TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN PERENCANAAN ULANG STRUKTUR ATAS GEDUNG RUMAH TAHFIDZ QURAN MENGGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT BAJA BETON DAN BETON BERTULANG

(STUDY COMPARATION OF UPPER STRUCTURE REDESIGN OF "RUMAH TAHFIDZ QURAN" BUILDING USING CONCRETE-STEEL COMPOSITES AND REINFORCEMENT CONCRETE)

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

Hendro Priyono
12511386

PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
2017

TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN PERENCANAAN ULANG STRUKTUR ATAS GEDUNG RUMAH TAHFIDZ QURAN MENGGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT BAJA BETON DAN BETON BERTULANG

(STUDY COMPARATION OF UPPER STRUCTURE REDESIGN OF "RUMAH TAHFIDZ QURAN" BUILDING USING CONCRETE-STEEL COMPOSITES AND REINFORCEMENT CONCRETE)

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

Hendro Priyono
12511386

PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
2017

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, Juli 2017

Yang membuat pernyataan,



Hendro Priyono

(12511386)

TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN PERENCANAAN ULANG STRUKTUR ATAS GEDUNG RUMAH TAHFIDZ QURAN MENGGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT BAJA BETON DAN BETON BERTULANG

(STUDY COMPARATION OF UPPER STRUCTURE REDESIGN OF "RUMAH TAHFIDZ QURAN" BUILDING USING CONCRETE-STEEL COMPOSITES AND REINFORCEMENT CONCRETE)

Disusun oleh

Hendro Priyono
12511386

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

diuji pada tanggal 10 - Juli - 2017

oleh Dewan Penguji

Pembimbing I

Sarwidi.,Prof.Ir.,MSCE.,Ph.D.,AU

Penguji I

Suharyatma, Ir.,M.T.

Penguji II

Atika Ulfah J, S.T., M.Eng., M.T

Penguji III

Novi R, S.T., M.Eng.

Mengesahkan,

Ketua Program Studi Teknik Sipil

Miftahul Fauziah, S.T, M.T, Ph.D

TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN PERENCANAAN ULANG STRUKTUR ATAS GEDUNG RUMAH TAHFIDZ QURAN MENGGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT BAJA BETON DAN BETON BERTULANG

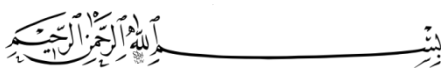
(STUDY COMPARATION OF UPPER STRUCTURE REDESIGN OF "RUMAH TAHFIDZ QURAN" BUILDING USING CONCRETE-STEEL COMPOSITES AND REINFORCEMENT CONCRETE)

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

Hendro Priyono
12.511.386

Disetujui:
Pembimbing

Sarwidi., Prof.Ir.,MSCE., Ph.D., AU
Tanggal: 18 Juli 2017



Bacalah dengan menyebut nama Tuhanmu..
Dia telah menciptakan manusia dari segumpal darah.. Bacalah, dan Tuhanmulah yang maha mulia..
Yang mengajar manusia dengan pena,.
Dia mengajarkan manusia apa yang tidak diketahuinya.. (QS: Al-'Alaq 1-5)

Ya Allah,
Waktu yang sudah kujalani dengan jalan hidup yang sudah menjadi takdirku, sedih, bahagia, dan bertemu orang-orang yang memberiku sejuta pengalaman bagiku,
yang telah memberi warna-warni kehidupanku. Kubersujud dihadapan Mu,
Engaku berikan aku kesempatan untuk bisa sampai
Di penghujung awal perjuanganku
Segala Puji bagi Mu ya Allah.

Alhamdulillah..Alhamdulillah..Alhamdulillahirobbil'alamin..
Sujud syukurku kusembahkan kepadamu Tuhan yang Maha Agung nan Maha Tinggi nan Maha Adil nan Maha Penyayang, atas takdir-Mu telah Engkau jadikan aku manusia yang senantiasa berpikir, berilmu, beriman dan bersabar dalam menjalani kehidupan ini. Semoga keberhasilan ini menjadi satu langkah awal bagiku untuk meraih cita-cita besarku.

Untukmu Papa dan Mama.. Terimakasih....
"Aku akan berusaha taat dan menjadi anak-anakmu yang sholeh membahagiakanmu dunia dan akhirat"
…i always loving you...

Dalam setiap langkahku aku berusaha mewujudkan harapan-harapan didiriku, meski belum semua itu kuraih' insyaAllah atas dukungan do'a dan restu semua mimpi itu kan terjawab di masa penuh kehangatan nanti.

Untukmu Saudaraku.. Kalian adalah saudara yang sangat baik,
"Carilah akhirat, karena akhiratlah tempat kampung halaman abadi nan indah tempat kita semua kembali"
... i love you all ...

Untukmu sahabat..
'Hidupku terlalu berat untuk mengandalkan diri sendiri tanpa melibatkan bantuan Tuhan.
Tak ada tempat terbaik untuk berbagi cerita selain bersama sahabat-sahabat terbaik"..

Hanya sebuah karya kecil dan untaian kata-kata ini yang dapat
kupersembahkan kepada kalian semua,, Terimakasih beribu terimakasih kuucapkan..
Atas segala kekhilafan salah dan kekuranganku,
kurendahkan hati serta diri menjabat tangan meminta beribu-ribu kata maaf tercurah.
Skripsi ini kupersembahkan.

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, abang-abang dan keluargaku yang telah memberikan do'a dan dukungannya.
4. Bapak Dr.-Ing.Ir.Widodo, M.Sc. selaku dekan FTSP UII.
5. Ibu Miftahul Fauziah, S.T., M.T., Ph.D. selaku ketua Program Studi Teknik Sipil FTSP UII.
6. Bapak Sarwidi., Prof. Ir., MSCE., Ph.D., IP-U selaku dosen pembimbing yang senantiasa memberikan bimbingan dan arahan.
7. Bapak Suharyatma, Ir.,M.T. Ibu Atika Ulfah J, S.T., M.Eng., M.T dan Ibu Novi R, S.T., M.Eng. selaku dosen penguji yang senantiasa memberikan bimbingan dan arahan.
8. 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, Juli 2017

Penulis,

Hendro Priyono

12511386

DAFTAR ISI

JUDUL i
PENGESAHAN ii
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI iii
DEDIKASI iv
KATA PENGANTAR v
DAFTAR ISI vii
DAFTAR TABEL xi
DAFTAR GAMBAR xiii
DAFTAR LAMPIRAN xv
DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN xvi
ABSTRAK xviii
ABSTRACT xix
BAB I PENDAHULUAN 1
1.1 LATAR BELAKANG 1
1.2 RUMUSAN MASALAH 2
1.3 MAKSUD DAN TUJUAN 3
1.4 MANFAAT PERANCANGAN 3
1.5 BATASAN MASALAH 3
1.6 PETA LOKASI 5
BAB II STUDI PUSTAKA 6
2.1 TINJAUAN UMUM 6
2.2 PEMBEBANAN 7
2.3 BEBAN GEMPA STATIK EKUIVALEN 7
2.4 STRUKTUR KOMPOSIT 8
2.5 STRUKTUR 11
2.5.1 Pelat Komposit 11
2.5.2 Balok Komposit 11
2.5.3 Kolom Komposit 12

2.6 SAMBUNGAN 12
2.7 STUDI PENELITIAN 13
2.8 KEASLIAN PENELITIAN 15
BAB III LANDASAN TEORI 16
3.1 PENDAHULUAN 16
3.2 KOMBINASI BEBAN BERFAKTOR 17
3.3 SISTEM STRUKTUR 18
3.4 BEBAN RENCANA PADA GEDUNG 19
3.5 SIMPANGAN ANTAR LANTAI 29
3.6 METODE LRFD 31
3.7 ANALISIS STRUKTUR 31
3.8 ANALISIS KOMPONEN KOMPOSIT 35
3.8.1 Pelat Lantai Komposit 35
3.8.2 Lebar Efektif Balok Komposit 36
3.8.3 Kuat Lentur nominal Balok 37
3.8.4 Kuat Geser Nominal Balok Komposit 40
3.8.5 Kontrol Lendutan 41
3.8.6 Kuat Rencana Kolom Komposit 41
3.8.7 Kuat Tekan Kolom Komposit 42
3.8.8 Kekuaan Tarik Kolom Komposit 43
3.8.9 Balok – Kolom Baja 44
3.8.10 Sambungan 45
3.8.11 Penghubung Geser Balok 48
BAB IV METODE PERENCANAAN 50
4.1 DATA STRUKTUR 50
4.2 PERHITUNGAN STRUKTUR 50
4.3 DENAH DAN GAMBAR BANGUNAN 51
4.4 ANALISIS PERENCANAAN 51
4.5 JADWAL PENYELESAIAN TUGAS AKHIR 53
BAB V ANALISIS, HASIL, DAN PEMBAHASAN 54
5.1 PEMBEBANAN PADA STRUKTUR 54

5.1.1 Beban Mati 55
5.1.2 Beban Hidup 57
5.1.3 Beban Tangga 57
5.1.4 Beban Hujan 58
5.1.5 Beban Angin 58
5.1.6 Beban Notional 60
5.1.7 Koreksi Kekakuan 62
5.1.8 Beban Gempa 63
5.2 KOMBINASI PEMBEBANAN 72
5.3 PENGECEKAN TORSI BANGUNAN 73
5.4 DATA PADA ETABS 74
5.4.1 *Define - Material* 74
5.4.2 *Define - Property* 75
5.4.3 *Define – Load Pattern* 76
5.4.4 *Define - Load Case* 76
5.4.5 *Define – Load Combination* 77
5.4.6 *Define - Function* 77
5.4.7 *Define – Mass Source* 77
5.4.8 *Assign – Joint Diaphragms* 78
5.4.9 *Assign – Joint Restraints* 78
5.4.10 *Assign - Load* 78
5.4.11 *Analyze - Run* 79
5.5 PERENCANAAN *STEELDECK* 79
5.5.1 Perencanaan Awal Pelat Komposit 80
5.5.2 Kontrol Kapasitas Tampang Pelat 81
5.5.3 Kontrol Kapasitas Momen Pelat 82
5.6 PERENCANAAN BALOK 84
5.6.1 Balok Induk 84
5.6.2 Balok Anak 89
5.6.3 Perencanaan Penghubung Geser Balok 99
5.7 PERENCANAAN KOLOM KOMPOSIT 101

5.7.1 Kuat Tekan Kolom 101
5.7.2 Interaksi Momen dan Aksial Kolom 107
5.7 PERENCANAAN SAMBUNGAN 109
5.7.1 Sambungan Kolom - Kolom 109
5.7.2 Sambungan Kolom - Balok 113
5.7.3 Sambungan Balok Anak – Balok Induk 127
5.8 HUBUNGAN BALOK KOLOM 130
5.8.1 Rasio Momen Kolom dan Momen Balok 130
5.9 SIMPANGAN ANTAR LANTAI 135
5.9.1 Data Awal 135
5.9.2 Kinerja Batas Layan Arah x 135
5.9.3 Kinerja Batas Layan Arah y 136
5.10 PERBANDINGAN PERENCANAAN 138
5.10.1 Berat Bangunan 138
5.10.2 Simpangan Antar Lantai 139
5.10.3 Simpangan Lantai 141
5.10.4 Volume Material Struktur 142
BAB VI SIMPULAN DAN SARAN 145
6.1 SIMPULAN 145
6.2 SARAN 146
DAFTAR PUSTAKA xx
LAMPIRAN xxii

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Perbedaan Penelitian 14
Tabel 3.1 Kategori Risiko Bangunan 22
Tabel 3.2 Faktor Keutamaan Gempa 23
Tabel 3.3 Klasifikasi Situs 24
Tabel 3.4 Koefisien Situs (F_a) 25
Tabel 3.5 Koefisien Situs (F_v) 25
Tabel 3.6 Nilai Parameter Perioda Pendekatan C_t dan x 26
Tabel 3.7 Simpangan Antar Lantai Ijin Δa 28
Tabel 3.8 Faktor C_d untuk sistem penahan gaya gempa 30
Tabel 3.9 Koefesien C_u 30
Tabel 3.10 Kekuatan Nominal Pengencang 46
Tabel 3.11 Jarak Baut 47
Tabel 3.12 Ukuran Minimum Las Sudut 48
Tabel 4.1 Jadwal Penyelesaian Tugas Akhir 53
Tabel 5.1 Berat Struktur Gedung 55
Tabel 5.2 Faktor arah angin K_d 59
Tabel 5.3 Koefisien Tekanan Internal 60
Tabel 5.4 Nilai Beban Notional Tiap Level 61
Tabel 5.5 Koreksi Kekakuan 63
Tabel 5.6 Faktor Amplifikasi Untuk Periode Pendek (F_a) 65
Tabel 5.7 Faktor Amplifikasi Untuk Periode 1 Detik (F_v) 66
Tabel 5.8 Koefisien Batas Atas Pada Periode Yang Dihitung 67
Tabel 5.9 Nilai T Periode Struktur 67
Tabel 5.10 Jenis Pemanfaatan Bangunan 69
Tabel 5.11 Faktor Keutamaan Gempa, I_e 69
Tabel 5.12 Parameter Respons Percepatan Periode Pendek 70
Tabel 5.13 Parameter Respons Percepatan Periode 1 Detik 70
Tabel 5.14 Gaya Gempa Horizontal 71

Tabel 5.15 Faktor Pembesaran Torsi Ax 73
Tabel 5.16 Faktor Pembesaran Torsi Ay 73
Tabel 5.17 Data-Data Elemen Balok Pada Analisis Etabs 75
Tabel 5.18 Data-Data Elemen Kolom Komposit Pada Analisis 75
Tabel 5.19 Gaya Gempa Statik Ekuivalen 77
Tabel 5.20*Physical Properties Steeldeck P-3623 Composite* 80
Tabel 5.21 *Service Load P-3623* 80
Tabel 5.22 Rekapitulasi Balok Induk *Output* ETABS 85
Tabel 5.23 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Balok Induk 89
Tabel 5.24 Rekapitulasi Balok Anak Sebelum Komposit 89
Tabel 5.25 Rekapitulasi Kuat Lentur Balok Anak Sebelum Komposit 94
Tabel 5.26 Rekapitulasi Kuat Lentur Balok Anak Setelah Komposit 98
Tabel 5.27 Rekapitulasi Jumlah Dan Jarak Stud Balok Anak 100
Tabel 5.28 Rekapitulasi Kolom 101
Tabel 5.29 Rekapitulasi Kekuatan Aksial Kolom Komposit 107
Tabel 5.30 Rekapitulasi Kombinasi Aksial Lentur Kolom 109
Tabel 5.31 Rekapitulasi Kebutuhan Stud Pada Kolom 113
Tabel 5.32 Rekapitulasi Sambungan Kolom-Kolom 115
Tabel 5.33 Parameter Perencanaan Sambungan 116
Tabel 5.34 Parameter Sambungan 4ES 121
Tabel 5.35 Pelat Pada Bagian Kolom 126
Tabel 5.36 Rekapitulasi Sambungan Balok-Kolom 130
Tabel 5.37 Rekapitulasi Tebal Dan Panjang Las Sudut 134
Tabel 5.38 Rekapitulasi Hubungan Balok-Kolom 136
Tabel 5.39 Simpangan Arah X 137
Tabel 5.40 Simpangan Arah Y 138
Tabel 5.41 Perbadingan Berat Bangunan 139
Tabel 5.42 Perbandingan Simpangan Bangunan 141
Tabel 5.43 Volume Material Gedung Eksisting dan Redesign 143

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1 Denah Lokasi Rumah Tahfidz Quran 5
Gambar 2.1 Tipe-Tipe Balok Komposit 9
Gambar 2.2 Penampang Kolom Komposit 10
Gambar 2.3 Sambungan Pada Baja 13
Gambar 3.1 Peta Spektrum Respons Percepatan 0,2 Detik (S_s) 20
Gambar 3.2 Peta Spektrum Respons Percepatan 1.0 Detik (S_1) 20
Gambar 3.3 CRS Koefisien Resiko Terpetakan Periode 0,2 Detik 21
Gambar 3.4 CR1 Koefesien Resiko Terpetakan 1 Detik 21
Gambar 3.5 Spektrum Respon Desain 27
Gambar 3.6 Penentuan Simpangan Antar Lantai 29
Gambar 3.7 Pengaruh Efek P-Delta 33
Gambar 3.8 Lebar Efektif Balok Komposit 36
Gambar 3.9 Distribusi Tegangan Plastis Pada Pelat Beton 37
Gambar 3.10 Distribusi Tegangan Plastis Pada Profil Baja 38
Gambar 4.1 Denah dan Tampak Depan Bangunan 51
Gambar 4.2 Flowchart Tugas Akhir 52
Gambar 5.1 3D Bangunan ETABS 2015 54
Gambar 5.2 Peta Percepatan Perioda 0.2 Detik (Ss) 63
Gambar 5.3 Peta Percepatan Perioda 1.0 Detik (S1) 64
Gambar 5.4 Peta *Crs* 64
Gambar 5.5 Peta *Cr1* 65
Gambar 5.6 Grafik Respon Spektrum Desain 68
Gambar 5.7 *Steeldeck P*-3623 *Composite* 79
Gambar 5.8 Profil B1 85
Gambar 5.9 Profil BA-1 90
Gambar 5.10 Diagram Tegangan Regangan Balok Komposit 95
Gambar 5.11 Profil K1 101
Gambar 5.12 Hubungan Balok – Kolom 130

Gambar 5.13 Gaya – Gaya Pada Pertemuan Kolom 133
Gambar 5.14 Simpangan Antar Lantai (Komposit Baja-Beton) 137
Gambar 5.15 Berat Bangunan Eksisting Dan *Redesign* 138
Gambar 5.16 Simpangan Antar Lantai Arah X 140
Gambar 5.17 Simpangan Antar Lantai Arah Y 140
Gambar 5.18 Simpangan Lantai Arah X 141
Gambar 5.19 Simpangan Lantai Arah Y 142
Gambar 5.20 Volume Material Eksisting Dan *Redesign* 143

DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1 Gambar Tenik Komposit Baja Beton

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	*I*
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

Konstruksi gedung memiliki pilihan yang sangat beragam, mulai dari konstruksi beton, konstruksi baja dan konstruksi kayu. Beton tidak selamanya bekerja secara efektif didalam penampang-penampang struktur beton bertulang. Struktur komposit semakin banyak dipakai dalam rekayasa struktur. Penampang komposit mempunyai kekakuan yang lebih besar dibandingkan dengan penampang lempeng beton dan gelagar yang bekerja sendiri-sendiri. Penghematan yang besar dalam volume material menjadi keunggulan dari struktur komposit baja beton. Struktur komposit yang dimaksud merupakan perpaduan antara beton dan baja profil. Perencanaan ulang struktur atas komposit baja beton terdiri dari pelat lantai, balok anak, balok induk, kolom dan sambungan. Hasil perhitungan juga dituangkan dalam bentuk gambar teknik. Hasil perencanaan ulang struktur juga akan dibandingkan dengan gedung eksisting ditinjau dari berat struktur bangunan, simpangan bangunan dan volume material struktur.

Perhitungan perencanaan ulang menggunakan peraturan beban minimum untuk perancangan gedung (SNI 1727-2013). Perencanaan ketahanan gempa untuk bangunan gedung (SNI 1726-2012). Perencanaan struktur baja menggunakan (SNI 1729-2015). Perencanaan ulang menggunakan *Direct Analysis Method* (DAM) dan pemodelan menggunakan bantuan *software ETABS 2015*. Analisa perencanaan gedung menggunakan software *Ms Excel 2010*. Penggambaran hasil desain menggunakan *software AutoCAD* 2007.

Hasil perencanaan ulang menunjukkan bahwa berat struktur bangunan pada gedung perencanaan ulang (komposit baja-beton) 23793.854 kN dan pada gedung eksisting (beton bertulang) 31070.464 kN dengan selisih 7276.610 kN, Gedung struktur komposit baja beton memiliki berat struktur 23.42 % lebih ringan dibandingkan dari struktur beton bertulang. Simpangan antar lantai dan simpangan lantai pada gedung perencanaan ulang (komposit baja-beton) untuk arah X dan arah Y nilainya lebih kecil dibandingkan gedung eksisting (beton bertulang). Volume material struktur pada gedung perencanaan ulang (komposit baja-beton) dengan volume beton 463.374 m^3, volume tulangan 2.353 m^3 dan volume baja profil 91.143 m^3. Gedung eksisting (beton bertulang) dengan volume beton 835.8 m^3, volume tulangan 21.21 m^3 dan volume baja profil 0 m^3. Hal ini menunjukan bangunan hasil perencanaan ulang memiliki volume beton 44.56 % lebih kecil dibandingkan bangunan eksisting, dan volume tulangan 88.91 % lebih kecil dibandingkan bangunan eksisting, namun memiliki volume baja profil 100% lebih besar dibandingkan bangunan eksisting.

Kata kunci: Gedung, Komposit baja beton, *Direct Analysis Method*.

ABSTRACT

Construction of the building has a very diverse selection, ranging from concrete construction, steel construction and timber construction. Concrete does not always work effectively in a cross-sectional structure of reinforced concrete. Structural composites are increasingly widely used in engineering structures. Composite section has a stiffness greater than the cross section of concrete slabs and girders are working on their own. The savings are huge volumes of material into the benefits of steel-concrete composite structures. Composite structure is a mix between concrete and steel profiles. Redesign on a composite structure consisting of concrete steel floor plates, joist, beam, columns and connections. The result of the calculation is also manifested in a technical drawing. The results of re-design structure will also be compared with the existing buildings in terms of the weight of the building structure, building deviations and volume of material structures.

Redesign calculations using the minimum regulatory burden for designing the building (SNI 1727-2013). Planning of earthquake resistance for buildings (SNI 1726-2012). Planning of steel structures using (SNI 1729-2015). Redesign to use the Direct Analysis Method (DAM) and modeling using software ETABS 2015. Analysis of building design using software MS Excel 2010. The depiction of the results of the design using AutoCAD 2007 software.

The results of redesign show that the weight of the building structure in the redesign building (23793.854 kN concrete composite) and the existing building (reinforced concrete) 31070.464 kN with 7276.610 kN difference, The concrete structure of steel composite structure weighs 23.42% lighter structure than the structure reinforced concrete. Inter story drift and story drift in the redesign building (steel-concrete composite) for the X direction and Y direction is smaller than the existing building (reinforced concrete). The volume of structural material in the redesign building (concrete-steel composite) with a 463,374 m^3 concrete volume, 2,353 m^3 reinforcement volume and 91.143 m^3 steel profile volume. Existing building (reinforced concrete) with 835.8 m^3 concrete volume, 21.21 m^3 reinforcement volume and 0 m3 profile steel volume. This shows that the building of redesign has a 44.56% concrete volume smaller than the existing building, and 88.91% of reinforcement is smaller than the existing building, but has a 100% profile steel volume larger than the existing building.

Keywords: Building, Steel concrete composite,Direct Analysis Method.

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 LATAR BELAKANG

Konstruksi bangunan gedung memiliki pilihan yang sangat beragam, mulai dari konstruksi beton, konstruksi baja, dan konstruksi kayu. Konstruksi beton terdiri dari struktur beton bertulang, beton prategang, dan strutur komposit.

Beton adalah campuran semen portland atau semen hidrolis lainnya, agregat halus, agregat kasar dan air, dengan atau tanpa bahan campuran tambahan (SNI 03- 2847 – 2013). Beton tidak selamanya bekerja secara efektif di dalam penampang-penampang struktur beton bertulang. Oleh karena itu struktur komposit semakin banyak dipakai dalam rekayasa struktur.

Penampang komposit mempunyai kekakuan yang lebih besar dibandingkan dengan penampang lempeng beton dan gelagar baja yang bekerja sendiri-sendiri dan dengan demikian dapat menahan beban yang lebih besar atau beban yang sama dengan lenturan yang lebih kecil pada bentang yang lebih panjang. Apabila untuk mendapatkan aksi komposit bagian atas gelagar dibungkus dengan lempeng beton, maka akan didapat pengurangan pada tebal seluruh lantai dan untuk bangunan-bangunan pencakar langit, keadaan ini memberikan penghematan yang cukup besar dalam volume, pekerjaan pemasangan kabel-kabel, pekerjaan saluran pendingin ruangan, dinding-dinding, pekerjaan saluran air, dan lain-lainnya.(Amon, Knobloch & Mazumder, 1999).

Struktur komposit merupakan material yang terbentuk dari kombinasi antara dua atau lebih material pembentuknya melalui pencampuran yang tidak homogen, dimana sifat mekanik dari masing-masing material pembentuknya berbeda. Struktur komposit yang dimaksud merupakan perpaduan antara beton dan baja profil, dimana perbedaannya dengan beton bertulang adalah untuk

momen positif, pada beton bertulang gaya-gaya tarik yang terjadi pada elemen struktur dipikul oleh besi tulangan, sedangkan pada struktur komposit gaya-gaya tarik yang terjadi dipikul oleh baja profil. Struktur komposit sudah banyak digunakan dalam perencanaan suatu gedung. Hal ini dikarenakan keuntungan yang didapat dengan menggunakan struktur komposit pada suatu bangunan daripada menggunakan struktur beton bertulang. Jika ditinjau dari segi kualitas dan efisiensi waktu pekerjaan bangunan dengan struktur baja komposit lebih menguntungkan. Keistimewaan yang nyata dalam sistem komposit adalah (1) Penghematan berat baja, (2) Penampang balok baja yang digunakan lebih kecil, (3) kekakuan lantai meningkat, (4) kapasitas menahan beban lebih besar, (5) Panjang bentang untuk batang tertentu dapat lebih besar (Charles G. Salmon,1991).

Penggunaan struktur komposit baja beton menjadi alternatif untuk menghindari kelemahan struktur beton bertulang. Membandingkan antara hasil perencanaan ulang dengan bangunan eksisting yang ditinjau dari berat struktur bangunan, simpangan bangunan dan volume material struktur menjadi hal yang penting untuk diketahui agar pihak *civil engineer* mendapat gambaran umum tentang perbandingan tersebut.

Pada Tugas Akhir ini peraturan yang digunakan mengacu pada SNI 1727-2013 tentang beban minimum untuk perancangan gedung dan SNI 1726-2012 tentang tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk bangunan gedung serta SNI 1729-2015 tentang tata cara perencanaan struktur baja.

1.2 RUMUSAN MASALAH

Permasalahan yang ditinjau dalam perecanaan ulang Rumah Tahfidz Quran adalah sebagai berikut ini.

1. Bagaimana merencanakan struktur atas komposit baja-beton yang meliputi pelat lantai, balok anak, balok induk, kolom dan sambungan?
2. Bagaimana menuangkan hasil perencanaan dan perhitungan dalam bentuk gambar teknik?

3. Bagaimana perbandingan hasil perencanaan ulang struktur komposit baja beton dengan gedung eksisting beton bertulang yang ditinjau dari berat struktur bangunan, simpangan antar lantai, simpangan lantai dan volume material struktur?

1.3 MAKSUD DAN TUJUAN

Adapun maksud dan tujuan perencanaan ulang Rumah Tahfidz Quran adalah:

1. merencanakan struktur atas komposit baja-beton yang meliputi pelat lantai, balok anak, balok induk, kolom dan sambungan,
2. menuangkan hasil perencanaan dan perhitungan dalam bentuk gambar teknik, dan
3. membandingkan hasil perencanaan ulang struktur komposit baja beton dengan gedung eksisting beton bertulang yang ditinjau dari berat struktur bangunan, simpangan antar lantai, simpangan lantai dan volume material struktur.

1.4 MANFAAT PENELITIAN

Manfaat dari penulisan Tugas Akhir ini adalah untuk menambah:

1. wawasan mendalam kepada semua pihak *civil engineer* tentang perencanaan gedung bertingkat dengan menggunakan struktur komposit,
2. pengetahuan tentang alternatif dalam membangun bangunan bertingkat selain beton bertulang, dan
3. gambaran mengenai perbandingan berat struktur bangunan, simpangan antar lantai, simpangan lantai dan volume material struktur dari hasil perencanaan ulang antara struktur komposit baja beton dan gedung eksisting beton bertulang.

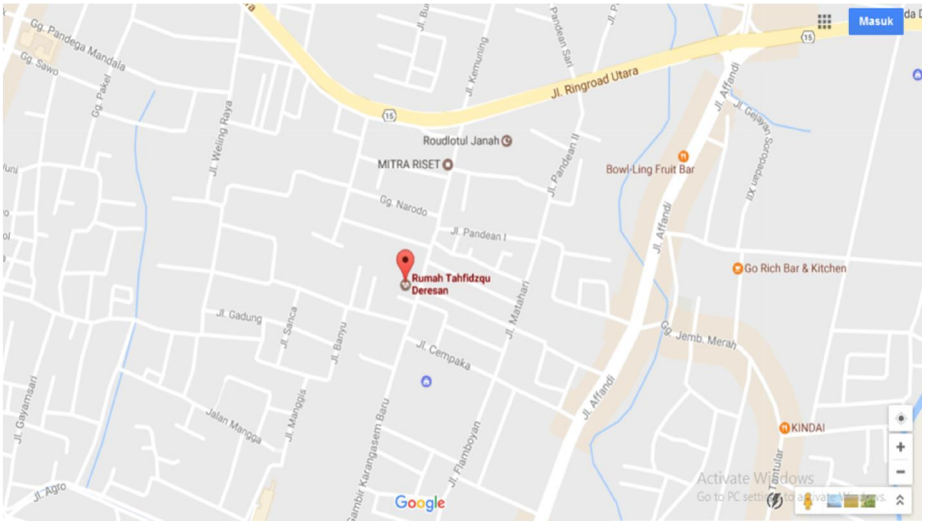
1.5 BATASAN MASALAH

Agar bahasan pada tugas akhir ini tidak meluas dan lebih terarah, maka tugas akhir ini diberi batasan-batasan. Batasan batasan tersebut adalah sebagai berikut ini.

1. Struktur yang direncanakan ulang adalah Gedung Rumah Tahfidz Quran.
2. Denah bangunan yang didesain ulang terdapat tambahan balok anak agar memenuhi persyaratan pelat satu arah.
3. Struktur yang direncanakan ulang meliputi : pelat atap, pelat lantai, balok anak, balok induk, kolom dan sambungan.
4. Gedung didesain berdasarkan Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)
5. Beton pada kolom, balok dan pelat komposit menggunakan $f'c$ = 25 MPa.
6. Komponen (balok, kolom dan pelat) menggunakan baja tulangan dengan tegangan leleh fy = 400 MPa dan baja profil IWF fy = 240 MPa dan modulus elastisitas baja = 200000 MPa.
7. Perencanaan komponen struktur menggunakan metode Load And Resistance Factor Design (LRFD), sesuai yang dikemukakan American Institute of Steel Construction (AISC 2010) atau sama dengan SNI 1729-2015.
8. Pembebanan struktur menggunakan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1987 dan juga SNI 1727-2013.
9. Beban gempa untuk desain ulang ini menggunakan metode static ekuivalen yang mengacu pada Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung SNI 1726-2012.
10. Pelat lantai merupakan steeldeck diambil dari *canam asia P-3623 composite*.
11. Balok anak didesain secara komposit dengan pelat lantai sedangkan balok induk tidak komposit dengan pelat lantai.
12. Kolom menggunakan bahan komposit profil baja IWF diselubungi beton.
13. Analisis struktur gedung ditinjau secara 3D menggunakan program ETABS 2015.
14. Data pada struktur beton bertulang diambil dari *as built drawing*.
15. Tangga tidak dimodelkan, hanya diperhitungkan sebagai beban struktur.
16. Rencana Anggaran Biaya tidak dihitung.
17. Perencanaan pengaku badan pada balok induk dan balok anak tidak dilakukan pada penelitian ini.

1.6 LOKASI PENELITIAN

Lokasi Gedung Rumah Tahfidz Quran ini sangat strategis karena dekat akses ke bandara, tempat pendidikan dan rumah sakit. Untuk lebih jelasnya gambar denah lokasi bisa dilihat pada Gambar 1.1.



Gambar 1.1 Denah Lokasi Rumah Tahfidz Quran

(Sumber: googlemaps.com, 2016)

BAB II

STUDI PUSTAKA

Bab tinjauan pustaka ini merupakan ini berisi tentang tinjauan umum, pembebanan, beban gempa statik ekuivalen, struktur komposit, struktur, sambungan, studi penelitian.

2.1 TINJAUAN UMUM

Baja merupakan salah satu bahan konstruksi yang unik. Sifat baja yang dikenal mampu menahan gaya tarik dan juga memiliki sifat ductility merupakan kelebihan baja itu sendiri. Ductility adalah kemampuan untuk berdeformasi secara nyata baik dalam tegangan maupun regangan sebelum terjadi kegagalan (Salmon, 1991). Kerangka baja yang menyanggah konstruksi pelat beton bertulang yang di cor ditempat, sebelumnya didesain berdasarkan asumsi bahwa pelat beton dan baja dalam menahan beban bekerja secara terpisah. Pengaruh komposit dari pelat beton dan baja yang bekerja bersama-sama tidak diperhitungkan. Pengabaian ini berdasarkkan asumsi bahwa ikatan antara pelat beton dengan bagian atas balok baja tidak dapat diandalkan. Namun dengan berkembangnya teknik pengelasan, pemakaian alat penyambung geser *(shear connector)* mekanis menjadi prkatis untuk menahan gaya geser horizotal yang timbul ketika batang terlentur. (Salmon & Johnson, 1991).

Balok baja yang dicor dalam beton banyak digunakan sejak awal abad 19 sampai ditemukannya bahan berbobot ringan untuk perlindungan terhadap api pada 25 tahun terakhir. Beberapa balok seperti ini direncanakan secara komposit, sedang lainnya tidak. Pada awal dekade 1930, konstruksi jembatan mulai menggunakan penampang komposit. Praktek dewasa ini memanfaatkan aksi komposit pada hampir semua keadaan dimana baja dan beton saling melekat, baik pada jembatan maupun pada gedung. (Salmon & Johnson, 1991).

Penampang komposit mempunyai kekakuan yang lebih besar dibandingkan dengan penampang lempeng beton dan gelagar baja yang bekerja sendiri-sendiri dan dengan demikian dapat menahan beban yang lebih besar atau beban yang sama dengan lenturan yang lebih kecil pada bentang yang lebih panjang. Apabila untuk mendapatkan aksi komposit bagian atas gelagar dibungkus dengan lempeng beton, maka akan didapat pengurangan pada tebal seluruh lantai dan untuk bangunan-bangunan pencakar langit, keadaan ini memberikan penghematan yang cukup besar dalam volume, pekerjaan pemasangan kabel-kabel, pekerjaan saluran pendingin ruangan, dinding-dinding, pekerjaan saluran air, dan lain-lainnya.(Amon, Knobloch & Mazumder, 1999).

2.2 PEMBEBANAN

Beban-beban yang terdapat pada struktur dalam perecanaan ulang Gedung Rumah Tahfidz Quran adalah sebagai berikut ini.

1. Beban mati adalah berat dari semua bagian dari suatu gedung yang bersifat tetap, termasuk segala unsur tambahan, mesin mesin serta peralatan tetap yang merupakan bagian yang tidak terpisahkan dari gedung itu.
2. Beban hidup adalah semua beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu gedung dan termasuk barang barang yang terdapat pada lantai yang berasal dari barang berang yang dapat berpindah. Khusus pada atap, air hujan juga merupakan beban hidup.
3. Beban angin adalah semua beban yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang disebabkan oleh selisih tekanan udara.
4. Beban gempa adalah semua beban static ekuivalen/Analisa dinamik yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang menirukan pengaruh dari pergerakan tanah akibat gempa. (Peraturan Pembebanan Indonesia, 1987)

2.3 BEBAN GEMPA STATIK EKUIVALEN

Perencanaan beban gempa dapat dilakukan dengan 2 cara, yaitu stati ekuivalen dan dinamik. Gedung Rumah Tahfidz Quran Yogyakarta yang akan di

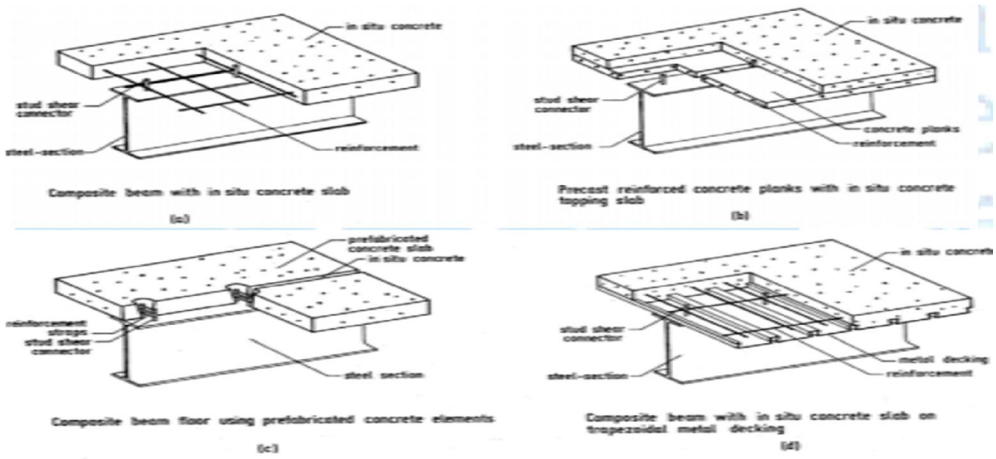
rencanakan ulang ini memiliki tinggi 19.04 m, dan akan direncanakan dengan beban gempa menggunakan statik ekuivalen.

Beban gempa statik ekuivalen adalah representasi dari beban gempa yang telah disederhanakan, yaitu penyederhanaan gaya inersia yang bekerja pada suatu massa yang disederhanakan menjadi suatu beban statik. Sehingga bangunan yang mempunyai massa yang banyak, maka akan terdapat gaya lateral yang masing masing bekerja pada massa-massa tersebut. Analisa beban statik ekuivalen merupakan suatu cara analisa struktur yang pengaruh gempanya menirukan gempa yang sesungguhnya akibat pergerakan tanah. Gaya gaya yang tetap intensitasnya, tetap tempatnya dan tetap arah kerjanya (Widodo, 2006).

2.4 STRUKTUR KOMPOSIT

Batang komposit adalah batang yang terdiri dari profil baja dan beton yang digabung bersama untuk memikul beban tekan atau lentur. Batang yang memikul lentur umumnya disebut dengan balok komposit. Sedangkan batang yang memikul beban tekan umumnya disebut dengan kolom komposit.

Di era modern saat ini banyak gedung gedung dengan struktur komposit baja-beton untuk elemen baloknya menggunakan balok komposit penuh. Balok komposit penuh ini sendiri mempunyai beberapa tipe, diantaranya balok komposit dengan pelat beton yang dicor tempat *(solid in situ)* Gambar 2.1 a , balok komposit yang menggunakan *(precast reinforced concrete planks)* yang bagian atasnya kemudian dicor tempat Gambar 2.2 b, balok komposit yang penghubung gesernya diberi perkuatan Gambar 2.1 c , serta balok komposit yang diberi bondek Gambar 2.1 d, dapat dilihat pada Gambar 2.1.



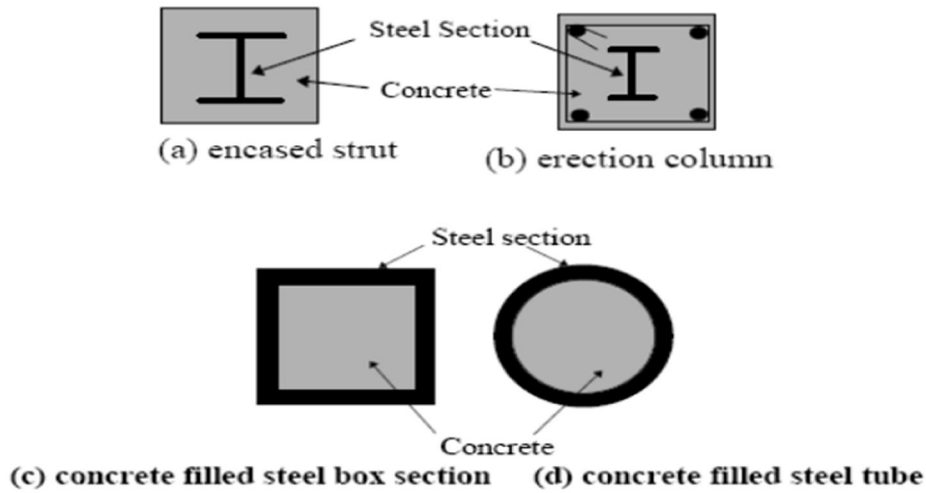
Gambar 2.1 Tipe-Tipe Balok Komposit

(Sumber: Salmon & Jhonson, 1996)

Keuntungan yang didapatkan dengan menggunakan balok komposit yaitu penghematan berat baja, penampang balok baja dapat lebih rendah, kekakuan lantai meningkat, panjang bentang untuk batang tertentu dapat lebih besar, kapasitas pemikul beban meningkat. Penghematan berat baja sebesar 20% sampai 30% seringkali dapat diperoleh dengan memanfaatkan semua keuntungan dari sistem komposit. Pengurangan berat pada balok baja ini biasanya memungkinkan pemakain penampang yang lebih rendah dan juga lebih ringan. Keuntungan ini bisa banyak mengurangi berat pada bangunan bertingkat banyak sehingga diperoleh penghematan bahan bangunan yang lain seperti dinding luar dan tangga (Salmon & Johnson, 1991).

Kolom komposit tumbuh menjadi bagian penting dalam pengaplikasian konstruksi komposit yang telah secara luas digunakan dalam beberapa tahun terakhir ini, terutama pada bangunan bertingkat. Awal mula pengembangan elemen kolom komposit yaitu dari profil baja berpenampang I yang dibungkus oleh beton yang tujuan utamanya sebagai pelindung dari api. Ada beberapa tipe dari kolom komposit yang sebagian besar digolongkan ke dalam profil baja yang dibungkus *(encased steel sections)* dan kolom baja berintikan beton *(concrete-filled steel sections).* Untuk tipe *encased steel,* profil baja berpenampang I yang dibungkus oleh beton paling sering dijumpai*(Salmon & Jhonson, 1996).*

Pada kolom baja berselubung beton Gambar 2.2 a dan b penambahan beton dapat menunda terjadinya kegagalan *local buckling* pada profil baja serta berfungsi sebagai material penahan api, sementara itu material baja disini berfungsi sebagai penahan beban yang terjadi setelah beton gagal. Sedangkan untuk kolom baja berintikan beton Gambar 2.2 c dan d kehadiran material baja dapat meningkatkan kekuatan dari beton serta beton dapat menghalangi terjadinya *local buckling* pada baja, hal tersebut dapat dilihat pada Gambar 2.2.



Gambar 2.2 Penampang Kolom Komposit

(Sumber: Salmon & Jhonson, 1996)

Kolom komposit merupakan suatu solusi hemat untuk kasus dimana kapasitas beban tambahan yang diinginkan lebih besar dibandingkan dengan penggunaan kolom baja sendiri. Kolom komposit juga menjadi solusi yang efektif untuk berbagai permasalahan yang ada pada desain praktis. Salah satunya, yaitu jika beban yang terjadi pada struktur kolom sangatlah besar, maka penambahan material beton pada struktur kolom dapat memikul beban yang terjadi, sehingga ukuran profil baja tidak perlu diperbesar lagi *(Salmon & Jhonson, 1996).*

2.5 STRUKTUR

2.5.1 Pelat Komposit

Strukur komposit adalah struktur yang terdiri atas dua material atau lebih. Akan tetapi komposit yang dibahas ini terdiri atas dua buah material yaitu antara struktur baja dan beton.

Aksi komposit pada perilaku balok diperoleh dari koneksi antara sayap balok baja dengan pelat lantai beton. Agar perilaku beton dan baja dalam satu kesatuan dan untuk mencegah terjadinya selip antara kedua komponen tesebut, maka di pasang *shear connector* sebagai penahan gaya horizontal yang terjadi. Sedangkan pada pelat lantai komposit diperoleh dari koneksi antara pelat beton dan *steeldeck* (William T Segui, 2007).

2.5.2 Balok Komposit

Balok adalah salah satu diantara elemen-elemen struktur yang paling banyak dijumpai pada setiap struktur. Balok adalah elemen struktur yang memikul beban yang bekerja tegak lurus dengan sumbu longitudinalnya. Hal ini akan menyebabkan balok melentur (Spiegel & Limbrunner,1998).

Sebuah balok komposit *(composite beam)* adalah sebuah balok yang kekuatannya bergantung pada interaksi mekanis diantara dua atau lebih bahan. Beberapa jenis balok komposit yang ada pada perencanaan struktur komposit adalah sebagai berikut ini.

1. Balok Komposit Penuh

Untuk balok komposit penuh, penghubung geser harus disediakan dalam jumlah yang memadai sehingga balok mampu mencapai kuat lentur maksimumnya. Pada penentuan distribusi tegangan elastis, slip antara baja dan beton dianggap tidak terjadi

2. Balok Komposit Parsial

Pada balok komposit parsial, kekuatan balok dalam memikul lentur dibatasi oleh kekuatan penghubung geser. Perhitungan elastis untuk balok seperti ini, seperti pada penentuan defleksi atau tegangan akibat beban layan, harus mempertimbangkan pengaruh adanya slip antara baja dan beton

3. Balok Baja Yang Diberi Selubung Beton

Walaupun tidak diberi angker, balok baja yang diberi selubung beton di semua permukaannya dianggap bekerja secara komposit dengan beton, selama hal-hal berikut terpenuhi

2.5.3 Kolom Komposit

Kolom komposit didefinisikan sebagai kolom baja yang dibuat dari potongan baja giling *rolled built up* dan di cor di dalam beton struktural atau terbuat dari tabung atau pipa baja dan diisi dengan beton struktural *(*Salmon & Jhonson, 1996*)*.

Ada dua tipe kolom komposit, yaitu:

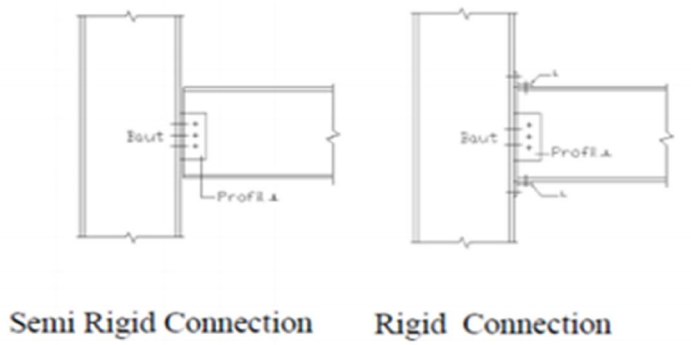
1. yang terbuat dari profil baja yang diberi selubung beton di sekelilingnya *encased steel sections* dan
2. terbuat dari penampang baja berongga *concrete-filled steel sections.*

2.6 SAMBUNGAN

Sambungan terdiri dari komponen sambungan (pelat pengisi, pelat buhul, pelat pendukung, dan pelat penyambung) dan alat pengencang (baut dan las). Klasifikasi sambungan dijelaskan sebagai berikut ini.

1. *Fully restrained* (FR) sambungan kaku *rigid connection* adalah sambungan yang dianggap memiliki kekakuan yang cukup untuk mempertahankan sudut-sudut di antara komponen-komponen struktur yang akan disambung.
2. *Partially restrained* (PR) sambungan semi kaku *semi rigid connection* adalah sambungan yang tidak memiliki kekakuan yang cukup mempertahankan sudut-sudut diantara komponen-komponen struktur yang disambung, namun harus dianggap memiliki kapasitas yang cukup untuk memberikan kekangan yang dapat diukur terhadap perubahan sudut-sudut tersebut.

Untuk mewakili penjelasan diatas, dapat dilihat pada Gambar 2.3.



Gambar 2.3 Sambungan Pada Baja

(Sumber: Salmon & Jhonson, 1996)

2.7 STUDI PENELITIAN

Perencanaan ulang gedung Rumah Tahfidz Quran pada tugas akhir ini mengacu pada perencanaan dan penelitian yang sudah ada dan berkaitan dengan perencanaan ulang gedung pada tugas akhir ini. Perencanaan dan penelitian tersebut diantaranya adalah Siwi (2008), Wiseso (2010), Maulana (2011) dengan penjelasan berikut ini.

1. Siwi (2008)

   Membahas tentang perencanaan ulang Gedung Asrama Kaltim Ruhui Rahayu yang berlokasi di Yogyakarta. Perencanaan ulang gedung tersebut menggunakan struktur beton bertulang. Tahapan perencanaan ulang gedung dimulai dari mencari data gedung, menentukan spesifikasi struktur gedung, menghitung beban-beban yang bekerja dengan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung, 1983 (PPIUG), menganalisis struktur menggunakan program SAP *2000*.

2. Wiseso (2010)

   Membahas tentang perencanaan ulang Gedung Sekolah Terang Bangsa yang berlokasi di Semarang. Perencanaan ulang gedung tersebut menggunakan struktur yang berbeda dari sebelumnya , dimana struktur yang sebelumnya merupakan struktur beton bertulang didesain ulang menggunakan komposit baja beton. Tahapan perencanaan ulang gedung dimulai dari mencari data gedung, menentukan spesifikasi struktur gedung, menghitung beban-beban

yang bekerja dengan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung, 1983 (PPIUG), menganalisis struktur menggunakan program *ETABS*.

3. Maulana (2011)

   Membahas tentang perencanaan ulang Gedung Unit V Tipe 2 STMIK Amikom yang berlokasi di Daerah Istimewa Yogyakarta (DIY). Perencanaan ulang gedung tersebut menggunakan struktur yang berbeda dari sebelumnya , dimana struktur yang sebelumnya merupakan struktur beton bertulang didesain ulang menggunakan komposit baja beton. Tahapan perencanaan ulang gedung dimulai dari mencari data gedung, menentukan spesifikasi struktur gedung, menghitung beban-beban yang bekerja dengan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung, 1987 (PPIUG), menganalisis struktur menggunakan program *ETABS*.

   Perbedaan-perbedaan penelitian ini dengan penelitian sebelumnya dapat dilihat pada Tabel 2.1.

Tabel 2.1 Perbedaan Penelitian

No	Perbedaan Perencanaan	Tugas Akhir Siwi (2008)	Tugas Akhir Wiseso (2010)	Tugas Akhir Maulana (2011)	Tugas Akhir Penulis
1	Lokasi Gedung	Asrama Kaltim Ruhui Rahayu, Yogyakarta	Sekolah Terang Bangsa, Semarang	Unit V Tipe 2 Stmik Amikom, Yogyakarta	Rumah Tahfidz Quran, Yogyakarta
2	Wilayah Gempa	Yogyakarta	Semarang	Yogyakarta	Yogyakarta
3	Jumlah Tingkat	5 Lantai	10 Lantai	5 Lantai	5 Lantai
4	Tinggi Gedung	18 m	40 m	21 m	19.04 m
5	Analisis Struktur	Analisis menggunakan *software* ,SAP 2000, perhitungan manual	Analisis menggunakan *software ETABS* dan perhitungan manual	Analisis menggunakan *software ETABS* dan perhitungan manual	Analisis menggunakan *software ETABS* 2015, perhitungan manual, perbandingan hasil perencanaan ulang dengan bangunan eksisting
6	Spesifikasi Pembebanan	PPIUG 1987	PPIUG 1983	PPIUG 1987	PPIUG 1987, SNI 1727-2013
7	Peraturan SNI	SNI-1726-2002 SNI-2847-2002 SNI-1729-2002	SNI-1726-2002 SNI-2847-2002 SNI-1729-2002	SNI-1726-2002 SNI-2847-2002 SNI-1729-2002	SNI-1726-2012 SNI-2847-2013 SNI-1729-2015

Sumber: Analisis Data (2016)

2.8 KEASLIAN PENELITIAN

Perencanaan ulang pada Studi Perbandingan Perencanaan Ulang Gedung Rumah Tahfidz Quran Menggunakan Struktur Komposit Baja Beton Dan Beton Bertulang belum pernah dilakukan sebelumnya. Perbedaan-perbedaan penelitian ini dengan penelitian sebelumnya dapat dilihat pada Tabel 2.1.

BAB III

LANDASAN TEORI

Bab ini merupakan bab yang menjelaskan landasan yang digunakan pada perhitungan tugas akhir ini. Pada bab ini akan dijelaskan mengenai pendahuluan, kombinasi beban berfaktor, sistem struktur, beban rencana pada gedung, metode LRFD, analisis struktur, analisis komponen komposit.

3.1 PENDAHULUAN

Bangunan gedung bertingkat merupakan kesatuan dari elemen-elemen struktur yang berupa kolom, balok, dan pelat. Perhitungan kekuatan elemen struktur yang dapat dikerahkan oleh balok dan kolom sangat dipengaruhi oleh beban yang bekerja.

Beban atau gaya yang bekerja pada struktur gedung yang direncanakan ulang antara lain adalah beban mati, beban hidup, dan beban gempa serta beban yang bekerja pada struktur atap adalah beban mati, beban hidup, beban angin dan beban hujan. Beban hidup merupakan semua beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu gedung dan termasuk barang barang yang terdapat pada lantai yang berasal dari barang berang yang dapat berpindah, beban mati merupakan berat dari semua bagian dari suatu gedung yang bersifat tetap, termasuk segala unsur tambahan, mesin mesin serta peralatan tetap yang merupakan bagian yang tidak terpisahkan dari gedung itu, beban gempa merupakan beban yang diakibatkan oleh gempa rencana dan beban angin adalah semua beban yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang disebabkan oleh selisih tekanan udara.

Pada struktur komposit, balok utama yang langsung ditumpu oleh kolom dianggap menyatu secara kaku dengan kolom. Sistem kolom dan balok induk seperti ini dikatakan sebagai sistem portal.

Sistem portal telah lama digunakan sebagai sistem bangunan yang dapat menahan beban vertikal gravitasi dan lateral akibat gempa. Sistem ini memanfaatkan kekuatan balok-balok utama dan kolom, dengan demikian integritas antara balok utama dan kolom harus mendapat perhatian dan pendetailan tersendiri, karena akan timbul gaya geser dan momen yang dapat menimbulkan kerusakan pada struktur bangunan.

3.2 KOMBINASI BEBAN BERFAKTOR

Kombinasi beban nominal yang digunakan dalam metode desain kekuatan (DFBK) menurut SNI 1727-2013 Pasal 2.3.2 sebagai berikut:

1. $1{,}4\,D$ (3.2-1)
2. $1{,}2\,D + 1{,}6L + 0{,}5$ (Lr atau S atau R) (3.2-2)
3. $1{,}2D + 1{,}6(Lr$ atau S atau $R) + (L$ atau $0{,}5W)$ (3.2-3)
4. $1{,}2D + 1{,}0W + L + 0{,}5$ (Lr atau S atau R) (3.2-4)
5. $1{,}2D + 1{,}0E + L + 0{,}2S$ (3.2-5)
6. $0{,}9D + 1{,}0W$ (3.2-6)
7. $0{,}9D + 1{,}0E$ (3.2-7)

Keterangan :

D= beban mati yang diakibatkan oleh berat konstruksi permanen

L= beban hidup yang ditimbulkan oleh penggunaan gedung

Lr= beban hidup yang diakibatkan oleh pembebanan atap

R= beban hujan

W= beban angin

E= beban gempa

S= beban salju

3.3 SISTEM STRUKTUR

Sistem rangka pemikul adalah sistem rangka ruang dalam mana komponen-komponen struktur dan join-joinnya menahan gaya-gaya yang bekerja melalui aksi lentur, geser, dan aksial. Fungsi utama dari sistem struktur adalah untuk memikul secara aman dan efektif beban yang bekerja pada bangunan, serta menyalurkannya ke tanah melalui pondasi. Sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap, sedangkan beban lateral yang diakibatkan oleh gempa dipikul oleh rangka pemikul momen melalui mekanisme lentur, sistem ini terbagi menjadi 3 yaitu SRPMB (sistem rangka pemikul momen biasa), SRPMM (sistem rangka pemikul momen menengah), SRPMK (sistem rangka pemikul momen khusus).

1. Sistem rangka pemikul momen biasa (SRPMB)

   Sistem ini diharapkan struktur bangunana dapat mengalami deformasi inelastis secara terbatas pada komponen struktur sambungannya akibat gaya egmpa rencana. tingkat daktilitas yang paling kecil tetapi memiliki kekuatan yang besar. Sistem ini digunakan untuk perhitungan struktur gedung yang masuk pada kategori desain seismik A dan B yaitu wilayah dengan tingkat kegempaan rendah.

2. Sistem rangka pemikul momen menengah (SRPMM)

   Sistem ini menitikberatkan kewaspadaannya terhadap kegagalan struktur akibat keruntuhan geser. Sistem ini diharapkan dapat menahan resiko kegempaan sedang yaitu kategori desain seismik C.

3. Sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK)

   SPRMK pada struktur bangunana diharapkan dapat mengalami deformasi besar apabila dibebani oleh gaya-gaya yng berasal dari beban gempa rencana. Sistem ini diterapkanpada wilayah kegempaan tinggi yaitu kategori desain seismik D, E dan F.Pada skripsi ini menggunakan sistem ragka pemikul momen khusus karena wialayah bangunan Rumah Tahfidz Quran termasuk katergori desain seismik D.

3.4 BEBAN RENCANA PADA GEDUNG

Beban rencana pada gedung meliputi beban mati, beban hidup, dan beban gedung. Penjelasan mengenai beban-beban tersebut adalah sebagai berikut ini.

1. Beban Mati

Beban mati adalah beban akibat berat sendiri struktur dan juga berat beban mati tambahan. Berat sendiri struktur meliputi berat dari rangka baja, pelat, balok, kolom, dan fondasi, sedangkan beban mati tambahan meliputi berat spesi,keramik, plafond, dan dinding. Berat jenis material tersebut dapat dilihat pada Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung 1987.

2. Beban Hidup

Beban hidup didasarkan dari fungsi gedung itu sendiri yaitu sebagai gedung asrama dan fasilitas pendidikan. Berat masing-masing fungsi tersebut dapat dilihat pada pedoman SNI-1727-2013.

3. Beban Gempa

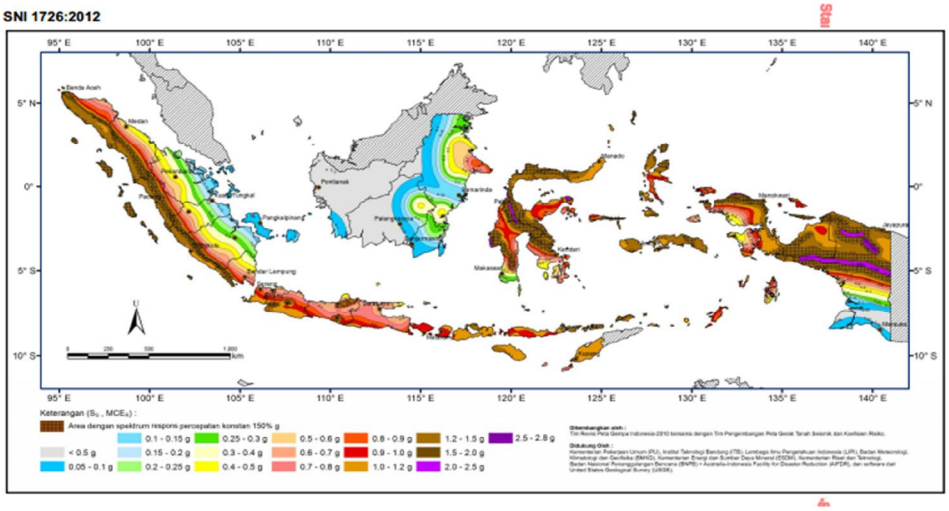
Pembebanan Gempa berdasarkan SNI 1726-2012 untuk gedung pada Rumah Tahdidz Quran dengan fungsi Asrama dan Fasilitas Pendidikan akan dibangun di kota Yogyakarta. Jenis tanah tempat pembangunan tergolong jenis tanah sedang. Bangunan direncanakan dengan tingkat daktilitas penuh. Perhitungan pembebanan gempa dapat dihitung menggunakan langkah-langkah sebagai berikut :

a. Wilayah gempa

Percepatan gempa ditentukan oleh 2 parameter yaitu parameter percepatan terpetakan dan kelas situs.

1). Parameter percepatan terpetakan

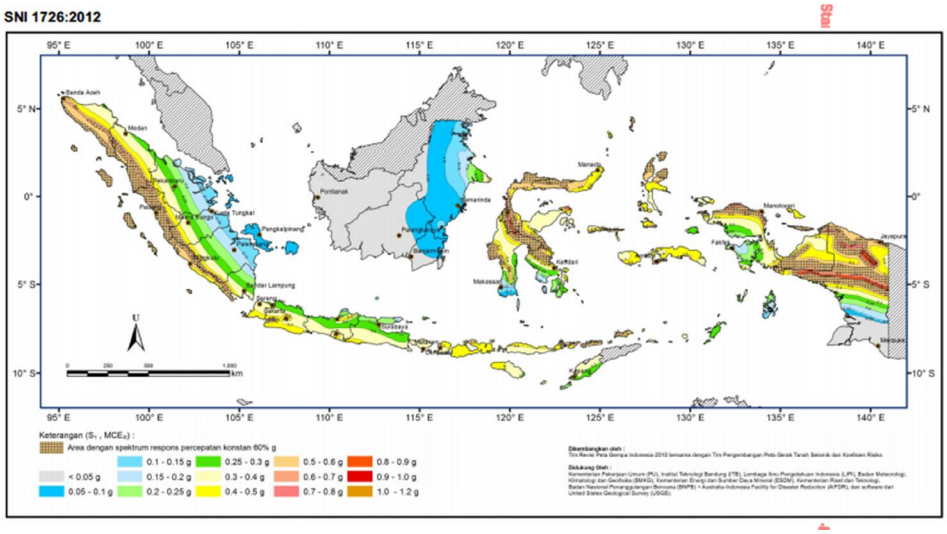
Parameter S_s (percepatan batuan dasar pada periode pendek) dan S_1 (percepatan batuan dasar pada perioda 1 detik) harus ditetapkan masing-masing dari respons spektral percepatan 0,2 detik dan 1 detik dalam peta gerak tanah seismik. Parameter percepatan batuan dasar dapat dilihat berdasarkan Nilai S_s pada Gambar 3.1.



Gambar 3.1 Peta Percepatan Perioda 0.2 Detik (S_s)

(Sumber: SNI 1726-2012)

Nilai S_1 dapat dihitung berdasarkan nilai g yang dilihat pada Gambar 3.2.



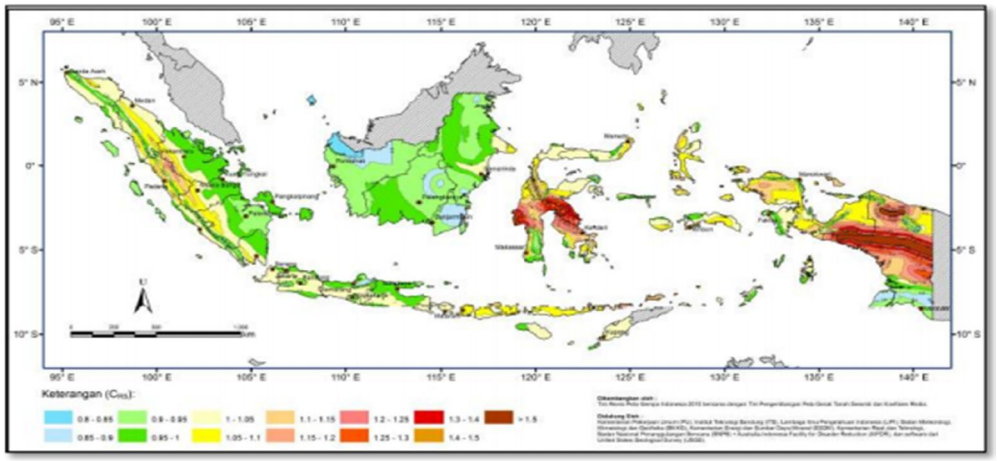
Gambar 3.2 Peta Percepatan Perioda 1.0 Detik (S_1)

(Sumber: SNI 1726-2012)

2). Kelas situs

Parameter ini berdasarkan sifat-sifat tanah pada situs, maka situs harus diklasifikasi sebagai kelas situs SA, SB, SC, SD,SE, atau SF. Bila sifat-sifat tanah tidak teridentifikasi secara jelas sehingga tidak bisa ditentukan kelas

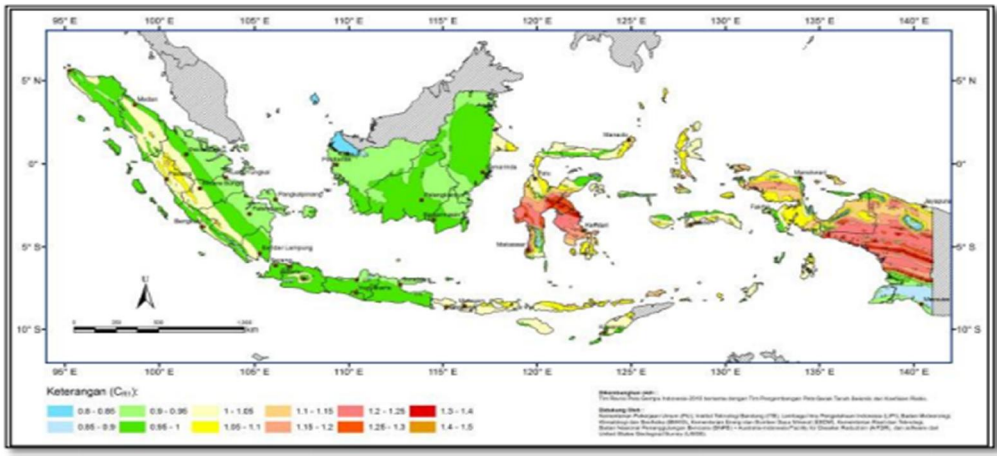
situsnya, maka kelasa situs SE dapat digunakan kecuali jika pemerintah/dinas yang berwenang memiliki data geoteknik yang dapat menentukan kelas situs SF. Parameter percepatan dan terpetakan juga kelas situs dapat dilihat berdasarkan Gambar 3.3.



Gambar 3.3 C_{RS} Koefisien Resiko Terpetakan Periode 0,2 Detik

(Sumber: SNI 1726-2012)

Sedangkan untuk nilai C_{R1} dapat dihitung berdasarkan nilai g yang dapat dilihat berdasarkan Gambar 3.4.



Gambar 3.4. C_{R1} Koefesien Resiko Terpetakan 1 Detik

(Sumber: SNI 1726-2012)

b. Kategori gedung

Pada SNI 1726-2012 Pasal 4.1.2, berdasarkan fungsinya gedung akan di klasifikasikan seperti Tabel 3.1.

Tabel 3.1 Kategori Risiko Bangunan

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saaat terjadi kegagalan, termasuk tapi tidak dibatasi untuk,anra lain: - Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Guadang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV,termasuk , tapi tidak dibatasi untuk: - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/rumah susun - Pusat perbelanjaan/mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik	II
Gedung dan non gedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk tapi tidak dibatasi untuk: - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo Gedung dan non gedung, tidak termasuk dalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan masasal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan,termasuk,tapi tidak dibatasi untuk: - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi Gedung dan non gedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk,tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses,penanganan,penyimpanan,penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya,limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang diisyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran	III

Sumber: SNI 1726-2012

Tabel 3.1 Kategori Risiko Bangunan (Lanjutan)

Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai faslitas yang penting,termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk: - Bangunan-bangunan monumenal - Gedung sekolah dan fasilitas sekolah - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi,angin badai,dan tempat perlindungan darurat - Fasilitas kesiapan darurat,komunikasi, pusat opeasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat - Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat - Struktu 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 diisyaratkan 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

Kategori risiko gedung ditentukan untuk mengetahui faktor keutamaan gempa Ie pada gedung tersebut. Dapat ditentukan sesuai Tabel 3.2.

Tabel 3.2 Faktor Keutamaan Gempa

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

Sumber: SNI 1726-2012

c. Respons spectrum percepatan gempa maksimum

Penentuan respons spektrum percepatan gempa *MCER* di permukaan tanah,diperlukan faktor amplifikasi seismic periode 0,2 detik dan periode 1 detik. Faktor amplikasi meliputi faktor amplikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek (*Fa*) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran period detik (*Fv*),parameter spektrum respons percepatan pada periode

pendek (S_{MS}) dan periode 1 detik (S_{M1}) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifiaksi situs, harus ditentukan dengan perumusan berikut:

$$S_{MS} = F_a . S_s \quad (3.4\text{ -}1)$$

$$S_{M1} = F_v . S_1 \quad (3.4\text{ -}2)$$

Keterangan

S_a : parameter respons spektrum percepatan gempa MCER terpetakan periode pendek

S_1 : parameter respons spektrum percepatan gempa MCER terpetakan periode 1,0 detik

Klasifikasi situs untuk mendapatkan kelas situs ditentukan berdasarkan parameter-parameter berikut sesuai Tabel 3.3.

Tabel 3.3 Klasifikasi Situs

Kelas situs	$\bar{v}_s$ (m/detik)	$\bar{N}$ atau $\bar{N}_{ch}$	$\bar{s}_u$ (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15sampai 50	50 sampai100
SE (tanah lunak)	< 175	<15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karateristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40\,\%$, 3. Kuat geser niralir $\bar{s}_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus,yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 6.10.1)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7{,}5$ m dengan Indeks Plasitisitas $PI > 75$) Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $\bar{s}_u < 50$ kPa		

CATATAN: N/A = tidak dapat dipakai

Sumber: SNI 1726-2012

Faktor amplikasi meliputi faktor amplikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek (F_a) dapat ditentukan seperti Tabel 3.4.

Tabel 3.4 Koefisien Situs (F_a)

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada perioda pendek, T=0,2 detik, S_s				
	$S_s \leq 0{,}25$	$S_s = 0{,}5$	$S_s = 0{,}75$	$S_s = 1{,}0$	$S_s \geq 1{,}25$
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
SF	SS[b]				

Sumber: SNI 1726-2012

Faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran period detik (F_v) dapat ditentukan seperti Tabel 3.5.

Tabel 3.5 Koefisien Situs (F_v)

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan pada perioda 1 detik, S_1				
	$S_1 \leq 0{,}1$	$S_1 = 0{,}2$	$S_1 = 0{,}3$	$S_1 = 0{,}4$	$S_1 \geq 0{,}5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS[b]				

Sumber: SNI 1726-2012

d. Parameter percepatan spectrum desain

Parameter percepatan spektrum desain untuk periode pendek, SDS dan pada periode 1 detik, SD1, harus ditentukan melalui perumusan sebagai berikut:

$S_{DS} = 2/3\ S_{MS}$ (3.4-3)

$S_{D1} = 2/3\ S_{M1}$ (3.4-4)

(SNI 1726-2012 Pasal 6.3)

e. Parameter periode fundametal pendekatan

Perioda fundamental pendekatan (Ta), dalam detik harus ditentukan dari persamaan berikut:

$Ta = C_1.h_n^{\ x}$ (3.4-5)

Keterangan:

hn adalah ketinggian struktur, dalam (m) di atas dasar sampai tingkat tertinggi struktur, dan koefesien C_t dan x ditentukan dari Tabel 3.6.

Tabel 3.6 Nilai Parameter Perioda Pendekatan C_t Dan X

Tipe Struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen dimana rangka memikul 100persen gaya gempa yang diisyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa		
Rangka baja pemikul momen	0,0724	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466	0,9
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0731	0,75
Semua sisterm struktur lainnya	0,0488	0,75

Sumber: SNI 1726-2012

f. Spektrum respons desain

Kurva spektum respons desain digambarkan dan mengikuti ketentuan di bawah ini:

1). Untuk perioda yang lebih kecil dari T_0, spektrum respons percepatan desain,Sa harus diambil dari persamaan:

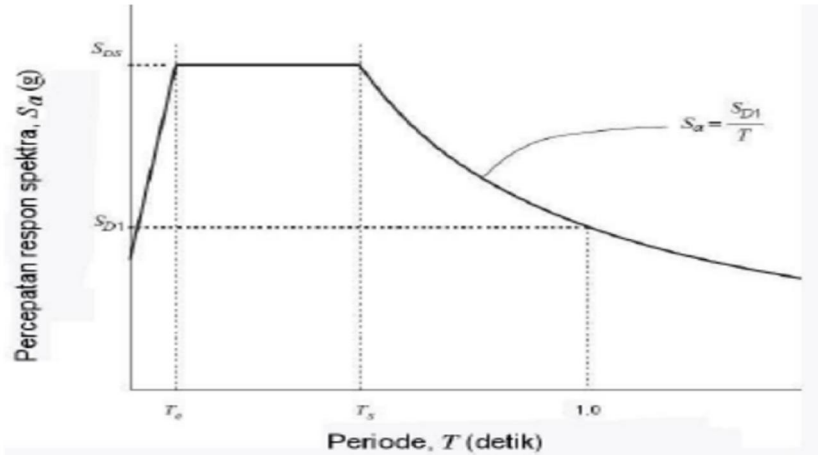
$$S_a = S_{DS}\,(0.4 + 0.6\,\frac{T}{To}) \qquad (3.4\text{-}6)$$

2).Untuk periode lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_S, spektrum respons percepatan desain, S_a sama dengan S_{DS}

3). Untuk periode lebih besar dari T_S , spektrum respons percepatan desain, S_a diambil berdasarkan persamaan:

$$Sa = \frac{SD1}{T} \qquad (3.4\text{-}7)$$

Selanjtunya kurva respons spektrum dapat digambarkan sesuai Gambar 3.5.



Gambar 3.5 Spektrum Respon Desain

(Sumber: SNI 1726-2012)

Keterangan:

S_{DS} = parameter respons spektral percepatan desain pada periode pendek

S_{D1} = parameter respons spektral percepatan desain pada periode 1 detik

T = periode getar fundamental struktur

$$T_0 = 0{,}2\,\frac{SD1}{SDS} \qquad (3.4\text{-}8)$$

$$T_S = \frac{SD1}{SDS} \qquad (3.4\text{-}9)$$

g. Geser dasar seismik

Geser dasar seismik (V) dalam arah yang ditetapkan harus sesuai dengan persamaan berikut : (SNI 1726-2012 Pasal 7.8.1)

$$V = Cs.\ Wtot \qquad (3.4\text{-}14)$$

Keterangan:

C_s = koefesien respon seismik

W_{tot} = berat seismik efektif gedung

Pehitungan koefesien respons seismik, Cs harus ditentukan sesuai dengan persemaan berikut : (SNI 1726-2012 Pasal 7.8.1.1)

$$Cs = \frac{SDS}{\frac{R}{Ie}} \qquad (3.4\text{-}15)$$

Keterangan:

S_{DS} = parameter percepatan spektrum respons desain dalam rentang periode pendek

R = faktor modifikasi respons

Ie = faktor keutamaan gempa

Ketentuan :

a. Nilai C_s yang dihitung tidak perlu melebihi hasil persamaan berikut:

$$C_s \text{ (maks)} = \frac{SD1}{T\left(\frac{R}{Ie}\right)} \quad (3.4\text{-}16)$$

Bila nilai T melebihi $C_u.Ta$ maka $C_u.Ta$ harus digunakan pengganti dari nilai T. Nilai C_u dapat dilihat pada Tabel 3.7.

Tabel 3.7 Koefesien C_u

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, S_{D1}	Koefisien C_u
≥ 0,4	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
≤ 0,1	1,7

Sumber: SNI 1726-2012

h. Torsi Bangunan

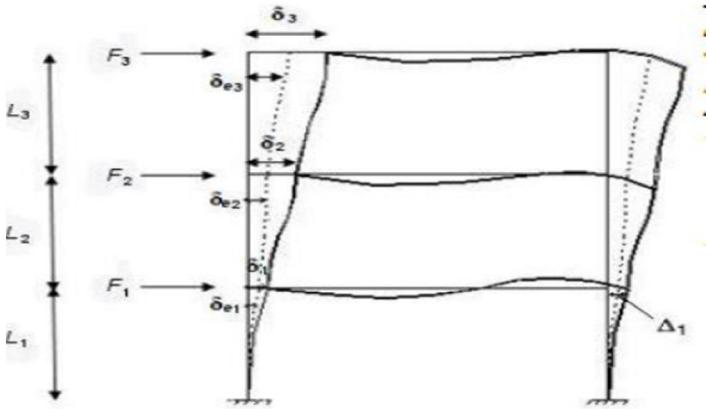
Ketidakberaturan torsi terjadi bila simpangan antar tingkat pada ujung suatu bangunan lebih besar dari 1,2 kali simpangan rata-rata pada dua ujung bangunan. Ketidak beraturan torsi ekstrem terjadi bila rasio dari simpangan antar tingkat lebih besar dari 1.4. ketidakberaturan torsi dapat juga ditentukan dengan menghitung faktor pembesaran torsi Ax dengan rumus berikut:

$$Ax = \left(\frac{\delta max}{1.2\ x\ \delta\ avg}\right)^2 \quad (3.4\text{-}17)$$

$$\boldsymbol{\delta}\text{avg} = \frac{\delta \max + \delta\ min}{2} \quad (3.4\text{-}18)$$

3.5 SIMPANGAN ANTAR LANTAI

Nilai untuk masing-masing parameter yang ditinjau, yang dihitung untuk berbagai ragam harus dikombinasikan. (SNI 1726 Pasal 7.9.2). Simpangan antar lantai dapat ditentukan seperti Gambar 3.6.



Gambar 3.6 Penentuan Simpangan Antar Lantai

(Sumber: SNI 1726-2012)

Penentuan simpangan simpangan antar lantai:

1) Tingkat 1

$\delta_1 = C_d . \delta_{e1} / IE$ (3.5-1)

$\Delta_1 = \delta_1 \leq \Delta a$ (3.5-2)

Keterangan

F_1 = gaya gempa desain tingkat kekuatan

C_d = faktor pembesaran defleksi

I_E = faktor keutamaan gempa

δ_{e1} = perpindahan elastis yang dihitung akibat gaya gempa desain tingkat kekuatan

δ_1 = perpindahan elastis yang dihitung akibat gaya gempa desain tingkat kekuatan

Δ_1 = simpangan antar lantai

Δ_1/Li = rasio simpangan antar lantai

Δ_a = ditentukan oleh Tabel 3.8.

Nilai ijin untuk simpangan antar lantai dapat diambil sesuai Tabel 3.8.

Tabel 3.8 Simpangan Antar Lantai Ijin Δa

Struktur	Kategori risiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar lantai tingkat.	$0{,}025h_{sx}$ [c]	$0{,}020\,h_{sx}$	$0{,}015\,h_{sx}$
Struktur dinding geser kantilever batu bata[d]	$0{,}010\,h_{sx}$	$0{,}010\,h_{sx}$	$0{,}010\,h_{sx}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	$0{,}007\,h_{sx}$	$0{,}007\,h_{sx}$	$0{,}007\,h_{sx}$
Semua struktur lainnya	$0{,}020\,h_{sx}$	$0{,}015\,h_{sx}$	$0{,}010\,h_{sx}$

Sumber: SNI 1726-2012

Faktor C_d untuk sistem penahan gaya gempa dapat diambil sesuai Tabel 3.9.

Tabel 3.9 Faktor C_d Untuk Sistem Penahan Gaya Gempa

Sistem penahan-gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R[a]	Faktor kuat-lebih sistem, Ω_0[g]	Faktor pembesaran defleksi, C_d[b]	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m)[c]				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D[d]	E[d]	F[e]
24. Dinding rangka ringan dengan panel geser dari semua material lainnya	2½	2½	2½	TB	TB	10	TB	TB
25. Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	8	2½	5	TB	TB	48	48	30
26. Dinding geser pelat baja khusus	7	2	6	TB	TB	48	48	30
C. Sistem rangka pemikul momen								
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5½	TB	TB	48	30	TI
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4½	3	4	TB	TB	10[h,i]	TI[h]	TI[i]
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3½	3	3	TB	TB	TI[h]	TI[h]	TI[i]
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
9. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
10. Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen	6	3	5½	48	48	30	TI	TI
11. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
12. Rangka baja canai dingin pemikul momen khusus dengan pembautan	3½	3[a]	3½	10	10	10	10	10
D. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa yang ditetapkan								
1. Rangka baja dengan bresing eksentris	8	2½	4	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	7	2½	5½	TB	TB	TB	TB	TB
3. Dinding geser beton bertulang khusus	7	2½	5½	TB	TB	TB	TB	TB
4. Dinding geser beton bertulang biasa	6	2½	5	TB	TB	TI	TI	TI
5. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris	8	2½	4	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing konsentris khusus	6	2½	5	TB	TB	TB	TB	TB
7. Dinding geser pelat baja dan beton komposit	7½	2½	6	TB	TB	TB	TB	TB
8. Dinding geser baja dan beton komposit khusus	7	2½	6	TB	TB	TB	TB	TB
9. Dinding geser baja dan beton komposit biasa	6	2½	5	TB	TB	TI	TI	TI

Sumber: SNI 1726-2012

2) Tingkat 2 dan seterusnya

$\delta_2 = C_d . \delta e1 / IE$ = perpindahan yang diperbesar (3.5-3)

$\Delta_2 = (\delta e2 - \delta e1). C_d / IE \leq \Delta a$ (3.5-4)

δe_2 = perpindahan elastis yang dihitung akibat gaya gempadesain tingkat kekuatan

F_2 = gaya gempa desain tingkat kekuatan

3.6 METODE LRFD *(Load And Resistance Factor Design)*

Konsep perencanaan pada baja dan konposit di dasarkan pada SNI 1729-2015 dengan dua metode perencanaan yaitu metode desain kekuatan (DFBK) dan desain kekuatan tegangan izin (DKI). LRFD (*load and resistance factor design*) atau DFBK merupakan metode yang mempromosikan komponen struktur sedemikian sehingga kekuatan desain sama atau melebihi kekuatan perlu komponen akibat aksi kombinasi beban DFBK.

$R_u \leq \Phi R_n$ (3.6-1)

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

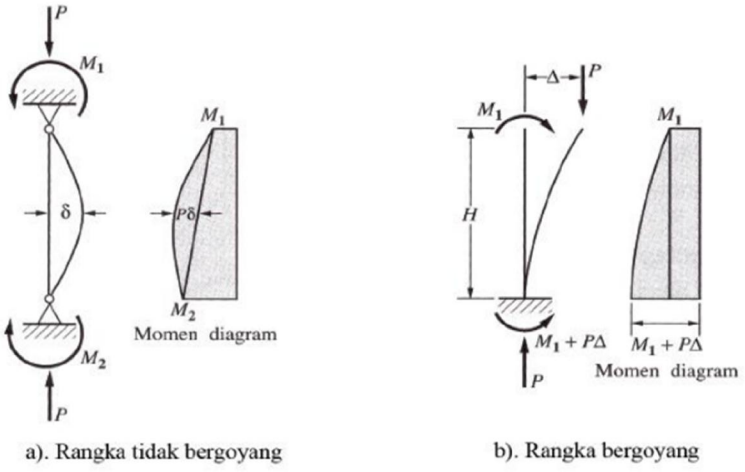
3.7 ANALISIS STRUKTUR

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 agarkekuatan 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 harusditinjau secara keseluruhan, baik sebagai struktur (global)

atau sebagai elemen-elemen penyusunya (lokal). Dalam memperhitungkan stabilitas, perlu dimasukkan juga faktor-faktor yang memperngaruhi yaitu:

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 3.7.



Gambar 3.7 Pengaruh Efek P-Delta

(Sumber: 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 ppengaruh 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:

$$Ni = 0{,}002 . \alpha . Yi \qquad (3.7\text{-}1)$$

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 (Galambos 1998). Faktor reduksi kekakuan, $EI^*=0.8\tau_b EI$ dan $EA^*=0.8E$.

Untuk kondisi, Pr ≤ 0,5 Py , maka

$\tau_b = 1{,}0$ (3.7-2)

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

$$\tau_b = 4\frac{Pr}{Py}\left(1-\frac{Pr}{Py}\right) \quad (3.7\text{-}3)$$

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 2ndorder 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)

3.8 ANALISIS KOMPONEN KOMPOSIT

3.8.1 Pelat Lantai Komposit

Sistem lantai beton bertulang yang bertumpu diatas balok baja profil *I*, umumnya berperilaku sebagai sistem pelat satu arah. Jarak bentang pelat atau *b*, adalah jarak dari as ke as balok-balok saling berjajar yang digunakan sebagai tumpuan pelat tersebut.

Jika pada pelat sayap balok profil *I* dipasang *shear stud* atau *shear connector* sehingga tertanam pada pelat beton bertulang secara memadai, maka pelat beton bagian atas, dan baja profil *I* dibagian bawahnya, dapat bekerja menjadi satu kesatuan menjadi balok komposit. Terhadap momen positif, maka kopel gaya tekan akan dipikul oleh beton dan kopel gaya tarik akan dipikul baja. Pada kondisi seperti itu, semua luas penampang profil baja menerima tegangan tarik, sehingga tidak ada masalah stabilitas. Itu beratri luasan tarik bertambah, adapun tegangan tekan akan diambil alih penampang beton. Sebab itu wajar jika kinerja balok komposit dapat meningkat drastis dibanding kinerja balok biasa (nonkomposit).

Perhitungan kontrol lendutan untuk pelat didapat dari perhitungan:

$$\Delta \quad = \frac{5\ W\ L4}{384\ Es\ Ic} \leq \frac{L}{360} \qquad (3.8\text{-}1)$$

Keterangan:

L = bentang balok,pusat ke pusat tumpuan

W = berat beban berguna

Es = modulus elastisitas pelat *steeldeck* (*canam asia*)

Ic = momen inersia pelat *steeldeck* (*canam asia*)

3.8.2 Lebar Efektif Balok Komposit

Lebar lantai beton yang diperhitungkan dalam perencanaan balok komposit adalah lebar lantai beton yang dapat bekerjasama dengan baja atau disebut juga dengan lebar efektif. Dalam struktur komposit, konsep lebar efektif slab dapat diterapkan sehingga akan memudahkan perencanaan. (Setiawan, 2008).

Lebar efektif pelat beton harus diambil dari jumlah lebar efektif untuk setiap sisi sumbu balok, masing-masing yang tidak melebihi:

1. Untuk gelagar dalam (eksterior)

   a. $b_E = L/4$ (3.8-2)

   b. $b_E = bo$ (3.8-3)

2. Untuk gelagar luar (eksterior)

   a. $b_E = L/8$ + (jarak pusat balok ke tepi pelat) (3.8-4)

   b. $b_E = 0{,}5\ bo$ + (jarak pusat balok ke tepi pelat) (3.8-5)

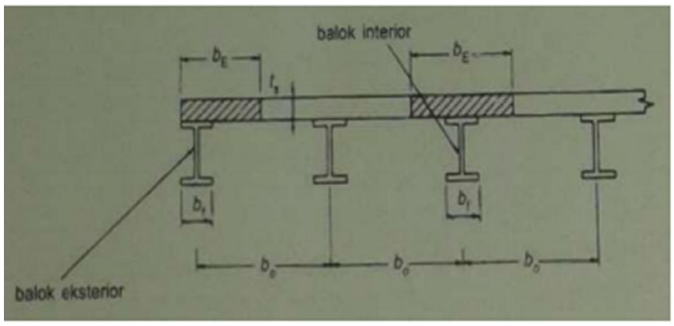
Keterangan:

Lebar efektif yang dipakai dipilih yang kecil

L = bentang balok,pusat ke pusat tumpuan

bo = jarak antar as balok baja

Penjelasan lebar efektif balok komposit dapat dilihat pada Gambar 3.8.



Gambar 3.8 Lebar Efektif Balok Komposit

(Sumber: Setiawan, 2008)

3.8.3 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 $\sqrt{EIfy}$ (3.8-6)

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

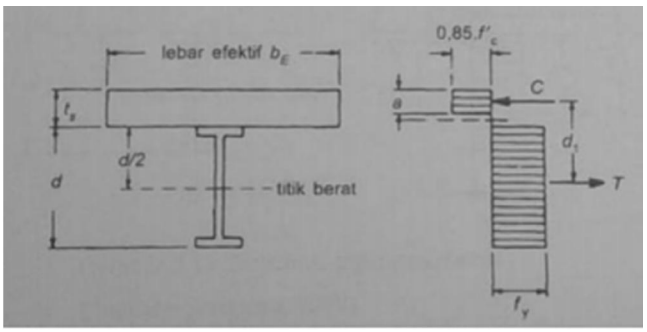
   Φ = 0,9

2. Untuk h/tw > 3,76 $\sqrt{EIfy}$ (3.8-7)

   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 3.9.



Gambar 3.9 Distribusi Tegangan Plastis Pada Pelat Beton

(Sumber: Setiawan, 2008)

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

$C = 0{,}85 . f'c . a . b_E.$ (3.8-8)

Gaya tarik T pada profil baja adalah sebesar:

$T = As . fy$ (3.8-9)

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

$$a = \frac{As\ fy}{0.8\ f'c\ bE}$$ (3.8-10)

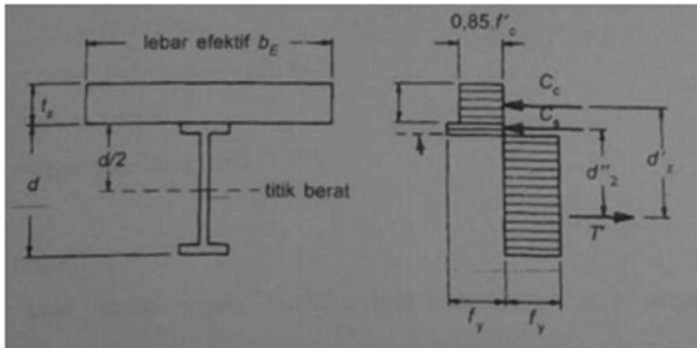
Kuat lentur nominal dapat dihitung dari Gambar 3.10

$Mn = C . d_1$ (3.8-11)

Atau

$Mn = T. d_1 = As . fy. (d/2 + t_s - a/2)$ (3.8-12)

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 3.10.



Gambar 3.10 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)

$C_c = 0{,}85 . f'c . a . b_E$ (3.8-13)

Dari keseimbangan gaya, diperoleh hubungan

$T' = C_c + C_s$ (3.8-14)

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

$T' = As . fy - C_s$ (3.8-15)

Dari 2 persamaan di atas, maka diperoleh:

$$Cs = \frac{As\ fy - Cc}{2} \quad (3.8\text{-}16)$$

Atau dengan mensubsitusikan persamaan pertama, diperoleh bentuk:

$$Cs = \frac{As\ fy - 0.85\ f'c\ be\ ts}{2} \quad (3.8\text{-}17)$$

Kuat lentur nominal diperoleh dengan

$Mn = Cc . d2' + Cs.d2''$ (3.8-18)

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 negative 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:

$Ar \,.\, fyr$ (3.8-19)

$\sum Qn$ (3.8-20)

Gaya tekan nominal maksimum dalam penampang balok baja

$C_{max} = As.fy$ (3.8-21)

Dari persamaan kesetimbangan

$C_s = T_{sr} + T_s$ (3.8-22)

$C_s = Cmax - T_s$ (3.8-23)

Maka diperoleh :

$Ts = \frac{Cmax - Tsr}{2}$ (3.8-24)

Yang mana $T_{sr} = A_{sr}. fy$ (3.8-25)

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

Jarak serat atas pelat sayap ke PNA

$ya = \frac{Ts}{As\ fy}$ (3.8-26)

$ya = \frac{As\frac{d}{2} - bf\ y3\ (d\frac{y3}{2})}{As - (bf\ y3)}$ (3.8-27)

Kuat lentur nominal negatif ditentukan dengan rumus sebagai berikut:

$\Phi b\ Mn = M_{n1} + M_{n2}$ (3.8-28)

Yang mana

$M_{n1} = T_{sr} \,.\, d_{3'} = A_{sr} \,.\, f_{yr}\ (d\text{-}y + Ts - (Ts/2))$ (3.8-29)

$M_{n2} = T_{sr} \,.\, d_3' = \frac{As\ fy\ Asr\ fyr}{As\ fy}(d - y - (\frac{y3}{2}))$ (3.8-30)

3.8.4 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)

$\Phi\ Vn \geq Vu$ (3.8-31)

$0{,}9.\ Vn \geq Vu$ (3.8-32)

$0{,}9.0{,}6.fy.Aw.\ C_v > Vu$ (3.8-33)

Untuk badan komponen struktur profil-I canai panas dengan h/tw ≤ 2,24 $\sqrt{EIfy}$ maka $C_v = 1$

3.8.5 Kontrol Lendutan

Komponen struktur komposit memiliki inersiayang 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, 2016)

Besarnya lendutan yang terjadi pada balokditentukan oleh detail dan maksud pemakaian struktur tersebut. Menurut (Wiryanto 2016) besarnya suatu lendutan dapat ditentukan dengan syarat-syarat berikut.

Kondisi lendutan untuk balok induk:

$$fmax \leq \frac{L}{360} \quad (3.8\text{-}34)$$

3.8.6 Kuat Rencana Kolom Komposit

AISC 360-10 membagi kolom komposit menjadi 2 macam, yaitu kolom baja profil yang dibungkus dengan beton (disebut dengan *Strength Reinforced Concrete Columns* atau *SRC Columns*) dan kolom baja profil berongga yang di dalam nya diisi dengan beton (disebut dengan *Concrete Filled Tube* atau *CFT Columns*). Dalam penulisan tugas akhir ini pembahasan difokuskan pada kolom komposit tipe SRC. Kekuatan dasar kolom komposit tipe *SRC* merupakan gabungan dari kekuatan tekan aksial komponen-komponen material penyusunnya, yaitu baja profil, baja tulangan, dan beton. Untuk komponen struktur komposit terbungkus beton, pembatasan yang berikut harus dipenuhi berdasar SNI 1729-2015 Pasal bagian I2 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

$$\rho sr = \frac{Asr}{Ag} \qquad (3.8\text{-}35)$$

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 profil akibat beban-beban yang diterapkan sebelum pengerasan beton.

3.8.7 Kekuatan Tekan Kolom Komposit

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 $Pn = Pno\ (0.658^{\frac{Pno}{Pe}})$ (3.8-36)
2. Untuk, $\frac{Pno}{Pe} > 2{,}25$, maka $Pn = 0{,}877\ Pe$ (3.8-37)

Keterangan:

$Pno = fy.As + fysr.Asr + 0{,}85.f'c.Ac$ (3.8-38)

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 ($N\text{-}mm^2$)

$= Es.Is + 0{,}5.Es.Isr + C1.Ec.Ic$ (3.8-39)

C_1 = koefesien untukperhitungan kekauan dari suatu komponen struktur tekan

komposit terbungkus beton $= 0{,}1 + 2\left(\frac{As}{Ac+As}\right) \leq 0{,}3$ (3.8-40)

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).

3.8.8 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:

$Pn = fy.As + fysr.Asr$ (3.8-41)

dengan $\Phi t = 0{,}9$

3.8.9 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:

Untuk $\frac{Pr}{Pc} \geq 0{,}2$, maka $\frac{Pr}{Pc} + \frac{8}{9}\left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy}\right) \leq 1{,}0$ (3.8-42)

Untuk $\frac{Pr}{Pc} < 0{,}2$, maka $\frac{Pr}{2Pc} + \frac{8}{9}\left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy}\right) \leq 1{,}0$ (3.8-43)

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:

   λ = b/t dan λr = 0,56 $\sqrt{E\ I\ fy}$ (3.8-44)

2) Untuk struktur yang menahan lentur maka:

   Web

   λ=h/tw (3.8-45)

   λp = 3,76 $\sqrt{\frac{E}{fy}}$ (3.8-46)

   λr = 5.7 $\sqrt{\frac{E}{fy}}$ (3.8-47)

   Flens

   $\lambda = \frac{0.5\ b}{t}$ (3.8-48)

   λq= 0,38. $\sqrt{\frac{E}{fy}}$ (3.8-49)

   λs= 1,0. $\sqrt{\frac{E}{fy}}$ (3.8-50)

Keterangan :

λ = rasio tebal terhadap lebar

3.8.10 Sambungan

1. Sambungan baut

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

   $R_n = F_n . A_b$ (3.8-51)

   Dengan Φ = 0,75

   Keterangan:

   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 3.10.

Tabel 3.10 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

$$R_n = 1{,}2.l_c.t.F_u \leq 2{,}4.d.t.F_u \qquad (3.8\text{-}52)$$

Bila deformasi dilubang baut diperhitungkan

$$R_n = 1{,}5.l_c.t.F_u \leq 3{,}0.d.t.Fu \qquad (3.8\text{-}53)$$

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:

$$Rn = 1{,}0.lc.t.F_u \leq 2{,}0.d.t.F_u \quad . \qquad (3.8\text{-}54)$$

Tahanan nominal yang diambil adalah yang terkecil

$$\text{Jumlah baut, } n = V_u/\ \Phi R_n \qquad (3.8\text{-}55)$$

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)

Kontrol jarakbaut:

Jarak tepi minimum dari pusat lubang standar ke tepi dari bagian yang disambung

Jarak tepi maksimum : 12 tp atau 150 mm

Jarak minimum antar baut : 3d

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 3.11.

Tabel 3.11 Jarak Baut

Diameter Baut (mm)	Jarak Tepi Minimum
16	22
20	26
22	28
24	30
27	34
30	38
36	46
Di atas 36	1,25*d*

[a] Jika diperlukan, jarak tepi terkecil diizinkan asalkan ketentuan yang sesuai Pasal J3.10 dan J4 dipenuhi, tetapi jarak tepi yang kurang dari satu diameter baut tidak diizinkan tanpa persetujuan dari *Insinyur yang memiliki izin bekerja sebagai perencana*.
[b] Untuk ukuran-berlebih atau lubang-lubang slot, lihat Tabel J3.5M.

Sumber: SNI 1729-2015

2. Sambungan las

Kuat rencana logam las (per-mm panjang)

ΦR_n = 0,75. $F_{nw} A_{we}$ (3.8-56)

= 0,75 x 0,6x fuw x A_{we}

Kuat rencana logam dasar (per-mm panjang)

ΦR_n = 0,75. $F_{nBM} A_{BM}$. (3.8-57)

= 0,75 x 0,6 x fu 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 3.12

Tabel 3.12 Ukuran Minimum Las Sudut

Ketebalan material bagian paling tipis, t (mm)	Tebal minimum las sudut, a (mm)
tw ≤ 6	3
6 ≥ tw ≤ 13	5
13 ≥ tw ≤ 19	6
tw ≥ 19	8

Sumber: SNI 1729-2015

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

a. Untuk ketebalan sepanjang tepi material tw ≤ 6 mm, diambil a ≤ tw

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

3.8.11 Penghubung Geser Balok

Supaya sebuah gelagar baja dan lempeng beton dapat bertingkah laku sebagai satu kesatuan, kedua material harus disambung sedenikian antara yang satu dengan yang lainnya sehingga geseran longitudinal bisa disalurkan di antara keduanya. Apabila gelagar baja dibungkus sepenuhnya dengan lempengan beton, maka tidak perlu dipakai alat penyambung mekanis, karena geseran longitudinal bisa disalurkan sepenuhnya oleh ikatan antara baja dan beton. Apabila gelagar baja tidak dibungkus sepenuhnya maka perlu dipakai shear connector mekanis.

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)

Untuk komposit yang bekerja menahan momen lentur positif, gaya geser horisontal total antara titik momen nol harus diambil nilai terkecil dari: (Setiawan, 2008)

$0{,}85 \,.\, f'c \,.\, Ac$ (3.8-58)

$As \,.\, fy$ (3.8-59)

ΣQn (3.8-60)

1. Kuat geser stud (SNI 1729-2015 Pasal bagian I8.2a)

Kuat geser nominal (Qn) untuk satu stud baja yang tertanam dalam pelat beton adalah:

$Qn = 0{,}5 \,.\, Asc \,.\sqrt{f'dFd} \leq Rg.Rp.Asa.fu$ (3.8-61)

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

Diameter stud maksimal adalah 2,5 kali ketebalan logam dasar untuk yang dilas kecuali dilas untuk sayap secara langsung melalui badan.

Jumlah penghubung geser yang diperlukan pada daerah yang dibatasi oleh titik momen lentur maksimum, positif atau negatif dan momen nol yang berdekatan adalah sama dengan gaya geser horizontal total Vh yang bekerja dibagi dengan kuat nominal satu sambungan

geser Qn

$$N = \frac{Vh}{Qn} \quad (3.8\text{-}62)$$

BAB IV

METODE PERENCANAAN

Gedung ini direncanakan ulang menggunakan Komposit Baja-Beton. Pada bab ini akan dijelaskan tentang tahapan-tahapan perencanaan sampai dengan hasil penelitian didapatkan.

4.1 DATA STRUKTUR

Data yang diperlukan untuk perencanaan struktur adalah sebagai berikut :

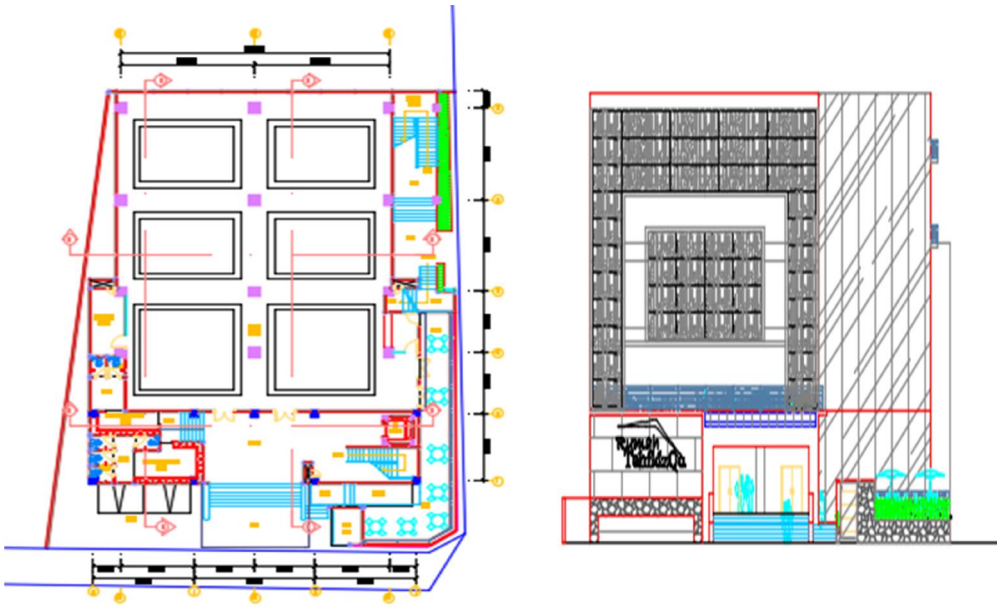
1. Data umum bangunan (kondisi Awal)
   a. Nama Gedung : Gedung Rumah Tahfidz Quran
   b. Lokasi : Jln Deresan 3 No. 24, Catur Tunggal, Depok, Sleman
   c. Fungsi : Asrama dan Fasilitas Pendidikan
   d. Tinggi Bangunan: 19.04 m (5 Lantai)
   e. Struktur Utama : Struktur beton bertulang
2. Data Bahan
   a. fy tulangan = 400 MPa
   b. fy baja = 240 MPa
   c. f'c = 25 MPa
   d. E = 200000 MPa

4.2 PERHITUNGAN STRUKTUR

Pada Tugas Akhir ini peraturan yang digunakan mengacu pada SNI 1727-2013 tentang beban minimum untuk perancangan gedung dan SNI 1726-2012 tentang tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk bangunan gedung serta SNI 1729-2015 tentang tata cara perencanaan struktur baja.

4.3 DENAH DAN GAMBAR BANGUNAN

Rumah Tahfidz Quran terletak didaerah deresan, Yogyakarta. Pada perencanaan denah dan tampak dapat dilihat pada Gambar 4.1



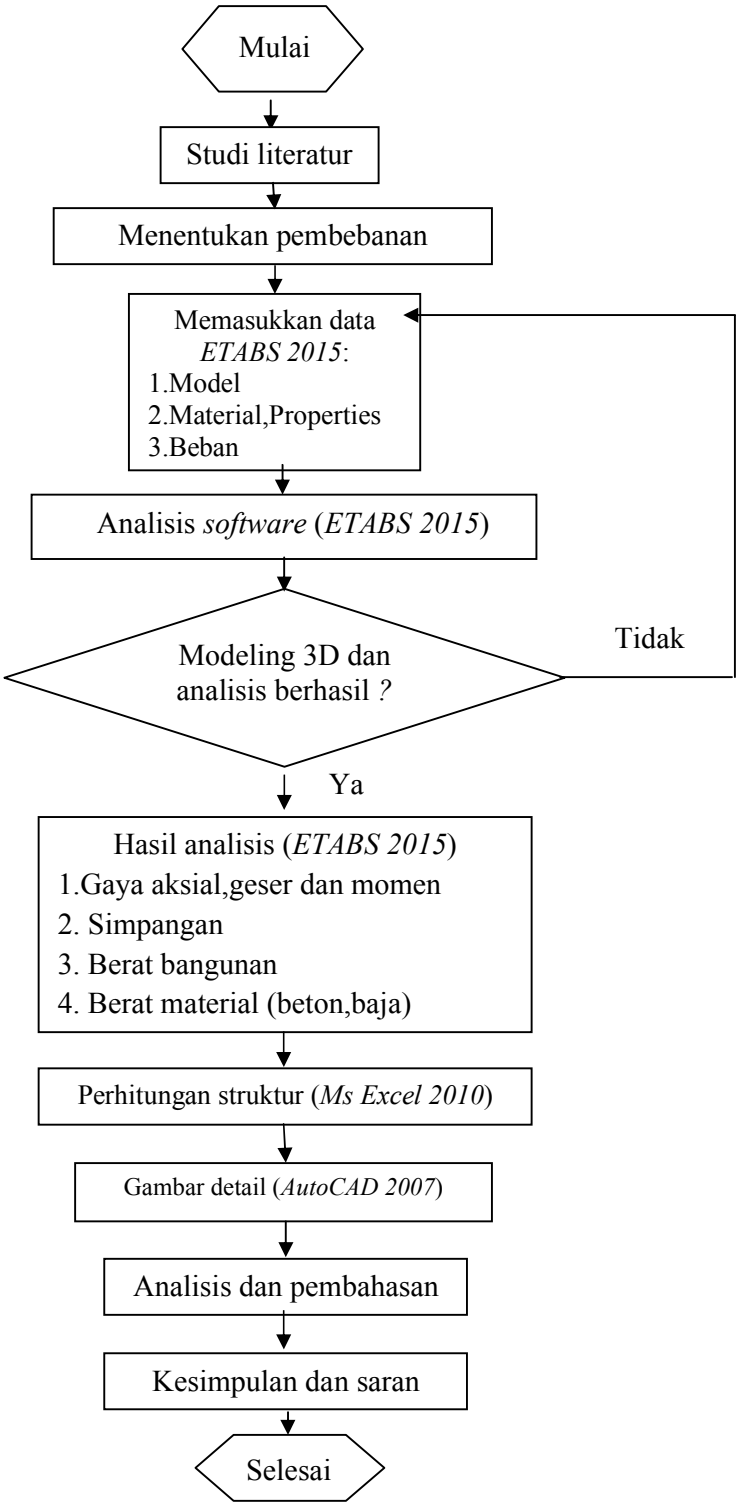
(a) (b)

Gambar 4.1 Denah (a) dan Tampak Depan Bangunan (b)

(Sumber: Analisis Data, 2016)

4.4 ANALISIS PERENCANAAN

Untuk mempermudah analisis struktur, maka diperlukan alat bantu berupa *software computer*. Adapun *sofware computer* yang digunakan adalah ETABS 2015. Adapun tahap-tahap penulisan tugas akhir dapat dilihat pada Gambar 4.2.



Gambar 4.2 Flowchart Tugas Akhir

(Sumber: Analisis Data, 2016)

4.5 JADWAL PENYELESAIAN TUGAS AKHIR

Pelaksana penelitian tugas akhir ini adalah mahasiswa Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia, sebagai berikut :

Nama : Hendro Priyono

No. Mhs : 12511386

Jadwal penelitian ini dapat disusun seperti Tabel 4.1

Tabel 4.1 Jadwal Penyelesaian Tugas Akhir

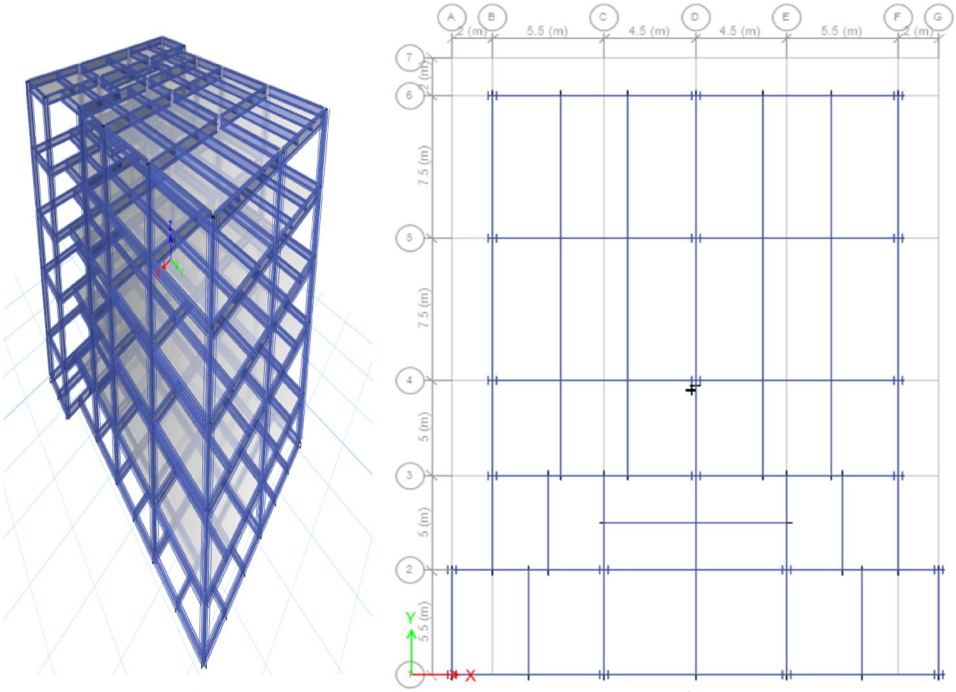
Bulan ke				MEI				JUNI				JULI				AGUSTUS				SEPTEMBER				OKTOBER				NOVEMBER				DESEMBER				JANUARI			
Minggu ke				1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
KEGIATAN	Durasi (Jam)		Bobot																																				
PERSIAPAN																																							
Pencarian Literatur	4		2.857	1.4	1.4																																		
Pemikiran Penelitian	2		1.429		0.7	0.7																																	
Survei Lokasi Penelitian	4		2.857			1.4	1.4																																
PENGUMPULAN DATA			0																																				
Pengambilan data	2		1.429					0.7	0.7																														
ANALISIS dan PEMBAHASAN			0																																				
Prelimernary Design	11		7.857							2.0	2.0	2.0	2.0																										
Perhitungan Pembebanan	13		9.286											2.3	2.3	2.3	2.3																						
Analisis Pembebanan	24		17.14														2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4															
Perancangan Elemen Struktrural	9		6.429																					2.1	2.1	2.1													
Pemodelan Struktur Beton Bertulang dan Analisis	6		4.286																									2.1	2.1										
Komparasi Respon Struktur Antara Komposit Baja-Beton den	8		5.714																											1.9	1.9	1.9							
Pembahasan dan Kesimpulan BAB 6	4		2.857																														1.4	1.4					
PENYUSUNAN LAPORAN			0																																				
Laporan Sementara	12		8.571																															4.3	4.3				
Revisi Laporan	2		1.429																																1.4				
LANGKAH - LANGKAH AKHIR			0																																				
Pendaftaran Sidang	1		0.714																																	0.7			
Sidang	2		1.429																																		1.4		
Pendaftaran Kolokium	1		0.714																																	0.7			
KOLOKIUM	3		2.143																																		2.1		
Pendaftaran Pendadaran	1		0.714																																		0.7		
Pendadaran	2		1.429																																				1.4
JUMLAH	140		100																																				
PROGRES MINGGUAN				7.14				5.4				8.6				9.5				9.8				8.9				8.1				14				7.1			
PROGRES KUMULATIF				7.14				13				21				31				40				49				57				71				79			

Sumber: Analisis Data (2016)

BAB V
ANALISIS, HASIL, DAN PEMBAHASAN

5.1 PEMBEBANAN PADA STRUKTUR

Gedung direncanakan ulang menggunakan struktur komposit baja beton yang terdiri dari 5 Lantai dan dimodelkan juga dianalisis menggunakan bantuan software ETABS 2015. Denah bangunan dapat dilihat pada Gambar 5.1.



(a) (b)

Gambar 5.1 3D Bangunan (a) Denah Bangunan (b)
(Sumber: Analisis Data, 2017)

Dari bangunan yang dimodelkan maka didapat berat struktur bangunan dari hasil keluaran ETABS 2015, lalu 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 5.1.

Tabel 5.1 Berat Struktur Gedung

Lantai	Berat (kN)
5	2346.613
4	2820.648
3	2820.648
2	2915.912
1	3781.540

Sumber: Analisis Data (2017)

5.1.1 Beban Mati

Berdasarkan peraturan pembebanan Indonesia untuk gedung tahun 1987, berat beban mati diatur sebagai berikut:

Berat *Steeldeck* (*canam asia*) dan beton = 2.44 kN/m^2

Berat spesi = 19.13 kN/m^3

Berat pasir progo = 25.30 kN/m^3

Berat keramik = 0.172 kN/m^2

Berat plafond = 0.108 kN/m^2

Berat penggantung langit-langit = 0.069 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 merupakan *steeldeck Canam Asia*, dengan beban mati sebagai berikut:

1. Beban mati pelat lantai pada ETABS
   a. Beton bertulang = 23.544 kN/m^3
   b. *Steeldeck* = 0.083 kN/m^2
2. Beban mati tambahan pada pelat lantai

a. Keramik = 0.171 kN/m^2

b. Spesi = 0.02 x 19.129 = 0.382 kN/m^2

c. Plafon / langit-langit = 0.107 kN/m^2

d. Penggantung langit-langit (Kayu) = 0.068 kN/m^2

e. Pasir progo = 0.03 x 25.30 = 0.759 kN/m^2

f. Intalasi = 0.245 kN/m^2

Q_D= 1.735 kN/m^2

5.1.1.2 Beban Mati Pada Plat Atap

Pelat lantai merupakan steeldeck Canam Asia, dengan beban mati sebagai berikut:

1. Beban mati pelat lantai pada ETABS

a. Beton bertulang = 23.54 kN/m^3

b. *Steel Deck* = 0.083 kN/m^2

2. Beban mati tambahan pada pelat lantai

a. Plafon / langit-langit = 0.107 kN/m^2

b. Penggantung langit-langit = 0.068 kN/m^2

c. Intalasi = 0.245 kN/m^2

d. Lapisan kedap air = 0.025 x 18.285 = 0.457 kN/m^2

Q_D = 0.878 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 1 = 4.6 m

H Lantai 2-5 = 3.78 m

h Balok min = 0.3 m

H Tembok L 1= *H* Lantai - *h* Balok min

= 4.6 – 0.3

= 4.3 m

H Tembok L 2-5= *H* Lantai - *h* Balok min

= 3.78 – 0.3

= 3.48 m

b Tembok = 0.15 m

Berat dinding = 1.96 kN/m^2

Q_D L1 = *H* Tembok *L*1 x b Tembok x BJ Dinding

= 4.3 x 0.15 x 1.96

= 1.264 kN/m

Q_DL2-5 = *H* Tembok *L*2-5 x b Tembok x BJ Dinding

= 3.48 x 0.15 x 1.96

= 1.023 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 pertemuan = 4.79 kN/m^2

Ruang makan dan restoran = 4.79 kN/m^2

Ruang hunian = 4.79 kN/m^2

Gudang = 6 kN/m^2

Koridor lantai pertama = 4.79 kN/m^2

Koridor diatas lantai pertama = 3.757 kN/m^2

Beban pekerja pelat lantai = 0.981 kN/m^2

Beban beban akan dimasukkan pada ETABS dengan Q_L sesuai fungsi tiap lantai yang tertera diatas.

5.1.3 Beban Tangga

Berdasarkan SNI 1727 2013 Pasal 4.5 tentang pembebanan pada tanggga, maka besaran nilai beban ditentukan sebgai 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/m2

5.1.5 Beban Angin

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

1. Kecepatan angin dasar

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 5.2.

Tabel 5.2 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 5.2 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 1726 2012 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 1726-2012 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 5.3.

Tabel 5.3 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 2015 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 diterapkan di semua titik joint perlantai.

$Ni = 0.002\ \sigma\ Yi$

Ket :

Ni = beban notional di level i

Yi = beban gravitasi di level i hasil kombinasi LRFD

σ = 1 (untuk kombinasi LRFD)

Berikut perhitungan beban notional untuk lantai 1:

1. Beban gravitasi

   a.Beban mati BJ (kN/m^3) *h* (m) Lantai (m^2)

   Spesi = 19.130 x 0.02 x 632 = 241.796 kN

   Pasir = 25.300 x 0.03 x 632 = 479.688 kN

   Plafond = 0.108 x 632 = 68.199 kN

   Keramik = 0.172 x 632 = 108.498 kN

   Instalasi = 0.245 x 632 = 154.998 kN

   Dinding = 1.96 x 4.6 x 205 = 1848.280 kN

Berat struktur (kolom,balok,pelat) = 3781.540 kN

= 6683 kN

b.Beban hidup BJ (kN/m^3) Lantai (m^2)

Koridor lantai pertama = 4.79 x 500 = 2395 kN

Gudang = 6 x 13.125 = 78.75 kN

R.pertemuan = 4.79 x 49.5 = 237.105 kN

=2710.855 kN

Q_u = 1.2 D + 1.6 L

= 1.2 x 6683 + 1.6 x 2710.855

= 12356.968 kN

Yi arah x (tiap joint) = Q_u/ n Joint Lantai 1

= 12356.968/ 20 = 617.848 kN

Yi arah y (tiap joint) = Q_u/ n Joint Lantai 1

= 12356.968/ 20 = 617.848 kN

Jadi

Ni arah x = 0.002 x σ x *Yi* arah x

= 0.002 x 1 x 617.848

= 1.236 kN

Ni arah y = 0.002 x σ x *Yi* arah y

= 0.002 x 1 x 617.848

= 1.236 kN

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

Tabel 5.4 Nilai Beban Notional Tiap Level

Level	Ni (kN)	
	Arah x	Arah y
1	1.236	1.236
2	1.087	1.087
3	1.067	1.067
4	1.054	1.054
5	0.995	0.995

Sumber: Data Analisis (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.

$EI = 0.8\ \tau_b\ EI$ untuk kekakuan aksial

$EA = 0.8\ EA$ untuk kekakuan lentur, dengan syarat:

1. Jika , $\frac{\sigma Pr}{Py} \leq 0.5$ maka $\tau b = 1$
2. 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 = 3095063.8 N

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

= (240 x 15740) + (400 x 1520.531) + (25 x 307739.469)

= 12079299.067 N

σ = 1 (LRFD)

$= \frac{\sigma Pr}{Py} = \frac{1x3095063.8}{12079299.07}$

$= 0.256 \leq 0.5$

maka, Kondisi 1

$\tau_b = 1$

$EI = 0.8\ \tau_b\ EI$

$= 0.8\ 1\ EI$

$= 0.8\ EI$

$EA = 0.8\ EA$

$= 0.8\ EA$

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
K3	0.8	0.8

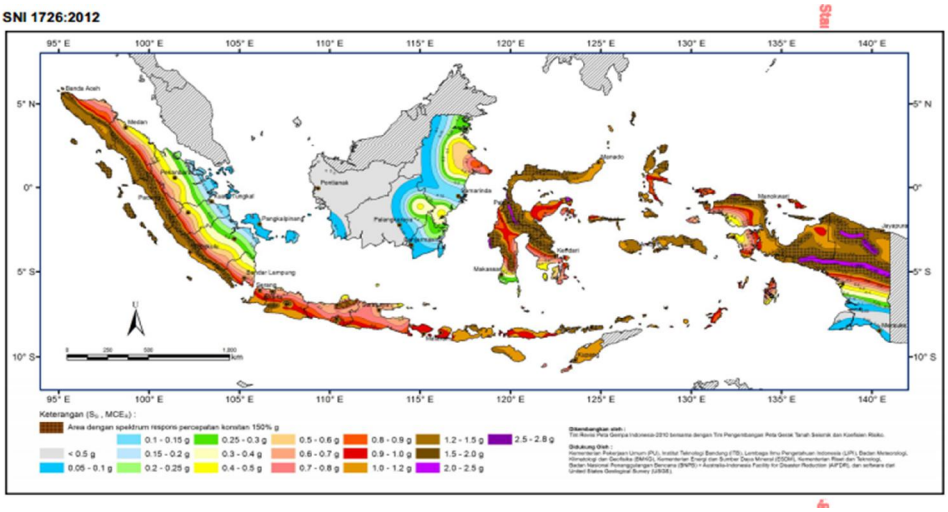
Sumber: Data Analisis (2017)

5.1.8 Beban Gempa

Perhitungan beban gempa menggunakan statik ekuivalen dengan fungsi gedung fasilitas asrama dan pendidikan berlokasi di Yogyakarta dengan jenis tanah sedang. Dengan memasukkan koordinat lintang dan bujur pada situs puskim desain spektra serta berdasarkan ketentuan SNI 1726-2012 dengan perhitungan sebagai berikut.

1.Menentukan parameter percepatan batuan dasar

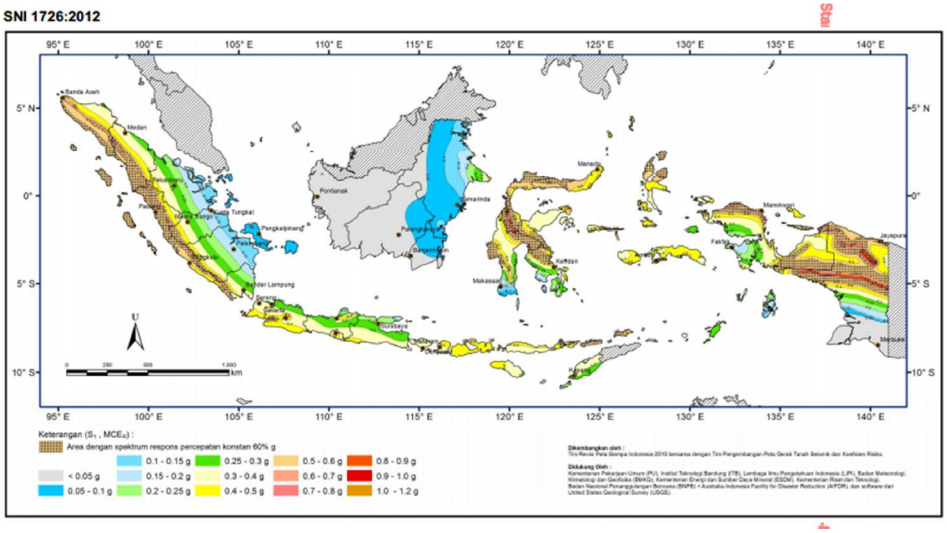
Nilai S_s dapat dihitung berdasarkan nilai g yang dapat dilihat pada Gambar 5.2.



Gambar 5.2 Peta Percepatan Perioda 0.2 Detik (S_s)

(Sumber: SNI 1726-2012)

Nilai S_1 dapat dihitung berdasarkan nilai g yang dilihat pada Gambar 5.3.



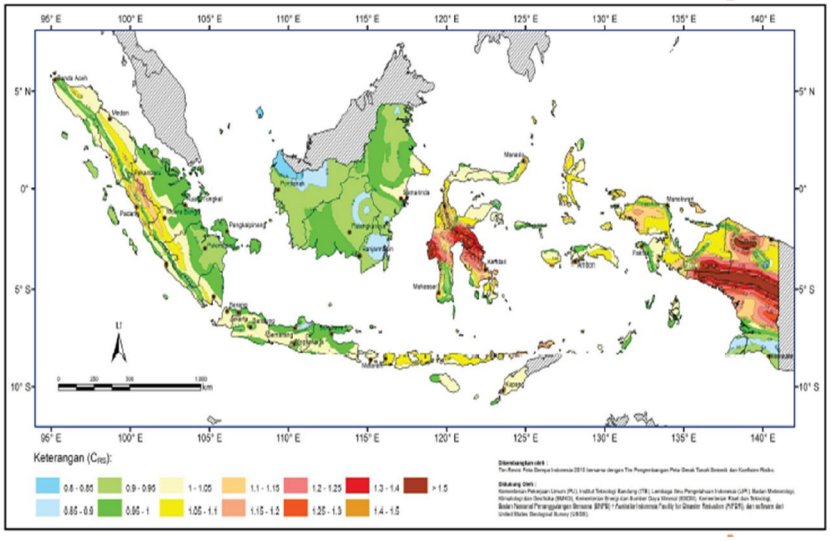
Gambar 5.3 Peta Percepatan Perioda 1.0 Detik (S_1)

(Sumber: SNI 1726-2012)

Dari Gambar 5.2 dan Gambar 5.3 maka dapat diambil nilai S_s = 1.163 g dan S_1 = 0.43 g

2. Menentukan Koefesien terpetakan, *Crs* dan *Cr1*

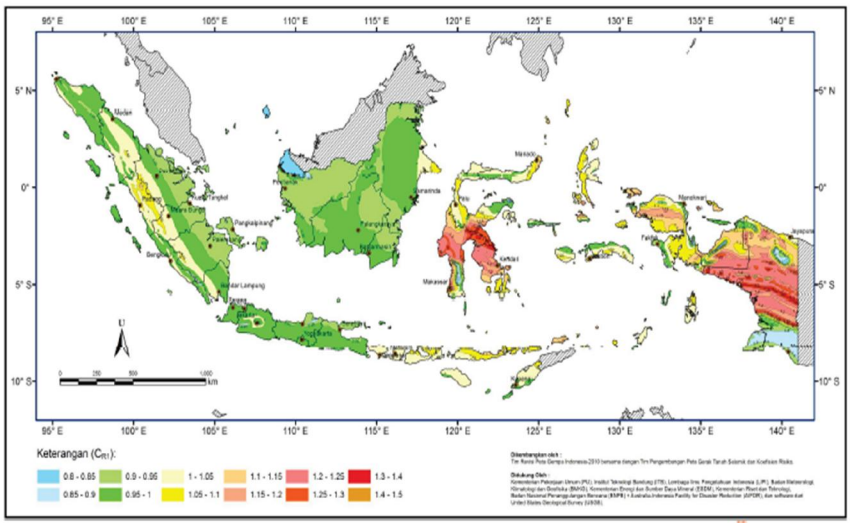
Nilai *Crs* dapat dihitung berdasarkan nilai g yang dapat dilihat pada Gambar 5.4.



Gambar 5.4. Peta *Crs*

(Sumber: SNI 1726-2012)

Nilai *Cr1* dapat dihitung berdasarkan nilai g yang dapat dilihat pada Gambar 5.5



Gambar 5.5 Peta *Cr1*

(Sumber: SNI 1726-2012)

Dari Gambar 5.4 dan Gambar 5.5 maka dapat diambil nilai $Crs = 1$ dan $Cr1 = 1$

3.Menentukan Koefisien situs

F_a adalah faktor amplifikasi periode pendek 0.2 detik. Didapat dengan melihat Tabel 5.6.

Tabel 5.6 Faktor Amplifikasi Untuk Periode Pendek (F_a)

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada perioda pendek, T=0,2 detik, S_s				
	$S_s \leq 0{,}25$	$S_s = 0{,}5$	$S_s = 0{,}75$	$S_s = 1{,}0$	$S_s \geq 1{,}25$
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
SF	SS[b]				

Sumber: SNI 1726-2012

F_v adalah faktor amplifikasi periode 1 detik. Didapat dengan melihat Tabel 5.7.

Tabel 5.7 Faktor Amplifikasi Untuk Periode 1 Detik (F_v)

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan pada perioda 1 detik, S_1				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS[b]				

Sumber: SNI 1726-2012

Dari Tabel 5.6 dan Tabel 5.7 dan jenis tanah sedang (SD) maka dapat diambil nilai F_a = 1.035 dan F_v = 1.57

4.Perhitungan parameter spektrum untuk periode pendek (Sms) dan periode 1 detik (Sm1)

$S_{MS} = F_a.S_s$

= 1.035 x 1.163

= 1.203

$S_1 = F_v.S_1$

= 1.57 x 0.43

= 0.675

5.Perhitungan parameter spektrum untuk periode pendek (S_{DS}) dan periode 1 detik (S_{D1})

$S_{DS} = 2/3.S_{MS}$

= 2/3 x 1.203

= 0.802

$S_{D1} = 2/3.S_1$

= 2/3 x0.675

= 0.450

6.Perhitungan periode fundamental pendekatan (T_a)

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

Banyak Lantai (n) = 5 Lantai

Tinggi lantai ($h1$) = 3.1 m

Tinggi lantai ($h2$) = 4.6 m

Tinggi lantai ($h3$-5) = 3.78 m

Tinggi total (H) = ($h1$+ $h2$ + ($h3$- $h5$))

= 3.1 + 4.6 + 3.78 + 3.78 + 3.78

= 19.04

C_t = 0.0724 Hal 56 SNI 1726 2012

x = 0.8 Hal 56 SNI 1726 2012

$T_a = C_t.H^x$

$= 0.0724 \times 19.04^{0.8}$

= 0.764 detik

b. Periode fundamental computed hasil analisis ETABS (T_c)

Dari hasil analisis komputer didapat nilai T_c = 1.057. Karena nilai $T_c > T_a$, maka T_a boleh menggunakan koefesien pengali C_u seperti Tabel 5.8.

Tabel 5.8 Koefisien Batas Atas Pada Periode Yang Dihitung

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, S_{D1}	Koefisien C_u
≥ 0,4	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
≤ 0,1	1,7

Sumber: SNI 1726-2012

Didapat nilai C_u = 1.4 maka $T_a.C_u$ = 0.764 x 1.4 = 1.070. Untuk menentukan nilai T yang digunakan, maka dapat dilihat keadaan sesuai dengan Tabel 5.9.

Tabel 5.9 Nilai T Periode Struktur

Situation	*Period T to Be Used in Strength Calculations*	*Period T to Be Used in Drift Calculations*
$T_{computed} \leq T_a$	T_a	T_a
$T_a < T_{computed} < C_u T_a$	$T_{computed}$	$T_{computed}$
$T_{computed} \geq C_u T_a$	$C_u T_a$	$T_{computed}$

Sumber: SNI 1726-2012

Karena $T_a < T_c < C_u.T_a$ Maka periode getar struktur yang digunakan, $T = 1.057$

7.Penggambaran kurva respon desain

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

$= \frac{0.45}{0.802}$

$= 0.560$

$T_o = 0.2.T_s$

$= 0.2 \times 0.560$

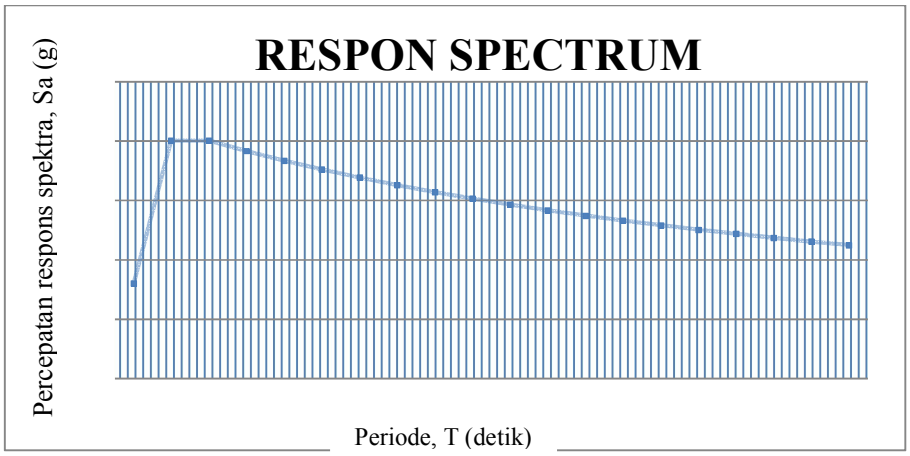
$= 0.112$

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 5.6.



Gambar 5.6 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 5.10.

Tabel 5.10 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 5.11.

Tabel 5.11 Faktor Keutamaan Gempa I_e

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

Sumber: SNI 1726 2012

Berdasarkan Tabel 5.10 dan Tabel 5.11 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 5.12 dan Tabel 5.13.

Tabel 5.12 Parameter Respons Percepatan Periode Pendek

Nilai S_{DS}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0{,}167$	A	A
$0{,}167 \le S_{DS} < 0{,}33$	B	C
$0{,}33 \le S_{DS} < 0{,}50$	C	D
$0{,}50 \le S_{DS}$	D	D

Sumber: SNI 1726 2012

Tabel 5.13 Parameter Respons Percepatan Periode 1 Detik

Nilai S_{D1}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0{,}167$	A	A
$0{,}067 \le S_{D1} < 0{,}133$	B	C
$0{,}133 \le S_{D1} < 0{,}20$	C	D
$0{,}20 \le S_{D1}$	D	D

Sumber: SNI 1726 2012

Berdasarkan Tabel 5.12 dan 5.13 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 9 SNI 1726 2012, 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

T = 1.057 detik

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

= 0.802 x 1.5 / 8

= 0.150

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

= 0.45 x 1.5/ 1.057 x 8

= 0.079

C_S lower bound $V = 0.044.S_{DS}.I$

$= 0.044 \times 0.802 \times 1.5$

$= 0.052$

C_S Menentukan = 0.079

$V = Cs.W$

$= 0.079\ W$

12. Gaya Horizontal Gempa Statik Ekivalen (F_i)

$T = 1.057$ 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 $k = 1.278$

$W_t = 23793.854$ kN

$C_S = 0.079$

$V = C_S.W_t$

$= 0.079 \times 23793.854$

$= 1899.625$ kN.m

Gaya gempa horizontal dapat dilihat sesuai Tabel 5.14.

Tabel 5.14 Gaya Gempa Horizontal

Nama Lantai	*W* (kN)	*H* (m)	*H^k*	*W.H^k*	*CVx*	*Fi* (kN)
5	3673.285	19.040	43.257	158894.466	0.313	593.778
4	4689.147	15.260	32.597	152851.007	0.301	571.194
3	4689.147	11.480	22.654	106225.684	0.209	396.958
2	4785.747	7.700	13.595	65062.106	0.128	243.133
1	5956.529	3.100	4.248	25304.581	0.050	94.562
Total	23793.854			508337.845		1899.625

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:

$U = 1.4\ D + N1$

$U = 1.4\ D + \mathrm{N2}$

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

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

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:

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

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

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:

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

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

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

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

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

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

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

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

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 *Ax*. Berikut tabel hasil perhitungan faktor pembesaran torsi *Ax* pada struktur baja SRPMK, seperti pada Tabel 5.15.

Tabel 5.15 Faktor Pembesaran Torsi *Ax*

Lantai	Arah X (mm)						Keterangan
	δa	δd	δmaks	δrata-rata	1,2δrata-rata	Ax	
5	27.8	23.6	27.8	25.7	30.84	0.813	Tidak ada
4	29.7	20.4	29.7	25.05	30.06	0.976	Tidak ada
3	22.1	15.7	22.1	18.9	22.68	0.950	Tidak ada
2	13.4	9.7	13.4	11.55	13.86	0.935	Tidak ada
1	3.9	3.9	3.9	3.9	4.68	0.694	Tidak ada

Sumber: Analisis Data, (2017)

Berikut tabel hasil perhitungan faktor pembesaran torsi Ay pada struktur baja SRPMK, seperti pada Tabel 5.16.

Tabel 5.16 Faktor Pembesaran Torsi *Ay*

Lantai	Arah Y (mm)						Keterangan
	δa	δb	δmaks	δrata-rata	1,2δrata-rata	Ay	
5	41	44.2	44.2	42.6	51.12	0.748	Tidak ada
4	35.5	38.3	38.3	36.9	44.28	0.748	Tidak ada
3	27.4	29.5	29.5	28.45	34.14	0.747	Tidak ada
2	17	18.3	18.3	17.65	21.18	0.747	Tidak ada
1	3.9	4.2	4.2	4.05	4.86	0.747	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 DATA PADA ETABS

Analisis kekuatan perlu menggunakan software aplikasi ETABS 2015. Input data harus di dasarkan 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= 76.972 kN/m^3

   E= 200000 MPa

   Poisson = 0,3

   fy = 240 MPa

   fu = 370 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= 76.972 kN/m^3

   E= 200000 MPa

   fy = 400 MPa

   fu = 410 MPa

4. Tulangan Sengkang

   W= 76.972 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 5.17.

Tabel 5.17 Data-Data Elemen Balok Pada Analisis ETABS

Nama	Profil
B1	IWF 600x300
B2	IWF 500x300
B3	IWF 450x300

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 (800x600) digambarkan meliputi profil baja IWF 400x400, tulangan longitudinal 4D-25 dan beton normal, dapat dilihat pada Tabel 5.18.

Tabel 5.18 Data-Data Elemen Kolom Komposit Pada Analisis ETABS

Nama	Dimensi (mm)		Profil (mm)	Tul Pokok (mm)
K1	800	600	IWF-400-400	4D-25
K2	650	650	IWF-400-400	4D-25
K3	600	600	IWF-400-400	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 *steeldeck* diasumsikan menerima gaya vertikal akibat beban mati dan hidup, juga menerima gaya horisontal/lateral akibat gempa. Tebal pelat adalah 125 mm dan menggunaka 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 = *Seismic* (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 = *Linear Static*

   Load type = *Load Pattern*

   Load Name = *Ex* (Gempa arah X) ,

   Ey (Gempa arah Y)

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

5.4.5 *Define- Load Combination*

Untuk kombiansi pembebanan cukup memasukkan kombinasi pembebanan Misal $U = 1.2\ D + 1\ Lr \pm 0.3\ (\rho\ Q_{EX} + 0.2\ S_{DS}\ D) \pm 1\ (\rho\ Q_{EY} + 0.2\ S_{DS}\ D) + N1$

Combination type = linear add

5.4.6 *Define-Function*

Untuk beban gempa menggunakan statik ekuivalen pada ETABS dengan memasukkan data *Define Load Pattern – Ex,Ey – Modify Lateral Load (*Gempa Arah *X,Y)-Fx,Fy.* Dengan memasukkan nilai gaya gempa statik ekuivalen pada Tabel 5.19.

Tabel 5.19 Gaya Gempa Statik Ekuivalen

Nama Lantai	*Fi* (kN)
5	593.778
4	571.194
3	396.958
2	243.133
1	94.562

Sumber: Analisis Data, (2017)

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

Pada pilihan Mass Source dipilih kedua massa seperti dijelaskan di atas. Beban hidup boleh direduksi sebesar 0,5 pada kotak *Multiplier* 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. Oleh karena itu pelat didefinisikan sebagai pengaku diafragma dengan memilih semua joint yang terhubung. Dengan adanya sebagai pengaku maka *joint* 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 L1	= 1.264 kN/m
	Q_D Dinding L2-L5	= 1.023 kN/m
Shell Load	= Q_D Plat lantai	= 1.735 kN/m^2
	Plat atap	= 0.878 kN/m^2
	Q_L Ruang kelas	= 1.92 kN/m^2
	Ruang pertemuan	= 4.79 kN/m^2
	Ruang makan dan restoran	= 4.79 kN/m^2
	Ruang hunian	= 4.79 kN/m^2
	Gudang	= 6 kN/m^2
	Koridor lantai pertama	= 4.79 kN/m^2
	Koridor diatas lantai pertama	= 3.757 kN/m^2
	Beban pekerja pelat lantai	= 0.981 kN/m^2
Notiona Load	=Level 1 *Nx* = 1.235 kN	
	Ny = 1.235 kN	
	Level 2 *Nx* =1.086 kN	

Ny =1.086 kN

Level 3 *Nx* =1.066 kN

Ny =1.066 kN

Level 4 *Nx* =1.053 kN

Ny =1.053 kN

Level 5 *Nx* = 0.995 kN

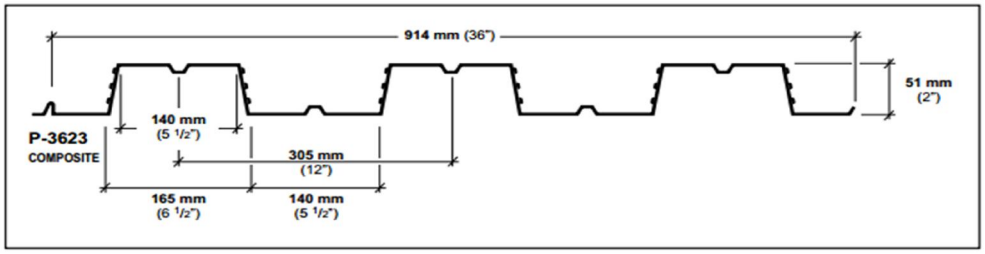
Ny = 0.995 kN

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 *STEELDECK*

Steeldeck direncanakan menggunakan tipe P-3623 *composite* dari *Canam Asia*. *Steeldeck* bertumpu pada balok anak dan mempunyai dimensi dan *properties* seperti pada Gambar 5.7 dan Tabel 5.20.



Gambar 5.7 *Steeldeck P-3623 Composite*

(Sumber: Canam Asia, 2015)

Tabel 5.20 ***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 5.21.

Tabel 5.21 ***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 *h* (m) BJ (kN/m^2)

a. Spesi & keramik 0.05 x 22 = 0.55 kN/m^2

b. Penggantung = 0.069 kN/m^2

c. Plafond = 0.108 kN/m^2

d. Mechanical = 0.245kN/m^2

e. *Steeldeck* dan Beton = 2.44 kN/m^2

Q_d = 3.411 kN/m^2

2.Beban Hidup

a. Beban ruang kelas Q_l = 1.92 kN/m^2

3.Total Beban Terfaktor

a. Beban berguna (Wu) = 1.2 Q_D + 1.6 Q_L

= 1.2 x 3.411 + 1.6 x 1.92

= 7.166 kN/m^2

4.Beban Desain

Beban desain adalah beban yang dapat ditahan oleh *steeldeck* (Untuk bentang 3300 mm , tebal slab 125 mm, dan tebal pelat 0,76 mm Beban desain = 7.47 kN/m^2

Cek kemampuan beban desain terhadap total beban terfaktor

Beban desain = 7.47 kN/m^2 > Total beban terfaktor = 7.166 kN/m^2 OKE

5.5.2 Kontrol Kapasitas Tampang Pelat *Steeldeck*

1.Pembebanan

a.Beban Mati (W_d) = 3.411 kN/m^2

b.Beban Hidup (W_L) = 1.92 kN/m^2

c.Beban Terfaktor (W_u) = 1.2 Wd + 1.6 WL

= 1.2 3.411 + 1.6 1.92

= 7.166 kN/m^2

2.Momen Layanan Terfaktor

a.Momen Tumpuan/Negative (Mu-) = 0.10 $Wu\ L^2$

= 0.1 x 7.166 x 3.300^2

= 7.803 kN.m

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

= 0.08 x 7.166 x 3.300^2

= 6.243 kN.m

c.Gaya Geser Terfaktor (Vu) = 0.50 $Wu\ L$

= 0.50 x 7.166 x 3.300

= 11.824 kN

3.Kontrol Lendutan

Terhadap beban permanen

Beban terfaktor (Wu) = 7.166 kN/m^2

I *composite* = 10.841 1000000 mm^4

$$\Delta = \frac{5\ Wu\ L4}{384\ E\ Ic} \leq \frac{L}{480}$$

$$= \frac{5\ 7.166\ \ 3300}{384\ 200000\ 10841000} \leq \frac{3300}{360}$$

= 5.103 mm ≤ 9.166 mm OKE

5.5.3 Kontrol Kapasitas Momen Pelat *Steeldeck*

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

1. Kontrol Kapasitas Momen Pelat

Beban mati (W_D) : 3.411 kN/m^2

Beban hidup (W_L) : 1.92 kN/m^2

Beban terfaktor (W_U) : 7.166 kN/m^2

Momen tumpuan / negative (*Mu-)*: 7.803 kN.m

Momen lapangan / positif (*Mu*+) : 6.243 kN.m

2.Kapasitas Momen Lapangan (Mu+)

Data-data pelat

Luas (*As*) = 1016 mm^2

Lebar pelat (*b*) = 914 mm

Tinggi efektif (*d*) = 125 mm

Tegangan leleh (*fy*)= 400 MPa

$C = T$

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

$$= \frac{1016\ 400}{0.85\ 25\ 914}$$

$$= \frac{406400}{19422.5}$$

= 20.924 mm

Maka momen nominal

$øMn$ = 0.9 *As fy (d* -$\frac{1}{2}$ *a)*

$øMn$ = 0.9 1016 400 (125 $\frac{1}{2}$ 20.924)

= 41893384.889 N.mm

= 41.893 kN.m

$øMn$ = 41.893 kN.m > Mu+ = 6.243 kN.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 = 7.804 kN.m

Mn = $\frac{Mu}{\emptyset} = \frac{7.804}{0,9}$

= 8.7 kN.m

Rn = $\frac{Mn\ x\ 1000000}{b\ x\ d2}$

$= \frac{8.7\ x\ 1000000}{914\ x\ 1002}$

= 0.949

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

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

= 18,823

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

$$= \frac{1}{18{,}823}\,1 - \sqrt{\left(1\,\frac{2*18{,}823*0.949}{400}\right)}$$

$$= 0{,}00243$$

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

$$= 0{,}00243 \times 914 \times 100$$

$$= 221{,}845 \text{ mm}^2$$

S Perlu $= \frac{0{,}25\ x\ \pi\ x\ d^2 x 1000}{As}$

$$= \frac{0{,}25\ x\ 3{,}141593\ x\ 10\ x\ 1000}{221.845}$$

$$= 354.029$$

S pakai $= 200$ 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 di analisis dapat diketahui kekuatannya, daftar balok-balok tersebut dapat dilihat pada Tabel 5.22.

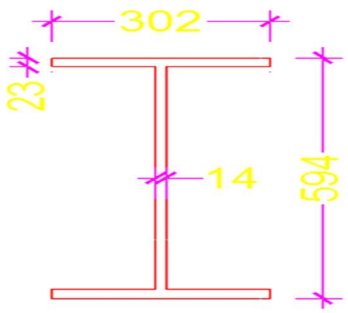
Tabel 5.22 Rekapitulasi Balok Induk *Output* ETABS

Nama	Profil	*Mu* + (kN.m)	*Mu* - (kN.m)	*Vu* + (kN)	*Vu* - (kN)	*f* (mm)	*L* (mm)
B1	*IWF* 600x300	417.795	772.145	348.3772	346.7025	11.5	9600
B2	*IWF* 400x400	212.066	362.8612	207.962	193.9407	8.5	7200
B3	*IWF* 450x300	192.093	237.226	184.437	148.39	5.2	5200

Sumber: Analisis Data (2017)

5.6.1.1 Data Profil

Selanjutnya dilakukan pemeriksaan pada balok B1 menggunakan IWF 600x300. Contoh balok B1 dapat dilihat pada Gambar 5.9.



Gambar 5.9 Profil B1 IWF 600 x 300

(Sumber: Analisis Data, 2017)

Data-data profil

Profil balok = *IWF* 600x300

Mutu baja profil : *fy* = 240 MPa

E = 200.000 MPa

Properties Balok : *W* = 175 kg/m

h = 594 mm

bf = 302 mm

tw = 14 mm

tf = 23 mm

A = 222.4 cm^2 = 22240 mm^2

Ix = 137000 cm^4 = 1370000000 mm^4

Iy = 10600 cm^4 = 106000000 mm^4

ix = 24.9 cm

iy = 6.9 cm

Zx = 4620 cm^3 = 4620000 mm^3

Zy = 701 cm^3 = 701000 mm^3

5.6.1.2 Cek Profil

1.Cek Lendutan Ijin

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

$= \frac{9600}{360}$

= 26.666 mm

Lendutan yang terjadi di ETABS (*Deflections*)

f = 11.5 mm

Syarat =

f = 11.5 mm < f' = 26.666 mm OKE

2.Cek Klasifikasi Profil

a.Sayap

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

$\frac{0.5\ 302}{23} \leq 0.38\sqrt{\frac{200000}{240}}$

6.565 ≤ 10.969, Profil sayap kompak

b. Badan

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

$\frac{594}{14} \leq 3.76\sqrt{\frac{200000}{240}}$

42.428 ≤ 108.541, Profil badan kompak

3.Cek Tekuk Lateral

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

$= \sqrt{\frac{106000000}{22240}}$

= 69.037 mm

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

$= 1.76\ 69.037\ \sqrt{\frac{200000}{240}}$

= 3507.580 mm

$= 3.508$ m

$C = 1$

$ho = h - tf$

$= 594 - 23$

$= 571$ mm

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

$= \frac{106000000\ 571^2}{4}$

$= 8640086500000$ mm^6

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

$= \frac{\sqrt{106000000.8640086500000}}{4620000}$

$= 6550.432$

$rts = 80.934$ mm

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

$= \frac{1}{3}((2x16^3x300)+(10^3x374))$

$= 2971897.333$ mm^4

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

$= 1.95\ 80.934\frac{200000}{0.7\ 240}\sqrt{\frac{2971897.333}{4620000.\ 571}+\sqrt{\left(\frac{2971897.333}{4620000.571}\right)^2+6.76\left(\frac{0.7.240}{200000}\right)^2}}$

$= 11247.97714$ mm

$= 11.247$ m

faktor *Cb* untuk memasukkkan pengaruh bentuk momen antara dua pertambatan lateral

Mmax= Momen Max = 772.145 kN.m

MA = Momen 1/4 Bentang = 264.085 kN.m

MB = Momen 1/2 Bentang = 392.131 kN.m

MC = Momen 3/4 Bentang = 319.643 kN.m

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

$$= \frac{12.5\ 772.145}{2.5\ 772.145 + 3\ 264.085 + 4\ 392.132 + 3\ 319.643}$$

$$= 1.832$$

digunakan jarak pertambatan lateral

Lb = 2.5 m $Lb<Lp$

Kuat lentur maksimum pada batas Plastis (Maksimum)

$Mp = Zx.fy$

= 4620000 x 240

= 1108800000 N.mm

= 1108.849 kN.m

Mu = 772.145 kN.m

$Mn = Mp$

= 1108.849 kN.m

$øMn = øMp$

= 0.9 1108.8

= 997.92 kN.m

Ratio= $\frac{Mu}{øMn}$

= $\frac{772.145}{997.92}$

= 0.773 < 1 OKE

4.Cek Kuat Geser

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

$\frac{594}{14} < 2.24\sqrt{\frac{200000}{240}}$

42.428 < 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 594 x 14 x 1

= 1197504 N

= 1197.504 kN

Vu = 348.3772 kN

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

$$= \frac{348.377}{1197.504}$$

= 0.290 < 1 OKE

Selanjutnya dengan cara yang sama didapatkan hasil perhitungan, dapat dilihat pada Tabel 5.23

Tabel 5.23 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Balok Induk

Nama	Profil	*Mu* Max (kN.m)	ø*Mn* (kN.m)	*Vu* Max (kN)	Ø *Vn* (kN)	*f* (mm)	*f'* (mm)
B1	IWF 600x300	772.145	997.920	348.3772	1197.504	11.5	26.666
		OKE		OKE		OKE	
B2	IWF 400x400	362.861	967.680	207.962	1073.088	8.5	20
		OKE		OKE		OKE	
B3	IWF 450x300	237.226	550.800	184.437	696.960	5.2	14.444
		OKE		OKE		OKE	

Sumber: Analisis Data (2017)

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, daftar balok dapat dilihat pada Tabel 5.24.

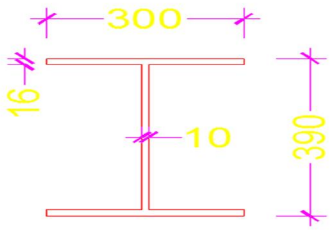
Tabel 5.24 Rekapitulasi Balok Anak Setelah Komposit *Output* ETABS

Nama	Profil	*Mu* + (kN.m)	*Mu* - (kN.m)	*Vu* + (kN)	*Vuy* - (kN)	*f* (mm)	*L* (mm)
Ba-1	*IWF* 400 x 300	302.457	0	162.030	0	6.58	7200
Ba-2	*IWF* 350 x 250	134.052	0	107.241	0	5.43	4500

Sumber: Analisis Data (2017)

5.6.2.1 Data Profil

Selanjutnya dilakukan pemeriksaan pada balok BA-1 menggunakan IWF 400 x 300. Contoh balok BA-1 dapat dilihat pada Gambar 5.10.



Gambar 5.10 Profil BA-1 IWF 400 x 300

(Sumber: Analisis Data, 2017)

Data-data profil

Profil Balok Anak		= *IWF* 400 x 300	
Mutu baja profil :	*fy*	= 240	MPa
	E	= 200.000	MPa
Mutu beton :	*f'c*	= 25	MPa
	t pelat	= 125	mm
	L	= 7200	mm
	beff	= 3000	mm
Properties Balok :	*W*	= 107 kg/m	= 10.907 kN/m
	h	= 390	mm
	bf	= 300	mm
	tw	= 10	mm
	tf	= 16	mm
	A	= 136 cm^2	= 13600 mm^2
	Ix	= 38700 cm^4	= 387000000 mm^4
	Iy	= 7210 cm^4	= 72100000 mm^4
	ix	= 16.9 cm	
	iy	= 7.28 cm	
	Sx	= 1980 cm^3	= 1980000 mm^3
	Sy	= 421 cm^3	= 421000 mm^3

5.6.2.2 Kondisi Balok Anak Sebelum Komposit

1. Beban Mati

Pelat *steeldeck* dan beton = 2.44 kN/m

berat sendiri profil IWF = 10.907 kN/m

Q_d = 13.347 kN/m

2. Kombinasi Beban

Q_u = 1.2 Q_d

= 1.2 x 13.347

= 16.016 kN/m

3.Momen, Gaya Geser, Dan Lendutan Yang Terjadi

a.Gaya Momen

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

= 1/8 x 16.016 x 7.2

= 103.788 kN.m

b.Gaya Geser

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

= ½ x 16.016 x 7.2

= 57.66 kN

c.Lendutan

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

$= \frac{5\ 16.016\ 7200^4}{384\ 200000\ 387000000}$

= 7.241 mm

5.6.2.3 Cek Profil Sebelum Komposit

1.Cek Lendutan Ijin

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

$= \frac{7200}{360}$

= 20 mm

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

$= \frac{5\ 16.016\ 7200^4}{384\ 200000\ 387000000}$

$= 7.241$

Syarat = $f < f'$

f = 7.241 mm < f ' = 20 mm OKE

2.Cek Klasifikasi Profil

a.Sayap

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

$\frac{0.5\ 300}{16} \leq 0.38\sqrt{\frac{200000}{240}}$

9.375 ≤ 10.969 Profil sayap kompak

b. Badan

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

$\frac{390}{10} \leq 3.76\sqrt{\frac{200000}{240}}$

39 ≤ 108.541 Profil badan kompak

3.Cek Tekuk Lateral

$Mn = Mp = Zx.fy$

= 1980000 x 240

= 475200000 N.mm

= 475.200 kN.m

$øMn$ = 0.9 x 475.200

= 427.68 kN.m

Mu Max =103.788 kN.m

Ratio $= \frac{Mu}{øMn}$

$= \frac{103.788}{427.68}$

= 0.242 < 1 OKE

4.Cek Kuat Geser

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

$\frac{390}{10} < 2.24\sqrt{\frac{200000}{240}}$

$39 < 64.663$

$Øv = 1$

$Cv = 1$

Kuat geser nominal pelat badan profil

$øVn = øv\ 0.6\ fy\ Aw\ Cv$

$= 1 \times 0.6 \times 240 \times 390 \times 10 \times 1$

$= 561600$ N

$= 561.6$ kN

$Vu = 57.66$ kN

Ratio= $\frac{Vu}{øVn}$

$= \frac{57.660}{561.6}$

$= 0.102 < 1$ OKE

Dengan cara yang sama diperoleh hasil kuat lentur balok untuk balok balok yang lain, dapat dilihat Tabel 5.25.

Tabel 5.25 Rekapitulasi Kuat Lentur Balok Anak Sebelum Komposit

Nama	Profil	Bentang (mm)	*Mu* Max (kN.m)	ø *Mn* (kN.m)	*Vu* Max (kN.m)	ø *Vn* (kN.m)	*f* (mm)	*f'* (mm)
Ba-1	*IWF* 400 x 300	7200	103.788	427.680	57.660	561.600	7.398	20
			OKE		OKE		OKE	
Ba-2	*IWF* 350 x 250	4500	32.089	276.480	28.524	440.640	1.602	12.5
			OKE		OKE		OKE	

Sumber: Analisis Data (2017)

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

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

$$\frac{0.5\,300}{16} \leq 0.38\sqrt{\frac{200000}{240}}$$

$9.375 \leq 10.969$ Profil sayap kompak

b.Badan

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

$$\frac{390}{10} \leq 3.76\sqrt{\frac{200000}{240}}$$

$39 \leq 108.541$ Profil badan kompak

2.Lebar Efektif Pelat Beton

beff diambil dari nilai terkecil ketentuan berikut

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

$beff \leq 0.25$ x 7200

$beff \leq 1800$ mm

$beff \leq b$

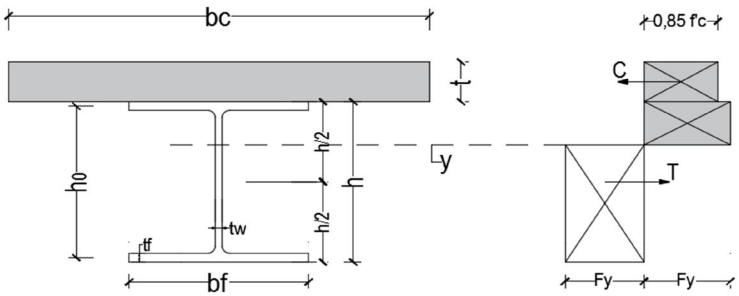
$beff \leq 3333$ mm

Maka

$beff = 1800$ mm

3. Menentukan Gaya Kopel Maksimum

Untuk menghitung momen plastis balok komposit dicari posisi sumbu netral terlebih dahulu, seperti Gambar 5.10 dibawah ini.



Gambar 5.10 Diagram Tegangan –Regangan Balok Komposit

$T = As.\ fy$

=13600 x 240

= 3264000 N

= 3264 kN

$C = 0.85\ f'c\ Ac$

= 0.85 x 25 x 1800 x 125

= 4781250 N

= 4781.25 kN

$C > T$

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

$= \frac{13600\ 240}{0.85\ 25\ 1800}$

= 85.333 mm

Yc = t = 125 mm

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

$= 125 - \frac{1}{2}\ 85.333$

= 82.333 mm

4. Menghitung Kekuatan Nominal Penampang Komposit

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

$= 13600 \text{ x } 240 \text{ x } (82.333 + \frac{1}{2}\ 390)$

= 905216000.000 N.mm

= 905.216 kN.m

$øMn$= 0.9 Mn

= 814.694 kN.m

Mu = 302.457 kN.m

Ratio= $\frac{Mu}{øMn}$

= $\frac{302.457}{814.694}$

= 0.371 < 1 OKE

5.Meghitung Luasan Transfomasi Beton Ke Baja

W_c = 2.4 kN/m^2

E_c = 0.041 $Wc^{1.5}\sqrt{f'c}$

= 0.041 $2.4^{1.5}\sqrt{25}$

= 0.762 10000

= 7622.031 MPa

Es = 200000 MPa

$beff$ = 1800 mm

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

= $\frac{200000}{7622.031}$

= 26.239

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

= $\frac{1800}{26.239}$

= 68.598 mm

Atr = btr x $t\ pelat$

= 68.598 x 125

= 8574.79 mm^2

6.Menentukan Letak Garis Netral

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

$= \frac{\frac{8574.79.\ 125}{2}+(13600(125+\frac{390}{2}))}{(8574.79+13600)}$

= 220.427 mm

7.Menentukan Nilai momen Inersia Penampang Transformasi

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

$= \frac{68.598\,(125)3}{12} + 8574.79(220.427 - \frac{125}{2})^2 + 387000000 + 13600$

$((\frac{390}{2}+ 125)-220.427)2$

= 735793538.9 mm^4

8.Kontrol Lendutan

Lendutan Ijin :

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

$= \frac{7200}{360}$

= 20 mm

Lendutan yang terjadi di ETABS

f = 6.580 mm

= f = 6.580 mm < f ' = 20 mm OKE

9.Cek Kuat Geser

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

$\frac{390}{10} < 2.24\sqrt{\frac{200000}{240}}$

39 < 64.663

$Øv$ = 1

Cv = 1

Kuat geser nominal pelat badan profil

$øVn = øv\ 0.6\ fy\ Aw\ Cv$

= 1 x 0.6 x 240 x 390 x 10 x 1

= 561600 N

= 561.600 kN

Vu = 162.030 kN

Ratio= $\frac{Vu}{øVn}$

$= \frac{162.030}{561.6}$

= 0.288 < 1 OKE

Dengan cara yang sama diperoleh hasil kuat lentur balok anak untuk balok balok yang lain, dapat dilihat Tabel 5.26.

Tabel 5.26 Rekapitulasi Kuat Lentur Balok Anak Setelah Komposit

Nama	Profil	*Mu* Max (kN.m)	ø*Mn* (kN.m)	*Vu* Max (kN)	ø*Vn* (kN)	*f* (mm)	*f'* (mm)
Ba-1	IWF 400 x 300	302.457	814.694	162.030	561.600	6.580	20
		OKE		OKE		OKE	
Ba-2	IWF 350 x 250	134.052	535.057	107.241	440.640	5.430	12.5
		OKE		OKE		OKE	

Sumber: Analisis Data (2017)

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 7.2 m.

5.6.3.1 Data Awal

Penghubung geser tipe = Shear - stud

Diameter Shear stud (tr) = 3/4"

= 19.05 mm

Tinggi stud = 70 mm

f'c = 25 MPa

fy = 240 MPa

fu = 410 MPa

fu stud = 410 MPa

As Profil = 13600 mm^2

L Balok Anak = 7200 mm

5.6.3.2 Perhitungan Penghubung Geser

1.Syarat diameter stud

$ø\ stud \leq 2.5\ tr$

19.05 ≤ 2.5 x 19.05

19.05 ≤ 47.625 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 19.0^2

= 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

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

$V' = T = Fy.As$

= 3264000 N

$N = V'/Qn$

= 53.201

= 54 buah untuk 1/2 bentang

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

Dipasang stud = 2 Baris

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

$= \frac{0.5\ 7200}{\frac{54}{2}}$

= 133.333 mm

= 100 mm

Cek syarat

$76.2 \leq 100 \leq 152.4$ OKE

Dengan cara yang sama diperoleh hasil penghubung geser untuk balok anak, dapat dilihat Tabel 5.27.

Tabel 5.27 Rekapitulasi Jumlah Dan Jarak Stud Balok Anak

Balok	Bentang	*N* 1/2 bentang	*S* (mm)
Ba-1	7200	54	100
Ba-2	4500	40	100

Sumber: Analisis Data (2017)

5.7 PERENCANAAN KOLOM KOMPOSIT

5.7.1 Kuat Tekan Kolom

Gaya dalam yang diperlukan dalam analisis kuat tersedia ini adalah momen dan gaya normal (aksial). Kolom-kolom akan diperiksa ketersediaan kekuatannya, berikut daftar kolom-kolom tersebut beserta nilai output hasil analisis ETABS pada Tabel 5.28.

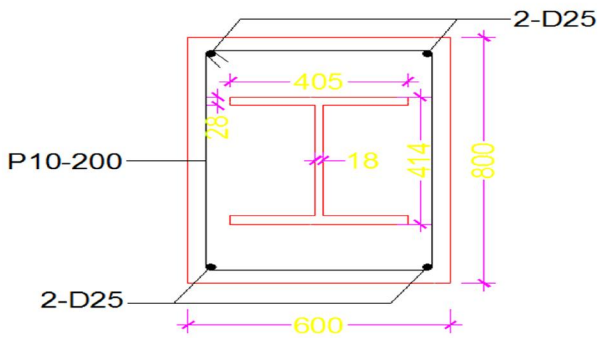
Tabel 5.28 Rekapitulasi Kolom

Nama	Dimensi (mm)		Profil (mm)	Tul Pokok (mm)	*L* (mm)	*Mux* (kN.m)	*Muy* (kN.m)	*Pu* (kN)
K1	800	600	IWF-400-400	4D-25	4600	793.085	405.852	5418.434
K2	650	650	IWF-400-400	4D-25	4600	597.575	455.934	2849.428
K3	600	600	IWF-400-400	4D-22	4600	262.399	328.091	1340.139

Sumber: Analisis Data (2017)

5.7.1.1 Data Profil

Selanjutnya dilakukan pemeriksaan pada kolom K1 menggunakan IWF 400 x 400. Contoh kolom K1 dapat dilihat pada Gambar 5.11.



Gambar 5.11 Profil K1 800 x 600 IWF 400 x 400

(Sumber: Analisis Data, 2017)

Profil Kolom = IWF-400-400

Dimensi Beton Pada Kolom :

b = 600 mm

h = 800 mm

H (Kolom) = 4600 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 = 25 mm

D Tulangan sengkang = 10 mm

Properties Kolom Baja:

IWF = W 400 x 400

W = 128 kg/m

h = 414 mm

bf = 405 mm

tw = 18 mm

tf = 28 mm

A = 295.4 cm^2 = 29540 mm^2

Ix = 92800 cm^4 = 928000000 mm^4

Iy = 31000 cm^4 = 310000000 mm^4

ix = 17.7 cm

iy = 10.2 mm

Zx = 4480 cm^3 = 4480000 mm^3

Zy = 1530 cm^3 = 1530000 mm^3

5.7.1.2 Syarat Syarat Dimensi

1.Material

a. Kekuatan beton normal

$f'c$ = 25 MPa

21 MPa $\leq f'c \leq$ 70 MPa

21 MPa $\leq$ 25 $\leq$ 70 MPa OKE

b. Kekuatan baja

$fy \leq 525$ MPa (75 Ksi)

$fy = 240$ MPa

250 < 525 MPa OKE

c. Kekuatan tulangan baja

$fy \leq 525$ MPa (75 Ksi)

$fy = 400$ MPa

400 < 525 MPa OKE

2. Syarat Luas Penampang

$As \geq 1\%\ Ag$

$bg = 600$ mm

$hg = 800$ mm

$Ag = bg$ x hg

$= 600$ x 800

$= 480000$ mm^2

$As = 29540$ mm^2

$29540 \geq 1\%\ 480000$

$29540 \geq 4800$ OKE

3.Syarat Jarak Sengkang/Pengikat Lateral

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

= 0.5 x 600

= 300 mm

Dipakai = 200 mm

Diambil tulangan lateral = ø10-200

Maka $200 \leq 300$

$200 \leq 305$ OKE

4 Syarat Rasio Tulangan Longitudinal

ρsr min = $\frac{Asr}{Ag} = 0.004$

ρsr max = $\frac{Asr}{Ag} = 0.008$

Diambil = 4–D25

Asr = n x $\frac{1}{4}$ π d^2

= 4 x $\frac{1}{4}$ π 25^2

= 1963.495 mm^2

Maka

$\frac{Asr}{Ag} = \frac{1963.495}{480000}$

= 0.00409

0.004 ≤ 0.00409 ≤ 0.008 OKE

5.Syarat Jarak Tulangan Longitudinal

$Smin$ = 1.5 ø

= 1.5 x 25

= 37.5 mm

Spasi tul longitudinal ke flens baja arah y

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

$= \frac{800}{2} - \frac{414}{2} - 40 - \frac{25}{2}$

= 140.5 mm

Maka = 140.5 > 37.5 OKE

Spasi tul longitudinal ke flens baja arah x

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

$= \frac{600}{2} - \frac{405}{2} - 40 - \frac{25}{2}$

= 45 mm

Maka = 45 > 37.5 OKE

5.7.1.3 Perhitungan Kuat Tekan

1.Perhitungan Awal

Pu Maks = 5418.434 kN

bg = 600 mm

hg = 800 mm

Ag = 480000 mm^2

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

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

$= 25278.734$ MPa

$Asr = 1963.495\ mm^2$

$As = 29540\ mm^2$

$Ac = Ag - Asr - As$

$= 480000 - 1963.495 - 29540$

$= 448496.5\ mm^2$

2. Momen Inersia Baja Profil

$Isx = 928000000\ mm^4$

$Isy = 310000000\ mm^4$

3. Momen Inersia Tulangan Longitudinal

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

$= \frac{1}{64}\ \pi\ 25^4$

$= 19174.759\ mm^4$

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

$= \frac{800}{2} - 40 - \frac{25}{2}$

$= 347.5$ mm

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

$= \frac{600}{2} - 40 - \frac{25}{2}$

$= 247.5$ mm

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

$= 4 \times 19174.76 + 4 \times 1963.495 \times 347.5^2$

$= 948494068.7\ mm^4$

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

$= 4 \times 19174.76 + 4 \times 1963.495 \times 247.5^2$

$= 481182161.5\ mm^4$

4. Momen Inersia Beton

$Icx = 1/12\ bg\ hg^3 - Isx - Isrx$

$= 1/12 \times 600 - 800^3 - 928000000 - 948494068.7$

$= 23723505931\ mm^4$

Icy = 1/12 bg hg^3 – Isy - Isry

= 1/12 x 600 - 800^3 – 310000000 - 481182161.5

= 24808817838 mm^4

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

$= 0.1 + 2\frac{29540}{29540 + 448496.504} \leq 0.$

= 0.223 ≤ 0.3 OKE

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

= 200000 x 928000000 + 0.5 x 200000 x 948494068.7 + 0.223 x 25278.734 x 23723505931 = 414535707565604 MPa

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

= 200000 x 310000000 + 0.5 x 200000 x 481182161.5+ 0.223 x 25278.734 x 24808817838 = 250338747557874 MPa

Eieff dipilih yang terbesar

K = 1 (Khusus metode DAM)

5.Kuat Tekan Kolom

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

$= \frac{\pi 2\ 414535707565604}{(1\ 4600)2}$

= 193350824.4 N

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

= 240 x 29540 + 400 1963.495 + 0.85 25 448496.5046

= 17405548.89 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 $Pn = 0.877\ Pe$

$\frac{Pno}{Pe} = \frac{17405548.89}{193350824.4}$

= 0.09 ≤ 2.25 Kondisi a

Maka

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

$Pn\ =\ 17405548.89\ [\ 0.658^{\frac{17405548.89}{193350824.4}}]$

$=\ 16761941.36\ \text{N}$

$øPn =\ 0.9 \text{ x } 16761941.36$

$=\ 15085747.23\ \text{N}$

$= 15085.747\ \text{kN}$

Sehingga

Pu Maks = 5418.434 kN

= 5418434.9 N ≤ 15085747.23 N OKE

Dengan cara yang sama maka didapatkan hasil perhitungan, dapat dilihat pada Tabel 5.29.

Tabel 5.29 Rekapitulasi Kekuatan Aksial Kolom Kompos

Kolom	Dimensi (mm)		Pu (kN)	øPn (kN)	Kontrol
K1	600	800	5418.434	15085.747	OKE
K2	650	650	2849.428	13929.119	OKE
K3	600	600	1340.1399	12625.403	OKE

Sumber: Analisis Data (2017)

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 = 5418.434 kN

øPn = 15085.747 kN

Mux = 793.085 kN.m

Muy = 405.852 kN.m

$\frac{Pu}{\phi Pn} = \frac{5418.434}{15085.747}$

$= 0.359 \leq 0.2$ Kondisi a

c = Jarak pusat tul longitudinal sampai serat terluar

$c = \frac{\phi tul\ longitudinal}{2} + Sb$

$= \frac{25}{2} + 40$

$= 52.5$ mm

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

$= 1963.495\ (\frac{800}{2} - 52.5)$

$= 682314.654\ mm^3$

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

$= 1963.495\ (\frac{600}{2} - 52.5)$

$= 485965.113\ mm^3$

$Zx = 4480000\ mm^3$

$Zy = 1530000\ mm^3$

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

$= \frac{600\ 8002}{4} - 4480000 - 682314.654$

$= 90837685.35\ mm^3$

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

$= \frac{600\ 8002}{4} - 1530000 - 485965.113$

$= 93984034.89\ mm^3$

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

$= 4480000\ 240 + 682314.6545\ 400 + 90837685.35\ 0.85\ 25$

$= 3278426675$ N.mm

$= 3278.426$ kN.m

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

$= 1530000\ 240 + 485965.1136\ 400 + 93984034.89\ 0.85\ 25$

$= 2558746787$ N.mm

= 2558.746 kN.m

ø*Mnx*= 0.9 x 3278.426

= 2950.584 kN.m

ø*Mny*= 0.9 x 2558.746

= 2302.872 kN.m

$\frac{Mux}{\emptyset Mnx} = \frac{793.085}{2950.584}$

= 0.268

$\frac{Muy}{\emptyset Mny} = \frac{405.852}{2302.872}$

= 0.176

Kontrol pakai, Kondisi a

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

$\frac{5418.434}{15085.747} + \frac{8}{9}\left(\frac{793.085}{2950.584} + \frac{405.852}{2302.872}\right) \leq 1.0$

$0.754 \leq 1$ OKE

Dengan cara yang sama maka didapatkan hasil perhitungan, dapat dilihat pada Tabel 5.30.

Tabel 5.30 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	600	800	793.085	405.852	2950.584	2302.872	0.755	OKE
K2	650	650	597.5751	455.934	2377.437	1796.655	0.654	OKE
K3	600	600	262.399	328.091	2043.809	1463.028	0.367	OKE

Sumber: Analisis Data (2017)

5.7 PERENCANAAN SAMBUNGAN

5.7.1 Sambungan Kolom-Kolom

Menyambungkan antar kolom diperlukan sambungan baut. Berikut perhitungan sambungan baut pada kolom K1 profil IWF 400x400 Lantai 1 dan Lantai 2.

5.7.1.1 Data Profil

Jenis baut = A325

øDiameter = 7/8'

= 22.225 mm

Ab = 387.751 mm2

fub = 825 MPa

Data Kolom :

fu = 410 MPa

Mu Maks = 793.085 kN.m

Vu Maks = 185.310 kN

= 185310.8 N

Data Pelat Penyambung :

fy = 240 MPa

fu = 370 MPa

5.7.1.2 Baut Pada *Web* (badan)

1 Tebal Pelat Penyambung

h pelat penyambung = 300 mm

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

$2\,(\frac{1}{12})\,t\,hp3 > (\frac{1}{12})\,tw\,h3$

$2\,(\frac{1}{12})\,t\,300 > \left(\frac{1}{12}\right)\,18\,414$

4500000 t < 106436916

$t = \frac{106436916}{4500000}$

t = 23.652 mm

t pakai = 25 mm

Kontrol

4500000 x 25 < 106436916

112500000 > 106436916 OKE

2 Tahanan nominal baut geser dan tarik

Rn = Fn Ab

Fn = 620 MPa

Rn = *Fn.Ab*

= 620 x 387.751

= 240405.62 N

ø*Rn* = 0.75 x 240405.62

= 180304.215 N

3 Tahanan tumpuan pada lubang

Rn = 3 d t Fu

Rn = 3 x 22.225 x 25 x 370

= 616743.75 N

øRn = 0.75 x 616743.75

= 462557.812 N

Dipilih tahanan yang terkecil jadi *Rn*

Rn = 180304.215 N

4 Jumlah baut dan syarat jarak baut

$n = \frac{Ru}{\text{ø}Rn}$

$n = \frac{185310.8}{180304.215}$

= 1.027

n pakai = 2 baut

Jarak minimum (antar baut) = 3*d*

= 3 x 22.225

= 66.675 mm

Jarak maksimum (antar baut) = 24*t*

= 24 x 25

= 600 mm

atau pilih terkecil = 305 mm

Jarak tepi minimum = 1 x 1/8'

= 28.575

Jarak tepi maksimum = 12 *tw*

= 12 x 18

= 216 mm

atau pilih terkecil = 150 mm

Jadi

Jarak antar baut = 66.675 ≤ *s* ≤ 305

= 66.675 ≤ 70 ≤ 305 OKE

Jarak tepi baut = 28.575 ≤ *s* ≤ 150

= 28.575 ≤ 30 ≤ 150 OKE

5.7.1.3 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*

= $\frac{106436916}{928000000}$ x 793085000

= 90962846.5 N.mm

Msayap = *Mu* - *Mbadan*

= 793085000 – 90962846.47

= 702122154 N.mm

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

= $\frac{702122154}{414}$

= 1695947.23 N

hpelat penyambung = 300 mm

T = $fy\ Ag$

1695947 = 240 Ag

Ag = 7066.446 mm^2

tp = $\frac{Ag}{hp}$

= $\frac{7066.446}{300}$

= 19.946 mm

tp pakai = 20 mm

2 Jumlah baut yang diperlukan

$$n = \frac{T}{\phi Rn}$$

$$= \frac{1695947.23}{462557.813}$$

= 3.666 baut

= 4 baut

Dengan cara yang sama maka dapat dilakukan perhitungan untuk tiap kolom, dapat ditampilkan seperti Tabel.5.31.

Tabel 5.31 Rekapitulasi Sambungan Kolom-Kolom

Kolom	Dimensi		Profil	Badan		Sayap	
				t (mm)	*n* (baut)	*t* (mm)	*n* (baut)
K1	800	600	*IWF*-400-400	25	2	20	4
K2	650	650	*IWF*-400-400	25	2	20	4
K3	600	600	*IWF*-400-400	25	2	10	2

Sumber: Analisis Data (2017)

5.7.2 Sambungan Kolom-Balok

Balok baja dengan kolom baja harus dihubungkan agar menjadi satu kesatuan mendekati monolite dengan sambungan berupa las. Contoh perhitungan pada balok B1 berhubungan dengan K1 dilihat pada bagian berikut.

5.7.2.1 Data Profil

Dipakai profil K1 = IWF-400-400

Properties Kolom :

W = 128 kg/m

hc = 414 mm

bf = 405 mm

tw = 18 mm

tf = 28 mm

A = 295.4 cm^2 = 29540 mm^2

Ix = 92800 cm^4 = 928000000 mm^4

Iy = 31000 cm^4 = 310000000 mm^4

ix = 17.7 cm

iy = 10.2 cm

Zx = 4480 cm^3 = 4480000 mm^3

Zy = 1530 cm^3 = 1530000 mm^3

Properties Balok : B1= *IWF* 600x300

W = 175 kg/m

hb = 594 mm

bf = 302 mm

tw = 14 mm

tf = 23 mm

A = 222.4 cm^2 = 22240 mm^2

Ix = 137000 cm^4 = 1370000000 mm^4

Iy = 10600 cm^4 = 106000000 mm^4

ix = 24.9 cm

iy = 6.9 cm

Zx = 4620 cm^3 = 4620000 mm^3

Zy = 701 cm^3 = 701000 mm^3

L = 9.6 m

= 9600 mm

Baja :

E = 200000 MPa

fy = 240 MPa

fu = 410 MPa

5.7.2.2 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 5.32.

Tabel 5.32. 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_{fi}, p_{fo}	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_{fi} – vertical distance from the inside of a beam tension flange to the nearest inside bolt row, in. (mm)
p_{fo} – 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

Dari tabel diatas 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 = 175 mm (Kemudian akan dperiksa)

Lh = Jarak antar dua sendi plastis

= L Balok - dc - 2 Sh

= 9600 – 2 - 175

= 9250 mm

Mu = 772.145 kN.m

Vu = 348.3772 kN

Pada muka kolom

Dari Pasal 6.10 dari AISC 358-10, Nilai Mf dapat dhitung sebagai berikut

$Mf = Mu + Vu.sh$

= 772.145 + 348.377 x 0.175

= 833.111 kN.m

$Mf = Mu - Vu.sh$

= 772.145 - 348.3772 x 0.175

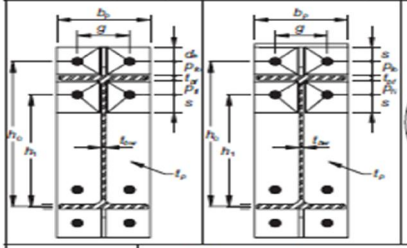
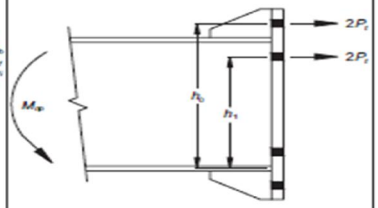
= 711.179 kN.m

1.Penentuan posisi baut

Dengan mengacu pada parameter sambungan, maka dapat dilakukan perhitungan melihat Tabel 5.33.

Tabel 5.33. Parameter Sambungan 4ES

TABLE 6.3
Summary of Four-Bolt Extended Stiffened End-Plate Yield Line Mechanism Parameter

End-Plate Geometry and Yield Line Pattern		Bolt Force Model
Case 1 ($d_e \le s$)	Case 2 ($d_e > s$)	
		
Case 1 ($d_e \le s$)	$Y_p = \frac{b_p}{2}\left[h_1\left(\frac{1}{p_{fi}}+\frac{1}{s}\right)+h_0\left(\frac{1}{p_{fo}}+\frac{1}{2s}\right)\right]+\frac{2}{g}\left[h_1(p_{fi}+s)+h_0(d_e+p_{fo})\right]$	
Case 2 ($d_e > s$)	$Y_p = \frac{b_p}{2}\left[h_1\left(\frac{1}{p_{fi}}+\frac{1}{s}\right)+h_0\left(\frac{1}{s}+\frac{1}{p_{fo}}\right)\right]+\frac{2}{g}\left[h_1(p_{fi}+s)+h_0(s+p_{fo})\right]$	
$s=\frac{1}{2}\sqrt{b_p g}$ Note: If $p_{fi} > s$, use $p_{fi} = s$.		

Sumber: AISC 358-10

Dengan mengacu pada Tabel 5.30 dicoba parameter-parameter sebagai berikut:

bp = 302 mm < lebar sayap kolom 405 mm

g = 100 mm

Pfo=*Pfi* = 50 mm Jarak antar baut

de = 50 mm

tbf = 23 mm

bbf = 302 mm

db = 594 mm

Posisi baut ditentukan dengan mengacu Tabel 6.3 AISC 358-10:

$ho = db + Pfo - \frac{tbf}{2}$

$=594 + 50 - \frac{23}{2}$

$= 632.5$ mm

$h1 = db - Pfi - tbf - \frac{tbf}{2}$

$= 594 - 50 - 23 - \frac{23}{2}$

= 509.5 mm

2.Kuat Tarik Baut

Diameter baut yang diperlukan (Pasal 6.10-3 AISC 358-10), Dicoba baut Tipe:

ASTM A325

Fnt = 90 ksi

= 620 MPa

øn = 0.75

db Perlu = $\sqrt{\frac{2\,Mf}{\pi\,øn\,Fnt\,(ho+h1)}}$

$= \sqrt{\frac{2 \text{ X } 833.111}{\pi \text{ X } 0.75 \text{ X } 620 \text{ X } (632.5+509.5)}}$

= 31.603 mm

dipakai baut diameter

db = 34 mm

Pt = kuat tarik baut

= *Fnt Ab*

= 620 x 0.25 x 3.14 x 34^2

= 562910.571 N

= 562.910 kN

Mnp = 2 $Pt\ (ho + h1)$

= 2 562.910 632.5 509.5

= 1285687.746 N.m

= 1285.687 kN.m

øMnp = *øMnp*

= 0.9 1285.687

= 1157.119 kN.m

Mf = 833.111 kN.m

Syarat = *øMnp* > *Mf* OKE

3.Tebal pelat ujung

$s = \frac{1}{2}\sqrt{bp\ x\ g}$

$= \frac{1}{2}\sqrt{302\ x\ 100}$

= 86.890 mm

de = 50 < 86.890 OKE

$Yp = \frac{bp}{2}[\ h1\ (\frac{1}{Pft} + \frac{1}{s}) + ho\ (\frac{1}{Pfo} + \frac{1}{s2})\ ] + \frac{2}{g}\ [\ h1\ (Pft + s) + ho\ (de + Pfo)]$

$= \frac{302}{2}[\ 509.5\ (\frac{1}{50} + \frac{1}{86.890}) + 632.5\ (\frac{1}{50} + \frac{1}{86.890})\ ] + \frac{2}{100}\ [\ 509.5\ (50 + 86.890) + 632.5(50 + 50)]$ = 7006.823

Tegangan leleh pelat ujung

fyp = 240

Pasal 6.10-5 AISC 358-10

tp perlu= $\sqrt{\frac{1.11\ Mf}{\text{ø}d\ Fyp\ Yp}}$

$= \sqrt{\frac{1.11\ x\ 833.111}{0.9\ x\ 240\ x\ 7006.82}}$

= 24.718 mm

ambil tebal pelat

tp = 28 mm OKE

4.Tebal dan panjang dari pelat pengaku

ts min = *tw* $\frac{fy}{fy\ pelat}$

= 14 $\frac{240}{240}$

= 14 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 = 175 OKE

5.Periksa terhadap kemungkinan terjadi tekuk setempat

Pasal 6.9-10 AISC 358-10

E = 200000 MPa

fy Pelat = 240 MPa

$\frac{hst}{ts} \leq 0.56\sqrt{\frac{E}{Fys}}$

$\frac{100}{14} \leq 0.56\sqrt{\frac{200000}{240}}$

7.142 < 16.165 OKE

Maka dipakai pengaku 15x100x175 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 = $\frac{1}{4} x \pi x d2$

= $\frac{1}{4} x \pi x 34^2$

= 907.920 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 907.920

= 898841.074 N

= 898.841 kN

Vu = 348.377 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

tef = 28 mm

tp = 28 mm

t = 28 mm

Lc = pfo + pfi + tbf -(db+ni)

= 50 + 50 + 23 – (34 + 2)

= 87 mm

rni = 1.2 *Lc t Fu* < 2.4 *db t Fu*

rno= 1.2 *Lc t Fu* < 2.4 *db t Fu*

rni = rno = 1.2 *Lc t Fu*

= 1.2 x 87 x 28 x 410

= 1198512 N

= 1198.512 kN/Baut

rni = rno = 2.4 *db t Fu*

= 2.4 x 34 x 28 x 410

= 936768 N

= 936.768 kN/Baut

Vu = 348.3772 kN

øn *Rn = øn (ni) rni + øn (no) rno*

= 0.75 x 2 x 936.768 + 0.75 x 2 x 936.768

= 2810.304 kN

Syarat= *Vu* < *øn Rn*

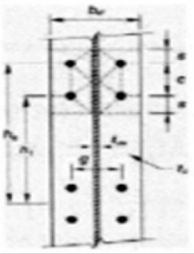
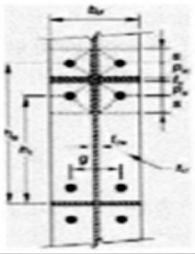
= 348.3772 < 2810.304 OKE

5.7.2.3 Perencanaan Pelat Pada Bagian Kolom

Parameter yang dipakai untuk pemerikasaan bagian kolom mengikuti Tabel 5.34.

Tabel 5.34 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: $Y_c = \frac{b_{cf}}{2}\left[h_1\left(\frac{1}{s} + \frac{1}{p_{sw}}\right) + h_0\left(\frac{1}{s} + \frac{1}{p_{sw}}\right)\right] + \frac{2}{g}\left[h_1(s + p_{sw}) + h_0(s + p_{sw})\right]$ $s = \frac{1}{2}\sqrt{b_{cf} g}$ Note: If $p_{sw} > s$, use $p_{sw} = s$.	

Sumber: AISC 358-10

1.Periksa sayap kolom yang tidak diperkaku terhadap leleh lentur

bef = 405 mm

g = 100 mm

$s = \frac{1}{2}\sqrt{bef\ x\ g}$

$= \frac{1}{2}\sqrt{405\ x\ 100}$

= 100.623 mm

c = jarak vertikal antar baut

= 123 mm

ho = 632.5 mm

h1 = 509.5 mm

Hitung Yc

$Yc = \frac{bef}{2}[\ h1\ (\frac{1}{s}) + ho\ (\frac{1}{s})\ ] + \frac{2}{g}\ [\ h1\ \left(s + \frac{3c}{4}\right) + ho\ \left(s + \frac{c}{4}\right)\ +\ \frac{c2}{2}\ ] + \frac{g}{2}$

$= \frac{405}{2}[\ 509.5\ (\frac{1}{100.623}) + 632.5\ (\frac{1}{100.623})\ ] + \frac{2}{g}\ [\ 509.5\ \left(100.623 + \frac{3x123}{4}\right) +$

$632.5\ \left(100.623 + \frac{123}{4}\right)\ +\ \frac{1232}{2}\ ] + \frac{100}{2}$

= 6126.766 tanpa pelat pengaku

Periksa sayap kolom yang tidak diperkaku terhadap leleh lentur

Pasal 6.10-13 AISC 358-10

$tcf \geq \sqrt{\frac{1.11\ Mf}{\emptyset d\ Fyp\ Yp}}$

$\geq \sqrt{\frac{1.11\ 833.111}{0.9\ 240\ 6126.77}}$

≤ 26.434 mm

Tebal sayap kolom , *tcf*

Tcf = 28 mm perlu dipasang pelat penerus

Dicoba dengan pelat pengaku, *ts*

ts = 30 mm

$Pso = Psi = \frac{c - ts}{2}$

$= \frac{123 - 30}{2}$

= 46.5 mm

$Yc = \frac{bcf}{2}[\ h1\ (\frac{1}{s} + \frac{1}{Psi}) + ho\ (\frac{1}{s} + \frac{1}{Pso})\ ] + \frac{2}{g}\ [\ h1\ (s + Psi) + ho\ (s + Pso)]$

$= \frac{405}{2}[\ 509.5\ (\frac{1}{100.623} + \frac{1}{46.5}) + 632.5\ (\frac{1}{100.623} + \frac{1}{46.5})\ ] +$

$\frac{2}{100}\ [\ 509.5\ (\ 100.623 + 46.5) + 632.5\ (100.623 + 46.5)]$

= 7936.546 dengan pelat pengaku

$tcf \geq \sqrt{\frac{1.11\ Mf}{\emptyset d\ Fyp\ Yc}}$

$\geq \sqrt{\frac{1.11\ x\ 833.111}{\emptyset d\ 240\ x\ 7936.55}}$

≥ 23.225 mm

≥ 24 mm OKE

2.Hitung kekuatan sayap kolom tanpa pengaku

Pasal 6.10-14 AISC 358-10

Yc = 6126.766 tanpa pelat pengaku

ød Mcf = *ød Fyc Yccf* t^2*cf*

= 0.9 x 240 x 6126.766 x 28

= 1037531118

= 1037.531 kN.m

Sehingga gaya rencana ekivalen pada sayap kolom adalah

Pasal 6.10-15 AISCC 358-10

$\text{ød } Rn = \frac{\text{ød } Mcf}{d - tbf}$

$= \frac{1037.531}{594 - 23}$

= 1817.042 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

$Fju = \frac{Mf}{d - tbf}$

$= \frac{833.111}{594 - 23}$

= 1459.039 kN

Ct = 1

ød = 1

ød Rn = *Ct ød (6 kc* + *tbf* + 2 tp) *Fyc tcw*

= 1 1 (6 48 + 23 + 2 28) 240 14

= 1233120 N

= 1233.12 kN < 1459.039 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

h = jarak bersih antar sayap

= dc - 2 kc

= 414 – 2 x 48

= 318 mm

$$Rn = \frac{24\ t2\ cw \sqrt{E\ Fyc}}{h}$$

$$= \frac{24\ 182\ \sqrt{200000\ 240}}{318}$$

= 3049455.188 N

= 3049.455 kN

ød Rn = 0.75 3049.455

= 2287.091 kN > Fju 1459.039 kN OKE

5.Hitung *web crippling strength* dari badan kolom yang tidak diperkuat pada posisi sayap desak balok

Pasal 6.10-22 AISC 358-10

$$Rn = 0.8\ tcw2\ [1 + 3\left(\frac{N}{dc}\right)\ \left(\frac{tcw}{tcf}\right)1.5\sqrt{\frac{Fyc\ tcf}{tcw}}$$

$$= 0.8\ 182\ [1 + 3\left(\frac{23}{414}\right)\ \left(\frac{18}{28}\right)1.5\sqrt{\frac{240\ 28}{18}}$$

= 5438.452 kN

ød Rn = 0.75 x 5438.452

= 4078.839 kN > Fju 1459.039 kN OKE

6.Gaya untuk mendesain pelat penerus sebagai pengaku

Pasal 6.10-25 AISC 358-10

$$Fsu = Fju - \min \text{ø}\ Rn$$

= 1459.039 - 1233.12

= 225.919 kN

Luas bidang kontak dari pelat menerus ke sayap kolom

$$bpl\text{-menerus} = \frac{bcf - tw}{2}$$

$$= \frac{405 - 18}{2}$$

= 193.5 mm

Wpl-menerus= $bpl\ menerus\ - tcf\ - tw/2$

= 193.5 – 28 - 9

= 156.5 mm

= 160 mm

ø (1.8) fy Apl menerus perlu ≥ Fsu

Apl menerus perlu = $\frac{Fsu}{ø\ (1.8)\ fy}$

= $\frac{225919.9475}{0.9\ (1.8)\ 240}$

= 581.069 mm2 < 160 30

= 581.069 mm2 < 4800 mm2

Pakai dua pasang pelat menerus sejajar sayap balok 160x30 sejajar sayap balok.

5.7.2.4 Periksa Zona Panel Pada Kolom

1.Mencari nilai *Ru*

dz=dp = tebal zona panel antar pelat menerus

= *db-tpl* menerus

= 594 - 60

= 534 mm

Wz= Lebar zona panel antara sayap kolom

= *def- 2 tf*

= 414 - 2 28

= 358 mm

Mf= 833.111 kN.m

= 711.179 kN.m

Ru= $\frac{\Sigma Mf}{dz}$

= $\frac{833.111\ x711.179}{534}$

= 2891.931 kN

2.Menghitung kuat geser zona panel (AISC 360-100, J10-11)

$\phi Rv = \phi\ (0.6)\ fy\ dc\ tw\ [1+\frac{3\ bcf\ tcf2}{db\ dc\ tw}]$

$= 1 \times 0.6 \times 240 \times 414 \times 18 \times [1+\frac{3\ 405\ 282}{594\ 414\ 18}]$

$= 1304.011$ kN < 2891.931 kN perlu pelat pengganda

3.Periksa tebal minimum zona panel(AISC 341-10, E3-7)

$tw > \frac{dz+Wz}{90}$

$\frac{dz+Wz}{90} = \frac{534+358}{90} = 9.911$

$tw = 18$

$tw > \frac{dz+Wz}{90}$

$18 > 9.911$ OKE

4.Hitung tebal pelat pengganda

$t\ double\text{-pl} = \frac{Ru-\phi 0.6Fyc\frac{3\ bcf\ tcf2}{db}}{\phi\ 0.6\ Fyc\ dc}$ - tcw

$= \frac{2891.931 - 0.9 \times 0.6 \times 240\frac{3\ 405\ 282}{594}}{0.9\ 0.6\ 240\ 414}$ - 18

$= 32.025$ mm

= 40 mm pakai sepasang pelat pengganda dengan tebal 20 mm.

Dengan cara yang sama, maka dapat dilakukan perhitungan untuk tiap tipikal. Dapat dilihat pada Tabel 5.35.

Tabel 5.35 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	400x400	B1	600x300	28	15x100x175	34	4	20	160X30
		B2	400x400	20	20x100x175	28	4	10	-
K2	400x400	B1	600x300	28	15x100x175	34	4	20	160X30
		B2	400x400	20	20x100x175	28	4	10	-
		B3	450x300	18	12x100x175	24	4	8	-
K3	400x400	B2	400x400	20	12x100x175	28	4	10	-
		B3	450x300	20	15x100x175	24	4	8	-

Sumber: Analisis Data (2017)

5.7.3 Sambungan Balok Anak - Balok Induk

Balok induk dengan balok anak dihubungkan dengan sambungan las. Contoh perhitungan pada balok B1 dengan Ba1 pada lantai 1.

5.7.3.1 Data Profil

Data las :

Memakai elektrode las = E70xx

Fuw = 490 MPa

Data balok :

fy Baja = 240 MPa

fu Baja = 410 MPa

Mu Maks = 302.457 kN.m

= 302457300 MPa

Vu Maks = 162.030 kN

= 162030.7 N

5.7.3.2 Las Pada *Web* (badan)

1. Persyaratan ukuran las

tw = 10 mm

menurut tabel pada SNI 1729-2015 Pasal J2.2,

jika $6 \geq tw \leq 13\ mm$ maka

a min = 5 mm

a maks = $tw > 6\ mm$

= *tw* - 2

= 10- 2

= 8 mm

Sehingga diambil

a pakai = 7 mm

te = 0.707 a (ukuran sama kaki)

= 0.707 x 7

= 4.949 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 490 x 4.949

= 1091.2545 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 410 x 10

= 1845 N

Diambil kekuatan rencana yang terkecil, maka

øRn = 1091.254 N

4.Panjang total las yang dibutuhkan

$Lw = \frac{Ru}{\emptyset\, Rn}$

$= \frac{162030.7}{1091.2545}$

= 148.481 mm

Lw pakai = 200 mm

Syarat panjang las sudut = Lmin

Lmin = *4 a*

= 4 x 7

= 28 mm

5.7.3.3 Las Pada *Flens* (sayap)

1. Persyaratan ukuran las

tf = 16 mm

menurut tabel pada SNI 1729-2015 Pasal J2.2, jika

jika *6 ≥ tf ≤ 13 mm* maka

amin = 5 mm

dan jika *tf > 6 mm*

a maks = *tf - 2 mm*

= 16 - 2

= 14 mm

Sehingga diambil

a pakai = 12 mm

te = 0.707 a (ukuran sama kaki)

= 0.707 12

= 8.484 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 490 x 8.484

= 1870.722 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 410 x 16

= 2952 N

Diambil kekuatan rencana yang terkecil, maka

øRn = 1870.722 N

4.Panjang total las yang dibutuhkan

$Ru = \frac{Mu}{d\ profil}$

$= \frac{302457300}{390}$

= 775531.54 N

$Lw = \frac{Ru}{ø\ Rn}$

$= \frac{162030.7}{1870.722}$

= 86.613 mm

Lw pakai = 110 mm

Syarat panjang las sudut = *L* min

L min = *4 a*

= 4 x 12

= 48 mm

Dengan cara yang sama, maka dapat dilakukan perhitungan untuk tiap tipikal. Dapat dilihat pada Tabel 5.36.

Tabel 5.36 Rekapitulasi Tebal Dan Panjang Las Sudut

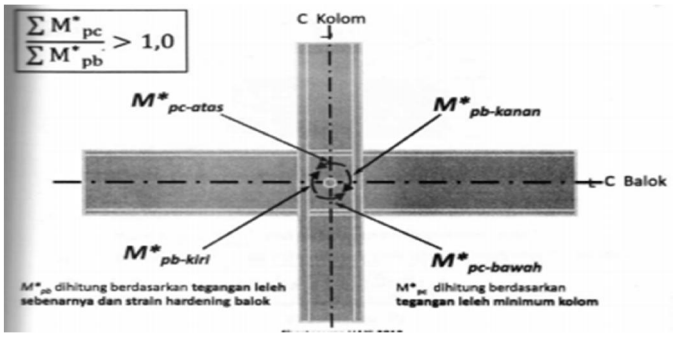
Balok Induk	Profil *IWF*	Balok Anak	Profil *IWF*	Badan		Sayap	
				a (mm)	*Lw* (mm)	*a* (mm)	*Lw* (mm)
B1	600x300	Ba-1	400 x 300	7	200	12	110
		Ba-2	350 x 250	6	150	10	100
B2	400x400	Ba-1	400 x 300	7	200	12	110
		Ba-2	350 x 250	6	150	10	100
B3	450x300	Ba-2	350 x 250	6	150	10	100

Sumber: Analisis Data (2017)

5.8 HUBUNGAN BALOK – KOLOM

5.8.1 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 5.12.



Gambar 5.12 Hubungan Balok – Kolom

(Sumber: *Short course* HAKI, 2015)

5.8.1.1 Data Profil

Properties Kolom :

Dipakai profil K1 =*IWF* 400x400

W = 128 kg/m

d = 414 mm

bf = 405 mm

tw = 18 mm

tf = 28 mm

A = 295.4 cm^2 = 29540 mm^2

Ix = 92800 cm^4 = 928000000 mm^4

Iy = 31000 cm^4 = 310000000 mm^4

ix = 17.7 cm

iy = 10.2 cm

Zx = 4480 cm^3 = 4480000 mm^3

Zy = 1530 cm^3 = 1530000 mm^3

Properties Balok :

Dipakai profil B1 = *IWF* 600 x 300

W = 175 kg/m

d = 594 mm

bf = 302 mm

tw = 14 mm

tf = 23 mm

A = 222.4 cm^2 = 22240 mm^2

Ix = 137000 cm^4 = 1370000000 mm^4

Iy = 10600 cm^4 = 106000000 mm^4

ix = 24.9 cm

iy = 6.9 cm

Zx = 4620 cm^3 = 4620000 mm^3

Zy = 701 cm^3 = 701000 mm^3

L = 9.6 m = 9600 mm

Baja :

E = 200000 MPa

fy = 250 MPa

fu = 410 MPa

5.8.1.2 Perhitungan Awal

1.Kolom

AISC 341-10, E3-2a

Pu = 5418.434 kN Dari analisis sturktur

$\boldsymbol{\Sigma}$ Mpc = 2 Zx (250- $\frac{Pu}{Ag}$)

= 2 4480000 (250- $\frac{5418435}{475200}$)

= 2137834224 N.mm

= 2137.834 kN.m

2.Balok Bentang Kiri

Bentang kiri = 9.6 m

= 9600 mm

Mu = 417.795 kN.m

sh = Jarak muka kolom ke sendi plastis

= 175 mm

Lh = Jarak antar dua sendi plastis

= L *balok -2 sh*

= 9600 -2 x 175

= 9250 mm

$Vpr = 2\ x\ \frac{Mu}{Lh}$

$= 2\ x\ \frac{417.795}{9250}$

= 90.334 k N

Vu = 348.377 kN

3.Balok Bentang Kanan

Bentang kiri= 9.6 m

= 9600 mm

Mu = 772.145 kN.m

sh = Jarak muka kolom ke sendi plastis

= 175 mm

Lh = Jarak antar dua sendi plastis

= *L balok-2 sh*

= 9600- 2x175

= 9250 mm

$Vpr = 2\ x\ \frac{Mu}{Lh}$

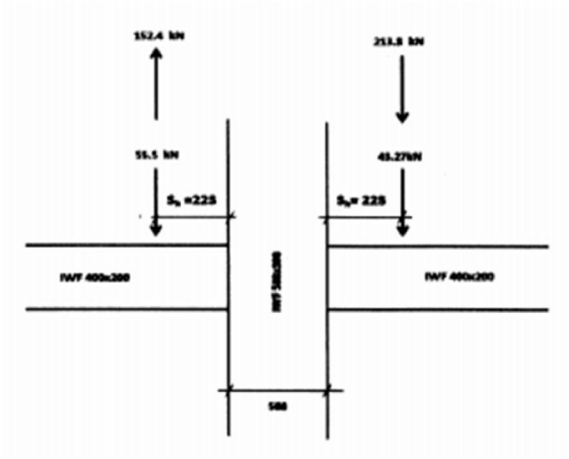
$= 2\ x\ \frac{772.145}{9250}$

= 166.950 kN

Vu = 346.702 kN

5.8.1.3 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 5.13.



Gambar 5.13 Gaya – Gaya Pada Pertemuan Kolom

Sumber: Analisis Data (2017)

Mv = *[(Vpr kiri + Vu kiri) + (Vpr kanan + Vu kanan)] x (sh +* $\frac{dc}{2}$)

= [(90.334+ 348.377) + (166.950+ 346.703)] x (175+ $\frac{414}{2}$)

= 97642.942 N.mm

= 97.642 kN.m

AISC 341-10, E3-3a

$\boldsymbol{\Sigma}\, Mpb$ = *Mpr kiri + Mpr kanan + Mv*

= 417.795 + 772.145+ 97.642

= 1287.583 kN.m

$\frac{\boldsymbol{\Sigma}\, Mpc}{\boldsymbol{\Sigma}\, Mpb} > 1 = \frac{\mathbf{2137.834}}{1287.583}$

= 1.660 > 1 OKE, SCWB

Dengan cara yang sama maka dilakukan perhitungan untuk tiap hubungan balok dan kolom, dapat dilihat pada Tabel 5.37.

Tabel 5.37 Rekapitulasi Hubungan Balok-Kolom

Balok Kiri	Kolom	Balok Kanan	$\frac{\boldsymbol{\Sigma}\, Mpc}{\boldsymbol{\Sigma}\, Mpb} > 1$	Keterangan
B1	K1	B1	1.660	OKE, SCWB
B2	K1	B2	3.374	OKE, SCWB
B3	K1	B3	4.425	OKE, SCWB
B2	K1	B3	3.196	OKE, SCWB
B2	K1	B1	1.654	OKE, SCWB
B2	K2	B2	3.439	OKE, SCWB
B3	K2	B3	4.525	OKE, SCWB
B2	K2	B3	3.268	OKE, SCWB
B2	K2	B1	1.692	OKE, SCWB

Sumber: Analisis Data (2017)

5.9 SIMPANGAN ANTAR LANTAI

Suatu sistem penahan gaya gempa yang terdiri dari rangka momen pada struktur yang dirancang untuk kategori seismik D,E, dan F, maka simpangan antar lantai desain (Δ) tidak boleh melebihi Δ1 < Δa untuk semua tingkat.

5.9.1 Data Awal

Ie = 1.5

R = 8

Cd = 5.5

$\Delta 1 = \frac{(\boldsymbol{\delta}e2-\boldsymbol{\delta}e1)Cd}{Ie} \leq \Delta a$

$\Delta a = 0.015\ hsx$ (Tabel 16 SNI 1726-2012)

hsx = tinggi tingkat dibawah tingkat x (h1-ho)

5.9.2 Kinerja Batas Layan Arah X

Didapatkan simpangan antar lantai ($\boldsymbol{\delta}e$) pada lantai 1.

δeo = 0

δe1 = 2.9 mm

ho = 0 m

h1 = 3100 mm

$\Delta I = \frac{(\boldsymbol{\delta}e2-\boldsymbol{\delta}e1)Cd}{Ie}$

$= \frac{(\mathbf{2.9-0})5.5}{1.5}$

= 11 mm

$\Delta a = 0.015\ hsx$

= 0.015 x (3100-0)

= 46.5 mm

Syarat = $\Delta 1 \leq \Delta a$

= 10.63 < 46.5 OKE

Dengan cara yang sama didapatkan simpangan antar lantai arah x yang lain sebagai berikut. Dapat dilihat pada Tabel 5.38.

Tabel 5.38 Simpangan Antar Lantai Arah X

Lantai	Tinggi (m)	δe (mm)	Δ I (mm)	Δ a (mm)	Kontrol
5	19.04	30.6	15.40	56.7	OKE
4	15.26	26.4	22.37	56.7	OKE
3	11.48	20.3	28.60	56.7	OKE
2	7.7	12.5	35.20	69	OKE
1	3.1	2.9	10.63	46.5	OKE
Basement	0	0	0	0	OKE

Sumber: Analisis Data (2017)

5.9.3 Kinerja Batas Layan Arah Y

Didapatkan simpangan antar lantai ($\boldsymbol{\delta e}$) pada lantai 1.

δeo = 0

δe1 = 4.1 mm

ho = 0 m

$h1$ = 3100 mm

$\Delta I = \frac{(\boldsymbol{\delta e}2-\boldsymbol{\delta e}1)Cd}{Ie}$

$= \frac{(\mathbf{4.1}-0)5.5}{1.5}$

= 15.03 mm

Δ a= 0.015 hsx

= 0.015 x 3100

= 46.5 mm

Syarat = Δ 1 ≤ Δ a

= 1 < 46.5 OKE

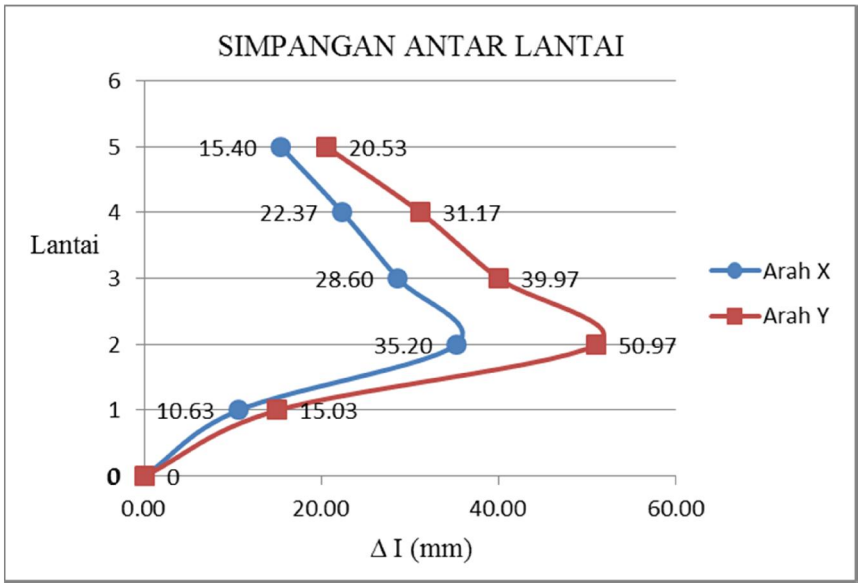
Dengan cara yang sama didapatkan simpangan antar lantai arah x yang lain sebagai berikut. Dapat dilihat pada Tabel 5.39.

Tabel 5.39 Simpangan Antar Lantai Arah Y

Lantai	Tinggi (m)	δe (mm)	Δ I (mm)	Δ a (mm)	Kontrol
5	19.04	43.0	20.53	56.7	OKE
4	15.26	37.4	31.17	56.7	OKE
3	11.48	28.9	39.97	56.7	OKE
2	7.7	18.0	50.97	69	OKE
1	3.1	4.1	15.03	46.5	OKE
Basement	0	0	0	0	OKE

Sumber: Analisis Data (2017)

Agar lebih jelas, simpangan antar lantai yang terjadi pada Arah X dan Arah Y dibuat dalam bentuk grafik dapat dilhat pada Gambar 5.14.



Gambar 5.14 Simpangan Antar Lantai (Komposit Baja-Beton)

(Sumber: Analisis Data, 2017)

5.10 PERBANDINGAN PERENCANAAN

Gedung yang telah direncanakan ulang dengan struktur komposit baja beton akan dibandingkan dengan kondisi gedung eksisting berdasarkan berat bangunan, simpangan dan volume material struktur. Berikut perbandingan gedung tersebut antara kondisi eksisting dan hasil perencanaan ulang.

5.10.1 Berat Bangunan

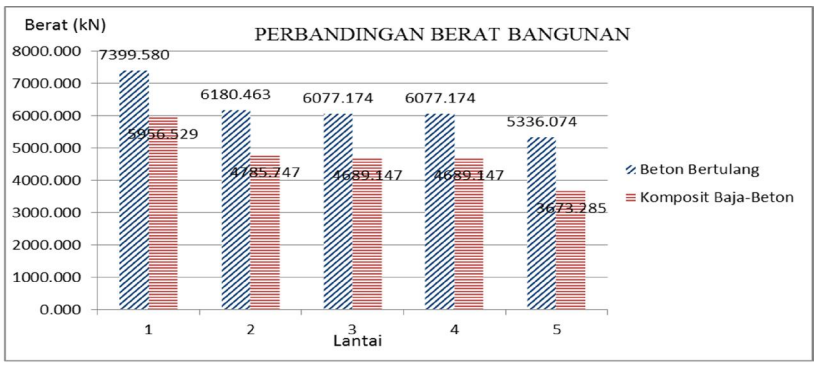
Berat bangunan diambil dari hasil keluaran yang ada pada ETABS 2015, baik bangunan kondisi eksisting dan juga hasil perencanaan ulang. Dapat dilihat pada Tabel 5.40.

Tabel 5.40 Perbadingan Berat Bangunan

Lantai	Beton Bertulang	Komposit Baja-Beton
	Berat (kN)	Berat (kN)
1	7399.580	5956.529
2	6180.463	4785.747
3	6077.174	4689.147
4	6077.174	4689.147
5	5336.074	3673.285
Total	31070.464	23793.854
Selisih	7276.610	
Persen (%)	23.420	

Sumber: Analisis Data (2017)

Berat bangunan yang didapatkan dibuat dalam bentuk grafik. Dapat dilihat pada Gambar 5.15.



Gambar 5.15 Berat Bangunan Eksisting dan *Redesign*

(Sumber: Analisis Data, 2017)

Dari Gambar 5.15 dapat dilihat bahwa bangunan hasil perencanaan ulang lebih ringan dibandingkan bangunan eksisting dengan selisih 7276.610 kN dengan bangunan komposit baja beton lebih ringan 23.420 % dari bangunan eksisting beton bertulang. Hal tersebut dikarenakan penampang profil yang digunakan pada bangunan perencanaan ulang lebih kecil dibandingkan dengan penampang profil pada bangunan eksisting yang akhirnya mempengaruhi berat bangunan tersebut. Keistimewaan yang nyata dalam sistem komposit adalah penampang balok baja yang digunakan lebih kecil (Charles G. Salmon,1991).

5.10.2 Simpangan Antar Lantai

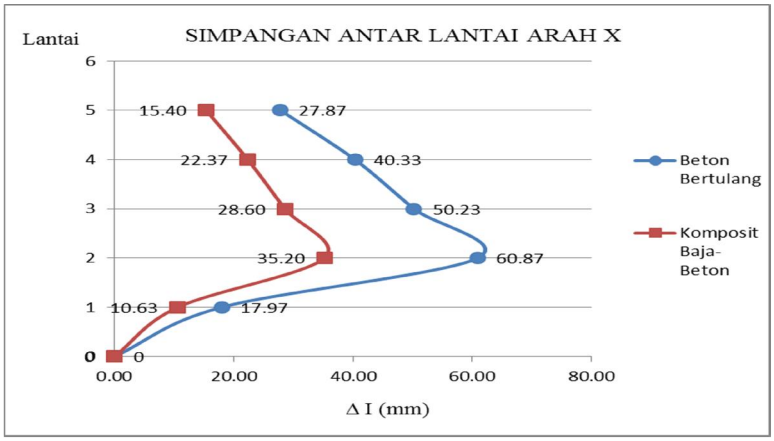
Simpangan antar lantai yang telah dihitung ditinjau untuk gedung pada hasil perencanaan ulang dan juga gedung eksisting yang telah di model ulang. Maka dapat disimpulkan sesuai pada Tabel 5.41.

Tabel 5.41. Perbandingan Simpangan Antar Lantai

Lantai	Tinggi (m)	Arah X		Arah Y	
		Beton Bertulang	Komposit Baja-Beton	Beton Bertulang	Komposit Baja-Beton
		Δ I (mm)	Δ I (mm)	Δ I (mm)	Δ I (mm)
5	19.04	27.87	15.40	28.23	20.53
4	15.26	40.33	22.37	40.70	31.17
3	11.48	50.23	28.60	50.97	39.97
2	7.7	60.87	35.20	62.33	50.97
1	3.1	17.97	10.63	18.33	15.03
Basement	0	0	0	0	0

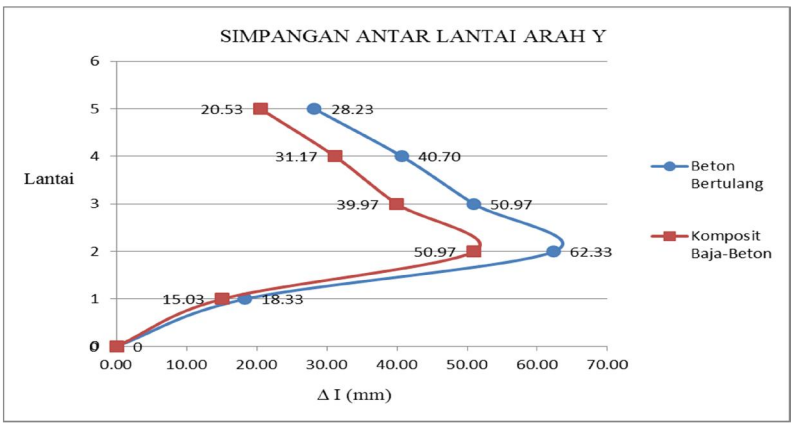
Sumber: Analisis Data (2017)

Simpangan antar lantai yang didapatkan dibuat dalam bentuk grafik untuk Arah X dan untuk Arah Y. Dapat dilihat pada Gambar 5.16 dan Gambar 5.17.



Gambar 5.16 Simpangan Antar Lantai Arah X

(Sumber: Analisis Data, 2017)



Gambar 5.17 Simpangan Antar Lantai Arah Y

(Sumber: Analisis Data, 2017)

Dari Gambar 5.16 dan Gambar 5.17 didapat perbedaan simpangan bangunan pada arah x dan arah y untuk kedua bangunan, nilai simpangan pada bangunan komposit baja beton lebih kecil dibandingkan simpangan pada bangunan beton bertulang. Hal tersebut dikarenakan penampang komposit baja beton lebih kaku dalam menahan gaya gaya dibandingkan bangunan beton bertulang dan juga gaya gempa yang diterima oleh bangunan komposit baja beton lebih kecil dibandingkan dengan bangunan beton bertulang, dimana nilai simpangan yang terjadi sangat dipengaruhi oleh kinerja kolom dan balok yang memikul gaya gaya yang terjadi

pada bangunan tersebut dan beban gempa yang diterima oleh bangunan tersebut. Keistimewaan yang nyata dalam sistem komposit adalah kekakuan lantai meningkat dan kapasitas menahan beban lebih besar (Charles G. Salmon,1991).

5.10.3 Simpangan Lantai

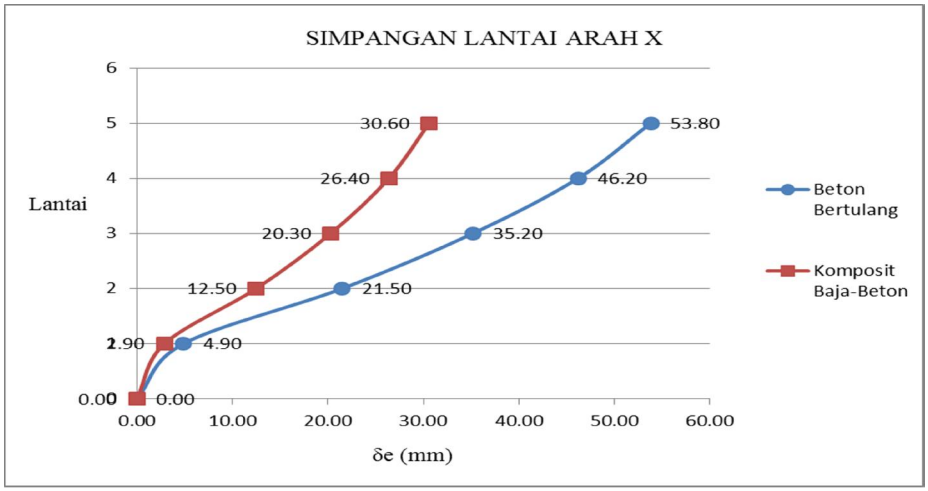
Simpangan lantai dari struktur pada hasil perencanaan ulang dan juga gedung eksisting yang telah dimodel ulang diambil dari nilai *output* ETABS. Maka dapat disimpulkan sesuai pada Tabel 5.42.

Tabel 5.42. Perbandingan Simpangan Lantai Bangunan

Lantai	Tinggi (m)	Arah X		Arah Y	
		Beton Bertulang	Komposit Baja-Beton	Beton Bertulang	Komposit Baja-Beton
		δe (mm)	δe (mm)	δe (mm)	δe (mm)
5	19.04	53.80	30.60	54.70	43.00
4	15.26	46.20	26.40	47.00	37.40
3	11.48	35.20	20.30	35.90	28.90
2	7.7	21.50	12.50	22.00	18.00
1	3.1	4.90	2.90	5.00	4.10
Basement	0	0.00	0.00	0.00	0.00

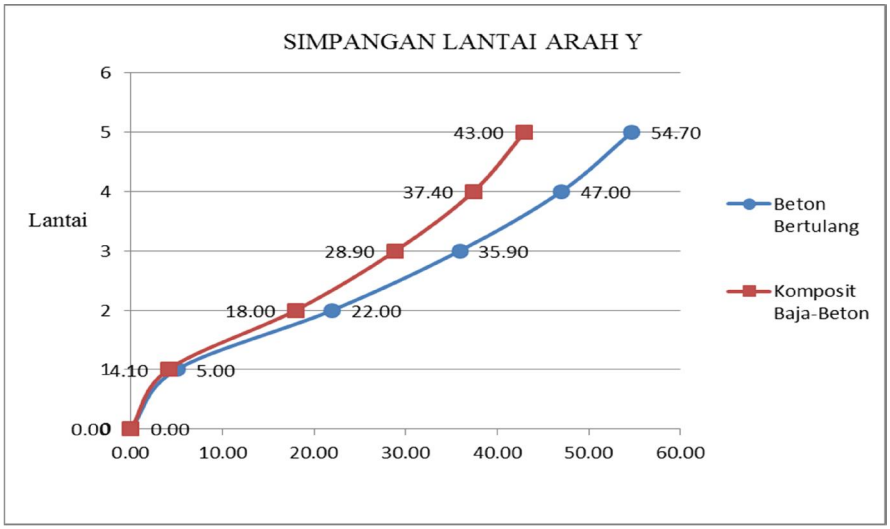
Sumber: Analisis Data (2017)

Simpangan lantai yang didapatkan dibuat dalam bentuk gambar untuk Arah X dan untuk Arah Y. Dapat dilihat pada Gambar 5.18 dan Gambar 5.19.



Gambar 5.18 Simpangan Lantai Arah X

(Sumber: Analisis Data, 2017)



Gambar 5.19 Simpangan Lantai Arah Y

(Sumber: Analisis Data, 2017)

Dari Gambar 5.18 dan Gambar 5.19 didapat perbedaan simpangan lantai bangunan pada arah x dan arah y untuk bangunan beton bertulang dan juga untuk bangunan komposit baja beton, simpangan lantai pada bangunan beton bertulang lebih besar dibandingkan simpangan pada bangunan komposit baja-beton. Hal tersebut dikarenakan penampang komposit baja beton lebih kaku dalam menahan gaya gaya dibandingkan bangunan beton bertulang, dan juga berat bangunan yang dimiliki oleh bangunan beton bertulang lebih besar dibandingkan komposit baja beton sehingga gaya gempa yang diterima oleh beton bertulang lebih besar dibandingkan komposit baja-beton. Keistimewaan yang nyata dalam sistem komposit adalah kekakuan lantai meningkat dan kapasitas menahan beban lebih besar (Charles G. Salmon,1991).

5.10.4 Volume Material Struktur

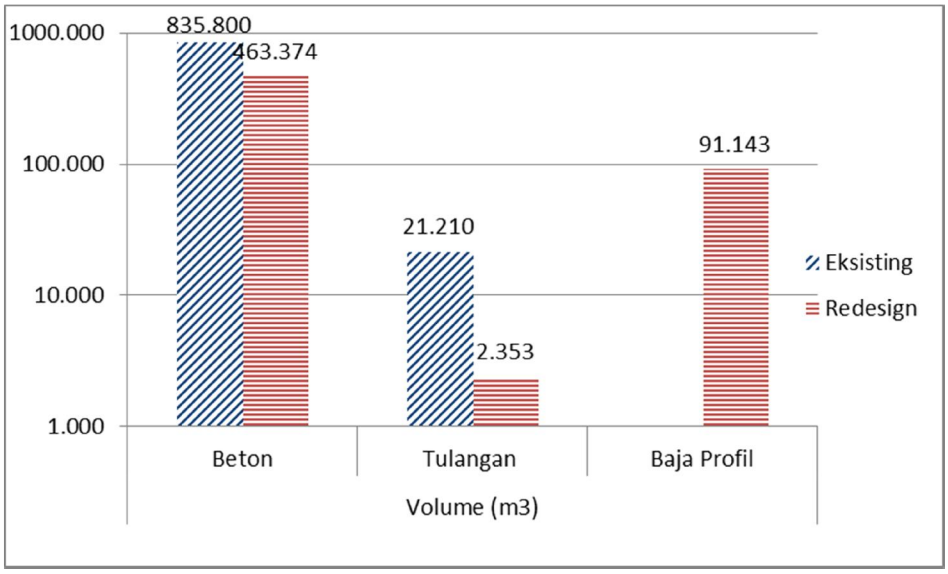
Volume material struktur akan ditinjau untuk mengetahui perbandingan antara gedung eksisting dan perencanaan ulang. Volume Material dihitung menggunakan bantuan *Ms.Excel*, yang akan ditinjau merupakan material beton, baja profil dan juga tulangan pada gedung eksisting dan perencanaan ulang. Dapat dilihat pada Tabel 5.43.

Tabel 5.43 Volume Material Gedung Eksisting dan *Redesign*

Volume	Volume (m3)		
	Beton	Tulangan	Baja Profil
Eksisting	835.800	21.210	0
Redesign	463.374	2.353	91.143
Selisih	372.426	18.857	91.143
Persen (%)	44.56%	88.91%	100%

Sumber: Analisis Data (2017)

Volume material yang didapatkan dibuat dalam bentuk gambar untuk menunjukkan nilai yang masing masing volume material tersebut. Dapat dilihat pada Gambar 5.20.



Gambar 5.20 Volume Material Eksisting Dan *Redesign*

(Sumber: Analisis Data, 2017)

Didapat selisih volume material antara bangunan eksisting dan bangunan hasil perencanaan ulang. Hal ini menunjukkan bangunan hasil perencanaan ulang memiliki selisih volume beton 372.426 m^3 atau 44.56 % lebih kecil dari bangunan eksisting, dan memiliki selisih volume tulangan 18.857 m^3 atau 88.91 % lebih kecil dari bangunan eksisting, namun memiliki selisih volume baja profil 91.143 m^3 atau 100 % lebih besar dibandingkan bangunan eksisting. Hal ini dikarenakan

material penyusun utama pada bangunan perencanaan ulang adalah baja sehingga volume beton dan tulangan jumlah volumenya lebih kecil namun baja profil volumenya besar. Penampang pada bangunan komposit baja beton ukurannya lebih kecil dibandingkan dengan penampang beton bertulang, sehingga dimensi penampang tersebut berpengaruh pada volume material yang juga lebih kecil. Apabila untuk mendapatkan aksi komposit bagian atas gelagar dibungkus dengan lempeng beton, maka akan didapat pengurangan pada tebal seluruh lantai dan untuk bangunan-bangunan pencakar langit, keadaan ini memberikan penghematan yang cukup besar dalam volume (Amon dkk, 1999).

BAB VI
SIMPULAN DAN SARAN

6.1 SIMPULAN

Dari hasil perencanaan ulang dan yang telah dilakukan, maka dapat diambil kesimpulan sebagai berikut.

1. Perencanaan struktur atas komposit baja beton meliputi pelat lantai, balok anak, balok induk, kolom dan sambungan. Perencanaan pembebanan pada struktur atas gedung didasarkan pada peraturan pembebanan SNI-1727-2013 peraturan gempa SNI 1726-2012 dan peraturan struktur baja SNI-1729-2015. Hasil desain struktur atas tersebut telah sesuai dengan pembebanan yang berlaku dan aman menurut peraturan.
2. Hasil perencanaan dan perhitungan dituangkan dalam gambar teknik untuk dapat dilihat secara lebih detail dan dapat dipahami dengan benar. Gambar teknik dapat dilihat pada Lampiran 1.
3. Dari hasil perbandingan gedung perencanaan ulang struktur komposit baja beton dan eksisting beton bertulang dapat disimpulkan sebagai berikut.
   a. Berat struktur bangunan pada gedung perencanaan ulang (komposit baja-beton) 23793.854 kN dan pada gedung eksisting (beton bertulang) 31070.464 kN dengan selisih 7276.610 kN. Gedung struktur komposit baja beton memiliki berat struktur 23.42 % lebih ringan dibandingkan struktur beton bertulang.
   b. Simpangan antar lantai dan simpangan lantai pada gedung perencanaan ulang (komposit baja-beton) untuk arah X dan arah Y nilainya lebih kecil dibandingkan gedung eksisting (beton bertulang).
   c. Volume material struktur pada gedung perencanaan ulang (komposit baja-beton) dengan volume beton 463.374 m^3, volume tulangan 2.353 m^3 dan volume baja profil 91.143 m^3. Gedung eksisting (beton bertulang) dengan

volume beton 835.8 m^3, volume tulangan 21.21 m^3 dan volume baja profil 0 m^3. Hal ini menunjukan bangunan hasil perencanaan ulang memiliki volume beton 44.56 % lebih kecil dibandingkan bangunan eksisting, dan volume tulangan 88.91 % lebih kecil dibandingkan bangunan eksisting, namun memiliki volume baja profil 100% lebih besar dibandingkan bangunan eksisting.

6.2 SARAN

Tugas akhir ini masih jauh dari sempurna, dalam upaya penyempurnaan serta untuk mengembangkan tugas akhir lebih lanjut, saran yang dapat diberikan adalah sebagai berikut.

1. Rencana Anggaran Biaya (RAB) dari *redesign* struktur gedung ini perlu dihitung agar dapat diketahui perbandingan biaya antara gedung perencanaan ulang dengan gedung eksisting.
2. Profil pada struktur gedung dalam tugas akhir ini perlu pembanding baja tipe yang lain, untuk mengetahui profil yang lebih efektif digunakan.
3. Penggunaan *software* khusus lainnya perlu digunakan agar dapat membandingkan hasil desain struktur gedung.
4. Perencanaan pengaku badan pada balok induk dan balok anak perlu dilakukan pada penelitian ini.

DAFTAR PUSTAKA

AISC. 2010. *Load And Resistance Faktor Design. American Institute of Steel Construction Inc, United States of America.*

Amon, Rene ; Knobloch, Bruce & Mazumder, Atanu.1999. Perencanaan Konstruksi Baja Untuk Insinyur dan Arsitek 2. Bandung : PT. Pradinya Paramita.

Anonim, 2012, SNI *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Unuk 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, 2015, SNI *Tata Cara Perencnaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung* SNI 03-1729-2015. Badan Standarisasi Nasional: Jakarta

Anonim, 2013, SNI *Beban Minimum Untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain* SNI 03-1727-2013. Badan Standarisasi Nasional: Jakarta

Departemen Pekerjaan Umum. Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG) 1987.

Dewobroto,Wiryanto.2016. Struktur Baja (Desain, Analisis dan Desain –AISC 2010) Edisi Kedua. Teknik Sipil UPH : Jakarta

Maulana, R. 2011. Tugas Akhir Perencanaan Ulang Gedung Unit V Tipe 2 STMIK Amikom Yogyakarta Dengan Komposit Baja Beton. Yogyakarta: UII.

Prastiwi, Dyah A. 2016. Perencanaan Alternatif Bangunan Komposit Gedung B Progrram Teknologi Informasi dan Ilmu Komputer (Tahap 1) Universitas Brawijaya Berdasarkan SNI 1729-2015. Malang: Universitas Brawijaya

Salmon, Charles G & E.Johnson, John.1991. Struktur Baja Desain Dan PerilakuJilid 1 Edisi Kedua. Diterjemahkan oleh : Ir. Wira M.S.CE. Jakarta : Erlangga.

Salmon, Charles G & E.Johnson, John.1996. Struktur Baja Desain Dan PerilakuEdisi Ketiga. Diterjemahkan oleh Ir.Mc.Prihminto Widodo. Jakarta : PT.Gramedia.

Segui, William T. 2007. *Steel Design. Canada : Adivision of Thomson Canada Limited.*

Setiawan, A.2008.Perencanaan Struktur Baja dengan Metode LRFD (Berdasarkan SNI 03-1729-2002).Jakarta:Erlangga

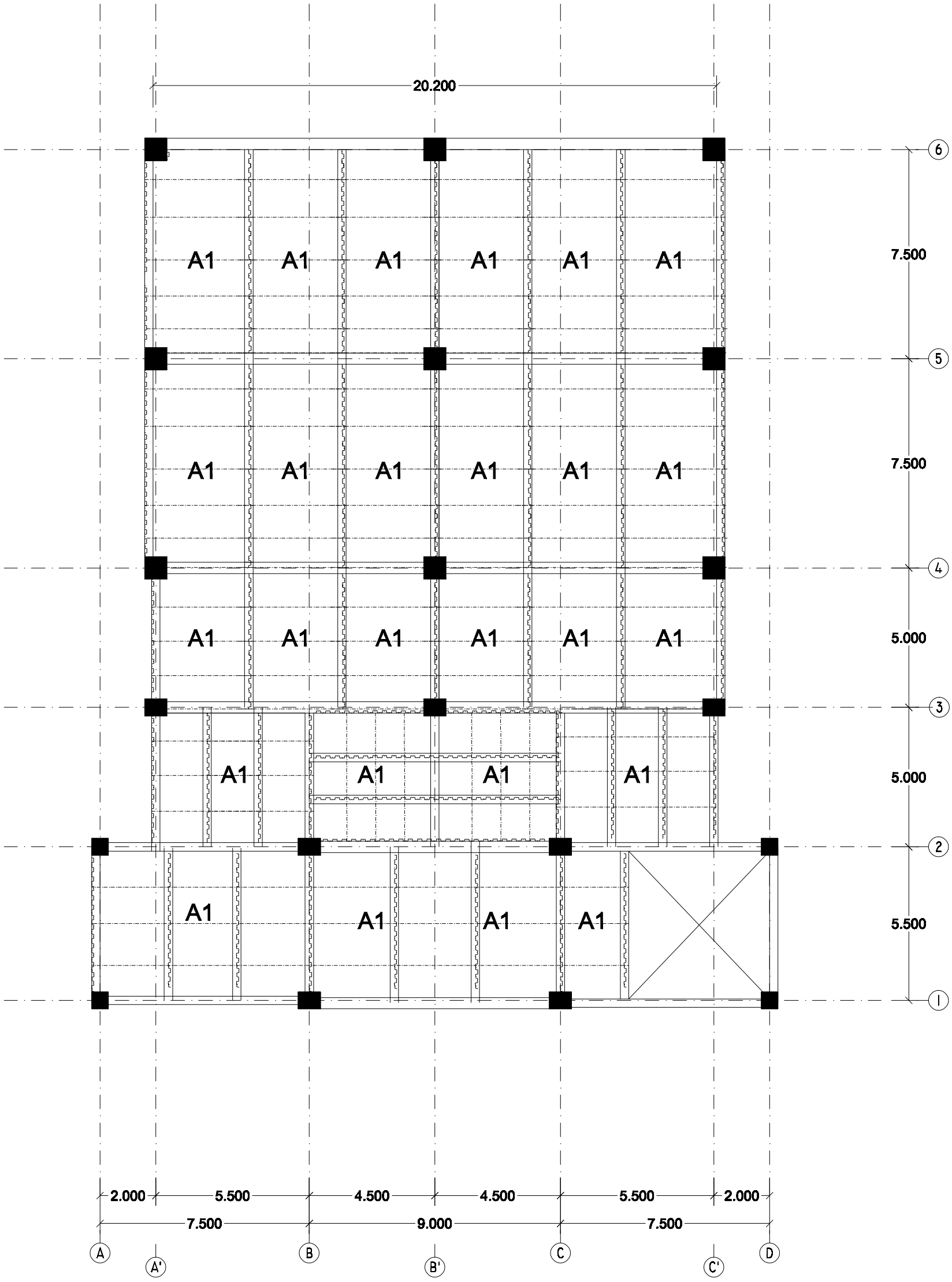
Siwi, Bambang R. 2008. Tugas Akhir Re Desain Struktur Beton Bertulang Dengan Tipe D Pada Asrama Kaltim Ruhui Rahayu. Yogyakarta: UII

Spiegel, Limbrunner. 1998. *Reinforced Concrete Construction. Prentice Hall : Upper Saddle River, N.J*

Widodo. (2006). ”Pengantar Seismologi dan Teknik Kegempaan’’, Bahan Kuliah Jurusan Teknik Sipil FTSP Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.

Wiseso, Insan. 2010. Tugas Akhir Modifikasi Perencanaan Gedung Sekoklah Terang Bangsa Semarang Menggunakan Struktur Komposit Baja-Beton. Surabaya:ITS

LAMPIRAN



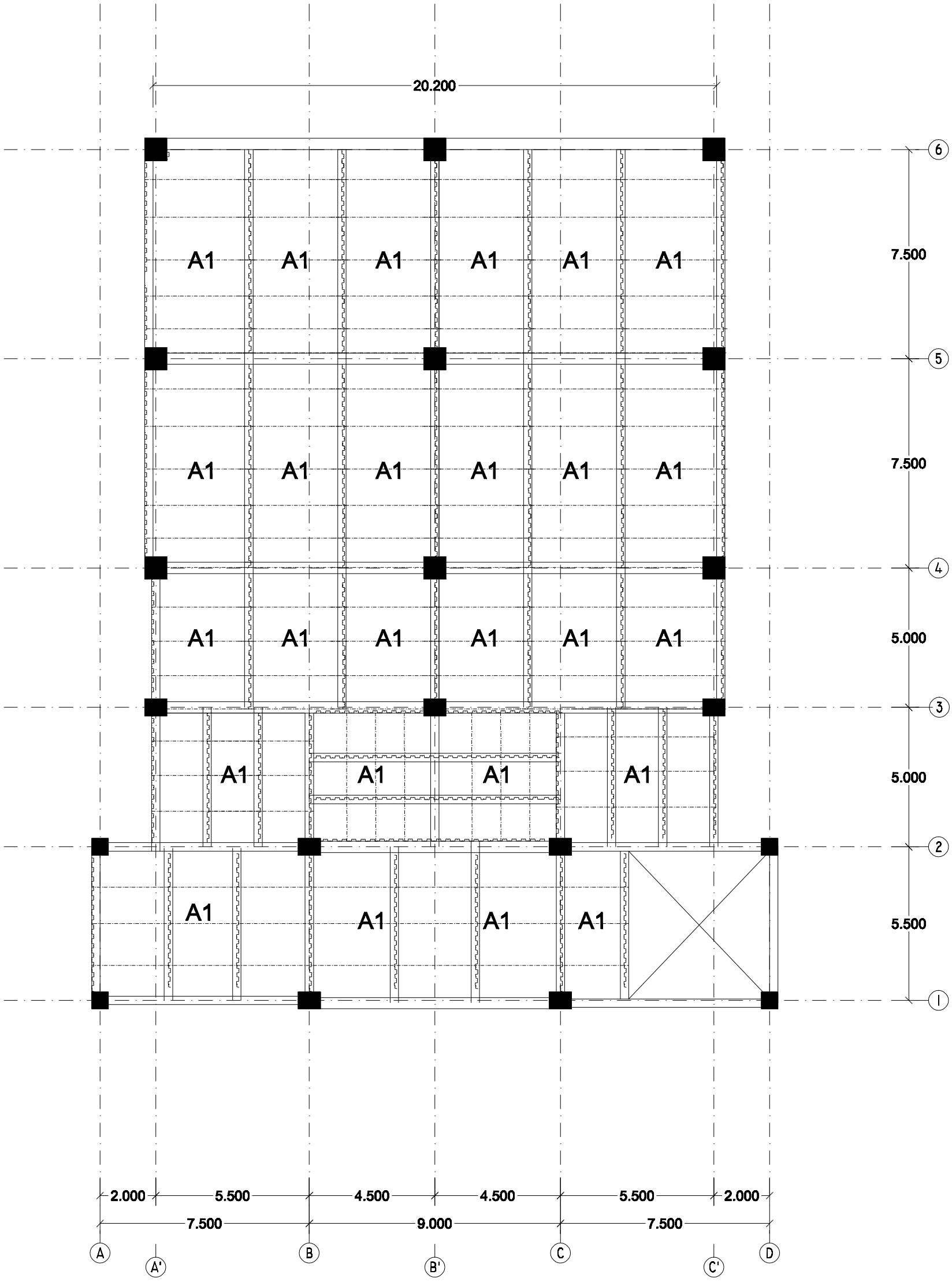
RENCANA PLAT +3.10/LT1
SKALA 1 : 150

LAMPIRAN 1: GAMBAR TEKNIK KOMPOSIT BAJA BETON

HAL : 1 dari 21

	NAMA PROYEK	LOKASI KEGIATAN	JUDUL GAMBAR	NO. PROYEK : -		DIGAMBAR :-	
D:\company profile ben\logo syariah.jpg	PEMBANGUNAN RUMAH TAHFIDZ	DERESAN - SANTREN YOGYAKARTA	RENCANA PLAT	TANGGAL		DIPERIKSA :-	
				SATUAN : METER		DISETUJUI :-	
				SKALA	NO. GAMBAR	NO. REVISI	NO. LEMBAR
				1 : 150	A-03		

MANAHAN, JONGGRANGAN RT03/07 KLATEN UTARA, KLATEN
TELP : (0272) 323744, EMAIL : INDARCHI.TEAM@gmail.com



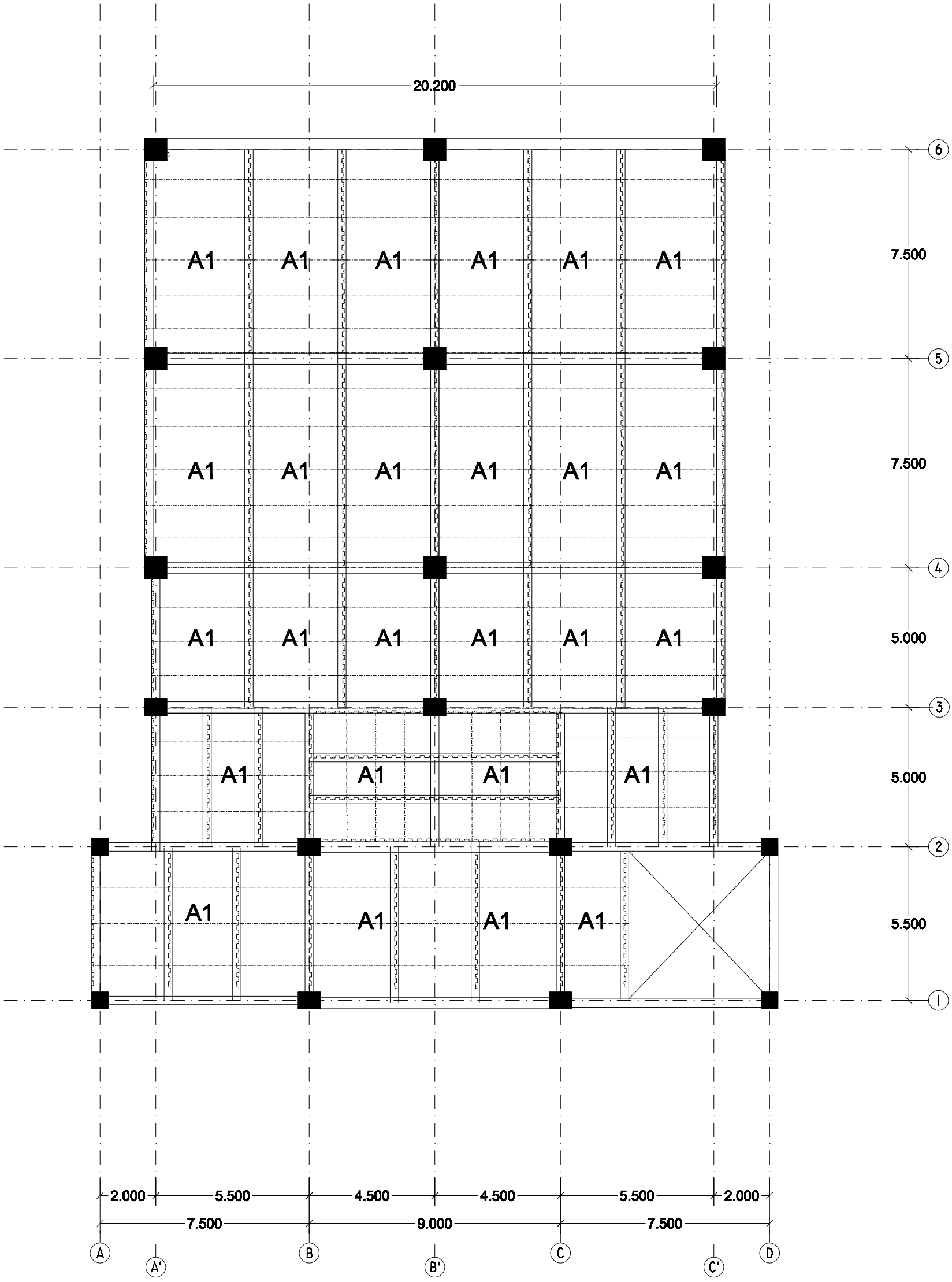
RENCANA PLAT +7.70/LT2
SKALA 1 : 150

LAMPIRAN 1: GAMBAR TEKNIK KOMPOSIT BAJA BETON

HAL : 2 dari 21

	NAMA PROYEK	LOKASI KEGIATAN	JUDUL GAMBAR	NO. PROYEK : -		DIGAMBAR :-	
D:\company profile ben\logo syariah.jpg	PEMBANGUNAN RUMAH TAHFIDZ	DERESAN - SANTREN YOGYAKARTA	RENCANA PLAT	TANGGAL		DIPERIKSA :-	
				SATUAN : METER		DISETUJUI :-	
				SKALA	NO. GAMBAR	NO. REVISI	NO. LEMBAR
				1 : 150	A-03		

MANAHAN, JONGGRANGAN RT03/07 KLATEN UTARA, KLATEN
TELP : (0272) 323744, EMAIL : INDARCHI.TEAM@gmail.com



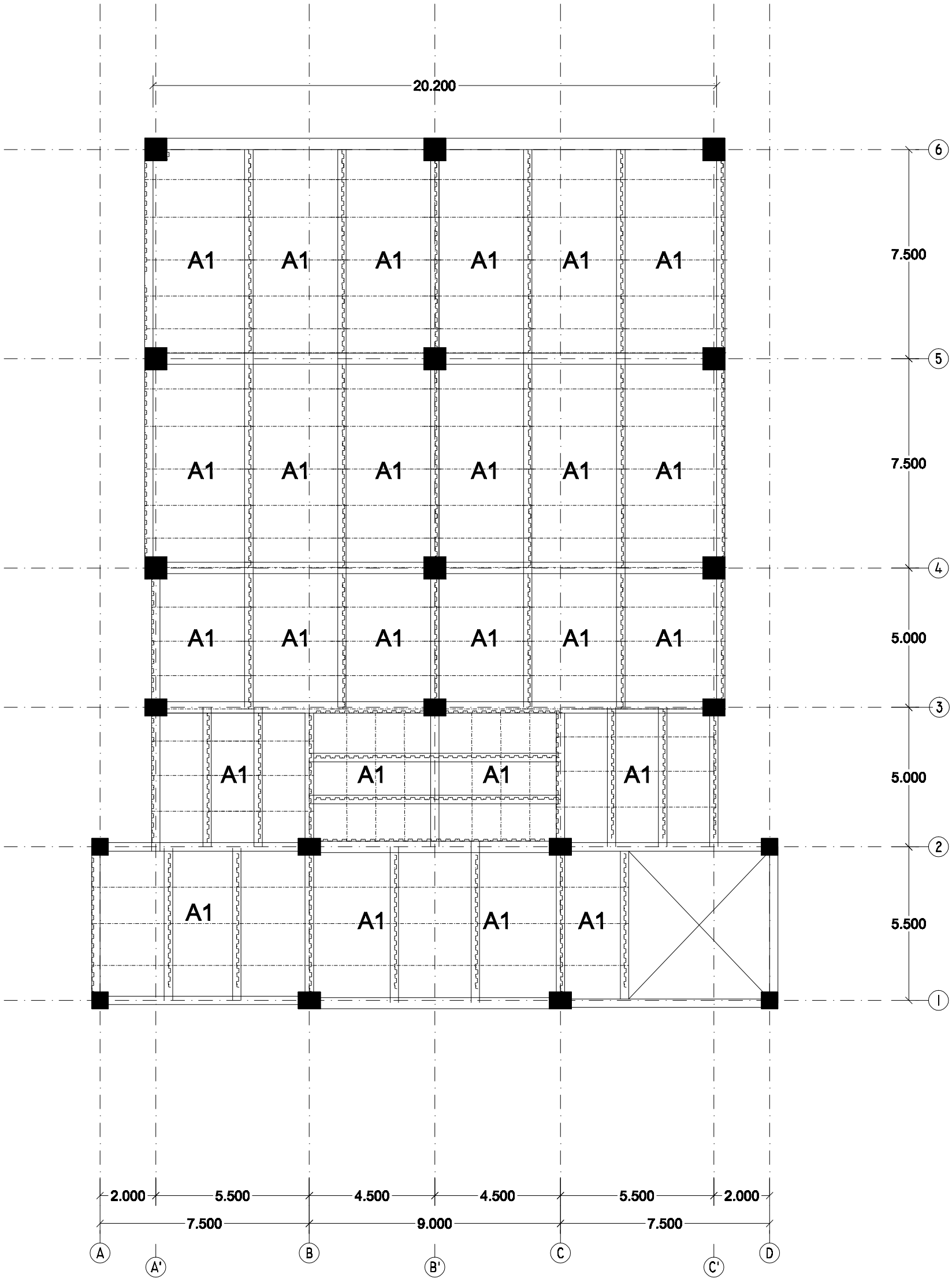
RENCANA PLAT +11.48/LT3
SKALA 1 : 150

LAMPIRAN 1: GAMBAR TEKNIK KOMPOSIT BAJA BETON

HAL : 3 dari 21

	NAMA PROYEK	LOKASI KEGIATAN	JUDUL GAMBAR	NO. PROYEK : -		DIGAMBAR :-	
D:\company profile ben\logo syariah.jpg	PEMBANGUNAN RUMAH TAHFIDZ	DERESAN - SANTREN YOGYAKARTA	RENCANA PLAT	TANGGAL		DIPERIKSA :-	
				SATUAN : METER		DISETUJUI :-	
				SKALA	NO. GAMBAR	NO. REVISI	NO. LEMBAR
				1 : 150	A-03		

MANAHAN, JONGGRANGAN RT03/07 KLATEN UTARA, KLATEN
TELP : (0272) 323744, EMAIL : INDARCHI.TEAM@gmail.com



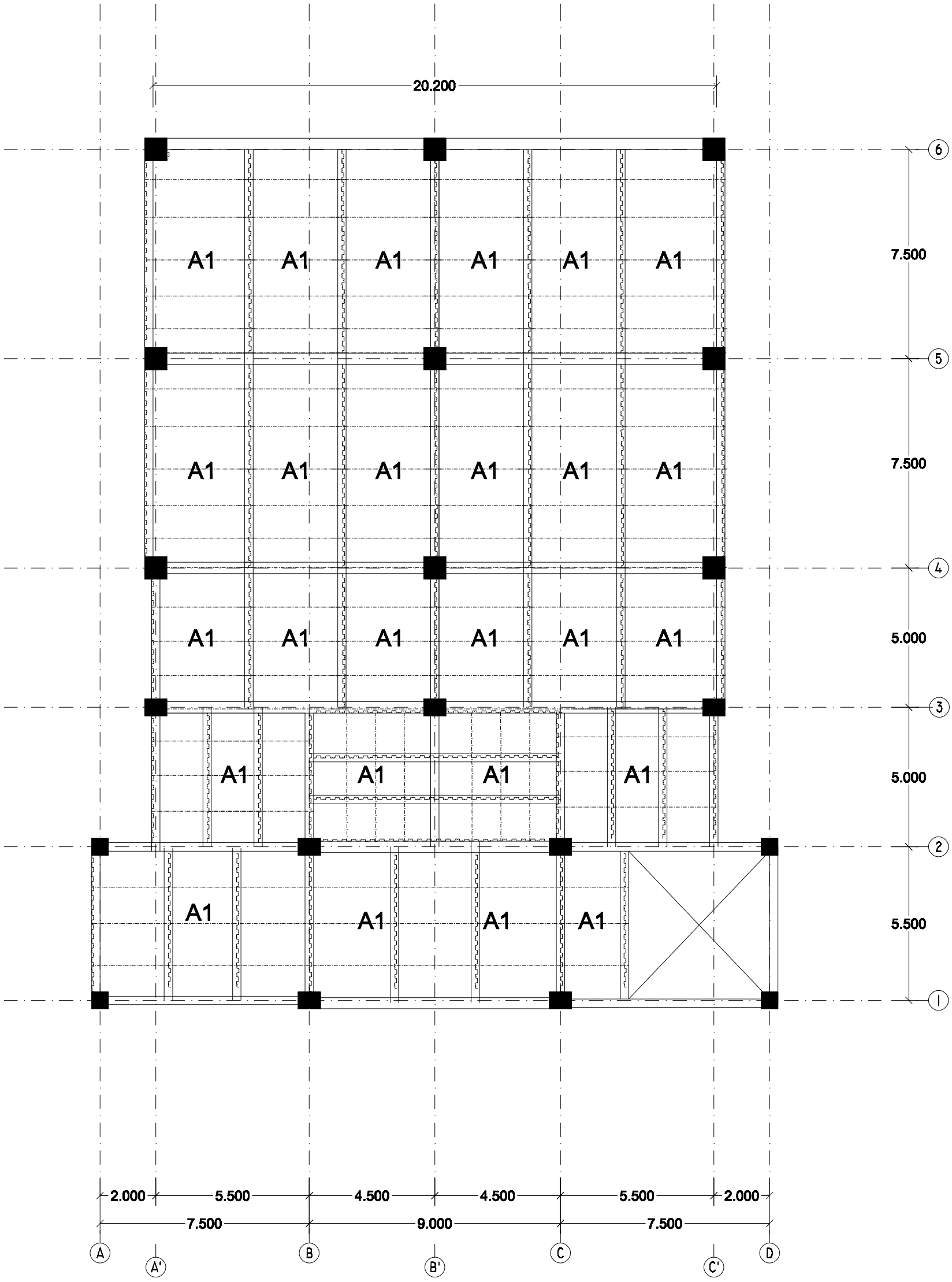
RENCANA PLAT +15.26/LT4
SKALA 1 : 150

LAMPIRAN 1: GAMBAR TEKNIK KOMPOSIT BAJA BETON

HAL : 4 dari 21

	NAMA PROYEK	LOKASI KEGIATAN	JUDUL GAMBAR	NO. PROYEK : -		DIGAMBAR :-	
D:\company profile ben\logo syariah.jpg	PEMBANGUNAN RUMAH TAHFIDZ	DERESAN - SANTREN YOGYAKARTA	RENCANA PLAT	TANGGAL		DIPERIKSA :-	
				SATUAN : METER		DISETUJUI :-	
				SKALA	NO. GAMBAR	NO. REVISI	NO. LEMBAR
				1 : 150	A-03		

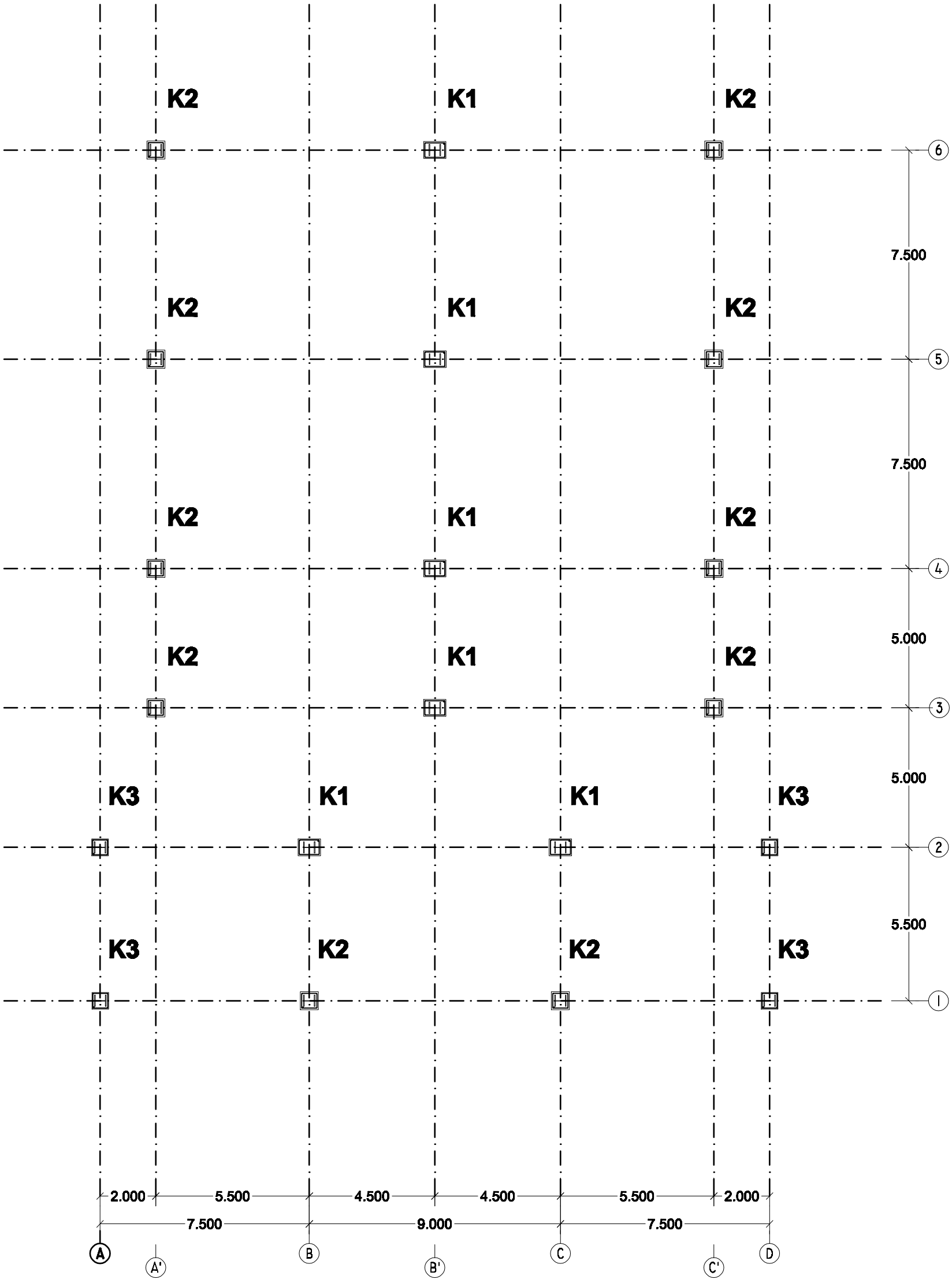
MANAHAN, JONGGRANGAN RT03/07 KLATEN UTARA, KLATEN
TELP : (0272) 323744, EMAIL : INDARCHI.TEAM@gmail.com



RENCANA PLAT +19.04/LT5
SKALA 1 : 150

	NAMA PROYEK	LOKASI KEGIATAN	JUDUL GAMBAR	NO. PROYEK : -		DIGAMBAR :-	
D:\company profile ben\logo syariah.jpg	PEMBANGUNAN RUMAH TAHFIDZ	DERESAN - SANTREN YOGYAKARTA	RENCANA PLAT	TANGGAL		DIPERIKSA :-	
				SATUAN : METER		DISETUJUI :-	
				SKALA	NO. GAMBAR	NO. REVISI	NO. LEMBAR
				1 : 150	A-03		

MANAHAN, JONGGRANGAN RT03/07 KLATEN UTARA, KLATEN
TELP : (0272) 323744, EMAIL : INDARCHI.TEAM@gmail.com

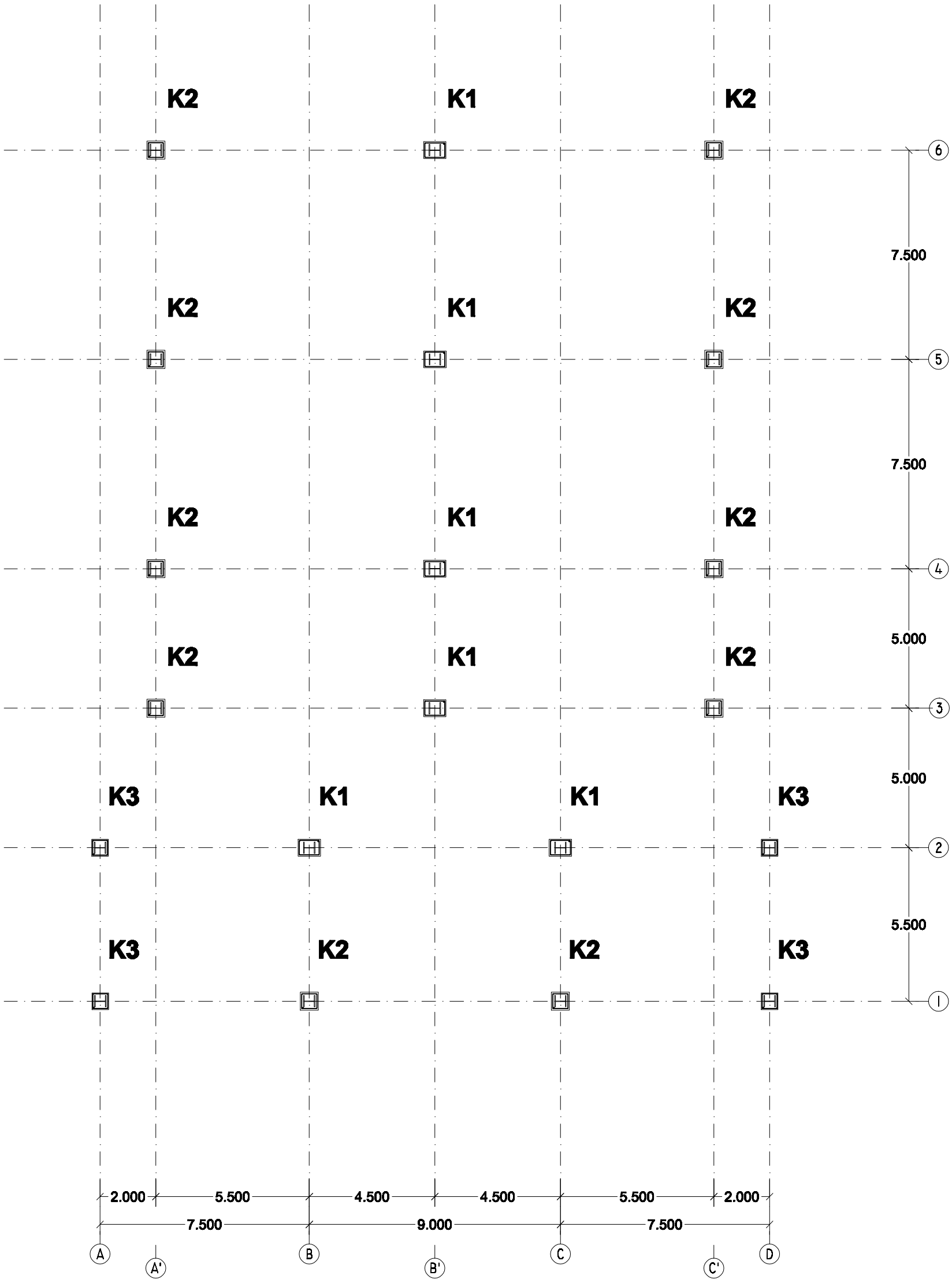


RENCANA KOLOM ±0.00 s/d +3.10
SKALA 1 : 150

D:\company profile ban\logo syariah.jpg

MANAHAN, JONGGRANGAN RT03/07 KLATEN UTARA, KLATEN
TELP : (0272) 323744, EMAIL : INDARCHI.TEAM@gmail.com

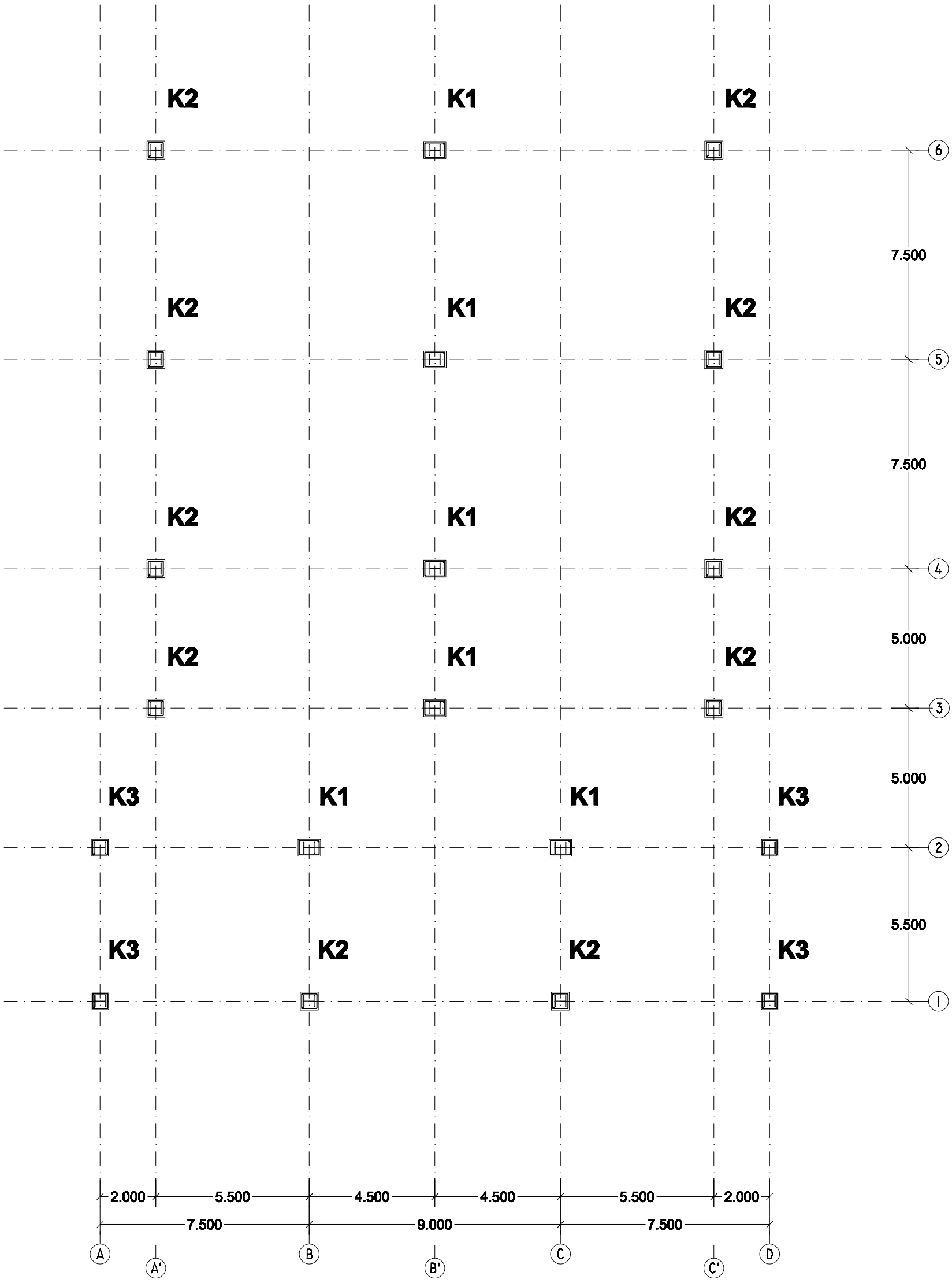
NAMA PROYEK	LOKASI KEGIATAN	JUDUL GAMBAR	NO. PROYEK : -		DIGAMBAR :-	
PEMBANGUNAN RUMAH TAHFIDZ	DERESAN - SANTREN YOGYAKARTA	RENCANA KOLOM	TANGGAL		DIPERIKSA :-	
			SATUAN : METER		DISETUJUI :-	
			SKALA	NO. GAMBAR	NO. REVISI	NO. LEMBAR
			1 : 150	A-03		



RENCANA KOLOM ±3.10 s/d +7.70
SKALA 1 : 150

	NAMA PROYEK	LOKASI KEGIATAN	JUDUL GAMBAR				
D:\company profile ben\logo syariah.jpg	PEMBANGUNAN RUMAH TAHFIDZ	DERESAN - SANTREN YOGYAKARTA	RENCANA KOLOM	NO. PROYEK : -		DIGAMBAR :-	
				TANGGAL		DIPERIKSA :-	
				SATUAN : METER		DISETUJUI :-	
				SKALA	NO. GAMBAR	NO. REVISI	NO. LEMBAR
				1 : 150	A-03		

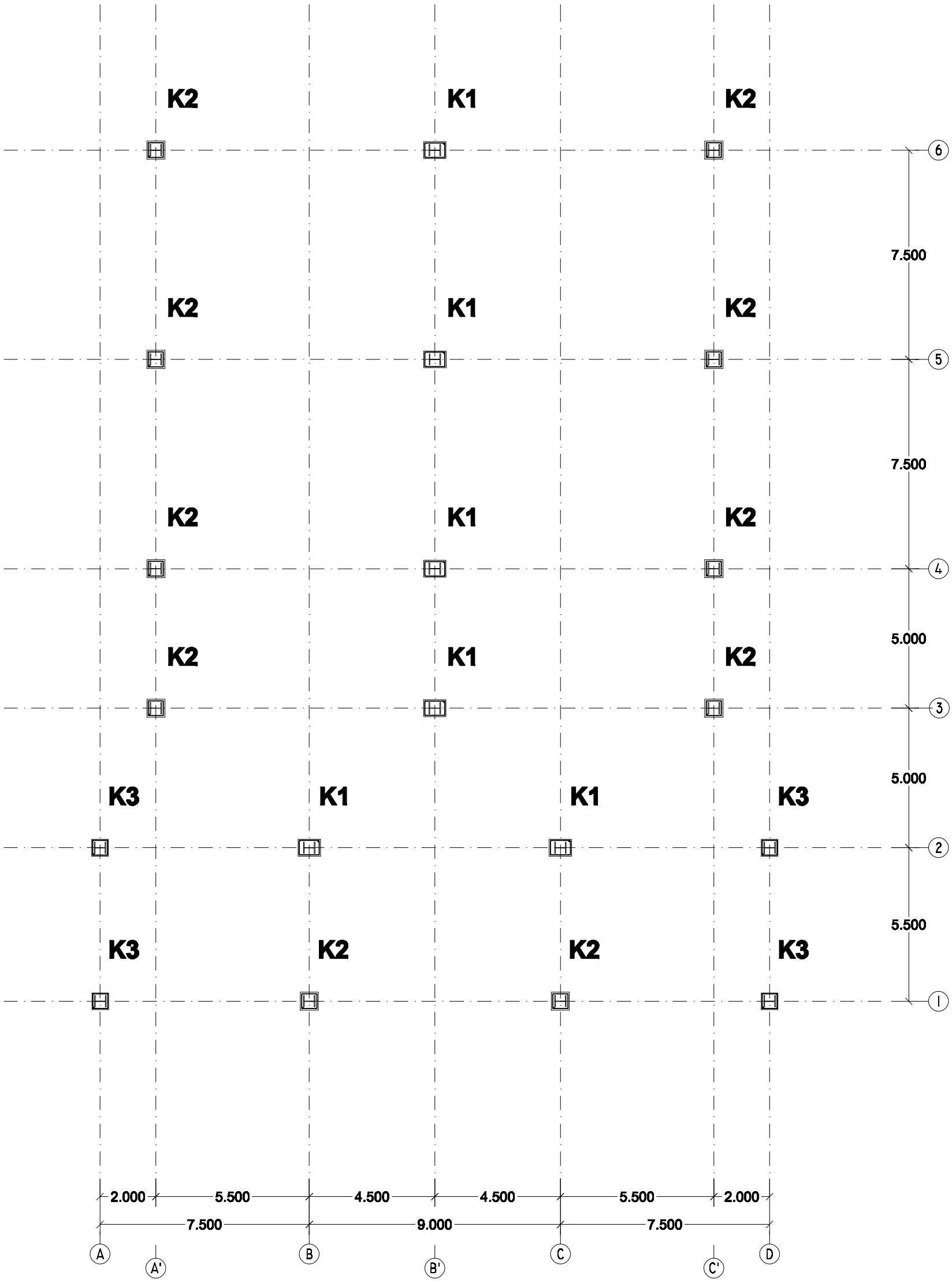
MANAHAN, JONGGRANGAN RT03/07 KLATEN UTARA, KLATEN
TELP : (0272) 323744, EMAIL : INDARCHI.TEAM@gmail.com



RENCANA KOLOM ±7.70 s/d +11.48
SKALA 1 : 150

	NAMA PROYEK	LOKASI KEGIATAN	JUDUL GAMBAR				
D:\company profile ben\logo syariah.jpg	PEMBANGUNAN RUMAH TAHFIDZ	DERESAN - SANTREN YOGYAKARTA	RENCANA KOLOM	NO. PROYEK : -		DIGAMBAR :-	
				TANGGAL		DIPERIKSA :-	
				SATUAN : METER		DISETUJUI :-	
				SKALA	NO. GAMBAR	NO. REVISI	NO. LEMBAR
				1 : 150	A-03		

MANAHAN, JONGGRANGAN RT03/07 KLATEN UTARA, KLATEN
TELP : (0272) 323744, EMAIL : INDARCHI.TEAM@gmail.com

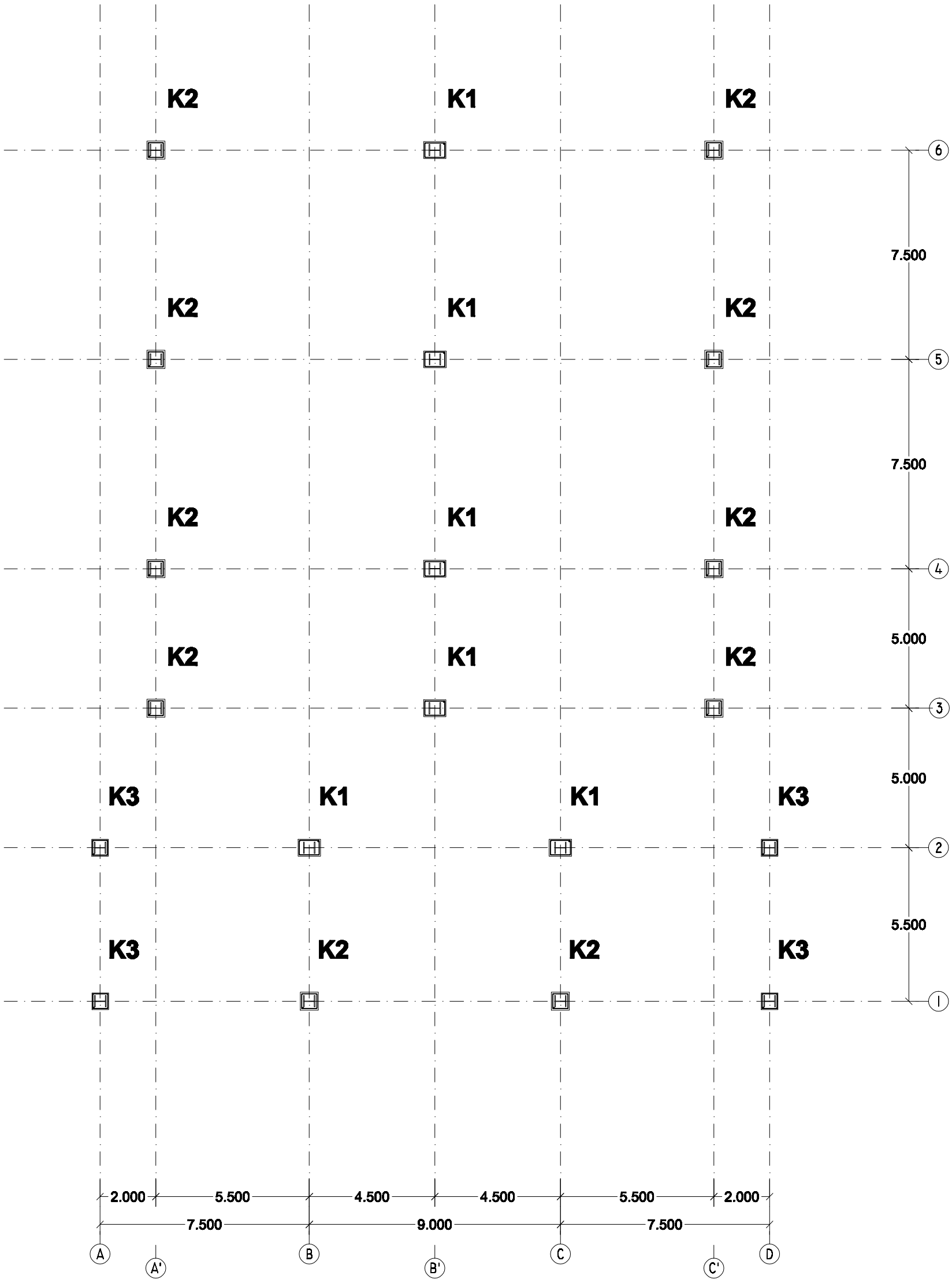


RENCANA KOLOM ±11.48 s/d +15.26
SKALA 1 : 150

D:\company profile ben\logo syariah.jpg

MANAHAN, JONGGRANGAN RT03/07 KLATEN UTARA, KLATEN
TELP : (0272) 323744, EMAIL : INDARCHI.TEAM@gmail.com

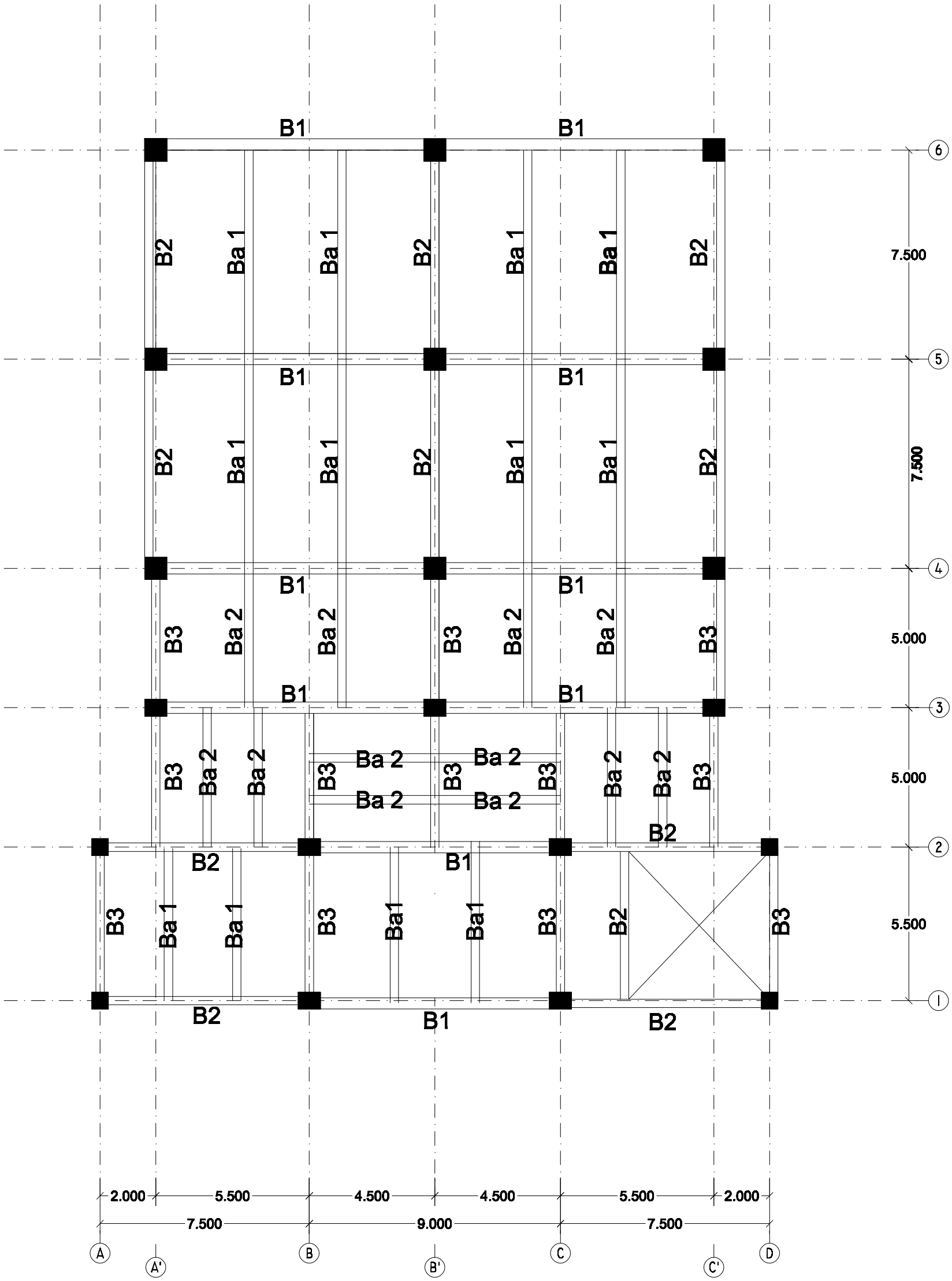
NAMA PROYEK	LOKASI KEGIATAN	JUDUL GAMBAR	NO. PROYEK : -		DIGAMBAR :-	
PEMBANGUNAN RUMAH TAHFIDZ	DERESAN - SANTREN YOGYAKARTA	RENCANA KOLOM	TANGGAL		DIPERIKSA :-	
			SATUAN : METER		DISETUJUI :-	
			SKALA	NO. GAMBAR	NO. REVISI	NO. LEMBAR
			1 : 150	A-03		



RENCANA KOLOM ±15.26s/d +19.04
SKALA 1 : 150

	NAMA PROYEK	LOKASI KEGIATAN	JUDUL GAMBAR				
D:\company profile ben\logo syariah.jpg	PEMBANGUNAN RUMAH TAHFIDZ	DERESAN - SANTREN YOGYAKARTA	RENCANA KOLOM	NO. PROYEK : -		DIGAMBAR :-	
				TANGGAL		DIPERIKSA :-	
				SATUAN : METER		DISETUJUI :-	
				SKALA	NO. GAMBAR	NO. REVISI	NO. LEMBAR
				1 : 150	A-03		

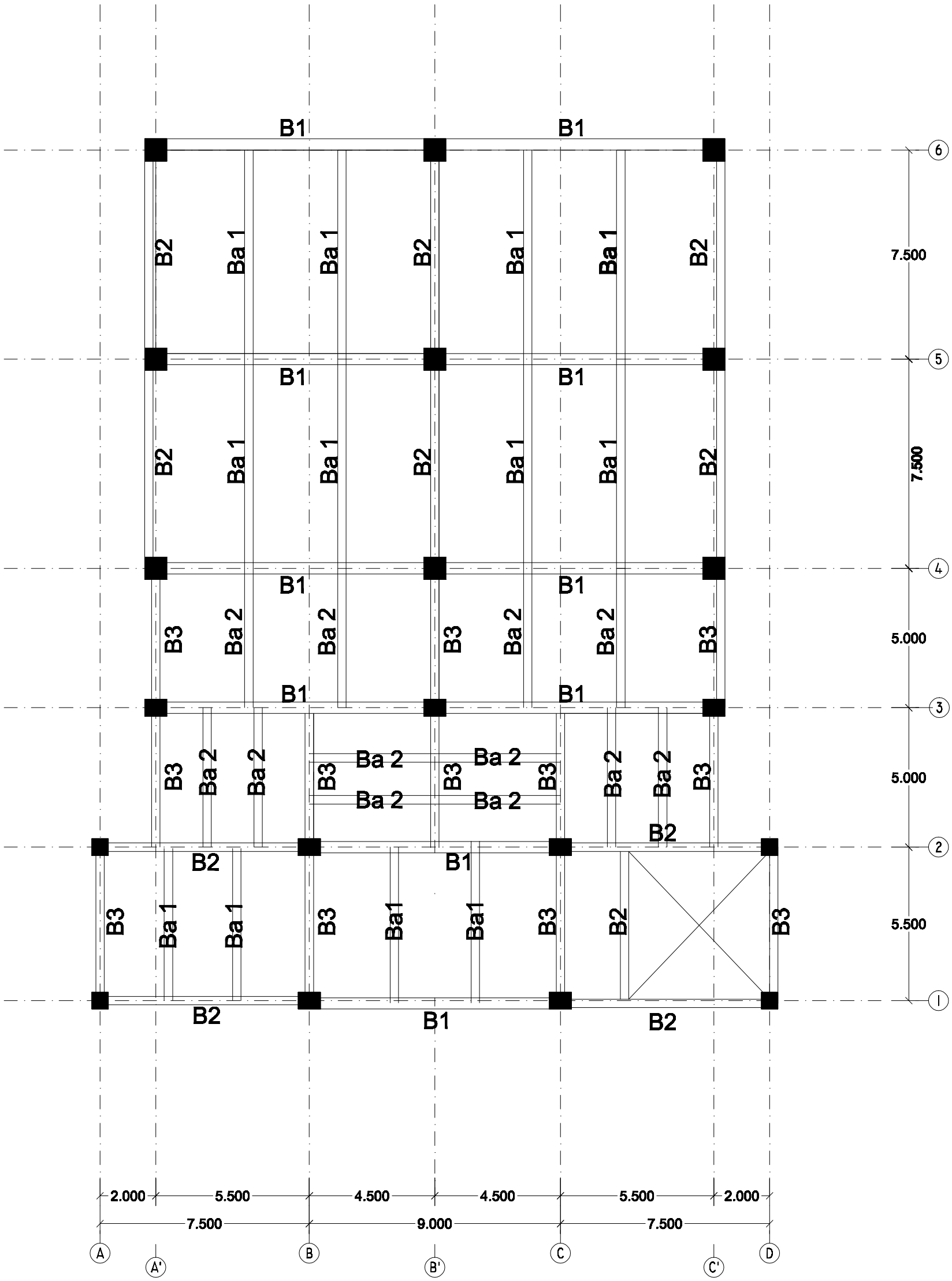
MANAHAN, JONGGRANGAN RT03/07 KLATEN UTARA, KLATEN
TELP : (0272) 323744, EMAIL : INDARCHI.TEAM@gmail.com



RENCANA BALOK +0.00
SKALA 1 : 150

	NAMA PROYEK	LOKASI KEGIATAN	JUDUL GAMBAR	NO. PROYEK : -		DIGAMBAR :-	
D:\company profile ban\logo syariah.jpg	PEMBANGUNAN RUMAH TAHFIDZ	DERESAN - SANTREN YOGYAKARTA	RENCANA BALOK	TANGGAL		DIPERIKSA :-	
				SATUAN : METER		DISETUJUI :-	
				SKALA	NO. GAMBAR	NO. REVISI	NO. LEMBAR
				1 : 150	A-03		

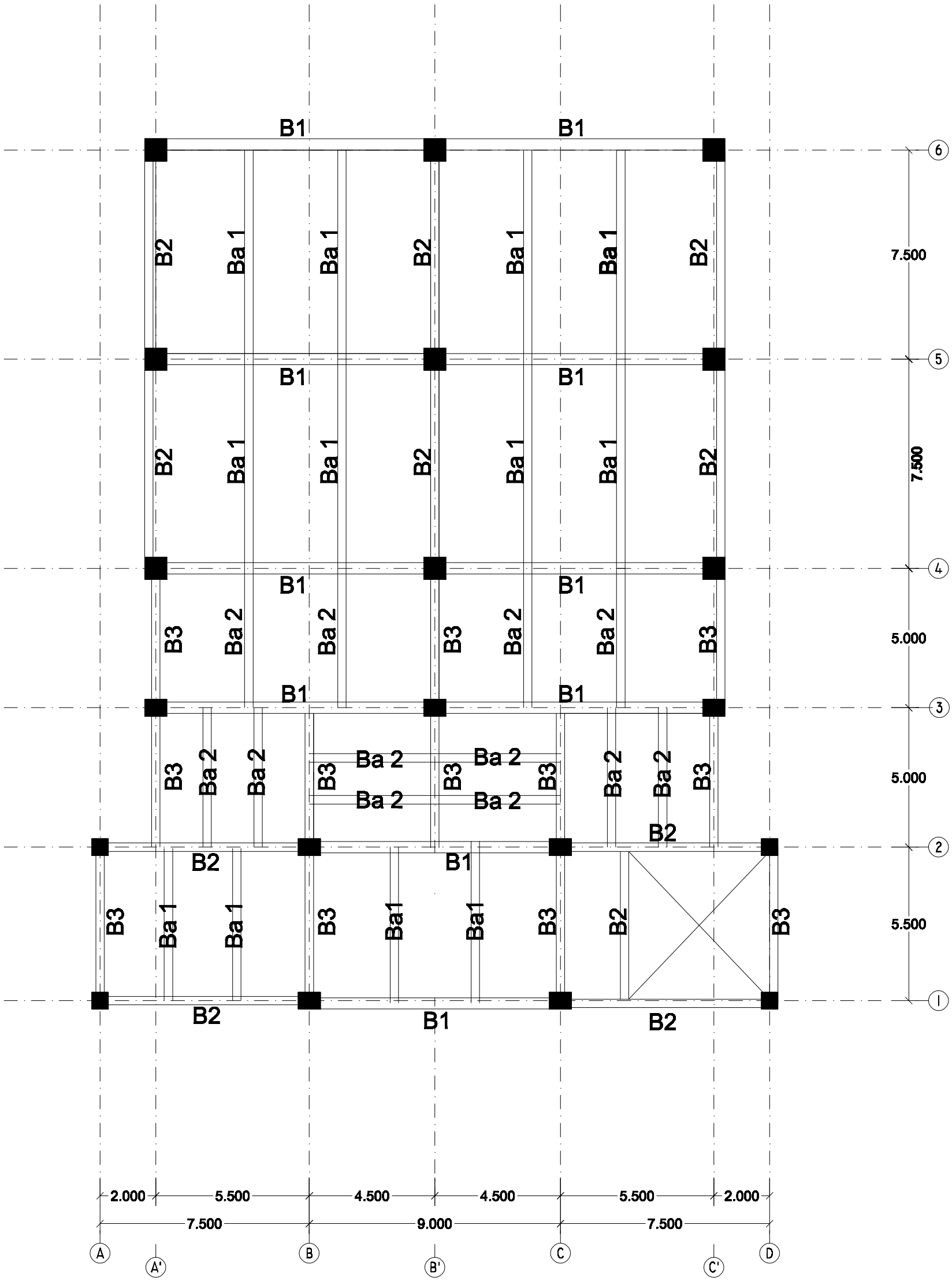
MANAHAN, JONGGRANGAN RT03/07 KLATEN UTARA, KLATEN
TELP : (0272) 323744, EMAIL : INDARCHI.TEAM@gmail.com



RENCANA BALOK +3.10
SKALA 1 : 150

D:\company profile ban\logo syariah.jpg
MANAHAN, JONGGRANGAN RT03/07 KLATEN UTARA, KLATEN
TELP : (0272) 323744, EMAIL : INDARCHI.TEAM@gmail.com

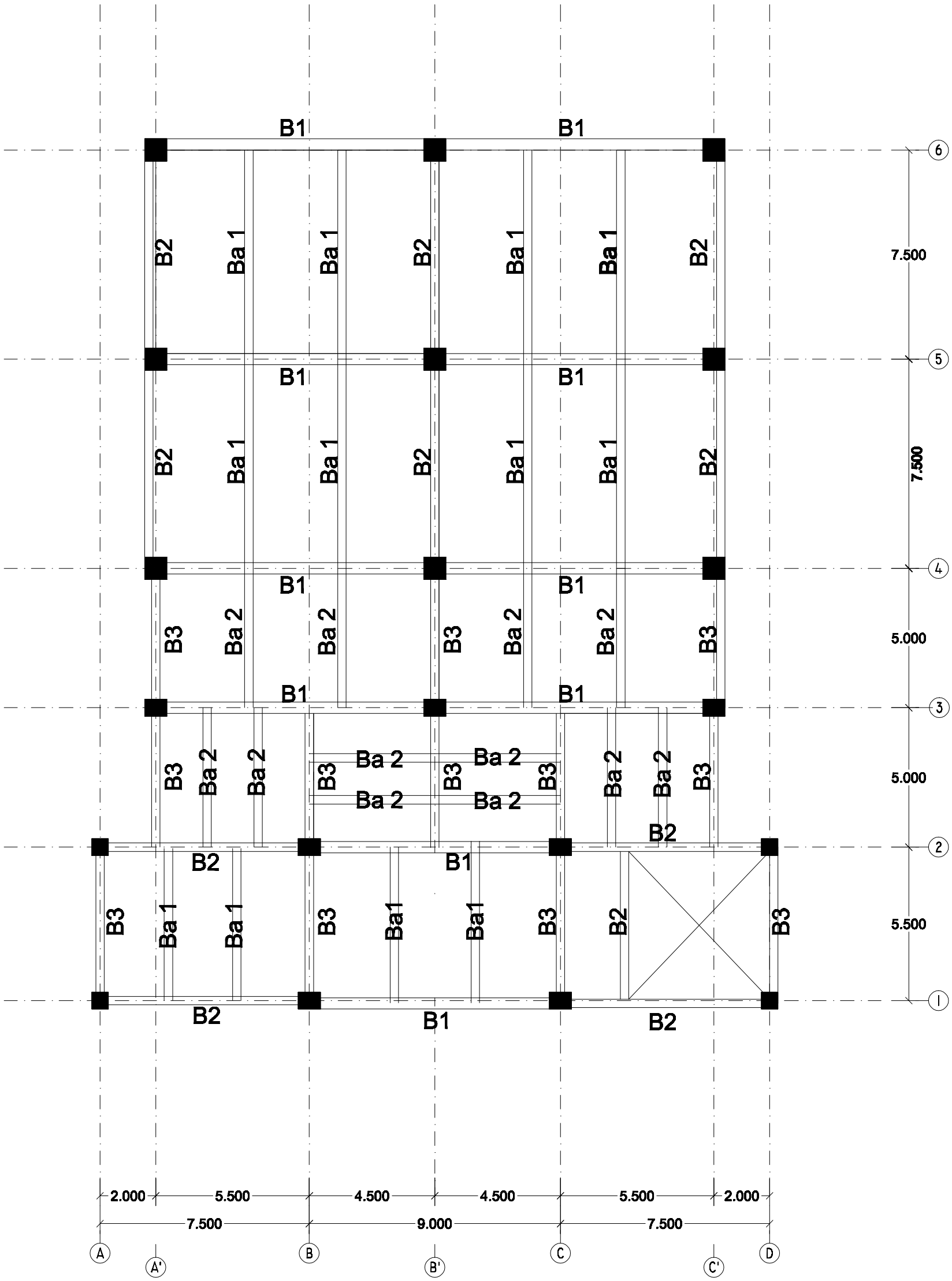
NAMA PROYEK	LOKASI KEGIATAN	JUDUL GAMBAR	NO. PROYEK : -		DIGAMBAR :-	
PEMBANGUNAN RUMAH TAHFIDZ	DERESAN - SANTREN YOGYAKARTA	RENCANA BALOK	TANGGAL		DIPERIKSA :-	
			SATUAN : METER		DISETUJUI :-	
			SKALA	NO. GAMBAR	NO. REVISI	NO. LEMBAR
			1 : 150	A-03		



RENCANA BALOK +7.70
SKALA 1 : 150

	NAMA PROYEK	LOKASI KEGIATAN	JUDUL GAMBAR	NO. PROYEK : -		DIGAMBAR :-	
D:\company profile ban\logo syariah.jpg	PEMBANGUNAN RUMAH TAHFIDZ	DERESAN - SANTREN YOGYAKARTA	RENCANA BALOK	TANGGAL		DIPERIKSA :-	
				SATUAN : METER		DISETUJUI :-	
				SKALA	NO. GAMBAR	NO. REVISI	NO. LEMBAR
				1 : 150	A-03		

MANAHAN, JONGGRANGAN RT03/07 KLATEN UTARA, KLATEN
TELP : (0272) 323744, EMAIL : INDARCHI.TEAM@gmail.com

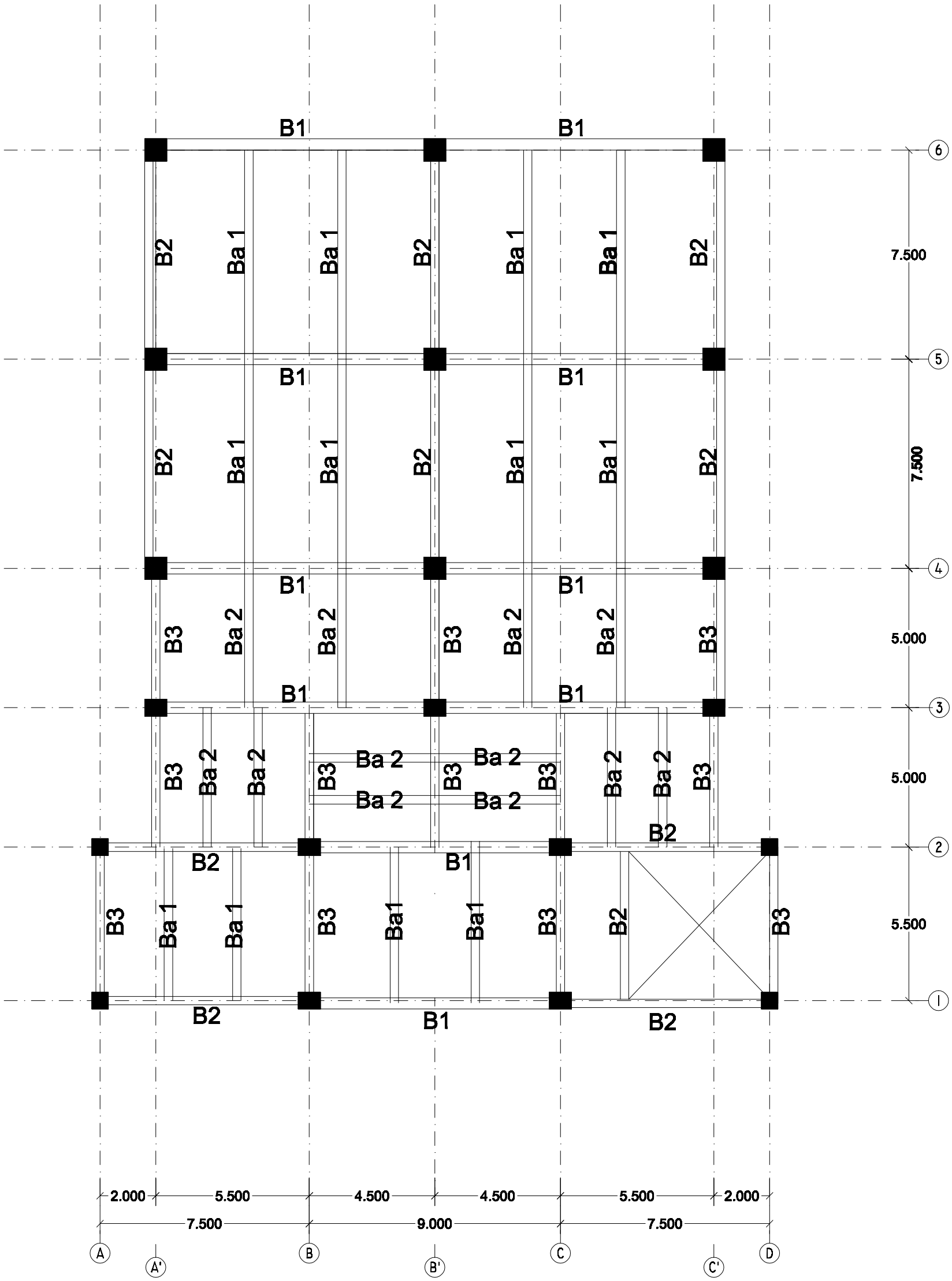


RENCANA BALOK +11.48
SKALA 1 : 150

LAMPIRAN 1: GAMBAR TEKNIK KOMPOSIT BAJA BETON

HAL : 14 dari 21

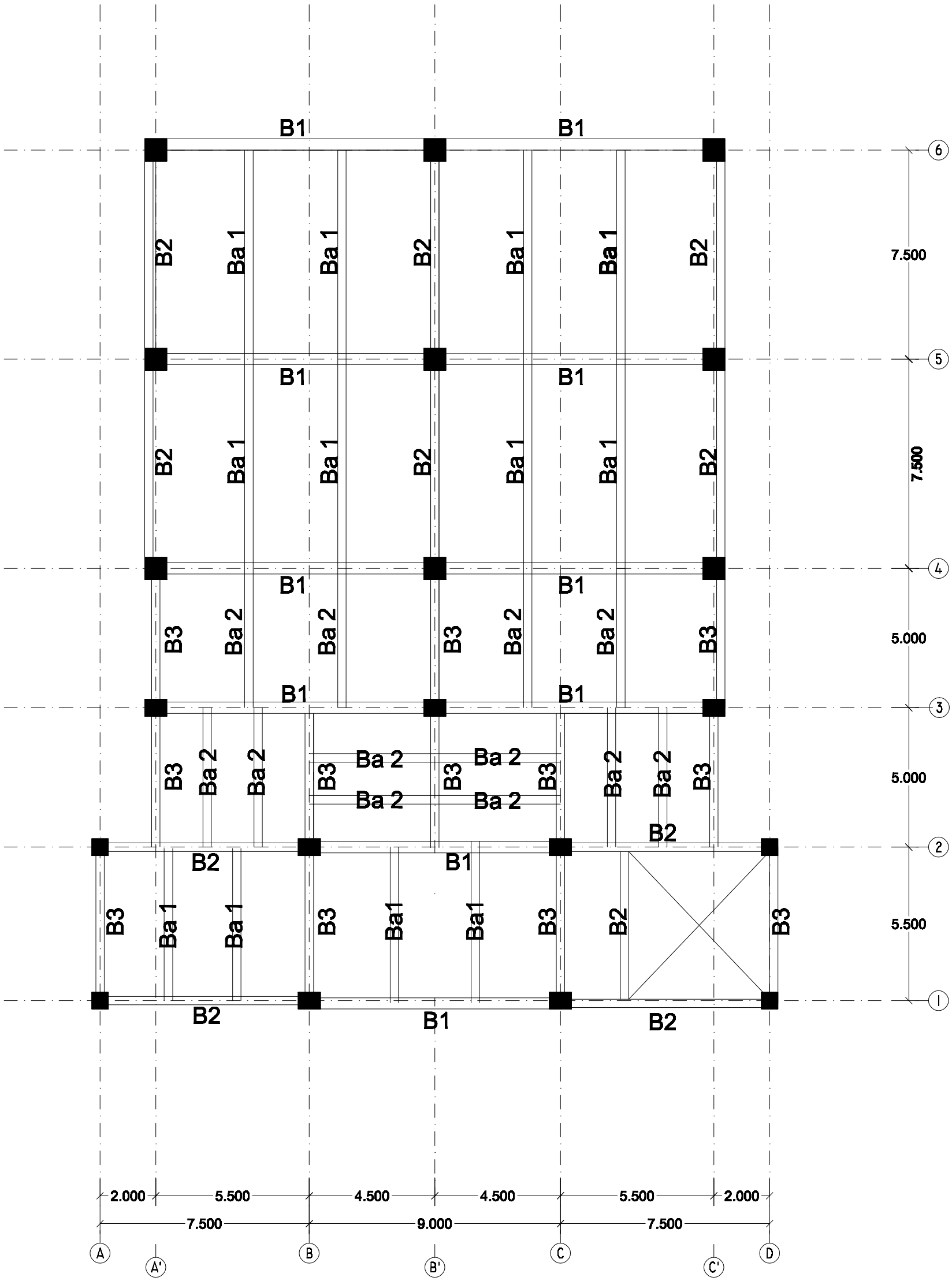
	NAMA PROYEK	LOKASI KEGIATAN	JUDUL GAMBAR	NO. PROYEK : -		DIGAMBAR :-	
D:\company profile ban\logo syariah.jpg	PEMBANGUNAN RUMAH TAHFIDZ	DERESAN - SANTREN YOGYAKARTA	RENCANA BALOK	TANGGAL		DIPERIKSA :-	
				SATUAN : METER		DISETUJUI :-	
MANAHAN, JONGGRANGAN RT03/07 KLATEN UTARA, KLATEN TELP : (0272) 323744, EMAIL : INDARCHI.TEAM@gmail.com				SKALA	NO. GAMBAR	NO. REVISI	NO. LEMBAR
				1 : 150	A-03		



RENCANA BALOK +15.26
SKALA 1 : 150

	NAMA PROYEK	LOKASI KEGIATAN	JUDUL GAMBAR				
D:\company profile ban\logo syariah.jpg	PEMBANGUNAN RUMAH TAHFIDZ	DERESAN - SANTREN YOGYAKARTA	RENCANA BALOK	NO. PROYEK : -		DIGAMBAR :-	
				TANGGAL		DIPERIKSA :-	
				SATUAN : METER		DISETUJUI :-	
				SKALA	NO. GAMBAR	NO. REVISI	NO. LEMBAR
				1 : 150	A-03		

MANAHAN, JONGGRANGAN RT03/07 KLATEN UTARA, KLATEN
TELP : (0272) 323744, EMAIL : INDARCHI.TEAM@gmail.com

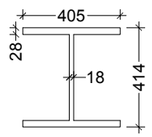
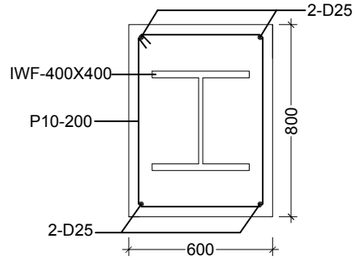


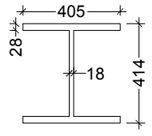
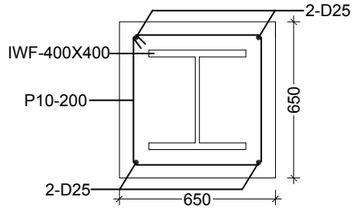
RENCANA BALOK +19.04
SKALA 1 : 150

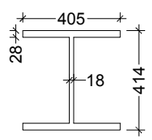
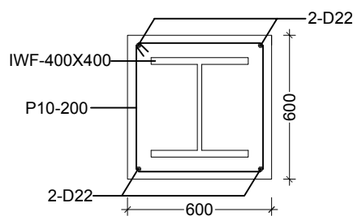
	NAMA PROYEK	LOKASI KEGIATAN	JUDUL GAMBAR				
D:\company profile baru\logo syariah.jpg	PEMBANGUNAN RUMAH TAHFIDZ	DERESAN - SANTREN YOGYAKARTA	RENCANA BALOK	NO. PROYEK : -		DIGAMBAR :-	
				TANGGAL		DIPERIKSA :-	
				SATUAN : METER		DISETUJUI :-	
				SKALA	NO. GAMBAR	NO. REVISI	NO. LEMBAR
				1 : 150	A-03		

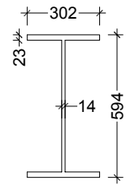
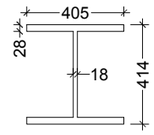
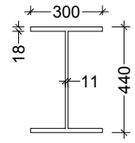
MANAHAN, JONGGRANGAN RT03/07 KLATEN UTARA, KLATEN
TELP : (0272) 323744, EMAIL : INDARCHI.TEAM@gmail.com

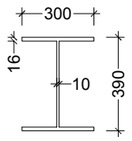
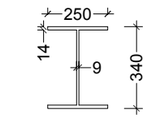
LAMPIRAN 1: GAMBAR TEKNIK KOMPOSIT BAJA BETON

TYPE / LANTAI	KOLOM K1	
	PROFIL BAJA	KOMPOSIT
BASEMENT s/d ±19.04		
DIMENSI	IWF-400X400	600 x 800

TYPE / LANTAI	KOLOM K2	
	PROFIL BAJA	KOMPOSIT
BASEMENT s/d ±19.04		
DIMENSI	IWF-400X400	650 x 650

TYPE / LANTAI	KOLOM K3	
	PROFIL BAJA	KOMPOSIT
BASEMENT s/d ±19.04		
DIMENSI	IWF-400X400	600 x 600

TYPE / LANTAI	BALOK B1	BALOK B2	BALOK B3
	PROFIL BAJA	PROFIL BAJA	PROFIL BAJA
BASEMENT s/d ±19.04			
DIMENSI	IWF-600X300	IWF-400X400	IWF-450X300

TYPE / LANTAI	BALOK Ba-1	BALOK Ba-2	
	PROFIL BAJA	PROFIL BAJA	PROFIL BAJA
BASEMENT s/d ±19.04			
DIMENSI	IWF-400X300	IWF-350X250	

DETIL KOLOM & BALOK

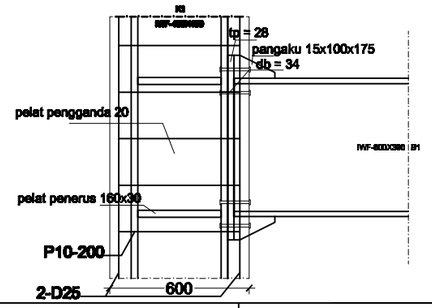
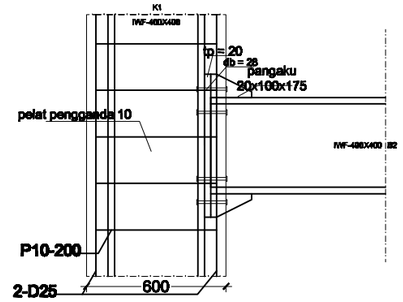
SKALA 1 : 25

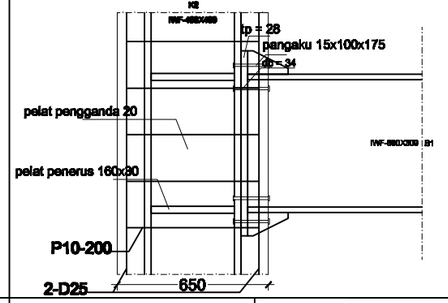
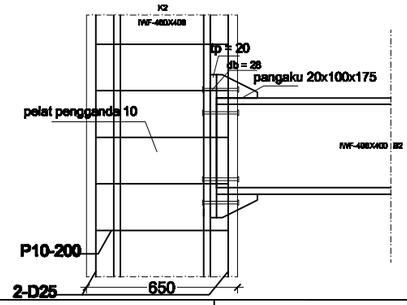
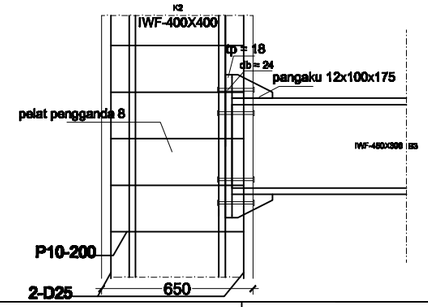
MANAHAN, JONGGRANGAN RT03/07 KLATEN UTARA, KLATEN
TELP : (0272) 323744, EMAIL : INDARCHI.TEAM@gmail.com

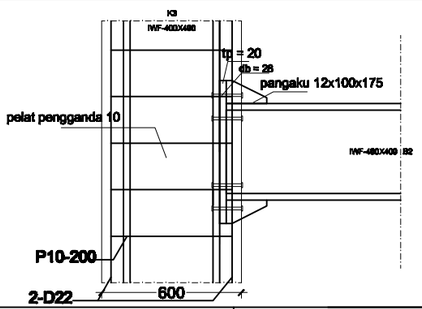
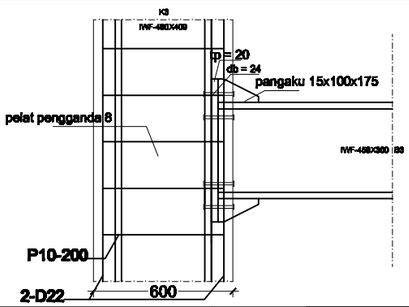
NAMA PROYEK	LOKASI KEGIATAN	JUDUL GAMBAR	NO. PROYEK : -	DIGAMBAR :-
PEMBANGUNAN RUMAH TAHFIDZ	DERESAN - SANTREN YOGYAKARTA		TANGGAL	DIPERIKSA :-
			SATUAN : MILIMETER	DISETUJUI :-

SKALA	NO. GAMBAR	NO. REVISI	NO. LEMBAR
1 : 25	A-03		

LAMPIRAN 1: GAMBAR TEKNIK KOMPOSIT BAJA BETON

TYPE / LANTAI	SAMBUNGAN KOLOM-BALOK K1-B1		SAMBUNGAN KOLOM-BALOK K1-B2		
	PROFIL BAJA		PROFIL BAJA		PROFIL BAJA
BASEMENT s/d ±19.04					
DIMENSI	TAMPAK *WEB*	TAMPAK *FLENS*	TAMPAK *WEB*	TAMPAK *FLENS*	TAMPAK *WEB* / TAMPAK *FLENS*

TYPE / LANTAI	SAMBUNGAN KOLOM-BALOK K2-B1		SAMBUNGAN KOLOM-BALOK K2-B2		SAMBUNGAN KOLOM-BALOK K2-B3	
	PROFIL BAJA		PROFIL BAJA		PROFIL BAJA	
BASEMENT s/d ±19.04						
DIMENSI	TAMPAK *WEB*	TAMPAK *FLENS*	TAMPAK *WEB*	TAMPAK *FLENS*	TAMPAK *WEB*	TAMPAK *FLENS*

TYPE / LANTAI	SAMBUNGAN KOLOM-BALOK K3-B2		SAMBUNGAN KOLOM-BALOK K2-B3		
	PROFIL BAJA		PROFIL BAJA		PROFIL BAJA
BASEMENT s/d ±19.04					
DIMENSI	TAMPAK *WEB*	TAMPAK *FLENS*	TAMPAK *WEB*	TAMPAK *FLENS*	TAMPAK *WEB* / TAMPAK *FLENS*

SAMBUNGAN

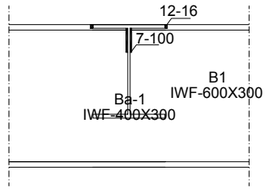
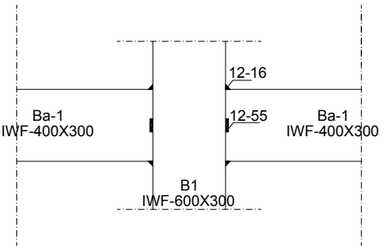
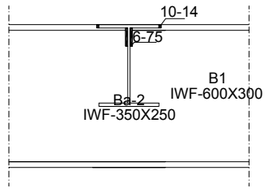
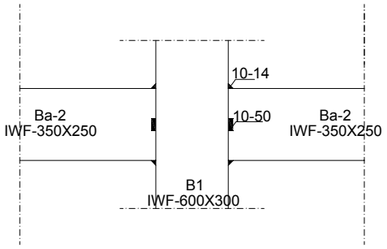
SKALA 1 : 25

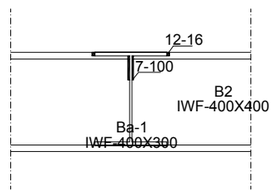
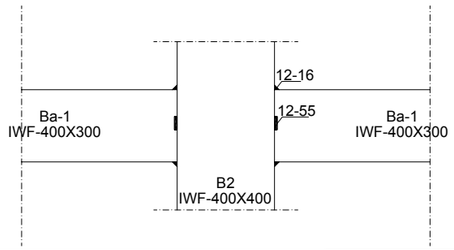
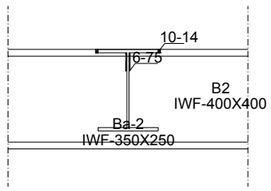
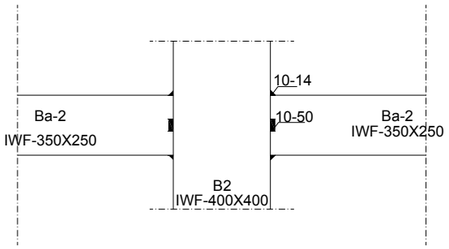
MANAHAN, JONGGRANGAN RT03/07 KLATEN UTARA, KLATEN
TELP : (0272) 323744, EMAIL : INDARCHI.TEAM@gmail.com

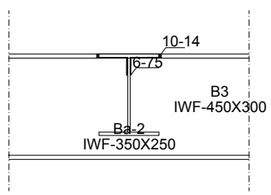
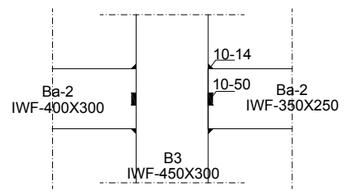
NAMA PROYEK	LOKASI KEGIATAN	JUDUL GAMBAR	NO. PROYEK : -	DIGAMBAR :-
PEMBANGUNAN RUMAH TAHFIDZ	DERESAN - SANTREN YOGYAKARTA		TANGGAL	DIPERIKSA :-
			SATUAN : MILIMETER	DISETUJUI :-

SKALA	NO. GAMBAR	NO. REVISI	NO. LEMBAR
1 : 25	A-03		

LAMPIRAN 1: GAMBAR TEKNIK KOMPOSIT BAJA BETON

TYPE / LANTAI	SAMBUNGAN B.INDUK- B.ANAK B1-Ba1		SAMBUNGAN B.INDUK- B.ANAK B1-Ba2	
	PROFIL BAJA		PROFIL BAJA	
BASEMENT s/d ±19.04				
KETERANGAN	TAMPAK DEPAN	TAMPAK ATAS	TAMPAK DEPAN	TAMPAK ATAS

TYPE / LANTAI	SAMBUNGAN B.INDUK- B.ANAK B2-Ba1		SAMBUNGAN B.INDUK- B.ANAK B2-Ba2	
	PROFIL BAJA		PROFIL BAJA	
BASEMENT s/d ±19.04				
KETERANGAN	TAMPAK DEPAN	TAMPAK ATAS	TAMPAK DEPAN	TAMPAK ATAS

TYPE / LANTAI	SAMBUNGAN B.INDUK- B.ANAK B3-Ba2	
	PROFIL BAJA	
BASEMENT s/d ±19.04		
KETERANGAN	TAMPAK DEPAN	TAMPAK ATAS

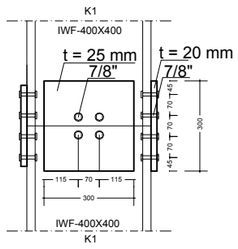
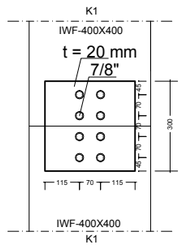
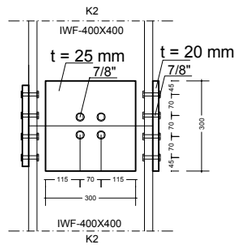
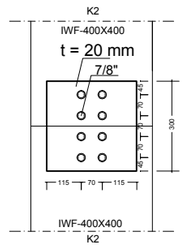
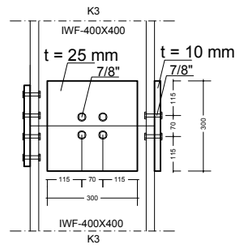
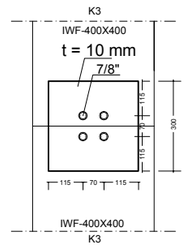
SAMBUNGAN

SKALA 1 : 25

	NAMA PROYEK	LOKASI KEGIATAN	JUDUL GAMBAR		
MANAHAN, JONGGRANGAN RT03/07 KLATEN UTARA, KLATEN TELP : (0272) 323744, EMAIL : INDARCHI.TEAM@gmail.com	PEMBANGUNAN RUMAH TAHFIDZ	DERESAN - SANTREN YOGYAKARTA		NO. PROYEK : -	DIGAMBAR :-
				TANGGAL	DIPERIKSA :-
				SATUAN : MILIMETER	DISETUJUI :-

SKALA	NO. GAMBAR	NO. REVISI	NO. LEMBAR
1 : 25	A-03		

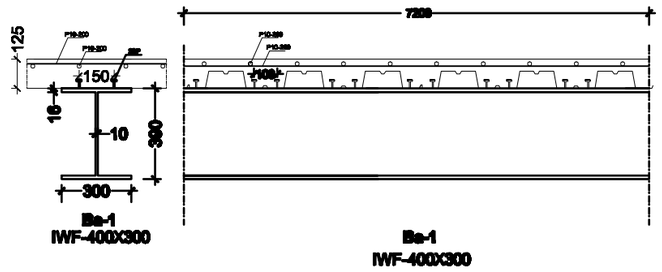
LAMPIRAN 1: GAMBAR TEKNIK KOMPOSIT BAJA BETON

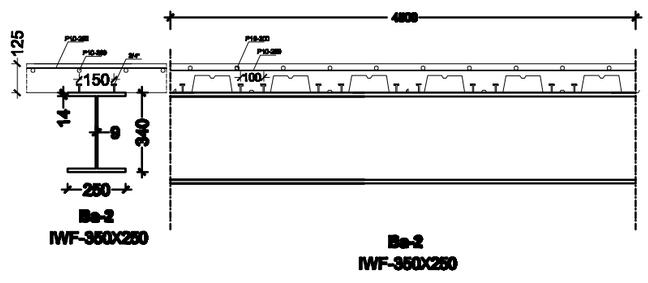
TYPE / LANTAI	SAMBUNGAN KOLOM-KOLOM K1-K1 IWF 400x400		SAMBUNGAN KOLOM-KOLOM K2-K2 IWF 400x400		SAMBUNGAN KOLOM-KOLOM K3-K3 IWF 400x400	
	PROFIL BAJA		PROFIL BAJA		PROFIL BAJA	
BASEMENT s/d ±19.04						
KETERNGAN	TAMPAK *WEB*	TAMPAK *FLENS*	TAMPAK *WEB*	TAMPAK *FLENS*	TAMPAK *WEB*	TAMPAK *FLENS*

SAMBUNGAN

SKALA 1 : 20

	NAMA PROYEK	LOKASI KEGIATAN	JUDUL GAMBAR		
MANAHAN, JONGGRANGAN RT03/07 KLATEN UTARA, KLATEN TELP : (0272) 323744, EMAIL : INDARCHI.TEAM@gmail.com	PEMBANGUNAN RUMAH TAHFIDZ	DERESAN - SANTREN YOGYAKARTA		NO. PROYEK : -	DIGAMBAR :-
				TANGGAL	DIPERIKSA :-
				SATUAN : MILIMETER	DISETUJUI :-
				SKALA: 1 : 20	NO. GAMBAR: A-03
				NO. REVISI	NO. LEMBAR

TYPE / LANTAI	PENGHUBUNG GESER BALOK Ba1
	PROFIL BAJA
BASEMENT s/d ±19.04	
PROFIL	IWF-400X300

TYPE / LANTAI	PENGHUBUNG GESER BALOK Ba2
	PROFIL BAJA
BASEMENT s/d ±19.04	
PROFIL	IWF-350X250

PENGHUBUNG GESER

SKALA 1 : 25

MANAHAN, JONGGRANGAN RT03/07 KLATEN UTARA, KLATEN
TELP : (0272) 323744, EMAIL : INDARCHI.TEAM@gmail.com

NAMA PROYEK	LOKASI KEGIATAN	JUDUL GAMBAR	NO. PROYEK : -	DIGAMBAR :-
PEMBANGUNAN RUMAH TAHFIDZ	DERESAN - SANTREN YOGYAKARTA		TANGGAL	DIPERIKSA :-
			SATUAN : MILIMETER	DISETUJUI :-

SKALA	NO. GAMBAR	NO. REVISI	NO. LEMBAR
1 : 25	A-03		