 mm^2

S Perlu $= \frac{0{,}25\ x\ \pi\ x\ d^2 x 914}{As}$

$= \frac{0{,}25\ x\ 3{,}141593\ x\ 10\ x\ 914}{161{,}122}$

= 445,531 mm

S pakai = 300 mm

5.6 PERENCANAAN BALOK

Dimensi balok didapat dengan coba-coba profil setelah dilakukan analisis kekuatan perlu menggunakan aplikasi ETABS. Semua balok akan diperiksa ketersediaan kekuatannya.

5.6.1 Balok Induk

Balok yang telah dianalisis dapat diketahui kekuatannya, daftar balok-balok tersebut dapat dilihat pada Tabel 5.18.

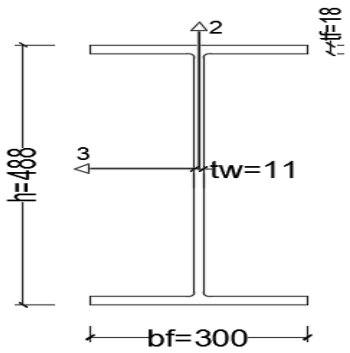
Tabel 5.18 Rekapitulasi Balok Induk *Output* ETABS

Nama	Profil	*Mu* + (kN.m)	*Mu* - (kN.m)	*Vu* + (kN)	*Vu* - (kN)	*f* (mm)	*L* (mm)
B1	IWF 500x300	246,052	446,2143	277,8917	299,4359	9,8	8750
B2	IWF 350X350	72,3615	86,4966	39,8463	38,1325	0,7	5,725
B3	IWF 300x300	133,098	171,0616	179,6413	165,3951	1	2,75

Sumber : Analisis Data (2017)

5.6.1.1 Data Profil

Selanjutnya dilakukan pemeriksaan pada balok B1 menggunakan IWF 500x300. Profil balok B1 dapat dilihat pada Gambar 5.4.



Gambar 5.4 Profil B1 WF 500x300

(Sumber: Analisis data, 2017)

Data-data profil

Profil balok		= *IWF* 500x300
Mutu baja profil :	*fy*	= 240 MPa
	E	= 200.000 MPa
Properties Balok :	*W*	= 128 kg/m
	h	= 488 mm
	bf	= 300 mm
	tw	= 11 mm
	tf	= 18 mm
	A	= 163,5 cm^2 = 16350 mm^2
	Ix	= 71000 cm^4 = 710000000 mm^4
	Iy	= 8110cm^4 = 81100000 mm^4

ix = 20,8 cm

iy = 7,04 cm

Zx = 3235,1 cm^3 = 3235100 mm^3

Zy = 830,8 cm^3 = 830800 mm^3

5.6.1.2 Cek Profil

1. Cek Lendutan Ijin

$$f' = \frac{L}{360}$$

$$= \frac{8750}{360}$$

$$= 24{,}305 \text{ mm}$$

Lendutan yang terjadi di ETABS (*Deflections*)

f = 9,8 mm

Syarat,

f = 9,8 mm < f' = 24,305 mm OKE

2. Cek Klasifikasi Profil

a. Sayap

$$\frac{0.5\,b}{tf} \leq 0.38\sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$\frac{0.5\ 300}{18} \leq 0.38\sqrt{\frac{200000}{240}}$$

$8{,}33 \leq 10.969$, Profil sayap kompak

b. Badan

$$\frac{h}{tw} \leq 3.76\sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$\frac{488}{11} \leq 3.76\sqrt{\frac{200000}{240}}$$

$44{,}363 \leq 108.541$, Profil badan kompak

3. Cek Tekuk Lateral

$$ry = \sqrt{\frac{Iy}{A}}$$

$$= \sqrt{\frac{81100000}{16350}}$$

$= 70{,}429$ mm

$Lp = 1.76\ ry\sqrt{\frac{E}{fy}}$

$= 1{,}76 \times 70{,}429\sqrt{\frac{200000}{240}}$

$= 3578{,}274$ mm

$= 3{,}578$ m

$C = 1$

$ho = h - tf$

$= 488 - 18$

$= 470$ mm

$Cw = \frac{Iy\ ho^2}{4}$

$= \frac{81100000\ 470^2}{4}$

$= 4478747500000\ mm^6$

$r2ts = \frac{\sqrt{Iy.\ Cw}}{Sx}$

$= \frac{\sqrt{81100000x44778747500000}}{2910000}$

$= 6549{,}312$

$rts = 80{,}927$ mm

$Jc = \frac{1}{3}((2\ x\ tf^3 xbf) + (tw^3\ x\ ho))$

$= \frac{1}{3}((2x18^3 x300)+(11^3 x470))$

$= 1374923{,}33\ mm^4$

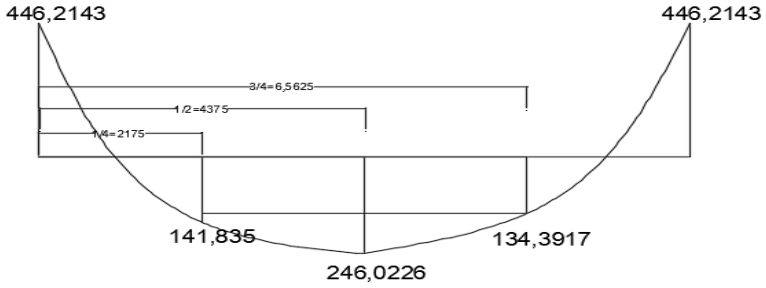
$Lr = 1.95\ rts\ \frac{E}{0.7\ Fy}\sqrt{\frac{Jc}{Sx.ho}+\sqrt{\left(\frac{Jc}{Sx.ho}\right)^2+6.76\left(\frac{0.7.fy}{E}\right)^2}}$

$= 1{,}95x80{,}927\ \frac{200000}{0{,}7\ 240}\sqrt{\frac{1374923{,}33}{2910000x470}+\sqrt{\left(\frac{1374923{,}33}{2910000x470}\right)^2+6{,}76\left(\frac{0{,}7.240}{200000}\right)^2}}$

$= 10969{,}855$ mm

$= 10{,}969$ m

Nilai faktor *Cb* untuk memasukkan pengaruh bentuk momen antara dua pertambatan lateral didapat dari *ouput* ETABS v15 , dapat dilihat pada Gambar 5.5.



Gambar 5.5 Diagram BMD Balok B1

(Sumber: Analisis data, 2017)

Mmax = Momen Max = 446,2143 kN.m

MA = Momen 1/4 Bentang = 141,835 kN.m

MB = Momen 1/2 Bentang = 246,022 kN.m

MC = Momen 3/4 Bentang = 134,391 kN.m

$$Cb = \frac{12.5\ \text{Mmax}}{2.5\ \text{Mmax} + 3\ \text{MA} + 4\ \text{MB} + 3\ \text{MC}}$$

$$= \frac{12.5 \text{ x } 446{,}2143}{2{,}5x446{,}2143\ \text{kN} + 3x141{,}835 + 4x246{,}022 + 3 \text{ x } 134{,}391}$$

$$= 1{,}904$$

digunakan jarak pertambatan lateral

Lb = 2,187 m *Lb<Lp*

Kuat lentur maksimum pada batas Plastis (Maksimum)

Mp = *Zx.fy*

= 3235100 x 240

= 776424000 N.mm

= 776,424 kN.m

Mu = 446,2143 kN.m

Mn = *Mp*

= 776,424 kN.m

øMn = *øMp*

= 0,9x776,424

= 698,781 kN.m

Ratio $= \frac{Mu}{\phi Mn}$

$= \frac{446,214}{698,7815}$

= 0,638 < 1 OKE

4. Cek Kuat Geser

Syarat $\frac{h}{tw} < 2.24\sqrt{\frac{E}{fy}}$

$\frac{488}{11} < 2.24\sqrt{\frac{200000}{240}}$

44,363 < 64.663

Maka,

$\phi v = 1$

$Cv = 1$

Kuat geser nominal pelat badan profil

$\phi Vn = \phi v\ 0.6\ fy\ Aw\ Cv$

= 1 x 0,6x240 x 488 x 11 x 1

= 772992 N

= 772,992 kN

Vu = 299,435 kN

Ratio $= \frac{Vu}{\phi Vn} = \frac{299,435}{772,992} =$ 0.387 < 1 OKE

Selanjutnya dengan cara yang sama didapatkan hasil perhitungan, dapat dilihat pada Tabel 5.19.

Tabel 5.19 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Balok Induk

Nama	Profil	Cek Momen			Cek Geser			Cek Lendutan		
		Mu Max (kN.m)	ø Mn (kN.m)	Keterangan	Vu Max (kN)	øVn (kN)	Keterangan	*f* (mm)	*f'* (mm)	Keterangan
B1	IWF 500x300	446,2143	698,782	OKE	299,435	772,9	OKE	9,8	24,3	OKE
B2	IWF 350X350	86,4966	644,544	OKE	39,8463	717,6	OKE	0,7	15,9	OKE
B3	IWF 300x300	171,0616	454,550	OKE	179,641	700,4	OKE	1	7,63	OKE

Sumber : Analisis Data (2017)

Penelitian ini juga mencoba alternatif dimensi propertis balok induk yang berbeda untuk mendapakan hasil yang lebih efisien. Berikut ini adalah rekapitulasi hasil analisis menggunakan dimensi profil yang berbeda pada balok induk, dapat dilihat pada Tabel 5.20.

Tabel 5.20 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Alternatif Profil Balok Induk

Balok	No. Alternatif	Profil	Cek Momen				Cek Geser			
			Mu Max (kN.m)	ø Mn (kN.m)	Ratio	Ket.	Vu Max (kN)	øVn (kN)	Ratio	Ket
B1	Alternatif 1	IWF 500x300	446,2143	698,782	0,638	OKE	299,43	772,9	0,387	OKE
	Alternatif 2	IWF 500x200	449,7051	492,998	0,912	OKE	297,4	720	0,413	OKE
B2	Alternatif 1	IWF 350X350	86,4966	644,544	0,134	OKE	39,846	717,6	0,055	OKE
	Alternatif 2	IWF 400x300	174,7903	494,402	0,353	OKE	147,4	561,6	0,262	OKE
B3	Alternatif 1	IWF 300x300	171,0616	454,550	0,376	OKE	179,6	700,4	0,25	OKE
	Alternatif 2	IWF 300x200	181,2652	212,738	0,852	OKE	186,5	381,02	0,489	OKE

Sumber : Analisis Data (2017)

Pada penelitian ini balok induk tidak mengalami tekuk torsi lateral, maka tidak dibutuhkan *stiffener*.

5.6.2 Balok Anak

Dimensi balok didapat dengan coba-coba profil setelah dilakukan analisis kekuatan perlu menggunakan aplikasi ETABS. Semua balok akan diperiksa ketersediaan kekuatannya, balok anak yang sudah dalam pemodelan dapat dilihat pada Tabel 5.21.

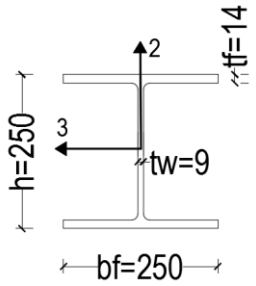
Tabel 5.21 Rekapitulasi Balok Anak Sebelum Komposit

Nama	Profil	*Mu* + (kN.m)	*Mu* - (kN.m)	*Vu* + (kN)	*Vuy* - (kN)	*f* (mm)	*L* (mm)
Ba-1	IWF 250X250	30,9912	0,00001009	33,6376	33,6376	8,7	6000

Sumber : Analisis Data (2017)

5.6.2.1 Data Profil

Selanjutnya dilakukan pemeriksaan pada balok BA-1 menggunakan IWF 250 x 250. Profil balok BA1 dapat dilihat pada Gambar 5.6.



Gambar 5.6 Profil Balok Anak BA-1 WF 250x250

(Sumber: Analisis data, 2017)

Data-data profil WF

Profil Balok Anak		= *IWF* 250 x 250	
Mutu baja profil :	*fy*	= 240	MPa
	E	= 200.000	MPa
Mutu beton :	*f'c*	= 25	MPa
	t pelat	= 125	mm
	L	= 6000	mm
	beff	= 1500	mm
Properties Balok :	*W*	= 72,4 kg/m = 7,38	kN/m
	h	= 250	mm
	bf	= 250	mm
	tw	= 9	mm
	tf	= 14	mm
	A	= 92,18cm^2 = 9218	mm^2
	Ix	= 10800 cm^4 = 10800000	mm^4
	Iy	= 3650 cm^4 = 3650000	mm^4
	ix	= 10,8	cm
	iy	= 6,29	cm
	Zx	= 964,3cm^3 = 964300	mm^3
	Z*y*	= 444,1cm^3 = 444100	mm^3

5.6.2.2 Kondisi Balok Anak Sebelum Komposit

1. Beban Mati

   berat pelat *steel deck* dan beton = 2,44 kN/m

   berat sendiri profil IWF = 7,38 kN/m

   Q_d = 9,82 kN/m

2. Kombinasi Beban

   Q_u = 1,2 Q_d

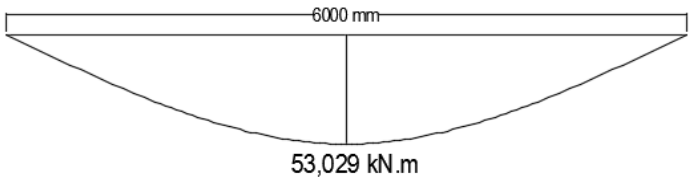
   = 1,2 x 9,82

   = 11,784 kN/m

3. Momen, Gaya Geser, Dan Lendutan Yang Terjadi

   Nilai momen didapatkan dengan cara perhitungan manual *simple beam*, diagram BMD dan SFD dapat dilihat pada Gambar 5.7 dan Gambar 5.8.

   a. Gaya Momen



Gambar 5.7 Diagram BMD Balok Anak

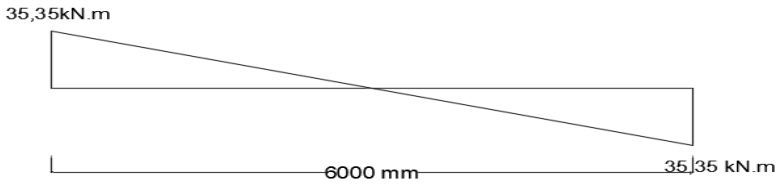
(Sumber: Analisis data, 2017)

$Mu = \frac{1}{8} Qu\, L^2$

= 1/8 x 11,784 x 6

= 53,029 kN.m

   b. Gaya Geser



Gambar 5.8 Diagram SFD Balok Anak

(Sumber: Analisis data, 2017)

$Vu = \frac{1}{2} Qu\ L$

= ½ x 11,784 x 6

= 35,35 kN

c. Lendutan

$f = \frac{5\ qall\ L^4}{384\ E\ Ix}$

$= \frac{5x11,784\ x6000^4}{384\ 20000\ 10800000}$

= 9,206 mm

5.6.2.3 Cek Profil Sebelum Komposit

1. Cek Lendutan Ijin

$f' = \frac{L}{360}$

$= \frac{6000}{360}$

= 16,667 mm

$f = \frac{5\ qall\ L^4}{384\ E\ Ix}$

$= \frac{5\ 11,784\ \ 6000^4}{384\ 200000\ 10800000}$

= 9,206 mm

Syarat $= f < f'$

f = 9,206 mm < f ' = 16,667 mm OKE

2. Cek Klasifikasi Profil

a. Sayap

$\frac{0.5\ b}{tf} \leq 0.38\sqrt{\frac{E}{fy}}$

$\frac{0.5\ 250}{14} \leq 0.38\sqrt{\frac{200000}{240}}$

8,928 ≤ 10,969 Profil sayap kompak

b. Badan

$\frac{h}{tw} \leq 3.76\sqrt{\frac{E}{fy}}$

$\frac{250}{9} \leq 3.76\sqrt{\frac{200000}{240}}$

27,778 $\leq$ 108.541 Profil badan kompak

3. Cek Tekuk Lateral

Mn = *Mp* = *Zx.fy*

= 964300 x 240

= 231432000 N.mm

= 231,423 kN.m

ø*Mn* = 0.9 x 231,423

= 208,288 kN.m

Mu Max =53,029 kN.m

Ratio $= \frac{Mu}{øMn}$

$= \frac{53,029}{208,288}$

= 0,254 < 1 OKE

4. Cek Kuat Geser

Syarat $\frac{h}{tw} < 2.24\sqrt{\frac{E}{fy}}$

$\frac{250}{9} < 2.24\sqrt{\frac{200000}{240}}$

27,778 < 64.663

Ø*v* = 1

Cv = 1

Kuat geser nominal pelat badan profil

ø*Vn* = ø*v* 0.6 *fy tw Cv*

= 1 x 0.6 x 240 x 250 x 9 x 1

= 324000 N

= 324 kN

Vu = 35,35 kN

Ratio $= \frac{Vu}{øVn}$

$= \frac{35,352}{324}$ = 0.109 < 1 OKE

5.6.2.4 Kondisi Balok Anak Setelah Komposit

Balok anak yang dimodelkan pada software ETABS merupakan balok anak komposit, oleh karena itu nilai gaya dalam untuk balok anak setelah komposit diambil dari hasil analisis dari ETABS.

5.6.2.5 Cek Profil Setelah Komposit

1. Cek Klasifikasi Profil
   a. Sayap

$$\frac{0.5\,b}{tf} \leq 0.38\sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$\frac{0.5\,250}{14} \leq 0.38\sqrt{\frac{200000}{240}}$$

8,928 ≤ 10.969 Profil sayap kompak

   b. Badan

$$\frac{h}{tw} \leq 3.76\sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$\frac{250}{9} \leq 3.76\sqrt{\frac{200000}{240}}$$

27,778 ≤ 108.541 Profil badan kompak

2. Lebar Efektif Pelat Beton

beff diambil dari nilai terkecil ketentuan berikut

$$beff \leq \frac{1}{4} L$$

$$beff \leq 0.25\ 6000$$

$$beff \leq 1500 \text{ mm}$$

$$beff \leq b$$

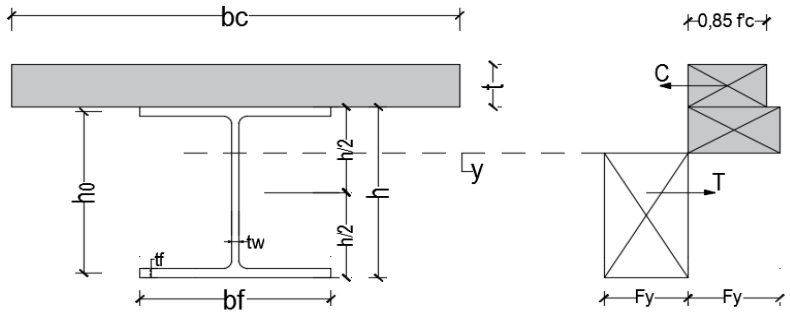
$$beff \leq 2250\text{mm}$$

Maka

$beff$ = 1500 mm

3. Menentukan Gaya Kopel Maksimum

   Untuk menghitung momen plastis balok komposit dicari posisi sumbu netral terlebih dahulu, seperti Gambar 5.9 dibawah ini.



Gambar 5.9 Diagram Tegangan –Regangan Balok Komposit

T $= As.\ fy$

=9218 x 240

= 2212320 N

= 2212,32 kN

C $= 0.85\ f'c\ Ac$

= 0.85 x 25 x 1500 x 125

= 3984375 N

= 3984,375 kN

$C > T$

a $= \frac{As\ fy}{0.85\ f'c\ beff}$

$= \frac{9218\ 240}{0.85\ 25\ 1500}$

= 69,406 mm

Yc = hr + tc = 125 mm

Y2 = Yc- $\frac{1}{2}$ a

= 125 - $\frac{1}{2}$ 69,406

= 90,296 mm

4. Menghitung Kekuatan Nominal Penampang Komposit

Mn $= As\ fy\ (Y2 + \frac{1}{2}\ h)$

= 9812 x 240 x $(90{,}296 + \frac{1}{2}\ 250)$

= 476305728,904 N.mm

= 476,306 kN.m

ϕMn = 0.9 Mn

= 0,9 x 476,306 kN.m

= 428,675 kN.m

Mu = 30,991 kN.m

Ratio = $\frac{Mu}{\phi Mn}$

= $\frac{30,991}{428,675}$

= 0,072 < 1 OKE

5. Meghitung Luasan Transfomasi Beton Ke Baja

W_c = 2,4 kN/m2

E_c = 0.043 $Wc^{1.5}\sqrt{f'c}$

= 0.043 $2.4^{1.5}\sqrt{25}$

= 0,799 10000

= 7993,837 MPa

Es = 200000 MPa

$beff$ = 1500 mm

n = $\frac{Es}{Ec}$

= $\frac{200000}{7993,837}$

= 25,019

btr = $\frac{beff}{n}$

= $\frac{1500}{25,019}$

= 59,953 mm

Atr = btr x $t\ pelat$

= 59,953 x 125

= 7494,22 mm^2

6. Menentukan Letak Garis Netral

Yna = $\frac{\frac{\text{Atr. t plat beton}}{2}+(\text{As}(\text{t plat beton}+\frac{h}{2}))}{(\text{Atr}+\text{As})}$

= $\frac{\frac{7494,22 \text{ x } 125}{2}+(9812(125+\frac{250}{2}))}{(7494,22+9812)}$

= 165,919 mm

7. Menentukan Nilai momen Inersia Penampang Transformasi

$Itr = \frac{btr\,(t\,pelat)3}{12} + Atr\,(Yna - \frac{t\,pelat}{2})^2 + Ix + As\,((\frac{h}{2}+t\,pelat)-Yna))2$

$= \frac{59{,}953\,(125)3}{12} + 7494{,}22(165{,}919 - \frac{125}{2})^2 + 10800000 + 9812\,x$

$((\frac{250}{2}+ 125)-165{,}919\,)2$

= 253400153,3 mm^4

8. Kontrol Lendutan

a. Cek Lendutan

Lendutan Ijin :

$f' = \frac{L}{360}$

$= \frac{6000}{360}$

= 16,667 mm

Lendutan yang terjadi di ETABS

f = 8,7 mm

f = 8,7 mm < f' = 16,667 mm OKE

9. Cek Kuat Geser

Syarat $\frac{h}{tw} < 2.24\sqrt{\frac{E}{fy}}$

$\frac{250}{9} < 2.24\sqrt{\frac{200000}{240}}$

27,778 < 64.663

Maka

$Øv = 1$

$Cv = 1$

Kuat geser nominal pelat badan profil

$øVn = øv\ 0.6\ fy\ Aw\ Cv$

= 1 x 0.6 x 240 x 250 x 9 x 1

= 324000 N

= 324 kN

Vu = 33,637 kN

$$\text{Ratio} = \frac{Vu}{\phi Vn}$$

$$= \frac{33{,}637}{324}$$

$$= 0{,}103 < 1 \quad \text{OKE}$$

5.6.3 Perencanaan Penghubung Geser Balok

Agar perilaku komposit dapat tercapai diperlukan penghubung geser, sehingga geseran longitudinal bisa disalurkan diantara keduanya. Berikut contoh perhitungan penghubung geser pada Balok Ba1 dengan bentang 6 m.

5.6.3.1 Data Awal

Adapun data-data yang diperlukan untuk perencanaan penghubung geser adalah sebagai berikut.

Penghubung geser tipe = *Shear - stud*

Diameter Shear stud (tr) = 3/4"

= 19,05 mm

Tinggi stud = 80 mm

f'c = 25 MPa

fy = 240 MPa

fu = 380 MPa

fu stud = 410 MPa

As Profil = 9218 mm^2

L Balok Anak = 6000 mm

5.6.3.2 Perhitungan Penghubung Geser

1. Syarat diameter stud

$$\phi\, stud \leq 2.5\, tf$$

$19.05 \leq 2.5 \times 14$

$19.05 \leq 35$ OKE

2. Jarak maksium dan minimum

Smin longitudinal = 6 ø

= 6 x 19,05

= 114,3 mm

Smin tranversal = 4 ø

= 4 x 19,05

= 76,2 mm

Smax = 8 ø atau 900 mm

= 8 x 19,05

= 152.4 mm

atau = 900 mm

3. Pengaruh Pelat Beton Komposit - Dek Baja

Asa = ¼ x π x ø stud2

= ¼ x 3.14 x 19.05^2

= 285.022 mm2

Ec = 4700*√f'c

= 4700*√25

= 23500 MPa

Qn = $0.5*Asa*\sqrt{f'c * Ec} \leq Rg\ Rp\ Asa\ Fu$

Qn = 0.5*Asa*$\sqrt{f'c * Ec}$

= 0.5 x 285.022 x $\sqrt{25 * 23500}$

= 109232.9798 N

Maka, menurut SNI 1729 2015 Pasal I8.2a didapat nilai sebagai berikut.

Rg = 0.7

Rp = 0.75

Qn = *Rg.Rp.Asa.Fu*

= 61351,191 N

diambil yang menentukan

Qn = 61351,191 N

4. Shear Stud Perlu

Qn = 61351,191 N

V' = T = *Fy.As*

= 2212320 N

N = V'/Qn

= 36,05

= 38 buah untuk 1/2 bentang

5. Jarak longitudinal antar stud (jika dipasang 2 baris)

Dipasang stud = 2 Baris

S = $\frac{0.5\ L}{\frac{N}{2}}$

= $\frac{0.5\ 6000}{38}$

= 157,894 mm

= 150 mm

Cek syarat

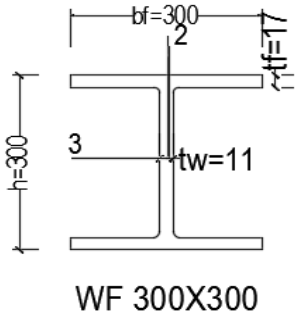
76.2 ≤ 150 ≤ 152.4 OKE

5.6.4 Balok Kantilever

Balok kantilever adalah balok yang satu ujungnya terdapat tumpuan jepit dan ujung lainnya menggantung, adapun perhitungan balok kantilever untuk desain kali ini adalah sebagai berikut.

5.6.4.1 Data Profil

Selanjutnya dilakukan pemeriksaan pada balok B3 menggunakan IWF 300x300. Profil balok B3 dapat dilihat pada Gambar 5.10.



Gambar 5.10 Profil Balok B3 WF 300x300

(Sumber: Analisis data, 2017)

Data-data profil

Profil balok		= *IWF* 300x300	
Mutu baja profil :	*fy*	= 240 MPa	
	E	= 200.000 MPa	
Properties Balok :	*W*	= 106 kg/m	
	h	= 304 mm	
	bf	= 301 mm	
	tw	= 11 mm	
	tf	= 17 mm	
	A	= 134,8 cm^2	= 18018 mm^2
	Ix	= 23400 cm^4	= 234000000 mm^4
	Iy	= 7730 cm^4	= 947000000 mm^4
	ix	= 13,2 cm	
	iy	= 7,57 cm	
	Zx	= 1747,5 cm^3	= 1747500 mm^3
	Zy	= 858,3 cm^3	= 858300 mm^3

5.6.4.2 Cek Profil

1. Cek Lendutan Ijin

$$f' = \frac{L}{150}$$

$$= \frac{800}{360}$$

$$= 5{,}33 \text{ mm}$$

Lendutan yang terjadi di ETABS (*Deflections*)

f = 1,4 mm

Syarat,

f = 1,4 mm < f' = 5,33 mm OKE

2. Cek Klasifikasi Profil

a. Sayap

$$\frac{0.5\,b}{tf} \leq 0.38\sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$\frac{0.5\,301}{17} \leq 0.38\sqrt{\frac{200000}{240}}$$

$8{,}852 \leq 10.969$, Profil sayap kompak

b. Badan

$$\frac{h}{tw} \leq 3.76\sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$\frac{304}{11} \leq 3.76\sqrt{\frac{200000}{240}}$$

$27{,}636 \leq 108.541$, Profil badan kompak

3. Cek Tekuk Lateral

$ry = \sqrt{\frac{Iy}{A}}$

$= \sqrt{\frac{77300000}{13480}}$

$= 75{,}7259$ mm

$Lp = 1.76\ ry\sqrt{\frac{E}{fy}}$

$= 1{,}76 \times 75{,}7259\ \sqrt{\frac{200000}{240}}$

$= 3847{,}396$ mm

$= 3{,}847$ m

$C = 1$

$ho = h - tf$

$= 304 - 17$

$= 287$ mm

$Cw = \frac{Iy\ ho^2}{4}$

$= \frac{77300000 \times 287^2}{4}$

$= 1591780925000\ mm^6$

$r2ts = \frac{\sqrt{Iy.\ Cw}}{Sx}$

$= \frac{\sqrt{77300000x\ 1591780925000}}{1540000}$

$= 7202{,}954$

$rts = 84{,}87$ mm

$Jc = \frac{1}{3}((2 \times tf^3 \times bf) + (tw^3 \times ho))$

$= \frac{1}{3}((2 \times 17^3 \times 301) + (11^3 \times 287))$

$= 1113207{,}667 \text{ mm}^4$

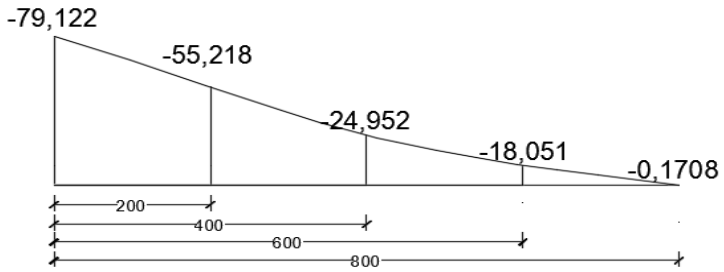
$Lr = 1.95 \text{ rts} \frac{E}{0.7 Fy} \sqrt{\frac{Jc}{Sx.ho} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{Sx.ho}\right)^2 + 6.76\left(\frac{0.7.fy}{E}\right)^2}}$

$= 1{,}95 \times 84{,}87 \frac{200000}{0{,}7\ 240} \sqrt{\frac{1113207{,}667}{1540000x287} + \sqrt{\left(\frac{1113207{,}667}{1540000x287}\right)^2 + 6{,}76\left(\frac{0{,}7.240}{200000}\right)^2}}$

$= 15072{,}2265 \text{ mm}$

$= 15{,}0722 \text{ m}$

Nilai faktor *Cb* untuk memasukkan pengaruh bentuk momen antara dua pertambatan lateral didapat dari *ouput* ETABS v15 , dapat dilihat pada Gambar 5.11.



Gambar 5.11 Diagram BMD Balok Kantilever

(Sumber: Analisis data, 2017)

Mmax = Momen Max = 79,122 kN.m

MA = Momen 1/4 Bentang = 55,218 kN.m

MB = Momen 1/2 Bentang = 24,952 kN.m

MC = Momen 3/4 Bentang = 18,051kN.m

$Cb = \frac{12.5 \text{ Mmax}}{2.5 \text{ Mmax} + 3 \text{ MA} + 4 \text{ MB} + 3 \text{ MC}}$

$= \frac{12.5 \times 79{,}122}{2{,}5 \times 79{,}122 + 3 \times 55{,}218 + 4 \times 24{,}952 + 3 \times 18{,}05}$

$= 1{,}911$

digunakan jarak pertambatan lateral

Lb = 0,8 m *Lb<Lp*

Kuat lentur maksimum pada batas Plastis (Maksimum)

Mp = *Zx.fy*

= 1747500 x 240

= 419400000 N.mm

= 419,4 kN.m

Mu = 79,122 kN.m

Mn = *Mp*

= 419,4 kN.m

øMn = *øMp*

= 0,9 x 419,4

= 377,46 kN.m

Ratio = $\frac{Mu}{øMn}$

= $\frac{79,122}{377,46}$

= 0.209 < 1 OK

4. Cek Kuat Geser

Syarat $\frac{h}{tw} < 2.24\sqrt{\frac{E}{fy}}$

$\frac{304}{11} < 2.24\sqrt{\frac{200000}{240}}$

27,636 < 64.663

Maka,

øv = 1

Cv = 1

Kuat geser nominal pelat badan profil

øVn = *øv* 0.6 *fy Aw Cv*

= 1 x 0,6 x 240 x 304 x 11 x 1

= 481536 N

= 481,536 kN

Vu = 59,37 kN

Ratio $= \frac{Vu}{øVn} = \frac{59,37}{481,536}$

$= 0.123 < 1$ OKE

Penelitian ini juga mencoba alternatif dimensi propertis balok kantilever yang berbeda untuk mendapakan hasil yang lebih efisien. Berikut ini adalah rekapitulasi hasil analisis menggunakan dimensi profil yang berbeda pada balok kantilever, dapat dilihat pada Tabel 5.22.

Tabel 5. 22 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Alternatif Profil Balok Kantilever

No. Alternatif	Profil	Cek Momen				Cek Geser			
		Mu Max (kN.m)	ø Mn (kN.m)	Ratio	Ket.	Vu Max (kN)	øVn (kN)	Ratio	Ket
1	IWF 300x300	79,1222	377,460	0,209	OKE	59,376	481,5	0,123	OKE
2	IWF 300x200	105,772	212,738	0,497	OKE	85,399	386,2	0,2211	OKE

Sumber : Analisis Data (2017)

5.7 PERENCANAAN KOLOM KOMPOSIT

5.7.1 Kuat Tekan Kolom

Kolom pada Gedung Seni UNY ini direncanakan ulang menggunakan kolom komposit. Pada perencanaan ulang ini gaya yang diperlukan dalam analisis kuat tersedia adalah momen dan gaya normal (aksial). Berikut daftar kolom-kolom beserta nilai output hasil analisis ETABS pada Tabel 5.23.

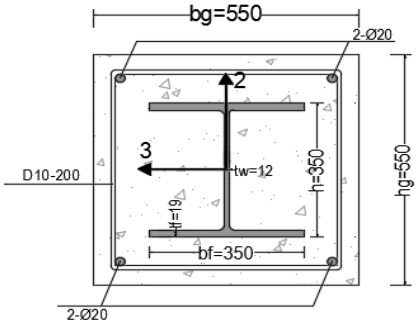
Tabel 5.23 Rekapitulasi Kolom

Nama	Dimensi (mm)		Profil (mm)	Tul Pokok (mm)	*L* (mm)	*Mux* (kN.m)	*Muy* (kN.m)	*Pu* (kN)
K1	550	550	IWF-350-350	4D-22	4200	321,488	297,642	1595,231
K2	500	500	IWF-300-300	4D-22	4200	246,532	195,543	1427,742

Sumber : Analisis Data (2017)

5.7.1.1 Data Profil

Selanjutnya dilakukan pemeriksaan pada kolom K1 menggunakan IWF 350x350. Contoh kolom K1 dapat dilihat pada Gambar 5.12.



Gambar 5.12 Profil Kolom K1 WF 350x350

(Sumber: Analisis data, 2017)

Adapun data profil yang digunakan sebagai berikut :

Profil Kolom = IWF-350x350

Dimensi Beton Pada Kolom :

bg = 550 mm

hg = 550 mm

H (Kolom) = 4200 mm

Properties Beton

f'c = 25 MPa

Wc = 24 kN/m^2

= 2400 N/mm^2

Pb = 40 mm

Properties Baja :

fy = 240 MPa

fysr = 400 MPa

E = 200000 MPa

D Tulangan pokok = 22 mm

D Tulangan sengkang = 10 mm

Properties Kolom Baja:

IWF= W 350 x 350

W = 136 kg/m

h = 350 mm

bf = 350 mm

tw = 12 mm

tf = 19 mm

A = 173,9 cm^2 = 17390 mm^2

Ix = 40300 cm^4 = 403000000 mm^4

Iy = 13600 cm^4 = 136000000 mm^4

ix = 15,2 cm

iy = 8,84 mm

Zx = 2550 cm^3 = 2550000 mm^3

Zy = 1179 cm^3 = 1179000 mm^3

5.7.1.2 Syarat Syarat Dimensi

1. Material
   a. Kekuatan beton normal

      f'c = 25 MPa

      21 MPa ≤ f'c ≤ 70 MPa

      21 MPa ≤ 25 ≤ 70 MPa OKE

   b. Kekuatan baja

      fy ≤ 525 MPa (75 Ksi)

      fy = 240 MPa

      240 < 525 MPa OKE

   c. Kekuatan tulangan baja

      fy ≤ 525 MPa (75 Ksi)

      fy = 400 MPa

      400 < 525 MPa OKE

2. Syarat Luas Penampang

As ≥ 1% *Ag*

bg = 550 mm

hg = 550 mm

Ag= *bg* x *hg*

= 550 x 550

= 302500 mm^2

As = 17390 mm^2

17390 ≥ 1% 302500

17390 ≥ 3025 OKE

3. Syarat Jarak Sengkang/Pengikat Lateral

Spasi maksimum = 0.5 x (b atau h terkecil) dan 305 mm

= 0.5 x 550

= 275 mm

Dipakai = 250 mm

Diambil tulangan lateral = ø10-250

Maka 250 ≤ 3275

250 ≤ 305 OKE

4. Syarat Rasio Tulangan Longitudinal

ρsr min = $\frac{Asr}{Ag}$ = 0.004

ρsr max = $\frac{Asr}{Ag}$ = 0.008

Diambil = 4–D22

Asr = n x $\frac{1}{4}$ π d^2

= 4 x $\frac{1}{4}$ π 22^2

= 1256,637 mm^2

Maka

$\frac{Asr}{Ag}$ = $\frac{1256,637}{302500}$

= 0,00415

0.004 ≤ 0.00415≤ 0.008 OKE

5. Syarat Jarak Tulangan Longitudinal

Smin = 1.5 ø

= 1.5 x 22

= 30 mm

Spasi tulangan longitudinal ke flens baja arah y

$y = \frac{hg}{2} - \frac{h}{2} - selimut\ beton - \frac{ø}{2}$

$= \frac{550}{2} - \frac{350}{2} - 40 - \frac{22}{2}$ = 50 mm

Maka = 50 > 37.5 OKE

Spasi tulangan longitudinal ke flens baja arah x

x $= \frac{bg}{2} - \frac{bf}{2} - selimut\ beton - \frac{ø}{2}$

$= \frac{550}{2} - \frac{350}{2} - 40 - \frac{22}{2}$

= 50 mm

Maka =50 > 37.5 OKE

5.7.1.3 Perhitungan Kuat Tekan

1. Perhitungan Awal

Pu Maks = 1595,231 kN

bg = 550 mm

hg = 550 mm

Ag = 302500 mm^2

Ec $= 0.043\ Wc^{1.5}\ \sqrt{f'c}$

$= 0.043\ 2400^{1.5}\ \sqrt{25}$

= 25278.7 MPa

Asr =1256,637 mm^2

As = 17390 mm^2

Ac $= Ag - Asr - As$

= 302500- 1256,637 - 17390

= 2838553,36 mm^2

2. Momen Inersia Baja Profil

   Isx = 403000000 mm^4

   Isy = 136000000 mm^4

3. Momen Inersia Tulangan Longitudinal

   Isrt $= \frac{1}{64}\,\pi\, d^4$

   $= \frac{1}{64}\,\pi\, 22^4$

   = 7853,981 mm^4

   dy $= \frac{hg}{2} - sb - \frac{\emptyset}{2}$

   $= \frac{550}{2} - 40 - \frac{22}{2}$

   = 225 mm

   dx $= \frac{bg}{2} - sb - \frac{\emptyset}{2}$

   $= \frac{550}{2} - 40 - \frac{22}{2}$

   = 225 mm

   Isrx = $\boldsymbol{\Sigma}$ isrt + $\boldsymbol{\Sigma}$ Asrt dy^2

   = 4 x 7853,981 + 4 x 1256,63 x 225^2

   = 254500420,9 mm^4

   Isry = $\boldsymbol{\Sigma}$ isrt + $\boldsymbol{\Sigma}$ Asrt dy^2

   = 4 x 7853,981 + 4 x 1256,63 x 225^2

   = 254500420,9 mm^4

4. Momen Inersia Beton

   Icx = 1/12 bg hg^3 – Isx - Isrx

   = 1/12 x 550 - 550^3 – 403000000 - 254500420,9

   = 6968020412 mm^4

   Icy = 1/12 bg hg^3 – Isy - Isry

   = 1/12 x 550 - 550^3 – 1360000000 - 254500420,9

   = 7235020412 mm^4

   C1 $= 0.1 + 2\frac{As}{As+Ac} \leq 0.3$

   $= 0.1 + 2\frac{17390}{17390 + 136000000} \leq 0{,}3$

   $= 0.215 \leq 0.3$ OKE

$Eieff$(x) $= Es\ Isx + 0.5\ Es\ Isrx + C1\ Ec\ Icx$

= 200000 x 403000000 + 0,5 x 200000 x 254500420,9 + 0.215 x 25278.734 x 6968020412

= 1,44001E+14 MPa

$Eieff$(y) $= Es\ Isy + 0.5\ Es\ Isry + C1\ Ec\ Icy$

= 200000 x 403000000 + 0,5 x 200000 x 254500420,9+ 0.215 x 25278.734 x 7235020412

= 9,2055E+13 MPa

Eieff dipilih yang terbesar

K = 1 (Khusus metode DAM)

5. Kuat Tekan Kolom

$Pe = \frac{\pi 2\ EIeff}{(KL)2}$

$= \frac{\pi 2\ 1{,}44001E+14}{(1x4200)2}$

= 80568671,69 N

$Pno = Fy\ As + Fysr\ Asr + 0.85\ f'c\ Ac$

= 240 x 17390 + 400 x 1256,637 + 0.85 x 25 x 283853

= 10708138,79 N

Kondisi:

a. jika $\frac{Pno}{Pe} \leq 2.25$ maka $Pn = Pno\ [0.658^{\frac{Pno}{Pe}}]$

b. jika $\frac{Pno}{Pe} \geq 2.25$ maka $Pn = 0.877\ Pe$

$\frac{Pno}{Pe} = \frac{10708138,79}{80568671,69}$

= 0,132 ≤ 2.25 Kondisi a

Maka

$Pn = Pno\ [\ 0.658^{\frac{Pno}{Pe}}]$

Pn = $10708138,79\ [\ 0.658^{\frac{10708138,79}{80568671,69}}]$

= 10128728,82 N

$øPn$ = 0.9 x 10128728,82

= 9115855,942 N

= 9115,855 kN

Sehingga

Pu Maks = 1595,231 kN

Ratio $= \frac{1595,231}{9115,855} = 0,174 < 1$ OKE

Dengan cara yang sama maka didapatkan hasil perhitungan, dapat dilihat pada Tabel 5.24.

Tabel 5.24 Rekapitulasi Kekuatan Aksial Kolom Komposit

Kolom	Dimensi (mm)		Pu (kN)	øPn (kN)	Kontrol
K1	550	550	1595,231	9115,855942	OKE
K2	500	500	1427,7424	8164,794757	OKE

5.7.2 Interaksi Momen dan Aksial Kolom

5.7.2.1 Perhitungan Momen Lentur Tersedia

Untuk struktur yang menahan gaya aksial dan momen lentur maka harus dicek kekuatannya menurut syarat dibawah ini:

1. Untuk $\frac{Pu}{øPn} \geq 0.2$ maka $\frac{Pu}{øPn} + \frac{8}{9}\frac{Mu}{øMn} \leq 1.0$
2. Untuk $\frac{Pu}{øPn} \leq 0.2$ maka $\frac{Pu}{2øPn} + \frac{8}{9}\frac{Mu}{øMn} \leq 1.0$

Maka dapat dihitung sebagai berikut:

Pu = 1595,231 kN

øPn = 9115,855 kN

Mu Maks = 32,488 kN.m

$\frac{Pu}{øPn} = \frac{1595,231}{1595,231}$

$= 0,174 \leq 0.2$ Kondisi b

c = Jarak pusat tul longitudinal sampai serat terluar

c $= \frac{øtul\ longitudinal}{2} + Sb$

$= \frac{20}{2} + 40$

= 50 mm

Zrx = Asr $(\frac{hg}{2}$ -c)

= 1256,63 $(\frac{550}{2}$ -50)

= 282743,33mm^3

Zry = Asr ($\frac{bg}{2}$ -c)

= 1256,63 ($\frac{550}{2}$ -50)

= 282743,338 mm^3

Zx = 2550000 mm^3

Zy = 1179000 mm^3

Zcx = $\frac{bg\ hg2}{4}$ -Zx-Zrx

= $\frac{550\ 550^2}{4}$ - 2550000 - 282743,338

= 38761006,66 mm^3

Zcy = $\frac{bg\ hg2}{4}$ -Zy-Zry

= $\frac{550\ 550^2}{4}$ - 1179000 - 282743,338

= 40132006,66 mm^3

Mnx = $Zx\ fy + Zrx\ fyr + Zcx$ 0.85 $f'c$

= 2550000 x 240 + 282743,338 x 400 + 38761006,66 x 0.85 x 25

= 1548768727 N.mm

= 1548,768 kN.m

Mny = $Zy\ fy + Zry\ fyr + Zcy$ 0.85 $f'c$

= 1179000 x 240 + 282743,338 x 400 + 40132006,66 x 0.85 x 25

= 1248862477 N.mm

= 1248,862 kN.m

$øMnx$ = 0.9 x 1548,768

= 1393,89 kN.m

$øMny$ = 0.9 x 1248,862

= 1123,97 kN.m

$\frac{Mux}{øMnx}$ = $\frac{321,488}{1393,89}$

= 0,23

$\frac{Muy}{øMny}$ = $\frac{297,642}{1123,97}$

= 0,264

Kontrol pakai, Kondisi b

$$\frac{Pu}{2\text{ø}Pn} + \frac{8}{9}\left(\frac{Mux}{\text{ø}Mnx} + \frac{Muy}{\text{ø}Mny}\right) \leq 1.0$$

$$\frac{1595{,}231}{2x9115{,}856} + \frac{8}{9}\left(\frac{321{,}488}{1393{,}89} + \frac{297{,}642}{1123{,}97}\right) = 0{,}557$$

Maka,

0,557 ≤ 1 OKE

Dengan cara yang sama maka didapatkan hasil perhitungan, dapat dilihat pada Tabel 5.25.

Tabel 5.25 Rekapitulasi Kombinasi Aksial Lentur Kolom

Kolom	Dimensi (mm)		*Mux* (kN.m)	*Muy* (kN.m)	ø*Mnx* (kN.m)	ø*Mny* (kN.m)	Rasio Interaksi	Kontrol
K1	550	550	321,488	297,642	1393,892	1123,976229	0,615	OKE
K2	500	500	246,532	195,543	958,007	808,1856067	0,619	OKE

Sumber : Analisis Data (2017)

5.8 PERENCANAAN SAMBUNGAN

Perencanaan sambungan meliputi sambungan antar kolom, sambungan kolom-balok dan sambungan balok induk-balok anak. Adapun syarat dimensi dengan penjelasan berikut ini.

5.8.1 Sambungan Kolom-Kolom

Menyambungkan antar kolom diperlukan sambungan baut. Berikut perhitungan sambungan baut pada kolom K1 profil IWF 350x350 Lantai 1 dan Lantai 2.

5.8.1.1 Data Profil

Jenis baut = A325

øDiameter = 7/8'

= 22,225 mm

Ab = 387,751 mm2

fub = 825 MPa

Data Kolom :

fu = 380 MPa

Mu Maks = 321,448 kN.m

Vu Maks = 141,919 kN

= 141919 N

Data Pelat Penyambung :

fy = 240 MPa

fu = 380 MPa

5.8.1.2 Baut Pada *Web* (badan)

1. Tebal Pelat Penyambung

   h pelat penyambung = 300 mm

   $I\,pelat\,penyambung > I\,badan$

   $2\,(\frac{1}{12})\,t\,h_{Pelat} > (\frac{1}{12})\,tw\,h3$

   $2\,(\frac{1}{12})\,t\,300 > \left(\frac{1}{12}\right)\,12\,350$

   4500000 t < 42875000

   t = $\frac{42875000}{4500000}$

   t = 9,527 mm

   t pakai = 10 mm

   Kontrol

   4500000 x 10 < 42875000

   45000000 > 42875000 OKE

2. Tahanan nominal baut geser dan tarik

   Rn = *Fn Ab*

   Fn = 620 MPa

   Rn = *Fn.Ab*

   = 620 x 387,751

   = 240405,769 N

   øRn = 0,75 x 240405, 769

   = 180304,327 N

3. Tahanan tumpuan pada lubang

   Rn = *3 ø t Fu*

Rn = 3 x 22.225 x10 x 380

= 253365 N

øRn = 0,75 x 253365

= 190023,75 N

Dipilih tahanan yang terkecil jadi *Rn*

Rn = 180304,327 N

4. Jumlah baut dan syarat jarak baut

$$n = \frac{Ru}{\text{ø}Rn}$$

$$n = \frac{141919}{180304,33}$$

= 0,787

n pakai = 2 baut

Jarak minimum (antar baut) = 3 ø

= 3 x 22,225

= 66,675 mm

Jarak maksimum (antar baut) = 24*t*

= 24 x 10

= 240 mm

atau pilih terkecil = 305 mm

Jarak tepi minimum = 1’ x 1/8'

= 28,575

Jarak tepi maksimum = 12 *tw*

= 12 x 12

= 216 mm

atau pilih terkecil = 150 mm

Jadi

Jarak antar baut = 66,675 ≤ *s* ≤ 204

= 66,675 ≤ 70 ≤ 204 OKE

Jarak tepi baut = 28,575 ≤ *s* ≤ 144

= 28,575 ≤ 75 ≤ 144 OKE

5.8.1.3 Baut Pada *Flens* (sayap)

Momen yang dipikul sayap dijadikan sepasang gaya kopel sehingga sambungan sayap menerima beban geser sentris.

1. Tebal Pelat Penyambung

Mbadan $= \frac{I\ badan}{I\ profil} Mu$

$= \frac{42875000}{403000000}$ x 321488000

= 34202972,7 N.mm

Msayap = *Mu - Mbadan*

= 321488000 – 34202972,7

= 287285027 N.mm

$T = \frac{Msayap}{h\ profil}$

$= \frac{287285027}{350}$

= 820814,364 N

h pelat penyambung = 300 mm

$T = fy\ Ag$

820814 = 240 Ag

Ag = 3420,059 mm^2

$tp = \frac{Ag}{hpelat\ penyambung}$

$= \frac{3420,059}{300}$

= 11,4001 mm

tp pakai = 15 mm

2. Jumlah baut yang diperlukan

$n = \frac{T}{øRn}$

$= \frac{820814,364}{190023,75}$

= 4,319 baut

= 6 baut

Dengan cara yang sama maka dapat dilakukan perhitungan untuk tiap kolom, dapat ditampilkan seperti Tabel 5.26.

Tabel 5.26 Rekapitulasi Sambungan Kolom-Kolom

Kolom	Dimensi		Profil	Badan		Sayap	
				t (mm)	*n* (baut)	*t* (mm)	*n* (baut)
K1	550	550	IWF-350-350	10	2	15	6
K2	500	500	IWF-300-300	10	2	10	4

Sumber : Analisis Data (2017)

5.8.2 Sambungan Kolom-Balok

Desain untuk sambungan kolom ke balok direncanakan menggunakan sambungan baut dengan pertimbangan lebih efesien dan lebih mudah pengerjaan. Perhitungan untuk sambungan baut dibawah ini dihitung pada sambungan antara kolom dengan balok menggunakan sambungan baut. Contoh perhitungan pada balok B1 berhubungan dengan K1 dilihat pada bagian berikut.

5.8.2.1 Data Profil

Dipakai profil K1 = IWF-350-350

Properties Kolom :

W = 136 kg/m

hc = 350 mm

bcf = 350 mm

tw = 12 mm

tf = 19 mm

A = 173,9 cm2 = 17390 mm2

Ix = 40300 cm4 = 403000000 mm4

Iy = 13600 cm^4 = 1360000000 mm^4

ix = 15,2 cm

iy = 8,84 cm

Zx = 2550 cm^3 = 2250000 mm^3

Zy = 1179 cm^3 = 1179000 mm^3

Properties Balok : B1= *IWF* 500x300

W = 128 kg/m

h = 488 mm

bbf = 300 mm

btw = 11 mm

tbf =18 *mm*

A = 163,5 cm2 = 16350 mm2

Ix = 71000 cm^4 = 7100000000 mm^4

Iy = 8110 cm^4 = 811000000 mm^4

ix = 20,8 cm

iy = 7,04 cm

Zx = 3235,1cm3 = 3235100 mm3

Zy = 830,8 cm3 = 830800 mm3

L = 8,75 m

= 8750 mm

Baja :

E = 200000 MPa

fy = 240 MPa

fu = 380 MPa

5.8.2.2 Perencanaan Pelat Ujung Balok

Pada Tabel 6.1 dari AISC 358-10 terdapat parameter-parameter yang telah teruji dan harus dipatuhi untuk perencanaan sambungan momen pelat ujung. Dapat dilihat pada Tabel 5.27.

Tabel 5.27. **Parameter Perencanaan Sambungan**

TABLE 6.1
Parametric Limitations on Prequalification

	Four-Bolt Unstiffened (4E)		Four-Bolt Stiffened (4ES)		Eight-Bolt Stiffened (8ES)	
Parameter	Maximum in. (mm)	Minimum in. (mm)	Maximum in. (mm)	Minimum in. (mm)	Maximum in. (mm)	Minimum in. (mm)
t_{bf}	¾ (19)	⅜ (10)	¾ (19)	⅜ (10)	1 (25)	9/16 (14)
b_{bf}	9¼ (235)	6 (152)	9 (229)	6 (152)	12¼ (311)	7½ (190)
d	55 (1400)	13¾ (349)	24 (610)	13¾ (349)	36 (914)	18 (457)
t_p	2¼ (57)	½ (13)	1½ (38)	½ (13)	2½ (64)	¾ (19)
b_p	10¾ (273)	7 (178)	10¾ (273)	7 (178)	15 (381)	9 (229)
g	6 (152)	4 (102)	6 (152)	3¼ (83)	6 (152)	5 (127)
p_{si}, p_{so}	4½ (114)	1½ (38)	5½ (140)	1¾ (44)	2 (51)	1⅝ (41)
p_b	—	—	—	—	3¾ (95)	3½ (89)

b_{bf} – width of beam flange, in. (mm)
b_p – width of end-plate, in. (mm)
d – depth of connecting beam, in. (mm)
g – horizontal distance between bolts, in. (mm)
p_b – vertical distance between the inner and outer row of bolts in an 8ES connection, in. (mm)
p_{si} – vertical distance from the inside of a beam tension flange to the nearest inside bolt row, in. (mm)
p_{so} – vertical distance from the outside of a beam tension flange to the nearest outside bolt row, in. (mm)
t_{bf} – thickness of beam flange, in. (mm)
t_p – thickness of end-plate, in. (mm)

Sumber : AISC 358-10

Berdasarkan Tabel 5.25 sambungan yang dipakai adalah sambungan momen dengan pelat ujung 4E dan 4ES karena kedalaman balok adalah 400 mm.

Sh = Jarak dari muka kolom ke sendi plastis

= Lst + tp

sh diperkirakan = 170 mm (Kemudian akan dperiksa)

Lh = Jarak antar dua sendi plastis

= L Balok - hc - 2 Sh

= 8750 – 350 – 2 – 170

= 8410 mm

Mu = 446,214 kN.m

Vu = 299,435 kN

Pada muka kolom

Dari Pasal 6.10 dari AISC 358-10, Nilai Mf dapat dihitung sebagai berikut.

Mf = *Mu* + *Vu.sh*

= 446,214 + 299,435 x 0,17

= 497,118 kN.m

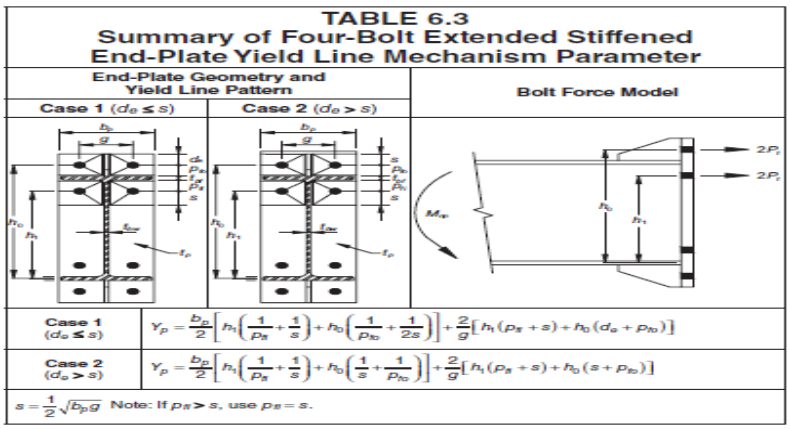
Mf = *Mu* - *Vu.sh*

= 446,214 - 299,435 x 0,17

= 395,31 kN.m

1. Penentuan posisi baut dengan mengacu pada parameter sambungan, maka dapat dilakukan perhitungan melihat Tabel 5.28.

Tabel 5.28 Parameter Sambungan 4ES



Sumber : AISC 358-10

Dengan mengacu pada Tabel 5.26 dicoba parameter-parameter sebagai berikut:

bbf = 300 mm < lebar sayap kolom 405 mm

g = 100 mm

Pfo =*Pfi* = 50 mm Jarak antar baut

de = 50 mm

tbf = 18 mm

bbf = 300 mm

h = 488 mm

Posisi baut ditentukan dengan mengacu Tabel 5.27 AISC 358-10:

$ho = h + Pfo - \frac{tbf}{2}$

$=488 + 50 - \frac{18}{2}$

= 529 mm

$h1 = h - Pfi - tbf - \frac{tbf}{2}$

$= 488 - 50 - 18 - \frac{18}{2}$

= 529 mm

2. Kuat Tarik Baut

Diameter baut yang diperlukan menurut Pasal 6.10-3 AISC 358-10.

Dicoba baut, Tipe:

ASTM A325

Fnt = 90 ksi

= 620 MPa

øn = 0,75

db Perlu $= \sqrt{\frac{2\,Mf}{\pi\, øn\, Fnt\, (ho+h1)}}$

$= \sqrt{\frac{2 \text{ x } 497{,}11\ x\ 10^6}{\pi \text{ X } 0.75 \text{ X } 620 \text{ X } (529+411)}}$

= 26,907 mm

dipakai baut diameter

db = 30 mm

Pt = kuat tarik baut

= *Fnt Ab*

= 620 x 0.25 x 3.14 x 30^2

= 438252,175 N

= 438,252 kN

Mnp = 2 Pt $(ho + h1)$

= 2 x 438,252 x (529+411)

= 823914,089 N.m

= 823,914 kN.m

øMnp = *øMnp*

= 0,9 x 823,914

= 741,522 kN.m

Mf = 497,118 kN.m

Syarat = *øMnp* > *Mf* OKE

3. Tebal pelat ujung

$s = \frac{1}{2}\sqrt{bbf\ x\ g}$

$= \frac{1}{2}\sqrt{300\ x\ 100}$

= 86,602 mm

de = 50 < 86,602 OKE

$Yp = \frac{bbf}{2}[\ h1\ (\frac{1}{Pft} + \frac{1}{s}) + ho\ (\frac{1}{Pfo} + \frac{1}{s2})\ ] + \frac{2}{g}\ [\ h1\ (Pft + s) + ho\ (de + Pfo)]$

$= \frac{300}{2}[\ 411\ (\frac{1}{50} + \frac{1}{86.602}) + 529(\frac{1}{50} + \frac{1}{86.602})\ ] + \frac{2}{100}\ [411\ (50 + 86.602) + 529(50 + 70)]$

= 5723,325

Tegangan leleh pelat ujung

fyp = 240

Pasal 6.10-5 AISC 358-10

tp perlu $= \sqrt{\frac{1.11\ Mf}{ød\ Fyp\ Yp}}$

$$= \sqrt{\frac{1.11\ x497{,}118}{0.9\ x\ 240\ x\ 5723{,}33}}$$

= 21,127 mm

ambil tebal pelat

tp = 25 mm OKE

4. Tebal dan panjang dari pelat pengaku

ts min = tw $\frac{fy}{fy\ pelat}$

= 11 $\frac{240}{240}$

= 11 mm

Coba *ts*= 15 mm OKE

hst = *Pfo + de*

= 50 + 50

= 100 mm

Lst = $\frac{hst}{\text{Tan } 30°}$

= $\frac{100}{0.577}$

= 173,205 mm

Lst Pakai = 200

5. Periksa terhadap kemungkinan terjadi tekuk setempat

Pasal 6.9-10 AISC 358-10

E = 200000 MPa

fy Pelat = 240 MPa

$\frac{hst}{ts} \leq 0{,}56\sqrt{\frac{E}{Fys}}$

$\frac{100}{11} \leq 0{,}56\sqrt{\frac{200000}{240}}$

9,09 < 16,165 OKE

Maka dipakai pengaku 15x100x200 mm

6. Periksa kuat geser dari baut pada sayap desak

Pasal 6.10-11 AISC 358-10

Vu < øn *Rn* = øn (nb) Fv Ab

øn = 0,75

Ab = $\frac{1}{4} x \pi x \phi^2$

= $\frac{1}{4} x \pi x 30^2$

= 706,858 mm2

nb = Jumlah baut pada sayap desak

= 4

Fv = Tegangan geser nominal baut

= 330 MPa

øn Rn = *øn (nb) Fv Ab*

= 0,75 x 4 x 330 x 706,858

= 699789,76 N

= 699,789 kN

Vu = 299,435 kN OKE, *Vu* < *øn Rn*

7. Periksa kegagalan tumpu/sobek pada pelat ujung dan sayap kolom

Pasal 6.10-12 AISC 358-10

Vu < *øn Rn* = *øn (ni) rni* + *øn (no)*

ni = Jumlah baut sebelah dalam

= 2

no = jumlah baut sebelah luar

= 2

tbf = 18 mm

tp = 25 mm

t = 18 mm

Lc = *pfo* + *pfi* + *tbf* -*(db*+*ni)*

= 50 + 50 + 18 – (30 + 2)

= 86 mm

rni = 1.2 *Lc t Fu* < 2.4 *øb t Fu*

rno = 1.2 Lc t Fu < 2.4 øb t Fu

rni = *rno* = 1.2 *Lc t Fu*

= 1,2 x 86 x 20 x 380

= 705888 N

= 705,888 kN/Baut

rni = *rno* = 2.4 *øb t Fu*

= 2,4 x 30 x18 x 380

= 492480 N

= 492,48 kN/Baut

Vu = 299,435 kN

ø*n Rn* = *øn (ni) rni* + *øn (no) rno*

= 0,75 x 2 x 492,48 + 0,75 x 2 x 492,48

= 1477,44 kN

Syarat = *Vu* < *øn Rn*

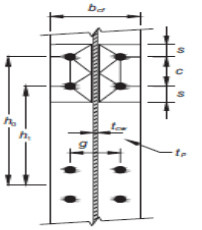
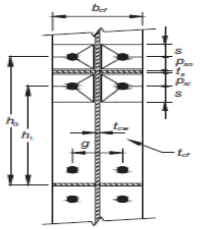
= 299,435 < 1477,44 OKE

5.8.2.3 Perencanaan Pelat Pada Bagian Kolom

Parameter yang dipakai untuk pemerikasaan bagian kolom mengikuti Tabel 5.29.

Tabel 5.29 Pelat Pada Bagian Kolom

TABLE 6.5
Summary of Four-Bolt Extended Column Flange Yield Line Mechanism Parameter

Unstiffened Column Flange Geometry and Yield Line Pattern	Stiffened Column Flange Geometry and Yield Line Pattern
	
Unstiffened Column Flange	$Y_c = \frac{b_{cf}}{2}\left[h_1\left(\frac{1}{s}\right)+h_0\left(\frac{1}{s}\right)\right]+\frac{2}{g}\left[h_1\left(s+\frac{3c}{4}\right)+h_0\left(s+\frac{c}{4}\right)+\frac{c^2}{2}\right]+\frac{g}{2}$ $s=\frac{1}{2}\sqrt{b_{cf}g}$
Stiffened Column Flange	$Y_c = \frac{b_{cf}}{2}\left[h_1\left(\frac{1}{s}+\frac{1}{p_{si}}\right)+h_0\left(\frac{1}{s}+\frac{1}{p_{so}}\right)\right]+\frac{2}{g}\left[h_1(s+p_{si})+h_0(s+p_{so})\right]$ $s=\frac{1}{2}\sqrt{b_{cf}g}$ Note: If $p_{si} > s$, use $p_{si} = s$.

Sumber : AISC 358-10

1. Periksa sayap kolom yang tidak diperkaku terhadap leleh lentur

bcf = 350 mm

g = 100 mm

$s = \frac{1}{2}\sqrt{bcf\ x\ g}$

$= \frac{1}{2}\sqrt{350\ x\ 100}$

= 93,54 mm

c = jarak vertikal antar baut

= 118 mm

ho = 529 mm

h1 = 411 mm

Hitung Yc

$Yc = \frac{bcf}{2}[\ h1\ (\frac{1}{s}) + ho\ (\frac{1}{s})\ ] + \frac{2}{g}\ [\ h1\ \left(s + \frac{3c}{4}\right) + ho\ \left(s + \frac{c}{4}\right) + \frac{c2}{2}\ ] + \frac{g}{2}$

$= \frac{350}{2}[\ 411\ (\frac{1}{93{,}541}) + 529\ (\frac{1}{93{,}541})\ ] + \frac{2}{100}\ [411\ \left(93{,}541 + \frac{3x118}{4}\right) +$

$529\ \left(93{,}541 + \frac{118}{4}\right) + \frac{118}{2}\ ] + \frac{100}{2}$

= 4745,977 tanpa pelat pengaku

Periksa sayap kolom yang tidak diperkaku terhadap leleh lentur

Pasal 6.10-13 AISC 358-10

$tcf \geq \sqrt{\frac{1.11\ Mf}{\text{ø}d\ Fyp\ Yp}}$

$\geq \sqrt{\frac{1.11\ x\ 497{,}118}{0.9\ 240\ 4745{,}977}}$

≥ 23,2002 mm

Tebal sayap kolom , *tcf*

tcf = 21 mm perlu dipasang pelat penerus

Dicoba dengan pelat pengaku, *ts*

ts = 25 mm

$Pso = Psi = \frac{c - ts}{2}$

$= \frac{118 - 25}{2}$

= 46,5 mm

$Yc = \frac{bcf}{2}[\ h1\ (\frac{1}{s} + \frac{1}{Psi}) + ho\ (\frac{1}{s} + \frac{1}{Pso})\ ] + \frac{2}{g}\ [\ h1\ (s + Psi) + ho\ (s + Pso)]$

$= \frac{350}{2}[\ 411\ (\frac{1}{93{,}541} + \frac{1}{46.5}) + 529\ (\frac{1}{93{,}541} + \frac{1}{46.5})\ ] + \frac{2}{100}\ [\ 411\ (\ 93{,}541 + 46.5) + 529\ (93{,}541 + 46.5)]$

= 5980,946 dengan pelat pengaku

$tcf \geq \sqrt{\frac{1.11\ Mf}{\text{ø}d\ Fyp\ Yc}}$

$\geq \sqrt{\frac{1.11\ x479{,}118}{\text{ø}d\ 240\ x\ 5980{,}95}}$

≥ 20,667 mm

21 ≥ 20,667 mm OKE

2. Hitung kekuatan sayap kolom tanpa pengaku

   Pasal 6.10-14 AISC 358-10

   Yc tanpa pelat pengaku = 4745,98

   ød Mcf = *ød Fyc Yc* tf^2

   = 0.9 x 240 x 4745,98 x 19^2

   = 370072376

   = 370,072 kN.m

   Sehingga gaya rencana ekivalen pada sayap kolom adalah

   Pasal 6.10-15 AISCC 358-10

   ød Rn $= \frac{\text{ø}d\ Mcf}{h - tbf}$

   $= \frac{370{,}072}{488 - 18}$

   = 787,388 kN

ød Rn dipakai untuk menentukan gaya desak yang diperlukan untuk merencanakan pelat pengaku.

3. Hitung kuat leleh lokal badan kolom yang tidak diperkaku pada posisi sayap balok

   Fju $= \frac{Mf}{h - tbf}$

   $= \frac{497{,}118}{488 - 18}$

   = 1057,698 kN

   Ct = 1

ød = 1

ød Rn= *Ct ød (6 kc + tbf* + 2 tp) *Fyc tcw*

= 1 1 (6 x 38 + 18 + 2 X 25) 240 11

= 781440 N

= 781,44 kN < 1057,698 kN

Fju diperlukan pelat pengaku pada sayap kolom

4. Hitung kuat tekuk badan kolom yang tidak diperkuat pada posisi sayap desak balok

Pasal 6.10-19 AISC 358-10

hb = jarak bersih antar sayap

= *hb - 2 kc*

= 350 – 2 x 38

= 274 mm

$$Rn = \frac{24\ tw^2 \sqrt{E\ Fyc}}{hb}$$

$$= \frac{24\ 11^2 \sqrt{200000\ 240}}{274}$$

= 1048636,66 N

= 1048,63 kN

ød Rn = 0,75 x 1048,63

= 786,477 kN < Fju 1057,698 kN OKE

5. Hitung *web crippling strength* dari badan kolom yang tidak diperkuat pada posisi sayap desak balok

Menurut Pasal 6.10-22 AISC 358-10 adapun perhitungan sebagai berikut.

$$Rn = 0.8\ tw^2 \left[1 + 3\left(\frac{N}{dc}\right)\left(\frac{tw}{tcf}\right)1.5\sqrt{\frac{Fyc\ tcf}{tcw}}\right.$$

$$= 0.8\ 11^2 \left[1 + 3\left(\frac{18}{414}\right)\left(\frac{11}{28}\right)1.5\sqrt{\frac{240\ 19}{12}}\right.$$

= 2419,566 kN

ød Rn = 0,75 x 2419,566

= 1814,674 < Fju 1057,69 kN OKE

6. Gaya untuk mendesain pelat penerus sebagai pengaku

Menurut Pasal 6.10-22 AISC 358-10 adapun perhitungan sebagai berikut.

$Fsu = Fju - \min ø\ Rn$

= 1057,69 – 781,44

= 276,258 kN

Luas bidang kontak dari pelat menerus ke sayap kolom

bpl-menerus $= \frac{bcf-tw}{2}$

$= \frac{350-12}{2}$

= 169 mm

Wpl-menerus $= \text{bpl menerus} - \text{tcf} - \text{tw}/2$

= 169 – 28 - 6

= 135 mm

ø (1.8) fy Apl menerus perlu ≥ Fsu

Apl menerus perlu $= \frac{Fsu}{ø\ (1.8)\ fy}$

$= \frac{276258,7298}{0,9\ (1,8)\ 240}$

= 710,542 mm2 < 135x50

= 710,542 mm2 < 6750 mm2

Pakai dua pasang pelat menerus sejajar sayap balok 130x25 sejajar sayap balok.

5.8.2.4 Periksa Zona Panel Pada Kolom

1. Mencari nilai *Ru*

dz=dp = tebal zona panel antar pelat menerus

= *h-tpl* menerus

= 488 - 50

= 438 mm

Wz = Lebar zona panel antara sayap kolom

= *bcf- 2 tf*

= 350 – 2 x 19

= 312 mm

Mf = 497,118 kN.m

= 395,310 kN.m

$Ru = \frac{\Sigma Mf}{dz}$

$= \frac{497{,}118 \text{ x } 395{,}310}{438}$

= 2037,508 kN

2. Menghitung kuat geser zona panel

$\phi Rv = \phi\ (0.6)\ fy\ hc\ tw\ [1+\frac{3\ bcf\ tf2}{db\ dc\ tw}]$

$= 1 \text{ x } 0.6 \text{ x } 240 \text{ x } 350 \text{ x } 12 \text{ x } [1+\frac{3\ x\ 350\ x\ 19}{488\ x\ 350\ x\ 12}]$

= 716,65 kN < 2037,508 kN perlu pelat pengganda

3. Periksa tebal minimum zona panel(AISC 341-10, E3-7)

$tw > \frac{dz+Wz}{90}$

$\frac{dz+Wz}{90} = \frac{438\ x\ 312}{90}$

= 8,334

tw = 12

$tw > \frac{dz+Wz}{90}$

12 > 8,334 OKE

4. Hitung tebal pelat pengganda

t double-pl $= \frac{Ru-\phi 0.6 Fyc \frac{3\ bcf\ tf2}{db}}{\phi\ 0.6\ Fyc\ dc}$ - *tw*

$= \frac{2037{,}508-0.9 \text{ x } 0.6 \text{ x } 240 \frac{3 \text{ x } 350 \text{x} 19^2}{488}}{0.9\ 0.6\ 240\ 350}$ - 12

= 30,699 mm

= 35 mm

Pakai sepasang pelat pengganda dengan tebal 18 mm.

Dengan cara yang sama, maka dapat dilakukan perhitungan untuk tiap tipikal. Dapat dilihat pada Tabel 5.30.

Tabel 5.30 Rekapitulasi Sambungan Balok-Kolom

Kolom	Profil *IWF*	Balok	Profil *IWF*	Bagian Balok				Bagian Kolom	
				tp (mm)	Pengaku (mm)	*db* (mm)	*nb*	*t-pl double* (mm)	Pengaku Menerus (mm)
K1	350-350	B1	500x300	25	15x100x200	30	4	18	135X25
		B2	350x350	20	15x100x210	30	4	-	-
		B3	300x300	20	25x100x210	30	4	-	-
K2	350-350	B2	500x300	20	15x100x210	30	4	-	-
		B3	300x300	20	25x100x210	30	4	-	115X20

5.8.3 Sambungan Balok Anak - Balok Induk

Balok induk dengan balok anak dihubungkan dengan sambungan las. Contoh perhitungan pada balok B1 dengan Ba1 pada lantai 1

5.8.3.1 Data Profil

Data las :

Memakai elektrode las = E70xx

Fuw = 602 MPa

Data balok :

fy Baja = 240 MPa

fu Baja = 380 MPa

Mu Maks = 30,9912 kN.m

= 30991200 MPa

Vu Maks = 33,6376 kN

= 33637,6 N

5.8.3.2 Las Pada *Web* (badan)

1. Persyaratan ukuran las

tw = 9 mm

menurut SNI 1729-2015 Pasal J2.2 ketententuan jarak las adalah sebagai berikut.

jika *tw* $\geq$ 6-13 mm, maka

a min = 5 mm

a maks = *tw* > 5 *mm*

= *tw* - 2

= 9- 2

= 7 mm

Sehingga diambil

a pakai = 6 mm

te = 0,707 a (ukuran sama kaki)

= 0,707 x 6

= 4,242 mm

2. Kuat rencana logam las (per-mm panjang)

øRn = *0.75 Fnw Awe*

= 0.75 x 0.6 x *fuw* x *te*

= 0.75 x 0.6 x 602 x 4,242

= 1149,157 N

3. Kuat rencana logam dasar (per-mm panjang)

øRn = *0.75 FnBM ABM*

= 0.75 0.6 *fu tw*

= 0.75 x0.6 x 380 x 9

= 1539 N

Diambil kekuatan rencana yang terkecil, maka

øRn = 1149,157 N

4. Panjang total las yang dibutuhkan

$Lw = \frac{Ru}{\text{ø } Rn}$

$= \frac{33637,6}{1149,157}$

= 29,271 mm

Lw pakai = 100 mm

Syarat panjang las sudut = Lmin

Lmin = *4 a*

= 4 x 6

= 24 mm

5.8.3.3 Las Pada *Flens* (sayap)

1. Persyaratan ukuran las

   tf = 14 mm

   menurut tabel pada SNI 1729-2015 Pasal J2.2, jika

   jika *tw* ≥ 6-13 mm, maka

   amin = 5 mm

   dan jika *tf > 6 mm*

   a maks = *tf - 2 mm*

   = 14 - 2

   = 12 mm

   Sehingga diambil

   a pakai = 10 mm

   te = 0.707 *a* (ukuran sama kaki)

   = 0.707 10

   = 7,07 mm

2. Kuat rencana logam las (per-mm panjang)

   øRn = *0.75 Fnw Awe*

   = 0.75 0.6 Fuw te

   = 0.75 x 0.6 x 602 x 7,07

   = 1915,263 N

3. Kuat rencana logam dasar (per-mm panjang)

   øRn = *0.75 FnBM ABM*

   = 0.75 0.6 fu tf

   = 0.75 x 0.6 x 380 x 14

   = 2394 N

   Diambil kekuatan rencana yang terkecil, maka

   øRn = 1915,263 N

4. Panjang total las yang dibutuhkan

   $Ru = \frac{Mu}{h\ profil}$

   $= \frac{30991200}{250}$

= 123964,8 N

$Lw = \frac{Ru}{\emptyset\, Rn}$

$= \frac{33637,6}{1915,263}$

= 17,562 mm

Lw pakai = 100 mm

Syarat panjang las sudut = Lmin

Lmin = *4 a*

= 4 x 10

= 40 mm

Dengan cara yang sama, maka dapat dilakukan perhitungan untuk tiap tipikal. Dapat dilihat pada Tabel 5.31.

Tabel 5.31 Rekapitulasi Tebal Dan Panjang Las Sudut

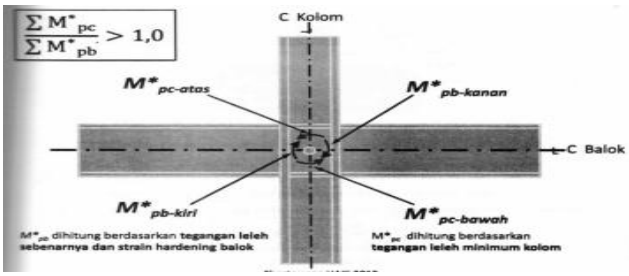
Balok Induk	Profil *IWF*	Balok Anak	Profil *IWF*	Badan		Sayap	
				a (mm)	*Lw* (mm)	*a* (mm)	*Lw* (mm)
B1	IWF 600x300	Ba-1	250 x 250	6	100	10	100
B2	IWF 300x300	Ba-1	250 x 250	10	100	10	100

Sumber: Analisis data (2017)

5.9 HUBUNGAN BALOK – KOLOM

5.9.1 Rasio Momen Kolom dan Momen Balok

Kolom direncanakan lebih kuat daripada balok yang leleh dan mencapai *strain hardening*, berikut pemeriksaan kekuatan tersebut agar memenuhi persyaratan bangunan tahan gempa seperti pada Gambar 5.13.



Gambar 5.13. **Hubungan Balok – Kolom**

Sumber: *Short Course* HAKI (2015)

5.9.1.1 Data Profil

Dipakai profil K1 = IWF-350-350

Properties Kolom :

W = 136 kg/m

hc = 350 mm

bcf = 350 mm

tcw = 12 mm

tf = 19 mm

A = 173,9 cm2 = 17390 mm2

Ix = 40300 cm4 = 403000000 mm4

Iy = 13600 cm^4 = 1360000000 mm^4

ix = 15,2 cm

iy = 8,84 cm

Zx = 2550 cm^3 = 2250000 mm^3

Zy = 1179 cm^3 = 1179000 mm^3

Properties Balok Kanan :

Dipakai profil B2 = *IWF* 350 X 350

W = 136 kg/m

h = 356 mm

bf = 350 mm

tw = 14 mm

tf = 22 mm

A = 202 cm2 = 20200 mm2

Ix = 476000 cm4 = 476000000 mm4

Iy = 16000 cm^4 = 1600000000 mm^4

ix = 15,3 cm

iy = 8,9 cm

Zx = 2984 cm^3 = 2984000 mm^3

Zy = 1382,6 cm^3 = 1382600 mm^3

L = 4,225

= 4225 mm

Properties Balok Kiri:

Dipakai profil B1 = *IWF* 500X300

W = 128 kg/m

h = 488 mm

bf = 300 mm

tw = 11 mm

tf = 18 mm

A = 163,5 cm^2 = 16350 mm^2

Ix = 71000 cm^4 = 710000000 mm^4

Iy = 8110 cm^4 = 81100000 mm^4

ix = 20,8 cm

iy = 7,04 cm

Zx = 3235,1 cm^3 = 3235100 mm^3

Zy = 830,8 cm^3 = 830800 mm^3

L = 8,75

= 8700 mm

Baja :

E = 200000 MPa

fy = 240 MPa

fu = 380 MPa

5.9.1.2 Perhitungan Awal

1. Kolom

   AISC 341-10, E3-2a

   Pu = 1595,231 kN Dari analisis sturktur

   Σ Mpc = 2 *Zx* (250- $\frac{Pu}{Ag}$)

   = 2x2550000 (250- $\frac{1595,231}{299475}$)

   = 1247833532 N.mm

   = 1247,833532 kN.m

2. Balok Bentang Kiri

   Bentang kiri = 8,75 m

   = 8750 mm

   Mpr = 446,2143 kN.m

   sh = Jarak muka kolom ke sendi plastis

   = 200 mm

   Lh = Jarak antar dua sendi plastis

   = *L balok -2 sh*

   = 8750 -2 x 200

   = 8350 mm

   Vpr = *2 x* $\frac{Mu}{Lh}$

   = *2 x* $\frac{446,2143}{8350}$

   = 106,8776 kN

   Vu = 299,435 kN

3. Balok Bentang Kanan

   Bentang kiri = 5,725 m

   = 5725 mm

   Mpr = 86,496 kN.m

   sh = Jarak muka kolom ke sendi plastis

   = 200 mm

   Lh = Jarak antar dua sendi plastis

   = *L balok-2 sh*

= 5775- 2 x 200

= 5325 mm

Vpr = $2\ x\ \frac{Mu}{Lh}$

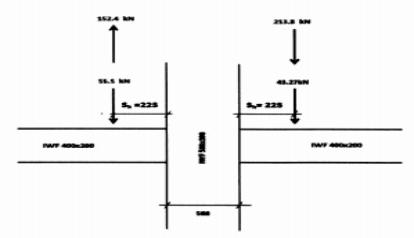
= $2\ x\ \frac{86,496}{5325}$

= 32,48 kN

Vu = 39,84 kN

5.9.1.3 Pertemuan Balok Kolom

Pertemuan pada balok-kolom diperiksa untuk mengetahui apakah gaya-gaya yang terjadi memenuhi persyaratan sesuai peraturan atau tidak, dapat dilihat pada Gambar. 5.14



Gambar 5.14 Gaya – Gaya Pada Pertemuan Kolom

Sumber: *Short Course* HAKI (2015)

Mv = $[\ (Vpr\ kiri + Vu\ kiri) + (Vpr\ kanan + Vu\ kanan)]\ x\ (sh + \frac{hc}{2})$

= [(106,8776 + 299,435) + (32,48 + 39,84)] x (200+ $\frac{350}{2}$)

= 45084,351N.mm

= 45084351kN.m

AISC 341-10, E3-3a

$\boldsymbol{\Sigma}\ Mpb$ = $Mpr\ kiri + Mpr\ kanan + Mv$

= 446,214+ 86,496 + 45,084

= 577,795 kN.m

$\frac{\boldsymbol{\Sigma}\ Mpc}{\boldsymbol{\Sigma}\ Mpb} > 1 = \frac{1274,833}{577,795}$

= 2,159 > 1 OKE, SCWB

Dengan cara yang sama maka dilakukan perhitungan untuk tiap hubungan balok dan kolom, dapat dilihat pada Tabel 5.32.

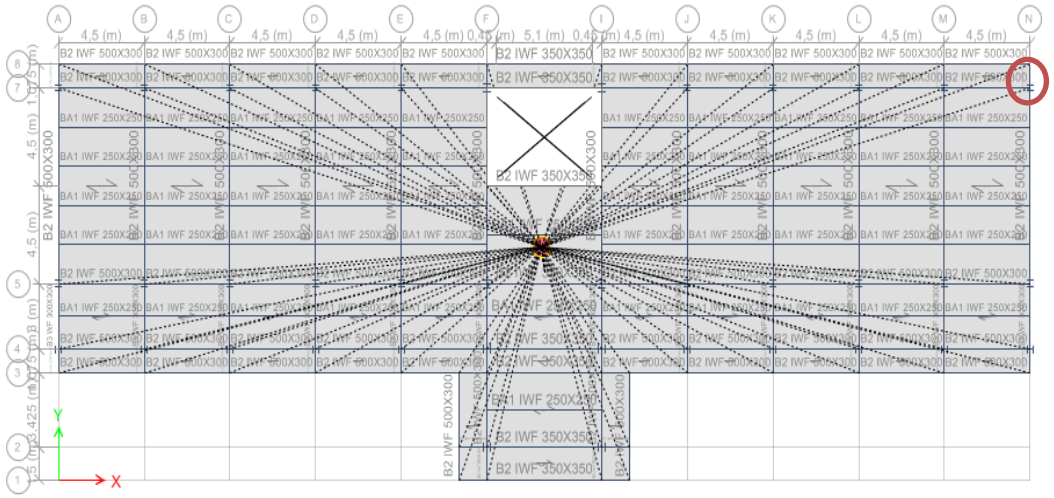
Tabel 5.32 Rekapitulasi Hubungan Balok-Kolom

Balok Kiri	Kolom	Balok Kanan	$\frac{\Sigma Mpc}{\Sigma Mpb} > 1$	Keterangan
B1	K1	B2	2,16	OKE, SCWB
B1	K1	B3	2,01	OKE, SCWB
B4 (kantilever)	K1	B1	1,87	OKE, SCWB
B1	K2	B1	1,01	OKE, SCWB
B3	K2	B4 (kantilever)	2,50	OKE, SCWB
B4 (kantilever)	K2	B1	0,00	0

Sumber: Analisis data (2017)

5.10 SIMPANGAN

Suatu sistem penahan gaya gempa yang terdiri dari rangka momen pada struktur yang dirancang untuk kategori seismik D,E, dan F, maka simpangan antar tingkat desain (Δ) tidak boleh melebihi Δ1 < Δa untuk semua tingkat. Simpangan ditinjau pada 1 kolom yang sama dan juga pada pusat massa bangunan pada struktur komposit baja beton dan struktur beton bertulang. Kolom dan pusat massa yang ditinjau dapat dilihat pada Gambar 5.15



Gambar 5.15 Simpangan Yang Ditinjau Pada Kolom

(Sumber: Analisis data, 2017)

5.10.1 Simpangan Struktur Komposit

Perhitungan nilai simpangan struktur komposit sebagai berikut.

5.10.1.1 Simpangan Struktur Komposit Ditinjau Pada Kolom

1. Data Awal

   Ie = 1,5

   R = 8

   Cd = 5,5

   $\Delta 1 = \frac{(\delta e2-\delta e1)Cd}{Ie} \leq \Delta a$

   Δa =0,015 hsx (Tabel 16 SNI 1726-2012)

   hsx = tinggi tingkat dibawah tingkat x (h1-ho)

2. Kinerja Batas Layan Arah X

   Didapatkan perpindahan elastis ($\boldsymbol{\delta e}$) pada lantai dasar dan lantai 1.

   δeo = 0

   δe1 = 6 mm

   ho = 0 mm

   h1 = 4200 mm

   $\Delta 1 = \frac{(\delta e2-\delta e1)Cd}{Ie}$

   $= \frac{(6-0)\ 5.5}{1.5}$

   = 22 mm

   Δ a = 0,015 hsx

   = 0,015 x (4200-0)

   = 63 mm

   Syarat= $\Delta 1 \leq \Delta$ a

   = 22 mm < 63 mm OKE

Dengan cara yang sama didapatkan simpangan antar lantai arah x yang lain sebagai berikut. Dapat dilihat pada Tabel 5.33.

Tabel 5.33 Simpangan Antar Lantai Arah X Ditinjau Pada Kolom

Lantai	Tinggi (mm)	δe (mm)	Δ 1 (mm)	Δ a (mm)	Kontrol
4	16800	24,1	12,4667	63,000	OKE
3	12600	20,7	23,4667	63,000	OKE
2	8400	14,3	30,4333	63,000	OKE
1	4200	6	22,0000	63,000	OKE
0	0	0	0,0000	0,000	OKE

Sumber: Analisis data (2017)

3. Kinerja Batas Layan Arah Y

Didapatkan perpindahan elastis ($\boldsymbol{\delta e}$) pada lantai dasar dan lantai 1

δeo = 0

δe1 = 9,3 mm

ho = 0 mm

h1 = 4200 mm

$\Delta 1 = \frac{(\boldsymbol{\delta} e2 - \boldsymbol{\delta} e1) Cd}{Ie}$

$= \frac{(9{,}3-0)5.5}{1.5}$

= 34,1 mm

Δ a = 0,015 hsx

= 0,015 x (4200-0)

= 63 mm

Syarat = Δ 1 ≤ Δ a

= 34,1 < 63 OKE

Dengan cara yang sama didapatkan simpangan antar lantai arah y yang lain sebagai berikut. Dapat dilihat pada Tabel 5.34.

Tabel 5.34 Simpangan Antar Lantai Arah Y Ditinjau Pada Kolom

Lantai	Tinggi (mm)	δe (mm)	Δ 1 (mm)	Δ a (mm)	Kontrol
4	16800	44,4	27,5000	63,000	OKE
3	12600	36,9	46,2000	63,000	OKE
2	8400	24,3	55,0000	63,000	OKE
1	4200	9,3	34,1000	63,000	OKE
0	0	0	0,0000	0,000	OKE

Sumber: Analisis data (2017)

5.10.1.2 Simpangan Struktur Komposit Ditinjau Pada Pusat Massa

1. Data Awal

   Ie = 1,5

   R = *8*

   Cd = *5,5*

   $\Delta 1 = \frac{(\delta e2-\delta e1)Cd}{Ie} \leq \Delta a$

   Δa =0,015 hsx (Tabel 16 SNI 1726-2012)

   hsx = tinggi tingkat dibawah tingkat x (h1-ho)

2. Kinerja Batas Layan Arah X

   Didapatkan perpindahan elastis (***δe***) pada lantai dasar dan lantai 1.

   δeo = 0

   δe1 = 5,6 mm

   ho = 0 mm

   h1 = 4200 mm

   $\Delta 1 = \frac{(\delta e2-\delta e1)Cd}{Ie}$

   $= \frac{(5,6-0)\ 5.5}{1.5}$

   = 20,533 mm

   Δ a = 0,015 hsx

   = 0,015 x (4200-0)

   = 63 mm

   Syarat= Δ 1 ≤ Δ a

   = 20,533 mm < 63 mm OKE

Dengan cara yang sama didapatkan simpangan antar lantai arah x yang lain sebagai berikut. Dapat dilihat pada Tabel 5.35.

Tabel 5.35 Simpangan Antar Lantai Arah X Ditinjau Pada Pusat Massa

Lantai	Tinggi (mm)	δe (mm)	Δ 1 (mm)	Δ a (mm)	Kontrol
4	16800	22,5	11,7333	63,000	OKE
3	12600	19,3	22,0000	63,000	OKE
2	8400	13,3	28,2333	63,000	OKE
1	4200	5,6	20,5333	63,000	OKE
0	0	0	0,0000	0,000	OKE

Sumber: Analisis data (2017)

3. Kinerja Batas Layan Arah Y

Didapatkan perpindahan elastis ($\boldsymbol{\delta e}$) pada lantai dasar dan lantai 1

δeo = 0

δe1 = 7,4 mm

ho = 0 mm

h1 = 4200 mm

$\Delta 1 = \frac{(\boldsymbol{\delta} e2 - \boldsymbol{\delta} e1) Cd}{Ie}$

$= \frac{(7{,}4-0)5.5}{1.5}$

= 27,133 mm

Δ a = 0,015 hsx

= 0,015 x (4200-0)

= 63 mm

Syarat = Δ 1 ≤ Δ a

= 27,133 < 63 OKE

Dengan cara yang sama didapatkan simpangan antar lantai arah y yang lain sebagai berikut. Dapat dilihat pada Tabel 5.36.

Tabel 5.36 Simpangan Antar Lantai Arah Y Ditinjau Pada Pusat Massa

Lantai	Tinggi (mm)	δe (mm)	Δ 1 (mm)	Δ a (mm)	Kontrol
4	16800	35,9	22,7333	63,000	OKE
3	12600	29,7	37,4000	63,000	OKE
2	8400	19,5	44,3667	63,000	OKE
1	4200	7,4	27,1333	63,000	OKE
0	0	0	0,0000	0,000	OKE

Sumber: Analisis data (2017)

5.10.2 Simpangan Beton Eksisting

Perhitungan nilai simpangan antar lantai beton eksisting sebagai berikut.

5.10.2.1 Simpangan Struktur Beton Eksisting Ditinjau Pada Kolom

1. Data Awal

   Ie = 1,5

   R = *8*

   Cd = *5,5*

   $\Delta 1 = \frac{(\delta e2-\delta e1)Cd}{Ie} \leq \Delta a$

   Δ*a* =0,015 *hsx (Tabel 16 SNI 1726-2012)*

   hsx = tinggi tingkat dibawah tingkat x (h1-ho)

2. Kinerja Batas Layan Arah X

   Didapatkan perpindahan elastis (***δe***) pada lantai dasar dan lantai 1.

   δeo = 0

   δe1 =13,3 mm

   ho = 0 mm

   h1 = 4200 mm

   $\Delta 1 = \frac{(\delta e2-\delta e1)Cd}{Ie}$

   $= \frac{(13,3-0)\ 5.5}{1.5}$

   = 48,7667 mm

Δ a = 0,015 hsx

= 0,015 x (4200-0)

= 63 mm

Syarat= Δ 1 ≤ Δ a

= 48,766 < 63 OKE

Dengan cara yang sama didapatkan simpangan antar lantai arah x yang lain sebagai berikut. Dapat dilihat pada Tabel 5.37.

Tabel 5.37 Simpangan Antar Lantai Arah X Ditinjau Pada Kolom

Lantai	Tinggi (mm)	δe (mm)	Δ 1 (mm)	Δ a (mm)	Kontrol
4	16800	54,4	29,3333	63,000	OKE
3	12600	46,4	53,5333	63,000	OKE
2	8400	31,8	61,8333	63,000	OKE
1	4200	13,3	48,7667	63,000	OKE
Base	0	0	0,0000	0,000	OKE

Sumber: Analisis data (2017)

3. Kinerja Batas Layan Arah Y

Didapatkan perpindahan elastis ($\boldsymbol{\delta e}$) pada lantai dasar dan lantai 1

δeo = 0

δe1 = 14,3 mm

ho = 0 mm

h1 = 4200 mm

$\Delta 1 = \frac{(\boldsymbol{\delta} e2 - \boldsymbol{\delta} e1) Cd}{Ie}$

$= \frac{(14{,}3 - 0)x5.5}{1.5}$

= 52,433 mm

Δ a = 0,015 hsx

= 0,015 x (4200-0)

= 63 mm

Syarat = Δ 1 ≤ Δ a

= 52,433 < 63 OKE

Dengan cara yang sama didapatkan simpangan antar lantai arah y yang lain sebagai berikut. Dapat dilihat pada Tabel 5.38.

Tabel 5.38 Simpangan Antar Lantai Arah Y Ditinjau Pada Kolom

Lantai	Tinggi (mm)	δe (mm)	Δ 1 (mm)	Δ a (mm)	Kontrol
4	16800	57,1	31,9000	63,000	OKE
3	12600	48,4	55,3667	63,000	OKE
2	8400	33,3	62,6667	63,000	OKE
1	4200	14,3000	52,4333	63,000	OKE
Base	0	0	0,0000	0,000	OKE

Sumber: Analisis data (2017)

5.10.2.2 Simpangan Struktur Beton Eksisting Ditinjau Pada Pusat Massa

1. Data Awal

   Ie = 1,5

   R = *8*

   Cd = *5,5*

   $\Delta 1 = \frac{(\delta e2-\delta e1)Cd}{Ie} \leq \Delta a$

   Δa =0,015 *hsx (Tabel 16 SNI 1726-2012)*

   hsx = tinggi tingkat dibawah tingkat x (h1-ho)

2. Kinerja Batas Layan Arah X

   Didapatkan perpindahan elastis (***δe***) pada lantai dasar dan lantai 1.

   δeo = 0

   δe1 =13,1 mm

   ho = 0 mm

   h1 = 4200 mm

   $\Delta 1 = \frac{(\delta e2-\delta e1)Cd}{Ie}$

   $= \frac{(13,1-0)\ 5.5}{1.5}$

   = 48,033 mm

   Δ a = 0,015 hsx

   = 0,015 x (4200-0)

   = 63 mm

Syarat= $\Delta 1 \leq \Delta a$

= 48,033 < 63 OKE

Dengan cara yang sama didapatkan simpangan antar lantai arah x yang lain sebagai berikut. Dapat dilihat pada Tabel 5.39.

Tabel 5.39 Simpangan Antar Lantai Arah X Ditinjau Pada Pusat Massa

Lantai	Tinggi (mm)	δe (mm)	Δ 1 (mm)	Δ a (mm)	Kontrol
4	16800	53,3	27,5000	63,000	OKE
3	12600	45,8	52,8000	63,000	OKE
2	8400	31,4	58,1000	63,000	OKE
1	4200	13,1	48,0333	63,000	OKE
Base	0	0	0,0000	0,000	OKE

Sumber: Analisis data (2017)

3. Kinerja Batas Layan Arah Y

Didapatkan perpindahan elastis ($\boldsymbol{\delta e}$) pada lantai dasar dan lantai 1

δeo = 0

δe1 = 11,9 mm

ho = 0 mm

h1 = 4200 mm

$\Delta 1 = \frac{(\boldsymbol{\delta} e2 - \boldsymbol{\delta} e1) Cd}{Ie}$

$= \frac{(11{,}9 - 0)x5.5}{1.5}$

= 43,633 mm

Δ a = 0,015 hsx

= 0,015 x (4200-0)

= 63 mm

Syarat = $\Delta 1 \leq \Delta a$

= 43,633 < 63 OKE

Dengan cara yang sama didapatkan simpangan antar lantai arah y yang lain sebagai berikut. Dapat dilihat pada Tabel 5.40.

Tabel 5.40 Simpangan Antar Lantai Arah Y Ditinjau Pada Pusat Massa

Lantai	Tinggi (mm)	δe (mm)	Δ 1 (mm)	Δ a (mm)	Kontrol
4	16800	48,4	27,1333	63,000	OKE
3	12600	41	47,3000	63,000	OKE
2	8400	28,1	59,4000	63,000	OKE
1	4200	11,9000	43,6333	63,000	OKE
Base	0	0	0,0000	0,000	OKE

Sumber: Analisis data (2017)

5.11 PERBANDINGAN BERAT BANGUNAN DAN SIMPANGAN ANTAR LANTAI HASIL REDESAIN DAN EKSISTING

Gedung yang telah direncanakan ulang dengan struktur komposit baja beton dibandingkan dengan kondisi gedung eksisting berdasarkan berat bangunan dan simpangan. Antara kondisi eksisting dan hasil perencanaan ulang, dengan penjelasan berikut ini.

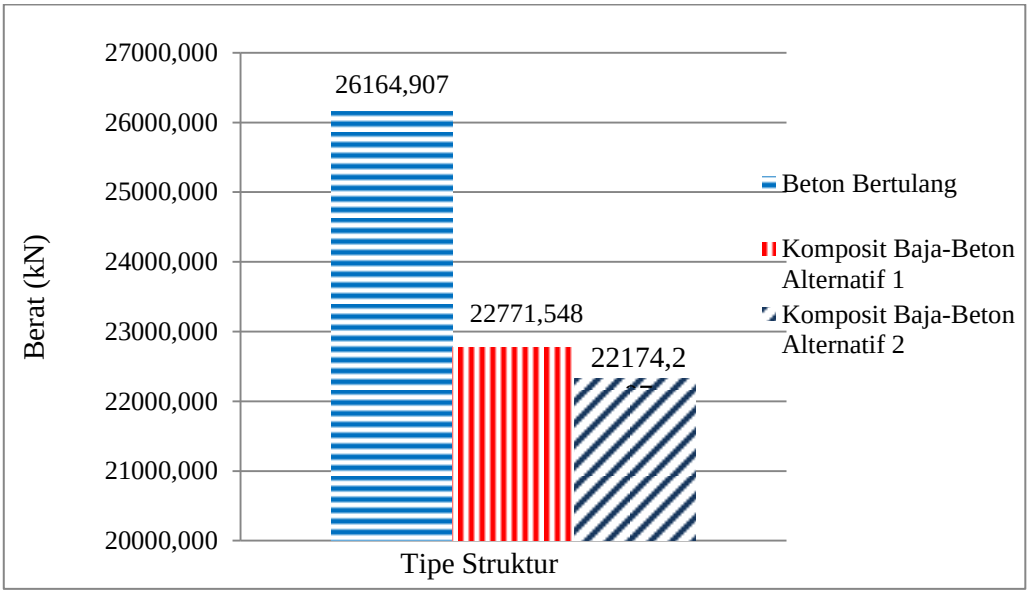
5.11.1 Berat Total Bangunan

Pada modifikasi ulang struktur atas komposit baja beton menggunakan material yang berbeda dari beton eksisting, hal ini berpengaruh pada *outout* yang dihasilkan, baik nilai gaya dan berat bangunan. Nilai berat bangunan diambil dari hasil keluaran yang ada pada ETABS 2015, nilai berat bangunanan masing-masing struktur dapat dilihat pada Tabel 5.41. Perbedaan berat total bangunan pada masing-masing struktur dapat dilihat pada Gambar 5.16.

Tabel 5.41 Perbadingan Berat Total Bangunan

Lantai	**Beton Bertulang**	**Komposit Baja-Beton**	
		Alternatif 1	**Alternatif 2**
	Berat (kN)	**Berat (kN)**	**Berat (kN)**
4	4515,053	3614,781	3492,286
3	6573,317	5983,403	5860,907
2	6520,375	5922,116	5799,620
1	6851,769	5754,295	5623,662
Base	1704,393	1496,953	1397,732
Total	26164,907	22771,548	22174,207

Sumber: Analisis data (2017)



Gambar 5.15 Berat Bangunan Eksisting dan *Redesign*

(Sumber: Analisis data, 2017)

Dari Gambar 5.15 di atas diketahui bahwa berat bangunan struktur komposit baja beton lebih ringan dibanding bangunan eksisting beton bertulang dengan selisih 3393,36 kN atau lebih ringan 12,96% dari struktur beton bertulang. Hal ini dikarenakan penampang profil yang digunakan pada struktur komposit baja beton lebih kecil dibanding struktur beton bertulang sehingga berat sendiri yang diterima oleh struktur komposit baja beton lebih ringan mengakibatkan berat bangunan yang dihasilkan lebih kecil. Keistimewaan yang nyata dalam sistem komposit adalah Penghematan berat baja (Charles G. Salmon, 1991)

5.11.2 Simpangan Bangunan

Simpangan bangunan yang telah dihitung berdasarkan perpindahan elastis, ditinjau pada kolom dan pusat massa untuk gedung pada hasil *redesign* dan juga gedung eksisting yang telah dimodel ulang, ditunjukan Tabel 5.42 dan Tabel 5.43.

Tabel. 5.42. Perbandingan Simpangan Antar Lantai Ditinjau Pada Kolom

Lantai	Tinggi (mm)	Arah X			Arah Y		
		Beton Bertulang	Komposit Baja-Beton		Beton Bertulang	Komposit Baja-Beton	
			Alternatif 1	Alternatif 2		Alternatif 1	Alternatif 2
		Δ 1 (mm)	Δ 1 (mm)	Δ 1 (mm)	Δ 1 (mm)	Δ 1 (mm)	Δ 1 (mm)
5	16800	29,3333	12,4667	16,8667	31,900	27,500	37,400
4	12600	53,5333	23,4667	30,8000	55,367	46,200	53,533
3	8400	62,8333	30,4333	37,7667	62,667	55,000	62,400
2	4200	48,7667	22,0000	25,3000	52,433	34,100	41,067
1	0	0,0000	0,0000	0,0000	0,000	0,000	0,000

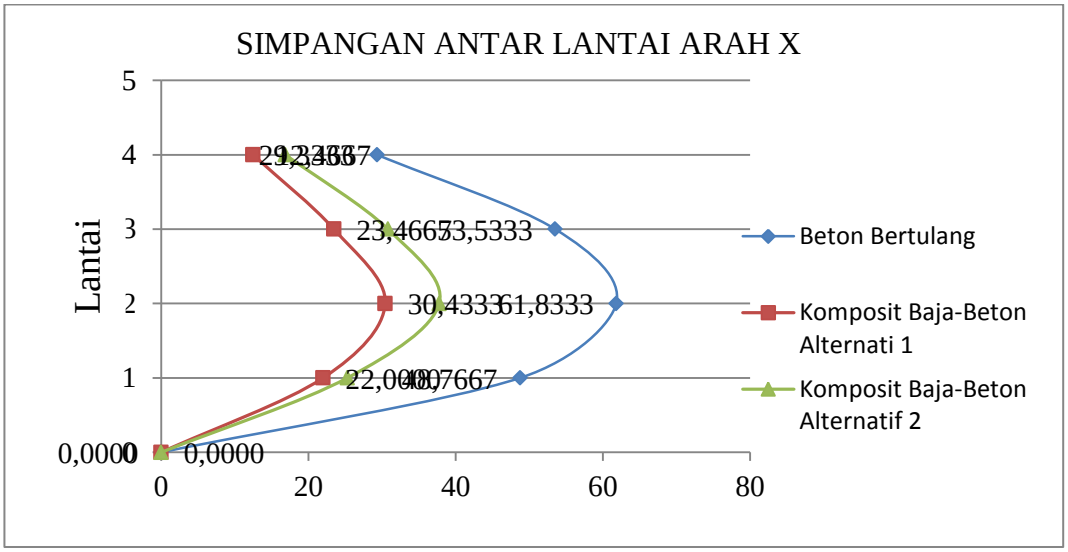
Sumber: Analisis data (2017)

Tabel. 5.43. Perbandingan Simpangan Antar Lantai Ditinjau Pada Pusat Massa

Lantai	Tinggi (mm)	Arah X			Arah Y		
		Beton Bertulang	Komposit Baja-Beton		Beton Bertulang	Komposit Baja-Beton	
			Alternatif 1	Alternatif 2		Alternatif 1	Alternatif 2
		Δ 1 (mm)	Δ 1 (mm)	Δ 1 (mm)	Δ 1 (mm)	Δ 1 (mm)	Δ 1 (mm)
5	16800	27,5000	11,7333	15,7667	27,1333	22,7333	34,8333
4	12600	52,8000	22,0000	28,2333	47,3000	37,4000	53,1667
3	8400	58,1000	28,2333	35,5667	59,4000	44,3667	58,6667
2	4200	48,0333	20,5333	23,4667	43,6333	27,1333	35,6333
1	0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000

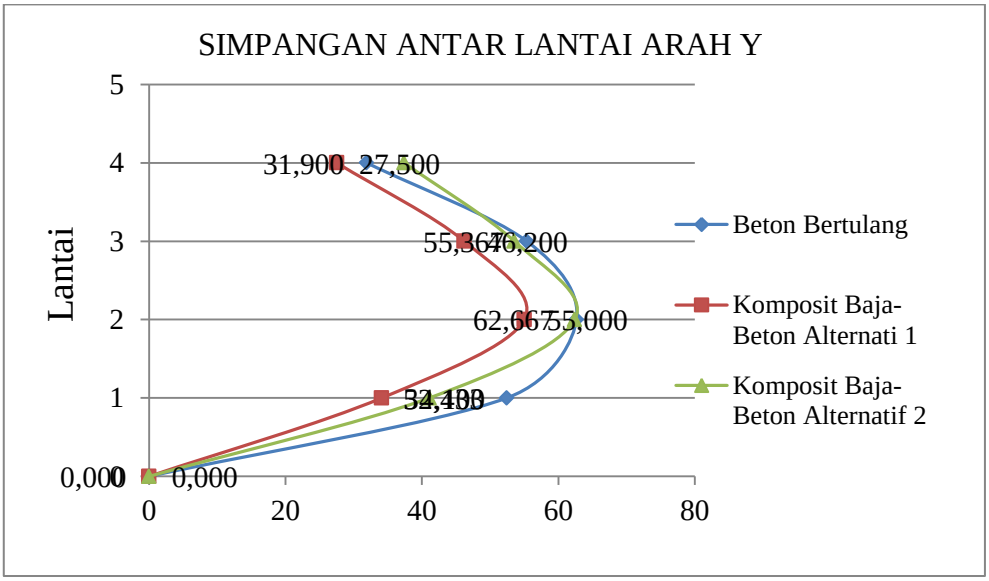
Sumber: Analisis data (2017)

Agar lebih jelas, simpangan antar lantai yang terjadi pada Arah X dan Arah Y pada struktur komposit dan beton eksisting dibuat dalam bentuk grafik, dapat dilihat pada Gambar 5.16 sampai Gambar 5.19.



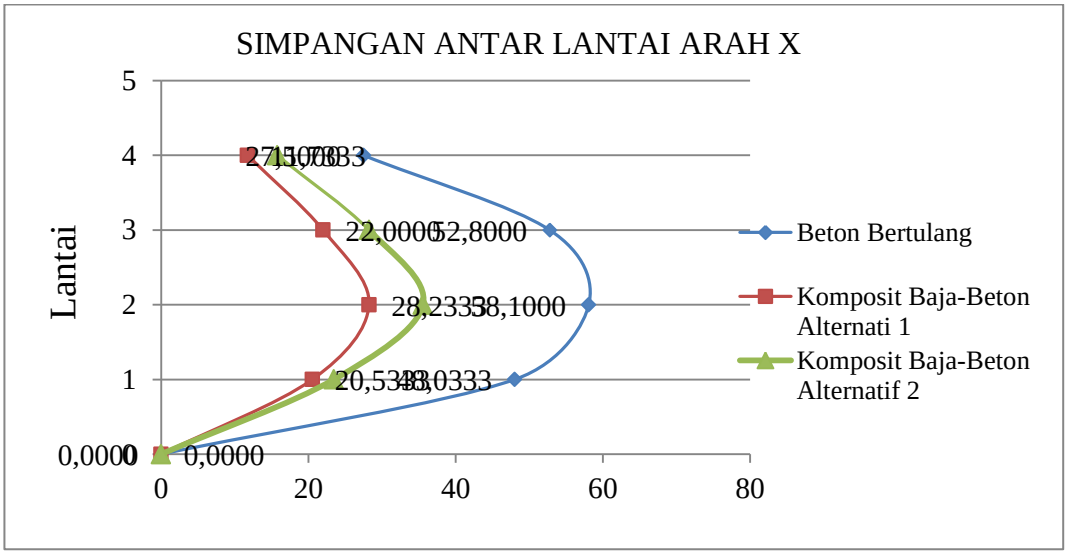
Gambar 5.16 Simpangan Antar Lantai Arah X Ditinjau Pada Kolom

(Sumber: Analisis data, 2017)



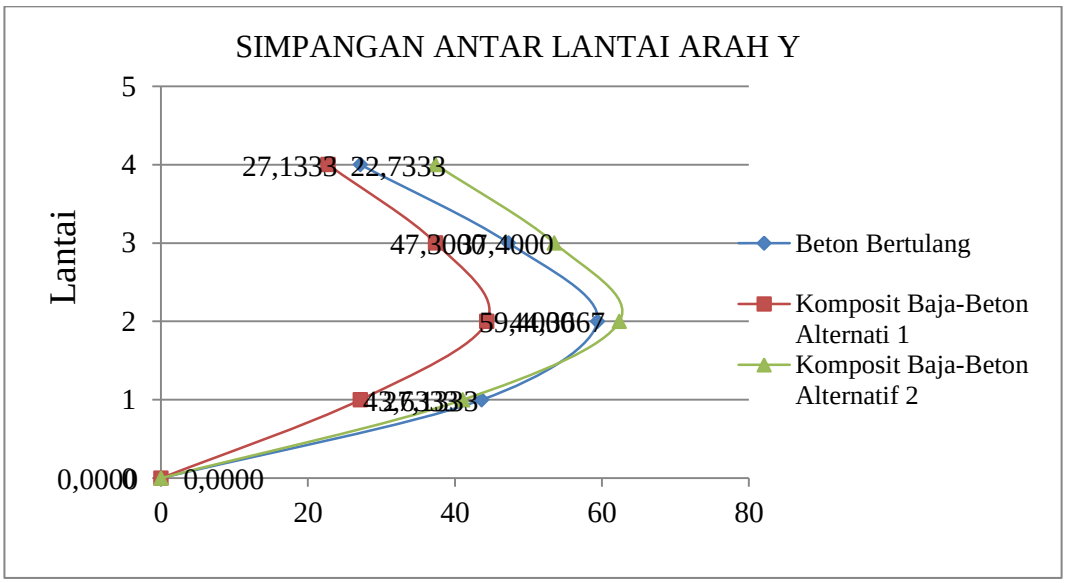
Gambar 5.17 Simpangan Antar Lantai Arah Y Ditinjau Pada Kolom

(Sumber: Analisis data, 2017)



Gambar 5.18 Simpangan Antar Lantai Arah X Ditinjau Pada Pusat Massa

(Sumber: Analisis data, 2017)



Gambar 5.19 Simpangan Antar Lantai Arah Y Ditinjau Pada Pusat Massa

(Sumber: Analisis data, 2017)

Dari Gambar 5.16 sampai Gambar 5.19 didapat perbedaan simpangan antar lantai pada arah x dan arah y untuk bangunan beton bertulang dan juga untuk bangunan komposit baja beton yang ditinjau dari pusat massa dan kolom, perbandingan rata-rata hasil simpangan menunjukan simpangan yang terjadi pada bangunan

komposit baja-beton lebih kecil dibandingkan simpangan pada struktur beton bertulang. Hal ini dipengaruhi oleh modulus elastisitas bahan dan pemilihan elemen. Pada perencanaan awal nilai pengali koefesien modulus elastis pada beton bertulang lebih kecil yaitu 0,7 sedangkan pada komposit baja-beton nilai koefesien pengali lebih besar yaitu 0,8 sehingga simpangan yang terjadi lebih besar. Hal ini menunjukan semakin kecil simpangan struktur yang terjadi maka bangunan tersebut akan semakin kaku (Smith dan Coul, 1991).

5.11.3 Simpangan Lantai

Simpangan Lantai dari struktur pada hasil perencanaan ulang dan juga gedung eksisting yang telah dimodel ulang ditinjau pada kolom dan pusat massa diambil dari nilai output ETABS, ditunjukan pada Tabel 5.44 dan Tabel 5.45

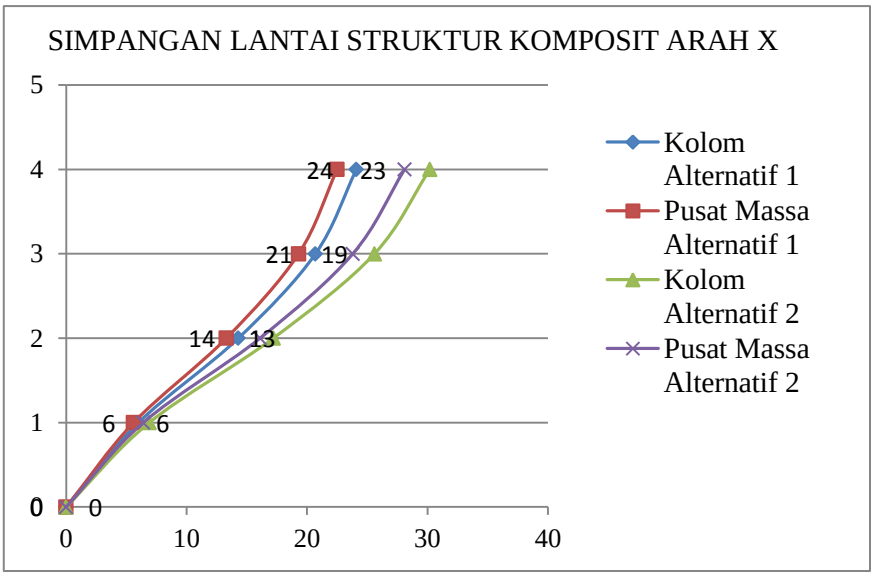
Tabel. 5.44. Perbandingan Simpangan Lantai Struktur Komposit

Lantai	Tinggi (m)	Arah X				Arah Y			
		Kolom Alternatif 1	Kolom Alternatif 2	Pusat Massa Alternatif 1	Pusat Massa Alternatif 2	Kolom Alternatif 1	Kolom Alternatif 2	Pusat Massa Alternatif 1	Pusat Massa Alternatif 2
		Δ 1 (mm)	Δ 1 (mm	Δ 1 (mm)	Δ 1 (mm	Δ 1 (mm)	Δ 1 (mm	Δ 1 (mm)	Δ 1 (mm
4	16,8	24,1	30,2	22,5	28,1	44,4	50,4	35,9	48,9
3	12,6	20,7	25,6	19,3	23,8	36,9	40,2	29,7	39,4
2	8,4	14,3	17,2	13,3	16,1	24,3	25,6	19,5	24,9
1	4,2	6,0	6,9	5,6	6,4	9,3	11,2	7,4	8,9
base	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Tabel. 5.45. Perbandingan Simpangan Lantai Struktur Eksisting

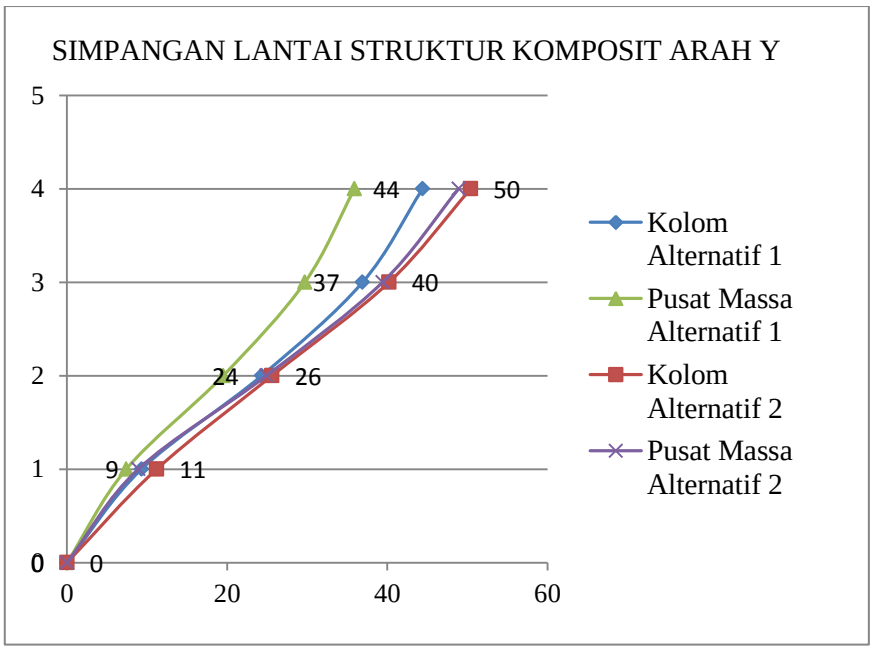
Lantai	Tinggi (m)	Arah X		Arah Y	
		Pada Kolom	Pada Pusat Massa	Pada Kolom	Pada Pusat Massa
		Δ 1 (mm)	Δ 1 (mm)	Δ 1 (mm)	Δ 1 (mm)
4	16,8	54,4	53,3	57,1	48,4
3	12,6	46,4	45,8	48,4	41,0
2	8,4	31,8	31,4	33,3	28,1
1	4,2	13,3	13,1	14,3	11,9
base	0	0,0	0,0	0,0	0,0

Simpangan yang didapat dibuat dalam bentuk gambar untuk Arah X dan Arah Y. Dapat dilihat pada Gambar 5.20 sampai 5.23



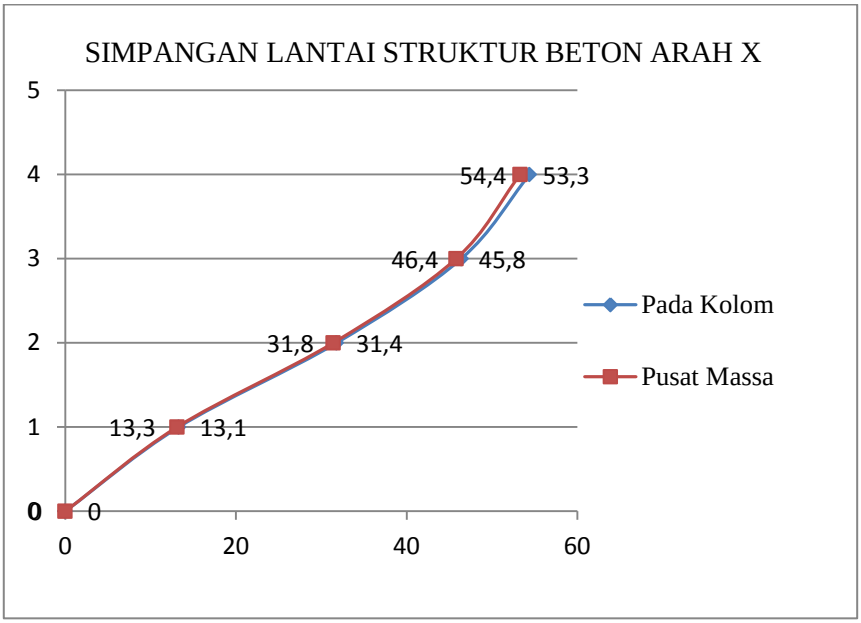
Gambar 5.20 Simpangan Lantai Struktur Komposit Arah X

(Sumber: Analisis data, 2017)



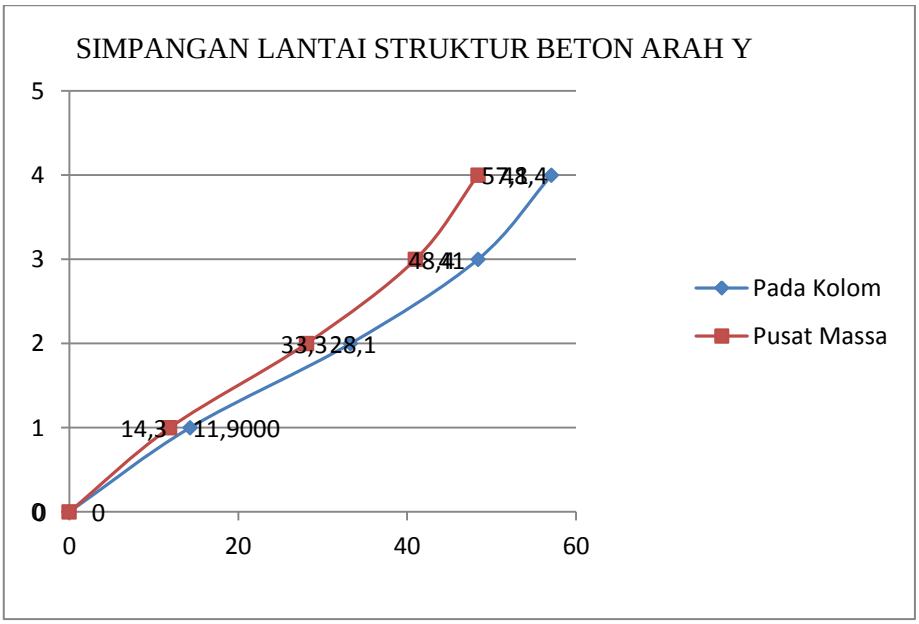
Gambar 5.21 Simpangan Lantai Struktur Komposit Arah Y

(Sumber: Analisis data, 2017)



Gambar 5.22 Simpangan Lantai Gedung Eksisting Arah X

(Sumber: Analisis data, 2017)



Gambar 5.22 Simpangan Lantai Gedung Eksisting Arah X

(Sumber: Analisis data, 2017)

Dari Gambar 5.20 sampai Gambar 5.23 didapat perbedaan simpangan lantai bangunan arah x dan arah y untuk bangunan struktur komposit baja-beton dan bangunan eksisting , simpangan pada bangunan beton bertulang lebih besar dibandingkan simpangan bangunan komposit baja-beton. Hal ini dikarenakan penampang beton yang lebih besar sehingga gaya gempa yang diterima oleh beton bertulang lebih besar dibandingkan komposit baja-beton. Keistimewaan yang nyata dalam sistem komposit adalah kekauan lantai meningkat dan kapasitas menahan beban lebih besar (Charles G. Salmon, 1991)

5.11.4 Hubungan Simpangan Atap dengan Berat Bangunan

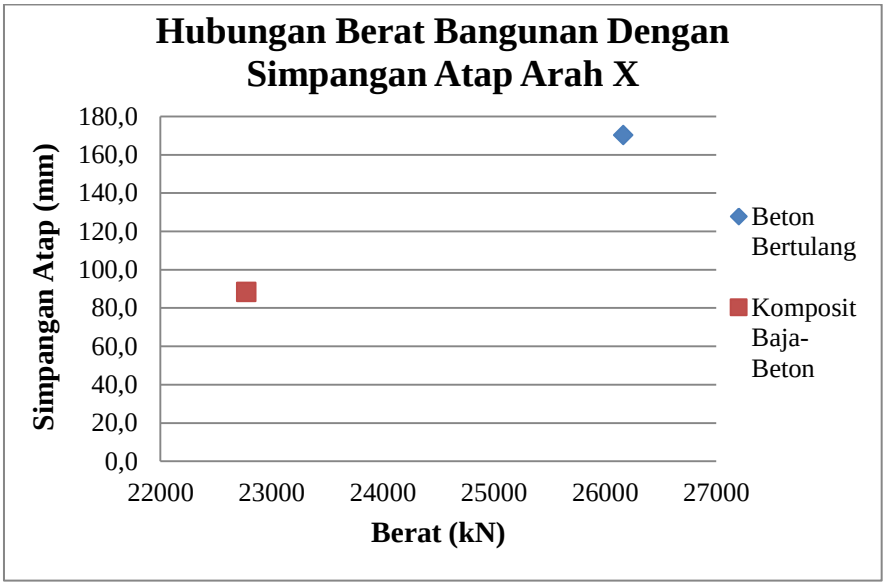
Simpangan antar lantai pada atap yang ditinjau pada kolom dan telah dihitung bedasarkan analsisis yang dilakukan dan berat bangunan yang didapat dari hasil keluaran yang ada pada ETABS 2015. Selanjutnya dibuatkan hubungan antara simpangan antar lantai pada atap dengan berat bangunan. nilai simpangan antar lantai pada atap dan berat bangunan pada masing-masing struktur dapat dilihat pada Tabel 5.46.

Tabel 5.46 Nilai Simpangan Antar Lantai Pada Atap Dan Berat Bangunan

Struktur	Berat (kN)	Simpangan Antar Lantai Pada Atap	
		Arah X (mm)	Arah Y (mm)
Komposit	22771,548	88,3667	162,800
Beton Eksisting	26164,907	164,1333	202,367

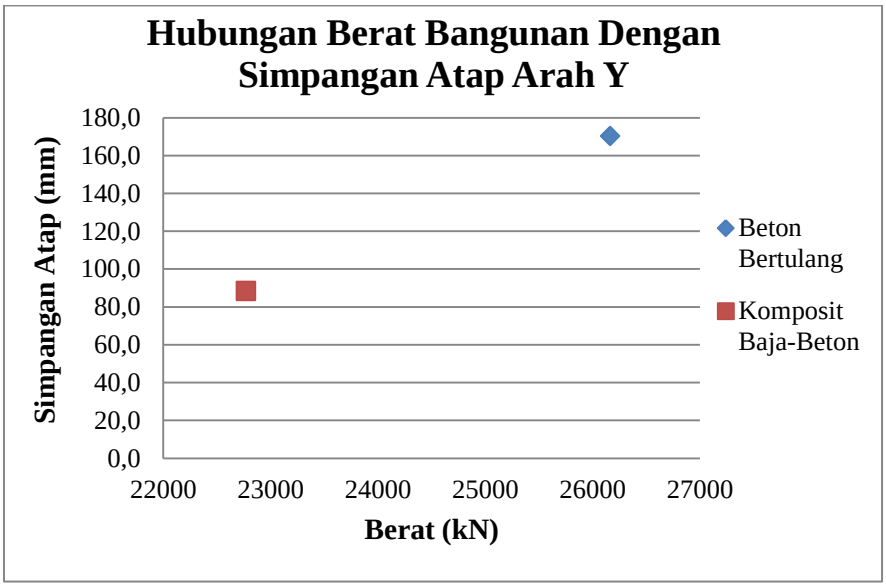
Sumber: Analisis data (2017)

Agar lebih jelas, hubungan antara simpangan antar lantai pada atap Arah X dan Arah Y dengan berat bangunan yang terjadi pada struktur komposit dan beton eksisting dibuat dalam bentuk grafik, dapat dilihat pada Gambar 5.20 dan Gambar 5.21.



Gambar 5.20 Hubungan Simpangan Atap dengan Berat Bangunan Arah X

(Sumber: Analisis data, 2017)



Gambar 5.21 Hubungan Simpangan Atap dengan Berat Bangunan Arah Y

(Sumber: Analisis data, 2017)

Dari Gambar 5.20 dan Gambar 5.21 didapat perbedaan hubungan simpangan antar lantai pada atap dengan berat bangunan. hubungan yang terjadi pada simpangan dan berat tersebut menunjukan bahwa simpangan yang terjadi pada struktur berbanding lurus dengan berat bangunan yang terjadi. Hal ini dikarenakan

besarnya beban yang diterima pada skturtur eksisting mengakibatkan semakin besarnya simpangan yang terjadi pada sturktur tersebut.

BAB VI

SIMPULAN DAN SARAN

Setelah perhitungan pada perencanaan ulang Gedung Seni UNY menggunakan struktur komposit baja-beton ini selesai, maka dapat diambil kesimpulan bedasarkan hasil perhitungan. Dari hasil tugas akhir ini juga dapat diberikan saran untuk tugas akhir-tugas akhir selanjutnya.

6.1. KESIMPULAN

Berdasarkan hasil modifikasi ulang struktur atas Gedung Seni UNY menggunakan komposit baja-beton, didapat hasil sebagai berikut.

1. Pemodelan pada struktur rangka komposit baja beton pada gedung Seni UNY menggunakan pemodelan tiga dimensi dengan pembebanan berupa beban mati, beban hidup, beban gempa dan beban *notional*. Dinding (tidak termasuk jendela) dimodelkan, tetapi tangga tidak dimodelkan hanya diperhitungkan sebagai beban pada struktur. Hasil analisis yang didapatkan lebih dominan terhadap beban gempa. Redesain struktur bangunan gedung Seni UNY meliputi.
    a. Pada balok induk direncanakan menggunakan struktur baja dengan 2 alternatif pemilihan profil, untuk profil tipe B1 digunakan profil WF 500x300x11x18 untuk alternatif pertama dan WF 500x200x10x16 untuk alternatif kedua, untuk tipe B2 digunakan profil WF 350x350x14x22 untuk alternatif pertama dan WF 400x300x10x16 untuk alternatif kedua, untuk tipe B3 digunakan profil WF 300x300x11x17 untuk alternatif pertama dan WF 300x200x9x14 untuk alternatif kedua dan untuk balok kantilever menggunakan profil WF300x300x11x17 untuk alternatif pertama dan 300x200x9x14 untuk alternatif kedua, sedangkan pada balok anak dan kolom menggunakan komposit baja-beton. Balok anak direncanakan menggunakan profil WF 250x250x9x14 sedangkan kolom direncanakan dengan profil WF 350x350x14x22 untuk tipe K1 dengan

pembungkus beton berukuran 550x550 dan 300x300x9x14 untuk tipe K2 dengan pembungkus beton berukuran 500x500.

b. Perencanaan sambungan menggunakan sambungan berupa las dan sambungan baut, perencanaann dilakukan pada 3 bagian yaitu sambungan antar kolom, sambungan antara kolom dengan balok induk dan sambungan antara balok induk dengan balok anak.

2. Dari hasil perbandingan modifikasi ulang struktur atas gedung Seni UNY dan eksisting beton bertulang dapat disimpulkan sebagai berikut.

a. Berat struktur bangunan pada gedung yang dimodifikasi ulang (komposit baja-beton) sebesar 22771,548 kN untuk properties menggunakan alternatif pertama dan 22147,207 kN untuk properties menggunakan alternatif kedua dan pada gedung eksisting (beton bertulang) didapat nilai sebesar 26424,308 kN. Gedung struktur komposit baja beton lebih ringan 12,96% dari struktur beton bertulang.

b. Simpangan antar lantai pada gedung yang dimodifikasi ulang (komposit baja-beton) untuk arah X dan arah Y nilainya lebih kecil dibandingkan gedung eksisting (beton bertulang) yaitu sebesar 27%.

6.2. SARAN

Dengan mempertimbangkan hasil analisis dan perhitungan pada perencanaan ulang struktur atas menggunakan struktur komposit baja-beton, maka dapat diberikan bebarapa saran untuk tugas akhir selanjutnya yaitu sebagai berikut ini.

1. Perlu adanya desain ulang tugas akhir dengan menggunakan profil pipa baja diisi beton pada perencanaan kolom, karena sebagian besar perencanaan ulang pada bagian kolom menggunakan profil baja dibungkus beton.
2. Perlu adanya perhitungan rancangan anggaran biaya (RAB) dari *redesign* struktur ini agar dapat diketahui perbandingan biaya antara struktur komposit baja-beton dengan struktur beton bertulang.

DAFTAR PUSTAKA

Anonim, 2012, SNI Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung dan Non Gedung SNI 03-1726-2012. Badan Standarisasi Nasional : Jakarta.

Anonim, 2013, SNI Tata Cara Perhitungan Beton Untuk Bangunan Gedung SNI-03-2847-2013. Badan Standarisasi Nasional : Jakarta.

Anonim, 2002, SNI Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung SNI 03-1729-2002. Departemen Pekerjaan umum : Jakarta.

Anonim, 2013, SNI Beban Minimum Untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain SNI 03-1727-2013. Badan Standarisasi Nasional. Jakarta.

Asroni, Ali. 2010. Balok dan Pelat Beton Bertulang. Graha Ilmu. Yogyakrta.

Dewobroto, Wiryanto. 2014. Rekayasa Komputer dalam Analisis dan Desain Struktur Baja (Studi Kasus *Direct alalysis Method* AISC 2010).Makalah dalam Seminar Lokal karya Rekayasa Struktur Universitas Petra Surabaya.

Dewobroto, Wiryanto. 2015. Struktur Baja (Desain, Analisis dan Desain - AISC 2010) Edisi Kedua. Teknik sipil UPH :Jakarta.

Lahamukang, M. Krisantus., 2014, Kuat Geser Komposit Baja – Beton Dengan Variasi Bentuk Penghubung Geser Ditinjau Dari Uji Geser Murni. Kupang.

Mursid, Mufdilawati., 2013, Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung Perkantoran Telkomsel di Surabaya Barat Menggunakan Baja-Beton Komposit. Surabaya.

Safitri, Kurnia., 2013, Redesain Gedung Hotel Inna Garuda Yogyakarta Menggunakan Komposit Baja-Beton. Yogyakarta.

Salmon, G. Charles & E.Johnson, John., 1996, Struktur Baja Desain dan Perilaku. Jilid 1 & 2. Gramedia Pustaka Utama : Jakarta.

Salmon, G. Charles & E.Johnson, John., 1992, Struktur Baja Desain dan Perilaku. Edisi ketiga. Gramedia Pustaka Utama : Jakarta.

Setiawan, Agus., 2008, Perencanaan Struktur Baja Dengan Metode LRFD (Berdasarkan SNI 03-1729-2002). Erlangga : Jakarta.

Suprobo, Priyo., 2000, Desain Balok Komposit Baja-Beton. ITS Press : Surabaya.

LAMPIRAN

LAMPIRAN 1

LAMPIRAN 2

Tabel L 1.1 Output Hasil Analisis ETABS V15

Story	Beam	Step type	P	V2	V3	T	M2	M3
			kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
4	K1	Maks	-347,93	149,372	-37,852	4,6775	94,566	284,59
	K2	Maks	-210,85	33,7349	18,402	3,344	64,502	89,6414
	B1	Maks	-0,0939	205,857	-0,094	0,0015	0,047	304,485
	B2	Maks	-0,0093	32,9098	0,0093	0,0166	-0,009	-60,492
	B3	Maks	-0,0766	91,4134	0,0766	-0,1973	0,0235	-0,0837
	B3 3	Maks	-0,0093	29,3916	-0,009	0,1928	-0,002	-8,1288
	BA1	Maks	-0,0043	2,9917	-0,004	0	0,0064	4,4875
3	K1	Maks	-889,89	189,245	70,458	-7,3125	137,37	-359,33
	K2	Maks	-544,91	62,9819	45,657	-5,2278	105,97	135,061
	B1	Maks	-0,1048	337,264	0,1049	0,0025	0,0524	-544,22
	B2	Maks	-0,0168	59,8266	0,0168	0,0169	-0,013	-106,91
	B3	Maks	-0,0837	160,026	0,0948	-0,3356	0,029	-129,10
	Kantilever	Maks	-0,0111	-39,872	-0,011	0,3245	-0,002	-9,9127
	BA1	Maks	-0,0226	-33,636	-0,026	5,91E-0	0,0064	30,1925
2	K1	Maks	-1490,4	-214,61	-92,95	8,6117	-198,1	-457,18
	K2	Maks	-904,53	70,2505	6,1566	177,28	177,28	178,226
	B1	Maks	-0,1048	-379,51	0,1049	-0,0035	0,0524	-608,95
	B2	Maks	-0,0168	80,2451	-0,016	0,0174	-0,013	-148,17
	B3	Maks	-0,0928	194,719	0,0948	0,4507	0,029	-169,62
	Kantilever	Maks	-0,0111	-0,0111	-0,011	-0,4638	-0,002	-9,9368
	BA1	Maks	-0,0226	-33,6376	-0,026	9,2E-07	0,0064	30,1925
1	K1	Maks	-2045,7	-163,65	-97,09	5,359	-306,6	-460,36
	K2	Maks	-1228,0	83,3232	-99,03	3,8312	-260,5	281,282
	B1	Maks	-0,1048	-344,533	-0,1049	0,0034	0,0524	-530,683
	B2	Maks	-0,0958	165,2446	-0,0959	0,3741	0,0547	-164,963
	B3	Maks	-0,0928	199,9094	0,0948	0,4332	0,029	-166,125
	Kantilever	Maks	-0,0111	-39,9662	-0,0112	-0,4544	-0,0028	-9,8502
	BA1	Maks	-0,0226	0,0266	0,0266	6,52E-07	0,0064	30,1925
Base	B1	Maks	-0,0136	9,4927	-0,0136	0	0,0102	-7,1195
	B2	Maks	0,0185	-12,9615	-0,0185	0	-0,0185	-12,9615
	B3	Maks	-0,0088	-6,1753	-0,0088	0	-0,0022	-3,0877
	BA1	Maks	0,0419	-29,3502	-0,0419	0	0,0328	22,9336