

TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG RUMAH SAKIT UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG *(Redesign of University Hospital Muhammadiyah Semarang)*

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



**Muhamad Jaisa Maulana
19511151**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
2023**

TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG RUMAH SAKIT UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG (Redesign of University Hospital Muhammadiyah Semarang)

Di susun oleh

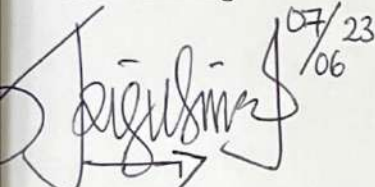
Muhamad Jaisa Maulana
19511151

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

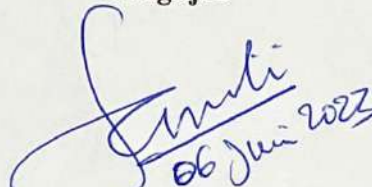
Diuji pada tanggal 30 Mei 2023

Oleh Dewan Penguji

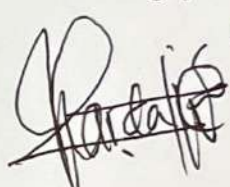
Pembimbing


Fit Mas Arifudin, S.T., M.T.
185111304

Penguji I


Prof. Ir. Sarwidi, MSCE., Ph.D., IP-U.
NIP: 845110101

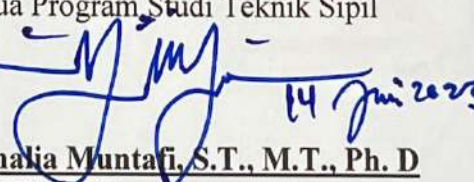
Penguji II


Astriaana Hardawati S.T., M.Eng.
NIP: 165111301

Mengesahkan,

Ketua Program Studi Teknik Sipil




Ir. Yunalia Muntafi, S.T., M.T., Ph. D
NIP: 095110101

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Saya menyatakan dengan sesungguhnya bahwa Tugas Akhir yang saya susun sebagai syarat untuk menyelesaikan 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 Tugas Akhir saya yang saya kutip dari hasil karya orang lain telah dituliskan dalam sumbernya secara jelas sesuai dengan norma, kaidah dan etika penulisan karya ilmiah. Apabila dikemudian hari ditemukan seluruh atau sebagian Proposal 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, 30 November 2022

Pembuat Pernyataan,



Muhamad Jaiqa Maulana

19511151

KATA PENGANTAR

Puji syukur penulis panjatkan kepada Tuhan Yang Maha Esa, sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul *Perencanaan Ulang Rumah Sakit Universitas Muhammadiyah Semarang*. Tugas akhir ini merupakan salah satu syarat akademik dalam menyelesaikan studi tingkat sarjana di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia. Selain itu, Tugas akhir ini juga bertujuan untuk menambah wawasan tentang prosedur perancangan struktur bangunan gedung tahan gempa bagi para pembaca dan juga bagi penulis.

Tugas Akhir ini diajukan untuk memenuhi salah satu syarat dalam menyelesaikan studi jenjang Strata Satu (S1) di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia. Dalam penulisan Tugas Akhir ini saya ingin menyampaikan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada pihak-pihak yang terlibat dan senantiasa memberi dukungan kepada saya selama proses penyusunan hingga selesainya Tugas Akhir ini.

1. Bapak Anggit Mas Arifudin, S.T., M.T., selaku Dosen Pembimbing, terima kasih atas bimbingan, nasihat, saran dan dorongan yang diberikan kepada saya selama proses penyusunan Tugas Akhir ini.
2. Bapak Prof. Ir. Sarwidi, MSCE., Ph.D., IP-U. Selaku Dosen Penguji 1.
3. Ibu Astriana Hardawati S.T., M.Eng. Selaku Dosen Penguji 2.
4. Ibu Yunalia Muntafi, S.T., M.T., Ph. D. (Eng.), selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia.
5. Kedua orang tua
6. Mahasiswi dengan NIM 21410129 selalu senantiasa memberikan dukungan serta semangat.
7. Taufiqurrahman, dan Rosyid Ridlo yang juga ikut terlibat selama proses penyusunan dan penyelesaian Tugas Akhir ini.

Saya menyadari Tugas Akhir saya ini masih jauh dari sempurna. Untuk itu saya memohon maaf dan berharap Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi saya khususnya dan bagi pembaca pada umumnya.

Yogyakarta, 29 Mei 2023
Penulis,

Muhamad Jaisa M.
19511151

DAFTAR ISI

KATA PENGANTAR	iv
DAFTAR ISI	vi
DAFTAR TABEL	xi
DAFTAR GAMBAR	xiv
ABSTRAK	xvii
ABSTRACT	xviii
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Tujuan Penelitian	3
1.4 Manfaat Penelitian	3
1.5 Batasan Perencanaan	3
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	5
2.1 Penelitian-Penelitian Terdahulu	5
2.2 Perbedaan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian Saat Ini	7
BAB III LANDASAN TEORI	10
3.1 Pendahuluan	10
3.2 Standar Perencanaan	10
3.3 Beton Bertulang	10
3.3.1 Definisi Beton	10
3.3.2 Kelebihan Beton	11
3.3.3 Kekurangan Beton	11
3.3.4 Beton Bertulang	11
3.4 Struktur Bawah	12
3.4.1 <i>Bore Pile</i>	12
3.4.2 <i>Pile Cap</i>	13
3.4.3 <i>Tie Beam</i>	13

3.5 Struktur Atas	13
3.5.1 Kolom	13
3.5.2 Balok	13
3.5.3 Pelat	14
3.6 Pembebanan	14
3.6.1 Macam-macam Pembebanan	14
3.6.2 Kombinasi Pembebanan	18
3.6.3 Faktor Reduksi Kekuatan	18
3.7 Perencanaan Pelat	19
3.7.1 Pelat Dua Arah (<i>Two Way Slab</i>)	19
3.7.2 Pelat Satu Arah (<i>One Way Slab</i>)	20
3.8 Perencanaan Balok	20
3.8.1 Desain Tulangan Lentur Balok	20
3.8.2 Desain Tulangan Geser Balok	21
3.9 Perencanaan Kolom	21
3.9.1 Desain Tulangan Aksial-lentur Kolom	22
3.9.2 Desain Tulangan Geser Kolom	23
3.10 Perencanaan Pondasi <i>Bore Pilei</i>	24
3.11 Rencana Anggaran Biaya	27
3.11.1 Komponen Penyusun RAB	28
3.11.2 Tahap Penyusunan RAB	29
3.12 Perilaku Goyangan pada Struktur Utama	30
3.12.1 Struktur Terbuka (<i>Open Frame</i>)	30
3.12.2 Struktur Dinding	31
3.13 Gaya Geser Dasar	31
3.14 Perpindahan Lateral Tingkat (<i>Lateral Displacement</i>)	32
3.15 Simpangan Antar Tingkat (<i>Story Drift</i>)	32
BAB IV METODOLOGI PENELITIAN	34
4.1 Subjek dan Objek Penelitian	34
4.1.1 Denah Bangunan	34
4.1.2 Data Teknis	34

4.2 Pengumpulan Data	35
4.2.1 Metode Observasi	36
4.2.2 Metode Studi Literatur	36
4.2.3 Metode Kepustakaan	36
4.3 Bagan Alir	36
BAB V ANALISIS DAN PEMBAHASAN	40
5.1 Konfigurasi Bangunan	40
5.2 Kodefikas Balok, Pelat, dan Kolom	40
5.2.1 Balok	41
5.2.2 Kolom	42
5.2.3 Pelat Lantai	44
5.2.4 Pelat Atap	45
5.3 Estimasi Dimensi Balok	45
5.4 Estimasi Dimensi Pelat	46
5.5 Estimasi Dimensi Kolom	50
5.5.1 Beban Mati Pelat	50
5.5.2 Beban Hidup Pelat	51
5.5.3 Beban Ultimit Pelat	51
5.5.4 Perhitungan Estimasi Kolom	52
5.6 Beban Gempa	53
5.7 Pengecekan Gaya Gempa Dinamik	56
5.8 Pengecekan Gaya Aksial Tingkat	59
5.9 Pengecekan Simpangan Antar Lantai	61
5.9.1 Pengecekan Simpangan Antar Lantai Arah X	61
5.9.2 Pengecekan Simpangan Antar Lantai Arah Y	68
5.10 Pengecekan Stabilitas Struktur	72
5.10.1 Pengecekan Stabilitas Struktur Arah X	72
5.10.2 Pengecekan Stabilitas Struktur Arah Y	74
5.11 Pengecekan Kinerja <i>Shearwall</i>	79
5.12 Pengecekan Torsi Tak Terduga	80
5.13 Pengecekan <i>Irregularitas</i> Struktur	84

5.14 Perhitungan Tulangan Pelat Lantai	99
5.14.1 Perhitungan Tulangan Pelat Lantai Dua Arah	99
5.15 Prinsip Desain Balok Induk Tulangan Rangkap	103
5.16 Redistribusi Momen	103
5.16.1 Umum	103
5.16.2 Rekapitulasi Momen Balok	104
5.16.3 Perhitungan Distribusi Momen	105
5.17 Desain Tulangan Lentur Balok	107
5.17.1 Desain Tulangan Lentur Daerah Tumpuan	108
5.17.2 Desain Tulangan Lentur Daerah Lapangan	128
5.17.3 Desain Tulangan Lentur Balok Anak	128
5.18 Desain Tulangan Susut	129
5.19 Desain Tulangan Geser Balok	131
5.20 Konsep Desain Tulangan Kolom	138
5.21 Momen dan Gaya Aksial Hasil Analisa Struktur	139
5.22 Perhitungan Tulangan Lentur Kolom	140
5.22.1 Data yang Diperlukan	140
5.22.2 Perhitungan Tulangan Rencana	141
5.22.3 Perhitungan Diagram Mu Pu Kolom	144
5.23 Menentukan Jumlah Tulangan Lentur Pakai Kolom	157
5.24 Menentukan Rasio Tulangan Total	158
5.25 Menentukan Momen Ultimate Pakai Kolom	159
5.26 Pemeriksaan <i>Strong Coloumn Weak Beam</i> (SCWB)	160
5.26.1 Mencari Nilai Mu Kolom Pakai	161
5.26.2 Data yang Diperlukan	162
5.26.3 Perhitungan Pemeriksaan SCWB	162
5.27 Perhitungan Tulangan Geser Kolom	164
5.27.1 Perhitungan Tulangan Geser Berdasarkan Hasil Analisis Struktur Menggunakan <i>Software</i> SAP2000	167
5.27.2 Perhitungan Desain Tulangan Geser Berdasarkan Persyaratan <i>Confinement</i>	169

5.28 Perhitungan <i>Beam Cloumn Joint</i> (BCJ)	173
5.28.1 Teori <i>Beam Column Joint</i> (BCJ)	173
5.28.2 Perhitungan <i>Beam Column Joint</i> (BCJ)	173
5.28.3 Rekapitulasi Tulangan BCJ dan Tulangan Geser	178
5.29 Desain Pondasi	178
5.29.1 Langkah-Langkah Perencanaan Pondasi	179
5.29.2 Perhitungan Desain Pondasi	180
5.29.3 Perhitungan <i>Pile Cap</i>	192
5.29.4 Perhitungan Desain Pondasi Gabungan	201
5.29.5 Rekapitulasi Desain Pondasi	202
5.30 Rencana Anggaran Biaya	203
5.30.1 Pengertian Rencana Anggaran Biaya (RAB)	203
5.30.2 Item Pekerjaan	203
5.30.3 Volume Pekerjaan	206
5.30.4 Daftar Harga Satuan Upah dan Bahan	209
5.30.5 Rencana Anggaran Biaya	210
5.30.6 Rekapitulasi RAB	213
5.30.7 Perbandingan RAB <i>Existing</i> dengan RAB	214
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN	216
6.1 Kesimpulan	216
6.2 Saran	217
DAFTAR PUSTAKA	218
LAMPIRAN	219

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Perbedaan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian Saat Ini	8
Tabel 3.1 Tebal Minimum Selimut Beton	12
Tabel 3.2 Tabel Faktor Reduksi (ϕ)	19
Tabel 4.1 Beban Mati dan Beban Tambahan yang Digunakan	35
Tabel 5.1 Estimasi Dimensi Balok	46
Tabel 5.2 Estimasi Dimensi Pelat	49
Tabel 5.3 Beban Mati pada Lantai 1-8	50
Tabel 5.4 Beban Mati pada Lantai Atap	51
Tabel 5.5 Estimasi Dimensi Kolom	53
Tabel 5.6 Gaya Aksial Hasil Analisis Struktur Menggunakan SAP2000	60
Tabel 5.7 Gaya Aksial	61
Tabel 5.8 Data Pengecekan Simpangan Antar Lantai Gempa Arah X	62
Tabel 5.9 Hasil Perhitungan Defleksi Arah X	63
Tabel 5.10 Hasil Perhitungan Δ	64
Tabel 5.11 Pengecekan $\Delta < \Delta_{\max}$	65
Tabel 5.12 Hasil Simpangan Antar Lantai Arah X Gedung <i>Existing</i>	66
Tabel 5.13 Hasil Perhitungan Simpangan Antar Lantai Arah Y	68
Tabel 5.14 Hasil Simpangan Antar Lanrai Arah Y Gedung <i>Existing</i>	70
Tabel 5.15 Data untuk Pengecekan Stabilitas Struktur	72
Tabel 5.16 Hasil Perhitungan Koefisien Stabilitas Struktur Arah X	73
Tabel 5.17 Hasil Perhitungan Koefisien Stabilitas Struktur Arah Y	74
Tabel 5.18 Hasil Perhitungan Koefisien Stabilitas Struktur <i>Existing</i> Arah X	75
Tabel 5.19 Hasil Perhitungan Koefisien Stabilitas Struktur <i>Existing</i> Arah Y	76
Tabel 5.20 Perbandingan Koefisien Stabilitas Struktur	77
Tabel 5.21 Gaya Geser Tiap Lantai	79
Tabel 5.22 Rekapitulasi Kinerja <i>Shearwall</i> Arah X dan Arah Y	79
Tabel 5.23 Rekapitulas Kinerja <i>Shearwall</i> Arah X dan Arah Y Gedung <i>Existing</i>	80
Tabel 5.24 Nilai Gaya Geser Tingkat untuk Gempa Arah X	82

Tabel 5.25 Rekapitulasi Nilai V_x dan F_x	83
Tabel 5.26 Nilai Pusat Massa	83
Tabel 5.27 Rekapitulasi Perhitungan Torsi Tak Terduga Arah X dan Arah Y	84
Tabel 5.28 Perbandingan Nilai Simpangan Maksimum dengan 1,2 dan 1,4 Nilai Simpangan Rata-Rata Gempa Arah X Titik A-B-X	87
Tabel 5.29 Perbandingan Nilai Simpangan Maksimum dengan 1,2 dan 1,4 Nilai Simpangan Rata-Rata Gempa Arah X Titik A-B-Y	88
Tabel 5.30 Rekapitulasi Perhitungan Kekakuan Kolom K0	92
Tabel 5.31 Rekapitulasi Perhitungan Kekakuan Kolom K1	93
Tabel 5.32 Rekapitulasi Perhitungan Kekakuan Kolom K1A	93
Tabel 5.33 Rekapitulasi Perhitungan Kekakuan Kolom K2	94
Tabel 5.34 Rekapitulasi Perhitungan Kekakuan Kolom K2A	94
Tabel 5.35 Rekapitulasi Perhitungan Kekakuan Kolom K2B	95
Tabel 5.36 Rekapitulasi Perhitungan Kekakuan Kolom K3	95
Tabel 5.37 Rekapitulasi Perhitungan Kekakuan Total Seluruh Kolom	96
Tabel 5.38 Rekapitulasi Perhitungan Cek Ketidakberaturan Vertikal	97
Tabel 5.39 Rekapitulasi Perhitungan Ketidakberaturan Tipe 1A dan 1B	98
Tabel 5.40 Tabel 16 SNI 03-1726-2019	98
Tabel 5.41 Rekapitulasi Desain Pelat	103
Tabel 5.42 Rekapitulasi Momen dan Gaya Geser Balok dari SAP2000	105
Tabel 5.43 Rekapitulasi Hasil Redistribusi Momen Balok Tumpuan	107
Tabel 5.44 Rekapitulasi Hasil Redistribusi Momen Balok Lapangan	107
Tabel 5.45 Rekapitulasi Hasil Desain Tulangan Lentur pada Balok	130
Tabel 5.46 Tulangan Lentur pada Balok <i>Existing</i>	130
Tabel 5.47 Rekapitulasi Hasil Desain Tulangan Geser pada Balok	137
Tabel 5.48 Desain Tulangan Geser pada Balok <i>Existing</i>	138
Tabel 5.49 Rekapitulasi Momen dan Gaya Ultimit pada Kolom	140
Tabel 5.50 Nilai Mu-Pu Kolom K1 Arah x Rasio Tulangan 0,35%	153
Tabel 5.51 Nilai Mu-Pu Kolom K1 Arah x Rasio Tulangan 0,45%	153
Tabel 5.52 Nilai Mu-Pu Kolom K1 Arah x Rasio Tulangan 0,50%	154
Tabel 5.53 Nilai Mu-Pu Kolom K1 Arah x Rasio Tulangan 0,60%	154

Tabel 5.54 Nilai Mu-Pu Kolom K1 Arah x Rasio Tulangan 0,70%	155
Tabel 5.55 Nilai Mu-Pu Kolom K1 Arah x Rasio Tulangan 1%	156
Tabel 5.56 Rekapitulasi Hasil Desain Kolom	158
Tabel 5.57 Desain Kolom <i>Existing</i>	158
Tabel 5.58 Rasio Total Tulangan	159
Tabel 5.59 Rekapitulasi Nilai Momen Ultimate Pakai Kolom	160
Tabel 5.60 Mu-Pu Kolom Pakai	162
Tabel 5.61 Momen Balok yang Merangka	162
Tabel 5.62 Rekapitulasi SCWB Arah X	163
Tabel 5.63 Rekapitulasi SCWB Arah Y	164
Tabel 5.64 Rekapitulasi Tulangan BCJ dan Tulangan Geser Kolom	178
Tabel 5.65 Rekapitulasi Tulangan Geser Kolom <i>Existing</i>	178
Tabel 5.66 Data N-SPT Tanah	181
Tabel 5.67 Daya Dukung Ijin Tekan Berdasarkan N-SPT	183
Tabel 5.68 Daya Dukung Ijin Tarik Berdasarkan N-SPT	185
Tabel 5.69 Rekapitulasi Desain Pondasi <i>Bore Pile</i>	202
Tabel 5.70 Desain Pondasi <i>Bore Pile Existing</i>	202
Tabel 5.71 Rekapitulasi Desain <i>Pile Cap</i>	203
Tabel 5.72 Desain <i>Pile Cap Existing</i>	203
Tabel 5.73 Uraian Pekerjaan Hasil Ridesain	204
Tabel 5.74 Rekapitulasi Perhitungan Volume Pekerjaan	207
Tabel 5.75 Standar Harga Satuan Upah dan Bahan Kabupaten Semarang	209
Tabel 5.76 Rencana Anggaran Biaya Pekerjaan Struktur	210
Tabel 5.77 Rekapitulasi RAB Struktur	213
Tabel 5.78 RAB <i>Existing</i>	214

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1 Lokasi Pembangunan RS UNIMUS	2
Gambar 3.1 Kolom Penampang Persegi dengan Beban Eksentris	23
Gambar 3.2 Gaya Geser Desain pada Kolom	24
Gambar 3.3 Tahapan Penyusunan RAB	30
Gambar 3.4 Pola Simpangan pada Portal Terbuka	31
Gambar 3.5 Letak dan Pola Goyangan Struktur Dinding	31
Gambar 3.6 Simpangan Antar Lantai	33
Gambar 4.1 Diagram Alir Penelitian	33
Gambar 5.1 Kodefikasi Balok Lantai 1-3	41
Gambar 5.2 Kodefikasi Balok Lantai 4-9	41
Gambar 5.3 Kodefikasi Kolom Lantai 1-3	42
Gambar 5.4 Kodefikasi Kolom Lantai 4	42
Gambar 5.5 Kodefikasi Kolom Lantai 5-9	43
Gambar 5.6 Denah Pelat Lantai 1-3	44
Gambar 5.7 Denah Pelat Lantai 4-8	44
Gambar 5.8 Denah Pelat Atap	45
Gambar 5.9 Pelat Lantai Tipe 1	47
Gambar 5.10 Pelat Lantai Tipe 1 dan Balok yang Mengelilingi	48
Gambar 5.11 Nilai Fa Tabel 6 Puskim	53
Gambar 5.12 Nilai S1 Gambar 10 SNI 03-1726-2019	54
Gambar 5.13 Nilai Fv Tabel 7 Puskim	54
Gambar 5.14 Grafik Respon Spektrum	56
Gambar 5.15 <i>Mode Shape</i> 1 Translasi Arah X	58
Gambar 5.16 <i>Mode Shape</i> 2 Translasi Arah Y	59
Gambar 5.17 <i>Mode Shape</i> 3 Rotasi	59
Gambar 5.18 Grafik Ux	62
Gambar 5.19 Simpangan Antar Lantai Arah X	65

Gambar 5.20 Grafik U_x <i>Existing</i>	67
Gambar 5.21 Simpangan Antar Lantai Arah X Gedung <i>Existing</i>	67
Gambar 5.22 Perbandingan Simpangan Antar Lantai Arah X	68
Gambar 5.23 Grafik U_y	69
Gambar 5.24 Simpangan Antar lantai Arah Y	69
Gambar 5.25 Grafik U_y <i>Existing</i>	70
Gambar 5.26 Simpangan Antar Lantai Arah Y Gedung <i>Existing</i>	71
Gambar 5.27 Perbandingan Simpangan Antar Lantai Arah Y	71
Gambar 5.28 Koefisien Stabilitas Struktur Arah X	74
Gambar 5.29 Koefisien Stabilitas Struktur Arah Y	75
Gambar 5.30 Koefisien Stabilitas Struktur <i>Existing</i> Arah X	76
Gambar 5.31 Koefisien Stabilitas Struktur <i>Existing</i> Arah Y	77
Gambar 5.32 Perbandingan Koefisien Stabilitas Struktur Arah X	78
Gambar 5.33 Perbandingan Koefisien Stabilitas Struktur Arah Y	78
Gambar 5.34 Penetapan Titik-Titik pada Denah Struktur	86
Gambar 5.35 Pelat Lantai Tipe 1	99
Gambar 5.36 Konsep Redistribusi Momen	104
Gambar 5.37 Diagram Tegangan Regangan Balok	108
Gambar 5.38 Komponen Tulangan pada Balok	108
Gambar 5.39 Komponen Tulangan Sebelah	110
Gambar 5.40 Diagram Regangan Balok	112
Gambar 5.41 Komponen Tulangan Rangkap	114
Gambar 5.42 Penampang Lintang Ujung Balok Kapasitas Momen Negatif	119
Gambar 5.43 Penampang Lintang Ujung Balok Kapasitas Momen Positif	125
Gambar 5.44 Prinsip Penulangan Balok	129
Gambar 5.45 Konsep Gaya Geser Balok	131
Gambar 5.46 Grafik V_g pada B1X	132
Gambar 5.47 Grafik V_e pada B1X	133
Gambar 5.48 Grafik V_u pada B1X	134
Gambar 5.49 Grafik Nilai V_u pada Daerah Luar Sendi Plastis	136
Gambar 5.50 Beban Aksial Desak Sentris	136

Gambar 5.51 Beban Aksial Eksentris	139
Gambar 5.52 Diagram Interaksi Mu-Pu Kolom K1 Arah X	156
Gambar 5.53 Diagram Interaksi Mu-Pu Kolom K1 Arah X	157
Gambar 5.54 Ilustrasi SCWB	161
Gambar 5.55 Konsep SCWB	161
Gambar 5.56 Peletakan <i>Beam Column Joint</i>	173
Gambar 5.57 Skema Pondasi	179
Gambar 5.58 Konfigurasi Tiang pada <i>Pile Cap</i>	193

ABSTRAK

Semakin berkembangnya pendidikan jenjang perguruan tinggi di Kota Semarang membuat Universitas Muhammadiyah Semarang (UNIMUS) berupaya untuk terus meningkatkan kualitas dan kuantitas sarana maupun prasarana sebagai penunjang kegiatan perkuliahan. Proyek pembangunan Rumah Sakit Universitas Muhammadiyah Semarang yang berada di Jalan Kedungmundu Raya 18, Kedungmundu, Tembalang, Kota Semarang terdiri dari 3 gedung yang terdiri dari 2 gedung berlantai 10 dan 1 gedung berlantai 7 dimana tinggi per lantai adalah 4,2 m, untuk lantai 5 tingginya 5 m, dan lantai 10 berguna sebagai rumah-rumah lift setinggi 1,4 m. Gedung A terdapat *shearwall* pada lift dan tangga darurat, walaupun sudah terdapat *shearwall* tetapi kolom *interior* yang dipakai masih memiliki dimensi yang besar yaitu berdimensi 70 x 90 cm, dan 70 x 70 cm sehingga gedung terlalu kaku dan tidak efisien.

Perencanaan ulang struktur Gedung A Rumah Sakit Universitas Muhammadiyah Semarang yang terdiri dari 10 lantai dengan struktur rangka terbuka (*open frame*). Fokus utama dari perencanaan ini adalah mengurangi dimensi kolom sehingga lebih efisien dan tidak terlalu kaku tetapi masih dalam batas aman sesuai syarat yang berlaku. Metode yang digunakan dalam penelitian ini yaitu dengan membuat model struktur atas dan bawah Gedung A RS UNIMUS dengan menggunakan model struktur pelat konvensional (pelat-balok). Kemudian merencanakan penampang beton bertulang beserta kebutuhan baja tulangan pada pelat, balok, kolom, serta *bore pile* secara manual dengan mempertimbangkan beban-beban yang bekerja pada struktur Gedung RS UNIMUS. Peraturan yang dipakai dalam perencanaan ini yaitu SNI 03-1727-2020 tentang Tata Cara Perencanaan Pembebanan Rumah dan Gedung, SNI 03-1726-2019 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Nongedung, SNI 03-2847-2019 tentang Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung, dan SNI 03-8460-2017 tentang Persyaratan Perancangan Geoteknik. Perhitungan analisis pembebanan menggunakan aplikasi SAP2000.

Hasil perubahan dimensi kolom yang dikecilkan memengaruhi koefisien kestabilan struktur. Respon struktur berupa gaya geser dasar (*base shear*), *lateral displacement*, dan *story drift*, dari hasil perencanaan ulang dan *existing* menunjukkan batas aman sedangkan perbandingan koefisien kestabilan struktur antara perencanaan ulang dengan *existing* tidak selalu lebih besar. Seperti yang terlihat di lantai 1 θ_X *existing* sebesar 0,0096 lebih besar dari θ_X perencanaan ulang sebesar 0,0087 sedangkan untuk θ_Y *existing* sebesar 0,0046 kurang dari θ_Y perencanaan ulang sebesar 0,0049. Dimensi *bore pile* ada yang tidak terjadi perubahan tetapi tulangan yang digunakan lebih berat dibandingkan dengan *existing* dan ada yang mengalami perubahan, ukurannya lebih kecil dan untuk tulangan yang dipakai lebih berat dibandingkan dengan *existing*. Seperti halnya pada *bore pile* dengan dimensi 0,6m untuk *bore pile existing* menggunakan tulangan 10D19 sedangkan untuk *bore pile* perencanaan ulang menggunakan 9D25 yang menunjukkan dimensi ukuran sama besar tetapi tulangan pada perencanaan ulang yang dipakai lebih berat dibandingkan *existing*. RAB *existing* sebesar Rp18.841.631.615 sedangkan untuk RAB perencanaan ulang sebesar Rp17.306.609.39, selisihnya sebesar Rp.1.535.022.215 dan mendapatkan efisiensi sebesar 8,4170%.

Kata kunci : Perencanaan ulang, koefisien kestabilan struktur, *bore pile*, efisiensi.

ABSTRACT

The development of higher education in Semarang City has made Muhammadiyah Semarang University (UNIMUS) strive to continue to improve the quality and quantity of facilities and infrastructure to support lecture activities. The construction project of the University Hospital of Muhammadiyah Semarang located at Jalan Kedungmundu Raya 18, Kedungmundu, Tembalang, Semarang City consists of 3 buildings consisting of 2 10-storey buildings and 1 7-storey building where the height of each floor is 4.2 m, for the 5th floor the height is 5 m, and the 10th floor is useful as an elevator house as high as 1.4m. Building A has a shearwall on the elevator and emergency stairs, although there is already a shearwall but the interior columns used still have large dimensions, namely dimensions 70 x 90 cm, and 70 x 70 cm so that the building is too rigid and inefficient.

The structural redesign of Building A of the University Hospital of Muhammadiyah Semarang which consists of 10 floors with an open frame structure. The main focus of this planning is to reduce column dimensions so that they are more efficient and less rigid but still within safe limits according to applicable requirements. The method used in this research is to model the upper and lower structures of Building A of UNIMUS Hospital by using a conventional plate structure model (plate-beam). Then plan the reinforced concrete cross section along with the reinforcing steel requirements on plates, beams, columns, and bore piles manually by considering the loads acting on the UNIMUS Hospital Building structure. The regulations used in this planning are SNI 03-1727-2020 concerning Procedures for Planning the Loading of Houses and Buildings, SNI 03-1726-2019 concerning Procedures for Planning Earthquake Resistance for Building and Non-Building Structures, SNI 03-2847-2019 concerning Procedures for Calculating Concrete Structures for Building Buildings, and SNI 03-8460-2017 concerning Geotechnical Design Requirements. Calculation of loading analysis using SAP2000 application.

The results of changes in the dimensions of the column that are minimized affect the coefficient of structural stability. Structural responses in the form of base shear, lateral displacement, and story drift, from the results of re-planning and existing show safe limits while the comparison of structural stability coefficients between re-planning and existing is not always greater. As seen on the 1st floor, the existing θ_X of 0.0096 is greater than the re-planned θ_X of 0.0087 while the existing θ_Y of 0.0046 is less than the re-planned θ_Y of 0.0049. There are bore pile dimensions that have not changed but the reinforcement used is heavier than the existing and there are those that have changed, the size is smaller, and the reinforcement used is heavier than the existing. As in the case of bore piles with dimensions of 0.6m for existing bore piles using 10D19 reinforcement while for re-planning bore piles using 9D25 which shows the same size dimensions but the reinforcement in re-planning used is heavier than existing. The existing RAB amounted to Rp. 18,841,631,615 while the re-planning RAB amounted to Rp. 17,306,609.39, the difference was Rp. 1,535,022,215 and obtained an efficiency of 8.4170%.

Keywords: Redesign, structural stability coefficient, bore pile, efficiency.

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Semakin berkembangnya pendidikan jenjang perguruan tinggi di Kota Semarang membuat Universitas Muhammadiyah Semarang (UNIMUS) berupaya untuk terus meningkatkan kualitas dan kuantitas sarana maupun prasarana sebagai penunjang kegiatan perkuliahan. Peminat Program Studi Kedokteran Universitas Muhammadiyah Semarang (UNIMUS) terus mengalami kenaikan tiap tahun tentunya harus diimbangi dengan tempat perkuliahan yang layak. Gedung Rumah Sakit (RS) yang terdapat di Universitas Muhammadiyah Semarang menjadi jawaban untuk meningkatkan fasilitas dalam perkuliahan. Rumah Sakit memang diperlukan untuk menunjang kegiatan perkuliahan Program Studi Kedokteran Universitas Muhammadiyah Semarang karena jumlah peminat dan akreditasi jurusan kedokteran terus meningkat dan bermanfaat untuk masyarakat sekitar dalam membantu meningkatkan kualitas kesehatan.

Proyek pembangunan Rumah Sakit Universitas Muhammadiyah Semarang yang berada di Jalan Kedungmundu Raya 18, Kedungmundu, Tembalang, Kota Semarang terdiri dari 3 gedung yang terdiri dari 2 gedung berlantai 10 dan 1 gedung berlantai 7 dimana tinggi per lantai adalah 4,2 m, untuk lantai 5 tingginya 5 m, dan lantai 10 berguna sebagai rumah-rumah lift setinggi 1,4 m. Pada proyek pembangunan ini direncanakan dengan konstruksi beton bertulang dengan fungsi sebagai rumah sakit. Tiga gedung tersebut saling menyatu tetapi tidak saling menempel melainkan terdapat jarak sebesar 2 cm yang digabungkan dengan *styrofoam* pada tiap sambungan. Penyebab 3 gedung yang tidak disambung menjadi satu dikarenakan ketika terjadi keruntuhan tidak runtuh semuanya tetapi hanya 1 gedung saja. Gedung A terdapat *shearwall* pada lift dan tangga darurat, walaupun sudah terdapat *shearwall* tetapi kolom *interior* yang dipakai masih memiliki dimensi yang besar yaitu berdimensi 70 x 90 cm, dan 70 x 70 cm sehingga gedung

terlalu kaku dan tidak efisien. Gambar lokasi proyek pembangunan RS UNIMUS dapat dilihat pada Gambar 1.1



Gambar 1.1 Lokasi Pembangunan RS UNIMUS

(Sumber: PT. Medisain Dadi Sempurna)

Penyusunan tugas akhir dilaksanakan untuk merencanakan ulang struktur Gedung A Rumah Sakit Universitas Muhammadiyah Semarang yang terdiri dari 10 lantai dengan struktur rangka terbuka (*open frame*). Fokus utama dari perencanaan ini adalah mengurangi dimensi kolom sehingga lebih efisien dan tidak terlalu kaku tetapi masih dalam batas aman sesuai syarat yang berlaku. Peraturan yang dipakai dalam perencanaan ini yaitu SNI 03-1727-2020 tentang Tata Cara Perencanaan Pembebanan Rumah dan Gedung, SNI 03-1726-2019 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Nongedung, SNI 03-2847-2019 tentang Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung, dan SNI 03-8460-2017 tentang Persyaratan Perancangan Geoteknik. Perhitungan analisis pembebanan menggunakan aplikasi SAP2000.

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan penjelasan yang terdapat pada latar belakang di atas, maka dirumuskan permasalahan sebagai berikut.

1. Bagaimana perbandingan kestabilan struktur antara *existing* dengan hasil desain ulang yang dikurangi dimensi kolomnya?
2. Bagaimana efisiensi pondasi *bore pile* terhadap dimensi kolom yang dikurangi?
3. Berapa persen efisiensi Rencana Anggaran Biaya (RAB) yang didapatkan dari pengurangan dimensi kolom dan *bore pile*?

1.3 Tujuan Penelitian

Berdasarkan rumusan masalah di atas, tujuan dari penelitian ini adalah sebagai berikut.

1. Mengetahui perbandingan kestabilan struktur antara *existing* dengan hasil desain ulang yang dikurangi dimensi kolomnya,
2. Mengetahui efisiensi pondasi *bore pile* terhadap dimensi kolom yang dikurangi,
3. Mengetahui perbandingan RAB *existing* dengan RAB yang didapatkan dari pengurangan dimensi kolom dan *bore pile*.

1.4 Manfaat Penelitian

Manfaat yang dapat diperoleh melalui penelitian ini antara lain sebagai berikut.

1. Menerapkan ilmu yang didapat di bangku kuliah,
2. Memperoleh gambaran pengaruh efisiensi pada struktur gedung bertingkat,
3. Menggunakan referensi dalam perencanaan dan berguna untuk evaluasi desain struktur.

1.5 Batasan Perencanaan

Batasan dalam perancangan ulang Pembangunan Gedung A Rumah Sakit Universitas Muhammadiyah Semarang pada penyusunan Tugas Akhir adalah sebagai berikut:

1. Obyek perencanaan ulang adalah Gedung A Rumah Sakit Universitas Muhammadiyah Semarang,

2. Perencanaan ulang meliputi perhitungan struktur dari bawah sampai atas tanpa merencanakan *tie beam*, tangga, *pile cap* untuk *shear wall*, dan shearwall, termasuk Rencana Anggaran Biaya (RAB) struktur,
3. Perencanaan *bore pile*, kolom, balok, pelat lantai dan pelat atap menggunakan mutu beton dengan kuat tekan rencana (f'_c) sebesar 25 MPa. Digunakan baja tulangan sirip untuk diameter > 12 mm dengan tegangan leleh (f_y) sebesar 420 MPa sedangkan baja tulangan polos untuk diameter ≤ 12 mm dengan tegangan leleh (f_y) sebesar 240 MPa,
4. Perencanaan pondasi dalam berdasarkan data karakteristik tanah beserta memperhitungkan dampak lingkungan sekitar yaitu dengan menggunakan jenis pondasi dalam *bore pile*,
5. Beban angin dan air tidak dianggap,
6. Analisa mekanika struktur menggunakan program komputer SAP2000.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Penelitian-Penelitian Terdahulu

Ringkasan beberapa peneliti terdahulu dibuat untuk gambaran konsep penelitian yang akan dilaksanakan. Ringkasan penelitian dibuat sebagai pembandingan penelitian yang akan dilaksanakan dengan penelitian yang sebelumnya sehingga terhindar dari plagiasi. Berikut adalah uraian tinjauan umum dan penelitian sebelumnya.

1. Perencanaan Ulang Gedung Universitas Katolik Darma Cendika (UKDC) Surabaya

Sutriyono dkk (2018) menyatakan dalam penelitian “Perencanaan Ulang Gedung Universitas Katolik Darma Cendika (UKDC) Surabaya”. Penelitian tersebut merencanakan gedung baru yang digunakan sebagai gedung perkuliahan yang berlokasi di Surabaya. Penelitian ini mengacu pada SNI 03-2847-2013 tentang Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung, SNI 03-1726-2012 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung, dan SNI 1727-2013 tentang Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain. Mutu beton yang digunakan adalah 25 MPa, mutu baja yang digunakan untuk tulangan pokok sebesar 400 MPa sedangkan untuk sengkang digunakan mutu baja sebesar 240 MPa. Didapatkan dimensi balok G1 sebesar 30 x 60 cm, balok B1 sebesar 20 x 40 cm, balok B2 sebesar 8 x 15 cm, dimensi kolom sebesar 75 x 75 cm dan tebal pelat lantai sebesar 12 cm sedangkan untuk pelat atap sebesar 10 cm. Tulangan yang dipakai balok G1 adalah 7D22 untuk tulangan tarik sedangkan 4D22 untuk tulangan tekan dengan sengkang P10-100, balok B1 menggunakan tulangan 4D16 untuk tulangan tarik sedangkan 2D22 untuk tulangan tekan dengan sengkang P8-85, balok B2 menggunakan tulangan 2D10 untuk tulangan tarik dan tulangan tekan dengan sengkang P8-85, kolom menggunakan tulangan 12D22 dan sengkang P10-100, pelat lantai dan pelat atap menggunakan tulangan arah X dan arah Y sebesar P10-120.

2. Perencanaan Struktur Gedung Lima Lantai Rumah Susun Lokasi Sumurboto Semarang

Galang dkk (2019) menyatakan dalam penelitian “Perencanaan Struktur Gedung Lima Lantai Rumah Susun Lokasi Sumurboto Semarang”. Penelitian tersebut merencanakan struktur Rumah Susun setinggi lima lantai yang terdapat di Semarang dengan harapan tidak terjadi gagal konstruksi dan tahan terhadap gempa. Penelitian mengacu pada SNI 03-2847-2002 tentang Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung, SNI 03-1726-2012 tentang Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung, dan SK SNI-T-15-1991-03 tentang Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung. Mutu beton yang digunakan dalam perencanaan sebesar 25 MPa, mutu baja tulangan pokok sebesar 400 MPa dan mutu baja tulangan sengkang sebesar 240 MPa. Didapatkan dari perhitungan struktur ukuran kolom yang digunakan sebesar 45 x 45 cm, balok berukuran 25 x 40 cm, dan pelat dengan tebal 12 cm. Tulangan yang digunakan pada kolom adalah 16D22 dengan sengkang D10-175, balok menggunakan tulangan 3D16 untuk tulangan atas sedangkan untuk tulangan bawah menggunakan 2D16 dan sengkang D10-75.

3. Perencanaan Ulang Struktur Atas Gedung AKR *One Signature Gallery* Surabaya

Arif dkk (2021) menyatakan dalam penelitian “Perencanaan Ulang Struktur Atas Gedung AKR *One Signature Gallery* Surabaya”. Gedung yang direncanakan terdiri dari 27 lantai tetapi yang ditinjau adalah 5 lantai teratas dengan fungsi bangunan sebagai hunian. Peraturan yang digunakan adalah SNI 03-1727-2013 tentang Pembebanan Gedung, dan SNI 03-2847-2013 tentang Perhitungan Struktur Beton Bertulang. Hasil dari perencanaan diperoleh struktur atap gedung menggunakan atap dak dengan tulangan $\varnothing 10 - 200$. Pelat lantai dan tangga menggunakan tulangan $\varnothing 10 - 150$. Untuk struktur kolom menggunakan ukuran 50 x 50 cm dan struktur balok ukuran 25 x 40 cm. Perhitungan Rencana Anggaran Biaya struktur atas didapat nilai sebesar Rp 11.155.892.375, -.

4. Perencanaan Ulang Struktur Beton Bertulang Pembangunan Gedung Kantor BKPPD Kabupaten Balangan Menurut SNI 2847-2019

Ariadi dkk (2022) menyatakan dalam penelitian “Perencanaan Ulang Struktur Beton Bertulang Pembangunan Gedung Kantor BKPPD Kabupaten Balangan Menurut SNI 03-2847-2019”. Penelitian ini membandingkan antara desain eksisting dengan desain ulang yang menggunakan SNI 03-2847-2019. Didapat untuk Desain Eksisting balok 25 x 50 cm menggunakan tulangan tarik 3D16, tekan 6D16 dan tulangan bagi 2D12 dengan sengkang P10-15 pada tumpuan dan P10-15 pada lapangan, kolom 35 x 35 cm menggunakan tulangan 12D16 dengan sengkang P10-150, sedangkan untuk Desain SNI 03-2847-2019 balok 25 x 50 cm menggunakan tulangan tarik 3D13, tekan 3D13 dan tulangan bagi 2D13 dengan sengkang P10-10 pada tumpuan dan P10-20 pada lapangan, kolom 35 x 35 cm menggunakan tulangan 12D16 dengan sengkang P10- 150 dan tulangan pengekan 4P12-85.

2.2 Perbedaan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian Saat Ini

Berdasarkan empat penelitian sebelumnya dapat diketahui perbedaan penelitian yang diteliti dengan penelitian sebelumnya. Perbedaan penelitian terdahulu dapat dilihat pada tabel berikut

Tabel 2.1 Perbedaan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian Saat Ini

Peneliti	Sutriono dkk (2018)	Galang dkk (2019)	Arif dkk (2021)	Ariadi dkk (2022)	Jaisa (2022)
Judul	Perencanaan Ulang Gedung Universitas Katolik Darma Cendika (UKDC) Surabaya	Perencanaan Struktur Gedung Lima Lantai Rumah Susun Lokasi Sumurboto Semarang	Perencanaan Ulang Struktur Atas Gedung AKR <i>One Signature Gallery</i> Surabaya	Perencanaan Ulang Struktur Beton Bertulang Pembangunan Gedung Kantor BKPPD Kabupaten Balangan Menurut SNI 284-2019	Mendesain Ulang Rumah Sakit Universitas Muhammadiyah Semarang
Lokasi	Surabaya	Semarang	Surabaya	Balangan	Semarang
Tujuan	1. Dapat merencanakan dimensi struktur primer (balok, kolom) dan struktur sekunder (pelat lantai, pelat atap) dengan preliminary design pada Gedung baru Universitas Katolik Darma Cendika (UKDC) Surabaya dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus. 2. Dapat merencanakan dimensi tulangan baja pada struktur primer (balok, kolom) dan struktur sekunder (pelat lantai, pelat atap) pada Gedung baru Universitas Katolik Darma Cendika (UKDC) Surabaya	1. Merencanakan gedung 5 lantai sebagai rumah susun di Kota Semarang. 2. Merencanakan gedung 5 lantai tahan gempa. 3. Merencanakan struktur bawah gedung 5 lantai yang sesuai dengan peraturan SNI. 4. Merencanakan struktur atas gedung 5 lantai yang sesuai dengan peraturan SNI.	Merencanakan ulang struktur bagian atas yang aman, efisien serta menghitung besar biaya yang digunakan untuk membangun struktur atas tersebut.	Membandingkan antara desain eksisting dengan desain yang menggunakan peraturan SNI 2847-2019.	1. Mengetahui pengaruh pengecilan dimensi kolom terhadap simpangan, 2. Mengetahui pengaruh efisiensi pondasi <i>bore pile</i> terhadap kekuatan bangunan, 3. Mengetahui tingkat efisiensi yang didapatkan dari mendesain ulang,
Metode	SNI 03-2847-2013, SNI 03-1727-2013, dan SNI 03-1726-2012	SNI 03-2847-2002, dan SNI 03-1726-2002.	SNI 03-1727-2013, dan SNI 03-1726-2012	SNI 2847-2019	SNI 03-1727-2020, SNI 03-2847-2019

Lanjutan Tabel 2.1 Perbedaan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian Saat Ini

Peneliti	Sutriono dkk (2018)	Galang dkk (2019)	Arif dkk (2021)	Ariadi dkk (2022)	Jaisa (2022)
Hasil	Didapatkan dimensi balok G1 sebesar 30 x 60 cm, balok B1 sebesar 20 x 40 cm, balok B2 sebesar 8 x 15 cm, dimensi kolom sebesar 75 x 75 cm dan tebal pelat lantai sebesar 12 cm sedangkan untuk pelat atap sebesar 10 cm. Tulangan yang dipakai balok G1 adalah 7D22 untuk tulangan tarik sedangkan 4D22 untuk tulangan tekan dengan sengkang P10-100, balok B1 menggunakan tulangan 4D16 untuk tulangan tarik sedangkan 2D22 untuk tulangan tekan dengan sengkang P8-85, balok B2 menggunakan tulangan 2D10 untuk tulangan tarik dan tulangan tekan dengan sengkang P8-85, kolom menggunakan tulangan 12D22 dan sengkang P10-100, pelat lantai dan pelat atap menggunakan tulangan arah X dan arah Y sebesar P10-120.	Didapatkan dari perhitungan struktur ukuran kolom yang digunakan sebesar 45 x 45 cm, balok berukuran 25 x 40 cm, dan pelat dengan tebal 12 cm. Tulangan yang digunakan pada kolom adalah 16D22 dengan sengkang D10-175, balok menggunakan tulangan 3D16 untuk tulangan atas sedangkan untuk tulangan bawah menggunakan 2D16 dan sengkang D10-75.	Hasil dari perencanaan diperoleh struktur atap gedung menggunakan atap dak dengan tulangan Ø10 – 200. Pelat lantai dan tangga menggunakan tulangan Ø10 – 150. Untuk struktur kolom menggunakan ukuran 50 x 50 cm dan struktur balok ukuran 25 x 40 cm. Perhitungan Rencana Anggaran Biaya struktur atas didapat nilai sebesar Rp 11.155.892.375, -.	Desain SNI 03-2847-2019 balok 25 x 50 cm menggunakan tulangan tarik 3D13, tekan 3D13 dan tulangan bagi 2D13 dengan sengkang P10-10 pada tumpuan dan P10-20 pada lapangan, kolom 35 x 35 cm menggunakan tulangan 12D16 dengan sengkang P10- 150 dan tulangan pengekan 4P12-85.	-

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Pendahuluan

Perencanaan struktur ialah langkah desain berdasarkan peraturan-peraturan yang berlaku. Tujuan dari perencanaan struktur adalah untuk menghasilkan suatu bangunan yang aman, nyaman, kuat, ekonomis serta sesuai dengan peraturan yang berlaku. Struktur bangunan terdiri dari dua bagian yaitu struktur atas berupa kolom, balok, dan pelat lantai serta bagian bawah berupa pondasi, *pile cap*, dan *tie beam*.

3.2 Standar Perencanaan

Pedoman dan standar perencanaan yang digunakan mengacu pada beberapa peraturan yang berlaku. Hal tersebut supaya hasil perencanaan menghasilkan struktur yang nyaman, aman, dan dapat dipertanggungjawabkan. Peraturan tersebut meliputi:

1. SNI 03-1727-2020 tentang Tata Cara Perencanaan Pembebanan Rumah dan Gedung,
2. SNI 03-1726-2019 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Nongedung,
3. SNI 03-2847-2019 tentang Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung,
4. SNI 03-8460-2017 tentang Persyaratan Perancangan Geoteknik.

3.3 Beton Bertulang

3.3.1 Definisi Beton

Beton bertulang adalah penggabungan dari dua material, yaitu beton yang berasal dari campuran semen, pasir, krikil, dan air yang telah dihitung agar dapat menghasilkan kuat tekan yang telah direncanakan agar kuat menahan gaya tekan.

Beton adalah campuran yang terdiri dari semen, pasir, krikil, dan air yang dicampur menjadi satu. Biasanya terdapat satu atau bahkan lebih bahan aditif yang ditambahkan untuk menghasilkan beton dengan karakteristik tertentu.

3.3.2 Kelebihan Beton

Menurut Mc Cormac (2004), terdapat banyak kelebihan beton sebagai struktur bangunan sebagai berikut:

1. Beton memiliki kuat tekan tinggi
2. Beton tahan terhadap air dan api
3. Beton tidak memerlukan biaya pemeliharaan yang tinggi
4. Beton mudah dibentuk menjadi beragam bentuk seperti balok, kolom dan sebagainya

3.3.3 Kekurangan Beton

Menurut Mc Cormac (2004), selain terdapat kelebihan beton juga memiliki kekurangan sebagai berikut:

1. Beton memiliki kuat tarik yang sangat rendah
2. Beton memerlukan cetakan sebelum mengeras
3. Beton memiliki beban yang berat sehingga akan mempengaruhi momen lentur
4. Penuangan dan perawatan beton harus ditangani dengan benar karena jika tidak ditangani akan mengurangi mutu beton

3.3.4 Beton Bertulang

Dalam perencanaan struktur beton diasumsikan tidak bisa menahan gaya tarik sehingga diperlukan material lain untuk menahan gaya tarik yang bekerja. Material yang digunakan untuk menahan tarik berupa baja tulangan.

Berdasarkan SNI 03-2847-2019, untuk melindungi tulangan terhadap bahaya korosi maka di sebelah tulangan luar harus diberi selimut beton. Tebal selimut beton minimum yang harus disediakan harus memenuhi ketentuan berikut:

Tabel 3.1 Tebal Minimum Selimut Beton

No	Kondisi Struktur	Tebal Selimut Minimum (mm)
1	Dicor dan secara permanen kontak dengan tanah	75
2	Terpapar cuaca atau kontak dengan tanah	
	- Batang D19 hingga D57	50
	- Batang D16, kawat P13 atau D13 yang lebih kecil	40
3	Beton yang tidak langsung berhubungan dengan cuaca atau tanah	
	Pelat dinding, pelat berusuk:	
	- Batang D-44 dan D-56	40
	- Batang D-36 dan yang lebih kecil	20
4	Balok dan kolom: - Tulangan Utama, pengikat, sengkang, lilitan spiral	40
5	Komponen struktur cangkang, pelat meliputi	
	- Batang D-19 dan yang lebih besar	20
	- Batang D-16, jaring kawat P16 atau D-16 dan yang lebih kecil	15

3.4 Struktur Bawah

Struktur bawah adalah bagian bangunan yang berada di bawah permukaan tanah. Struktur bawah berfungsi sebagai penerus beban yang berada di atas tanah ke dalam tanah. Perencanaan ulang pembangunan Rumah Sakit Universitas Muhammadiyah Semarang menggunakan *bore pile*, *pile cap*, dan *tie beam*.

3.4.1 Bore Pile

Bore pile merupakan komponen struktur bangunan bagian paling bawah yang berfungsi untuk menahan dan menyebarkan beban dari atas ke tanah, sehingga harus memenuhi persyaratan supaya daya dukung tanah tidak terlampaui yang bisa mengakibatkan penurunan struktur bangunan. *Bore pile* termasuk ke dalam jenis pondasi dalam yang berbentuk tabung panjang yang ditancapkan ke dalam tanah. Penggunaan pondasi jenis ini dipilih karena konstruksi yang dilakukan tidak dapat

menggunakan tiang pancang dikarenakan pertimbangan kondisi tanah dan lingkungan sekitar.

3.4.2 Pile Cap

Pile cap merupakan komponen struktur bangunan bagian bawah yang berfungsi untuk menopang dan meneruskan beban dari kolom ke pondasi dalam serta untuk mengikat pondasi dalam. *Pile cap* termasuk ke dalam pondasi dangkal karena memiliki kedalaman tidak lebih dari 3 meter.

3.4.3 Tie Beam

Tie beam merupakan salah satu jenis balok yang dipasang di struktur bawah. *Tie beam* berfungsi sebagai pengikat antar *pile cap*, selain itu juga untuk menjaga stabilitas struktur agar tidak terjadi puntir serta tidak terjadi penurunan bangunan hanya satu titik yang bisa mengakibatkan kegagalan struktur. Ada dua cara pemasangan *tie beam* yaitu berada di kolom dan berada di *pile cap*.

3.5 Struktur Atas

Struktur atas adalah bagian dari struktur bangunan gedung yang berada di atas muka tanah (SNI 03-1726-2019). Struktur atas meliputi kolom, balok, dan pelat.

3.5.1 Kolom

Kolom adalah batang tekan vertikal dari rangka (*frame*) struktur yang memikul beban dari balok induk, maupun balok anak. Kolom meneruskan beban dari elevasi atas ke elevasi yang lebih rendah hingga akhirnya sampai ke tanah melalui pondasi. (*Sudarmono, 1996*)

Kolom merupakan elemen vertikal yang memikul sistem lantai struktural. Elemen ini merupakan elemen yang mengalami tekan dan pada umumnya disertai dengan momen lentur. (*Edward G. Nawy, 1985*)

Keruntuhan kolom dapat menyebabkan runtuhnya lantai yang bersangkutan dan juga bisa mengakibatkan runtuh total seluruh struktur bangunan. Kolom sangat perlu diperhatikan dalam mendesain serta dalam pelaksanaannya.

3.5.2 Balok

Balok merupakan bagian struktur yang berfungsi untuk pendukung beban vertikal maupun horisontal. Beban vertikal yang berupa beban mati dan beban

hidup yang diterima pelat lantai, berat sendiri balok dan berat dinding diatasnya, sedangkan beban horisontal berupa beban gempa dan beban angin.

Balok ialah bagian struktural yang penting bertujuan untuk memikul beban transversal berupa beban lentur, geser, maupun torsi. Oleh karena itu perencanaan balok yang efisien, ekonomis, cepat, dan aman sangat penting. (*Sudarmoko, 1996*)

Balok struktural yang dipakai adalah balok induk dan balok anak. Balok induk ialah balok yang menumpu pada kolom, sedangkan balok anak adalah balok yang menumpu pada balok induk.

3.5.3 Pelat

Pelat adalah elemen bidang tipis yang menahan beban transfersal yang melalui aksi lentur ke masing-masing tumpuan. (*L. Wahyuni dan Syahril, 1997*)

Pelat merupakan panel-panel beton bertulang yang mungkin tulangannya dua arah atau satu arah saja, tergantung sistem strukturnya. Kontinuitas penulangan pelat diteruskan ke dalam balok-balok dan diteruskan ke dalam kolom. Dengan demikian, sistem pelat secara keseluruhan menjadi satu kesatuan membentuk rangka struktur bangunan kaku statis tak tentu yang sangat kompleks, sehingga mengakibatkan timbulnya momen, gaya geser, dan lendutan. (*Istimawan, 1994*)

Pelat memiliki dua jenis yaitu pelat satu arah dan dua arah. Jenis pelat didapatkan dari perbandingan antara bentang panjang dan bentang pendek. Pelat satu arah didukung pada dua tepi yang berhadapan sehingga lendutan yang timbul hanya dalam satu arah saja yaitu pada arah tegal lurus arah dukungan tepi. Pelat satu arah memiliki nilai perbandingan antara bentang panjang dengan bentang panjang lebih besar dari 2. Sedangkan untuk pelat dua arah terjadi lendutan dua arah yang saling tegal lurus dan perbandingan antara bentang panjang dengan bentang pendek kurang dari 2.

3.6 Pembebanan

3.6.1 Macam-macam Pembebanan

1. Beban mati

Beban mati adalah berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap,

finishing, klading gedung dan komponen arsitektural dan struktural lainnya serta peralatan layan terpasang lain termasuk berat derek dan sistem pengangkut material. (SNI 03-1727-2020)

2. Beban hidup

Berdasarkan pasal 4.1 SNI 03-1727-2020 beban hidup adalah beban yang diakibatkan oleh pengguna dan penghuni bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk beban konstruksi dan beban lingkungan, seperti beban angin, beban hujan, beban gempa, beban banjir, atau beban mati. Beban hidup struktur gedung ditentukan berdasarkan SNI 03-1727-2020 tentang Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain. Beban hidup pada gedung Rumah Sakit harus digunakan paling sedikit sebesar $1,92 \text{ kN/m}^2$, sedangkan untuk beban hidup pada atap harus digunakan paling sedikit sebesar $0,96 \text{ kN/m}^2$.

3. Beban gempa

Beban gempa merupakan beban dalam arah horizontal dari struktur yang ditimbulkan oleh adanya gerakan tanah akibat gempa bumi, baik dalam arah vertikal maupun horizontal. Penentuan besar beban gempa pada gedung dapat mengikuti ketentuan SNI 03-1726-2019 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung. Berikut ini adalah tahapan perencanaan beban gempa yang digunakan dalam penelitian ini.

a. Penentuan kategori risiko bangunan

Kategori risiko bangunan ditentukan berdasarkan fungsi suatu bangunan. Kategori risiko bangunan mengklasifikasikan fungsi bangunan berdasarkan risiko korban jiwa yang ada pada bangunan. Kategori risiko bangunan berdasarkan fungsi bangunan dapat dilihat pada Tabel 3 SNI 03-1726-2019.

b. Penentuan faktor keutamaan gempa

Faktor keutamaan gempa merupakan faktor pengali yang digunakan pada beberapa persamaan dalam perencanaan beban gempa SNI 03-1726-2019. Faktor ini ditentukan berdasarkan pada kategori risiko bangunan dan ditetapkan berdasarkan Tabel 4 SNI 03-1726-2019.

c. Penentuan klasifikasi situs

Klasifikasi situs harus terlebih dahulu dilakukan untuk perumusan desain seismik suatu bangunan. Penetapan kelas situs dapat melalui penyelidikan tanah di lapangan dan di laboratorium. Ketentuan mengenai kelas situs dapat dilihat pada Tabel 5 SNI 03-1726:2019.

d. Penentuan parameter percepatan batuan dasar

Parameter SS (percepatan tanah selama periode waktu yang singkat) dan $S1$ (percepatan tanah selama periode 1 s) harus ditentukan dari respons spektral percepatan 0,2 s dan 1 s di peta gerak seismisitas tanah dengan probabilitas kelebihan 2% dalam 50 tahun (MCER, 2 persen dalam 50 tahun), dan dinyatakan sebagai desimal relatif terhadap percepatan gravitasi. Nilai ini dapat diperoleh dengan melihat Peta Gempa Beban Seismik SNI 2019 atau dapat juga diakses melalui website yang telah disediakan oleh Kementerian Pekerjaan Umum Bagian Pusat Pengembangan dan Evaluasi Pemukiman (<http://rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021/>).

e. Penentuan nilai koefisien beban situs

Penentuan respons spektral percepatan gempa MCE_R di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi seismik pada periode 0,2 detik dan periode 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek (F_a) merujuk pada Tabel 6 SNI 03-1726-2019 dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik (F_v) pada Tabel 7 SNI 03-1726-2019.

f. Perhitungan nilai parameter spektral respon

Parameter respon spektral percepatan pada periode pendek (S_{MS}) dan periode 1 detik (S_{M1}) disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, sesuai dengan Persamaan 3.1 dan Persamaan 3.2.

$$S_{MS} = F_a S_S \quad (3.1)$$

$$S_{M1} = F_v S_I \quad (3.2)$$

g. Perhitungan nilai parameter percepatan spektral desain

Parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek, S_{DS} dan pada periode 1 detik, S_{D1} harus ditentukan berdasarkan Persamaan 3.3 dan Persamaan 3.4

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (3.3)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (3.4)$$

h. Pembuatan diagram spektrum respons desain

Pembuatan grafik spektrum respons desain dapat mengacu pada Pasal 6.4 SNI 03-1746-2019. Grafik spektrum respons desain dapat dilihat pada Gambar 1 SNI 03-1726-2019.

i. Penentuan kategori desain seismik

Setiap struktur bangunan gedung dalam pembebanan gempa harus memiliki suatu kategori desain seismik seperti sebagai mana pada Pasal 6.5 SNI 03-1726-2019. Kategori desain seismik ditentukan berdasarkan Tabel 8 dan Tabel 9 SNI 03-1726-2019.

j. Penentuan nilai periode fundamental struktur dan periode pendekatan

Periode fundamental struktur (T) dalam arah yang ditinjau diperoleh menggunakan properti struktur dan karakteristik demografi elemen penahan dalam analisis struktur. Ketentuan mengenai penentuan besaran nilai periode fundamental struktur dapat dilihat pada Pasal 7.8.2 SNI 03-1726-2019.

k. Penentuan nilai koefisien modifikasi respons, faktor kuat-lebih sistem dan faktor pembesar defleksi

Sesuai dengan Pasal 7.2.2 SNI 03-1726-2019 koefisien modifikasi respons, R , faktor kuat-lebih sistem, Ω_0 , dan faktor pembesaran defleksi, C_d diperoleh berdasarkan hubungan antara sistem penahan gaya seismik dan kategori desain seismik. Ketentuan mengenai nilai-nilai koefisien modifikasi respons, faktor kuat-lebih sistem dan faktor pembesar defleksi dapat dilihat pada Tabel 12 SNI 03-1726-2019.

1. Gaya geser dasar seismik

Gaya geser dasar seismik, V , adalah total gaya lateral yang diakibatkan beban gempa pada struktur gedung yang bekerja pada dasar gedung. Besaran nilai gaya geser dasar seismik dapat ditentukan dengan mengacu pada Pasal 7.8.1 SNI 03-1726-2019.

m. Prosedur desain

SNI 03-1726-2019 telah memberi ketentuan untuk batasan dalam menentukan prosedur atau metode desain yang diizinkan untuk digunakan dalam melakukan desain beban gempa. Prosedur atau metode desain dapat ditentukan berdasarkan kategori desain seismik struktur dan karakteristik struktur bangunan seperti yang dijelaskan dalam Tabel 16 SNI 03-1726-2019. Sementara itu, ketidakbertaturan horizontal struktur telah dijabarkan pada Tabel 13, SNI 03-1726-2019 dan ketidakbertaturan vertikal pada Tabel 14 SNI 03-1726-2019.

3.6.2 Kombinasi Pembebanan

Pada perencanaan ulang pembangunan Gedung Rumah Sakit Universitas Muhammadiyah Semarang memakai kombinasi pembebanan dengan memperhitungkan kuat perlu serta sesuai dengan SNI 1727-2020.

$$1. 1,4 D \quad (3.5)$$

$$2. 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (L_r \text{ atau } S \text{ atau } R) \quad (3.6)$$

$$3. 1,2 D + 1,6 (L_r \text{ atau } S \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5 W) \quad (3.7)$$

$$4. 1,2 D + 1,0 W + L + 0,5 (L_r \text{ atau } S \text{ atau } R) \quad (3.8)$$

$$5. 0,9 D + 1,0 W \quad (3.9)$$

3.6.3 Faktor Reduksi Kekuatan

Ketidakpastian kekuatan bahan terhadap pembebanan sebagai faktor reduksi kekuatan (ϕ). Menurut SNI 03-2847-2019, faktor reduksi (ϕ) ditentukan sebagai berikut.

Tabel 3.2 Tabel Faktor Reduksi (ϕ)

No	Gaya atau elemen struktur	(ϕ)	Pengecualian
1	Momen, gaya aksial, atau kombinasi momen dan gaya aksial	0,65 – 0,90 sesuai 21.2.2	Di dekau ujung komponen pratarik dimana <i>strand</i> belum sepenuhnya bekerja, (ϕ) harus sesuai dengan 21.2.3
2	Geser	0,75	Persyaratan tambahan untuk struktur tahan gempa terdapat 21.2.4
3	Torsi	0,75	-
4	Tumpu (<i>bearing</i>)	0,65	-
5	Zona angkur pascatarik	0,85	-
6	<i>Bracket</i> dan korbel	0,75	-
7	<i>Strut, ties</i> , zona nodal, dan daerah tumpuan yang dirancang dengan <i>strut-and-tie</i> di pasal 23	0,75	-
8	Komponen sambungan beton pracetak terkontrol leleh oleh elemen baja dalam tarik	0,90	-
9	Beton polos	0,60	-
10	Angkur dalam elemen beton	0,45 – 0,75 sesuai pasal 17	-

3.7 Perencanaan Pelat

3.7.1 Pelat Dua Arah (Two Way Slab)

SNI 03-2847-2019 Pasal 8.3.1 mensyaratkan tebal minimum untuk pelat dua arah yang memiliki rasio bentang panjang terhadap bentang pendek tidak lebih dari

2 menjadi dua jenis. Pelat yang ditumpu dengan balok pada semua sisinya dan pelat yang tidak ditumpu langsung oleh balok pada sisinya. Ketebalan minimum pelat yang ditumpu dengan balok di semua sisinya terdapat pada Pasal 8.3.1.2 SNI 03-2847-2019. Sedangkan untuk pelat yang tidak ditumpu langsung oleh balok pada sisinya terdapat pada Pasal 8.3.1.1 SNI 03-2847-2019.

3.7.2 Pelat satu arah (One Way Slab)

Pelat satu arah adalah pelat yang dianggap atau/atau ditumpu pada kedua belah sisinya dan berupa tumpuan garis. Pelat satu arah memiliki nilai rasio bentang panjang (L_y) dan bentang pendek (L_x) lebih besar dari atau sama dengan 2 (dua).

3.8 Perencanaan Balok

Balok merupakan elemen struktur utama yang berfungsi untuk menerima beban dari pelat, yang selanjutnya disalurkan pada kolom sehingga sampai ke struktur fondasi (Setiawan, 2016). Prosedur perhitungan perencanaan desain balok dengan mengacu pada SNI 03-2847-2019 meliputi perencanaan tulangan longitudinal dan tulangan geser beserta ketentuan-ketentuannya adalah sebagaimana berikut ini.

3.8.1 Desain Tulangan Lentur Balok

Pasal 18.6 SNI 03-2847-2019 telah mensyaratkan komponen struktur yang menahan lentur pada sistem rangka pemikul momen khusus harus memenuhi ketentuan-ketentuan sebagaimana berikut ini.

1. Kuat tekan beton (f'_c) tidak boleh kurang dari 20 MPa.
2. Nilai mutu baja (f_y) yang digunakan dalam desain tulangan tidak boleh melebihi 420 MPa.
3. Gaya tekan aksial terfaktor pada komponen lentur (P_u) tidak boleh melebihi $\frac{A_g f'_c}{10}$, apabila melebihi nilai tersebut maka struktur dapat dianggap struktur lentur dan aksial.
4. Bentang bersih komponen struktur lentur (l_n) tidak boleh kurang dari empat kali tinggi efektifnya.
5. Lebar komponen struktur lentur (b_w) tidak boleh kurang dari 0,3 tinggi (tinjauan) kotor dan 250 mm.

6. Lebar komponen struktur lentur (b_w) tidak boleh lebih dari lebar kolom ditambah jarak masing-masing sisi kolom yang lebih kecil dari lebar kolom sendiri dan 0,75 dimensi kolom.
7. Luas tulangan (Asmin) atas dan bawah harus tidak kurang dari $1,4 \cdot b_w \cdot d / f_y$ dan $0,25 \cdot b_w \cdot d \sqrt{f'_c} / f_y$ serta rasio tulangan lentur (ρ) tidak melebihi 0,025.
8. Kekuatan momen positif pada muka joint harus tidak kurang dari setengah kuat momen negatif yang disediakan pada muka joint tersebut. Baik kekuatan momen negatif atau positif pada sembarang penampang sepanjang panjang komponen struktur tidak boleh kurang dari seperempat kuat momen maksimum yang disediakan pada muka salah satu dari joint tersebut.
9. Jarak sengkang pertama tidak boleh kurang dari 50 mm dari tumpuan, dan jarak sengkang yang lain diambil nilai yang paling kecil dari ketentuan-ketentuan sebagai berikut, $d/4$; enam kali diameter batang tulangan lentur utama longitudinal; dan 150 mm.

3.8.2 Desain Tulangan Geser Balok

Sesuai Pasal 7.6.3.1 SNI 03-2847-2019 apabila nilai gaya geser ultimit (V_u) lebih besar dari gaya geser nominal tereduksi yang ditahan beton ($\phi \cdot V_c$) maka diperlukan tulangan geser. Apabila nilai gaya geser ultimit berada diantara nilai setengah kuat nominal tereduksi yang ditahan oleh beton ($1/2 \cdot \phi \cdot V_c$) dan nilai gaya geser nominal tereduksi yang ditahan beton ($\phi \cdot V_c$) atau lebih kecil dari setengah kuat nominal tereduksi yang ditahan oleh beton ($1/2 \cdot \phi \cdot V_c$), maka digunakan syarat minimum untuk tulangan geser seperti sebagaimana yang disyaratkan pada Pasal 9.6.3 SNI 03-2847-2019.

3.9 Perencanaan Kolom

Kolom merupakan elemen struktur yang memegang peranan penting pada suatu struktur bangunan. Keruntuhan kolom merupakan kondisi kritis yang dapat menyebabkan runtuhnya (collapse) suatu bangunan (Sudarmoko, 1996). Prosedur perhitungan perencanaan desain kolom dengan mengacu pada SNI 03-2847-2019 meliputi perencanaan tulangan aksial-lentur dan tulangan geser beserta ketentuan-ketentuannya adalah sebagaimana berikut ini

3.9.1 Desain Tulangan Aksial-lentur Kolom

Pasal 18.7 SNI 03-2847-2019 mensyaratkan komponen struktur yang menahan beban lentur dan beam aksial pada sistem struktur pemikul momen khusus harus memenuhi ketentuan-ketentuan berikut ini.

1. Kuat desak beton tidak boleh kurang dari 20 MPa.
2. Nilai mutu baja (f_y) yang digunakan dalam desain tulangan tidak boleh melebihi 420 MPa.
3. Gaya desak aksial terfaktor pada komponen lentur (P_u) harus melebihi $\frac{A_g f'_c}{10}$.
4. Dimensi penampang terpendek tidak boleh kurang dari 300 mm.
5. Rasio dimensi penampang terpendek terhadap dimensi tegak lurus tidak boleh kurang dari 0,4.
6. Luas tulangan longitudinal (A_{st}) tidak boleh kurang dari 0,1 A_g atau lebih dari 0,06 A_g .
7. Kekuatan lentur kolom harus memenuhi $\Sigma M_{nc} \geq 1,2 \Sigma M_{nb}$.
8. Spasi tulangan transversal pada daerah lo tidak boleh melebihi yang terkecil dari ketentuan sebagai berikut.
 - a. Seperempat dimensi komponen struktur minimum.
 - b. Enam kali diameter batang tulangan longitudinal terkecil.
 - c. $100 \text{ mm} \leq s_0 = 100 + \left(\frac{350-h_x}{3}\right) \leq 150 \text{ mm}$.
9. Luas penampang total tulangan Sengkang persegi (A_{sh}) tidak boleh kurang dari yang disyaratkan sebagai berikut.

$$A_{sh} = 0,3 \frac{sbc f'_c}{f_{yt}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$

$$A_{sh} = 0,09 \frac{sbc f'_c}{f_{yt}}$$

Adapun nilai gaya tarik baja (T_s) dan gaya tekan baja (C_s) pada kolom dapat ditentukan berdasarkan beberapa kondisi seperti beriku tini.

$$\varepsilon = \frac{d-c}{c} \times 0,003 \text{ untuk daerah tarik} \quad (3.10)$$

$$T_s = A_s f_y, \text{ bila } \varepsilon > \varepsilon_y,$$

$$T_s = A_s f_y, \text{ bila } \varepsilon < \varepsilon_y,$$

$$C_s = A_s' f_y, \text{ bila } \varepsilon' > \varepsilon_y,$$

$$C_s = A_s' f_y, \text{ bila } \varepsilon' < \varepsilon_y.$$

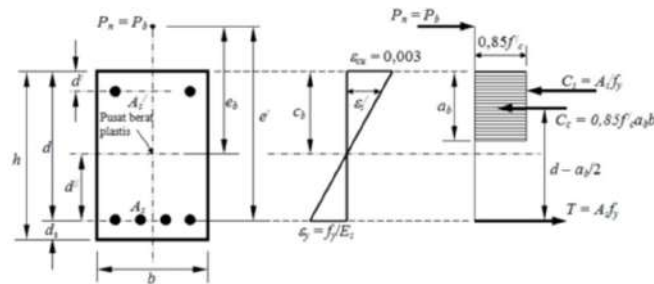
$$\text{Keterangan: } \varepsilon_y = f_y/E_s : E_s = 200.000 \text{ MPa} : f_s = \varepsilon E_s$$

Dengan memperhatikan prinsip keseimbangan gaya dalam seperti pada Gambar 3.1, maka diperoleh persamaan sebagai berikut.

$$P_n = C_c + C_s - T_s \quad (3.11)$$

$$M_n = C_c \left(d - \frac{a}{2} - d'' \right) + C_s (d - d' - d'') + T d'' \quad (3.12)$$

$$e = M_n / P_n \quad (3.13)$$



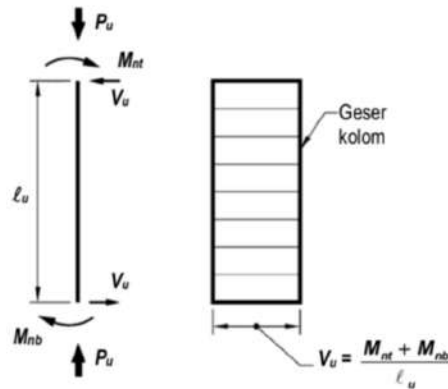
Gambar 3.1 Kolom Penampang Persegi dengan Beban Eksentris

(Sumber: Setiawan, 2016)

3.9.2 Desain Tulangan Geser Kolom

Terdapat beberapa perbedaan antara prosedur desain tulangan geser pada balok dan prosedur desain tulangan geser kolom berdasarkan SNI yaitu sebagai berikut.

1. Nilai kekuatan geser beton non-prategang dihitung berdasarkan persamaan untuk komponen yang dibebani lentar dan desak aksial,
2. Penentuan gaya maksimum yang terjadi pada muka joint balok-kolom tidak boleh lebih besar dari gaya yang diakibatkan Momen kapasitas balok (M_{kap}) yang merangka pada joint tetapi tidak boleh lebih kecil dari gaya geser terfaktor hasil desain struktur,



Gambar 3.2 Gaya Geser Desain pada Kolom

(Sumber: SNI 03-2847-2019)

3. Kuat geser beton harus diabaikan apabila kedua syarat berikut ini telah terpenuhi
 - a. Nilai gaya geser desain (V_e) seperti sebagaimana pada Gambar 3.3 lebih besar dari setengah kuat geser perlu maksimum (V_u),
 - b. Gaya desak aksial terfaktor (P_u) termasuk pengaruh beban gempa kurang dari $0,1 \cdot A_g \cdot f'_c$

3.10 Perencanaan Pondasi *Bore Pile*

Bore pile merupakan komponen struktur bangunan bagian paling bawah yang berfungsi untuk menahan dan menyebarkan beban dari atas ke tanah, sehingga harus memenuhi persyaratan supaya daya dukung tanah tidak terlampaui yang bisa mengakibatkan penurunan struktur bangunan. *Bore pile* termasuk ke dalam jenis pondasi dalam yang berbentuk tabung panjang yang ditancapkan ke dalam tanah. Penggunaan pondasi jenis ini dipilih karena konstruksi yang dilakukan tidak dapat menggunakan tiang pancang dikarenakan pertimbangan kondisi tanah dan lingkungan sekitar. Adapun untuk perhitungan desain pondasi *bore pile* melalui langkah-langkah yang dapat dilihat berikut ini.

1. Menentukan daya dukung vertikal tiang

Daya dukung vertikal tiang adalah beban ijin yang dapat ditanggung oleh satu buah tiang yang ditancapkan pada suatu lokasi dan pada kedalaman tertentu. Berdasarkan data N-SPT dengan metode Meyerhorf daya dukung ijin tekan tiang dihitung menggunakan rumus berikut:

$$Pa = \frac{qc \times Ap}{FK1} + \frac{\sum Li fi \times Ast}{FK2} \quad (3.14)$$

Keterangan :

Pa = Daya dukung ijin tekan tiang

qc = 20 N, untuk silt/clay : 40 N, untuk sand

N = Nilai SPT

Ap = Luas penampang tiang

Ast = Keliling penampang tiang

Li = Panjang segmen tiang yang mampu ditinjau

Fi = Gaya geser pada selimut segmen

= N maksimum 12 ton/m² , untuk silt/clay

= N/5 maksimum 10 ton/m² , untuk sand

FK1, FK2 = Faktor keamanan 3 dan 5.

2. Menentukan jumlah kebutuhan tiang

Setelah mengetahui daya dukung ijin tiang, dari beban struktur atas (beban terfaktor: $1,2 D + IE + IL$) dapat dihitung kebutuhan tiang pada satu titik kolom. Jumlah tiang yang diperlukan dihitung dengan membagi gaya aksial yang terjadi dengan daya dukung tiang (Pamungkas, 2013).

$$Np = \frac{P}{Pall} \quad (3.15)$$

Keterangan:

Np = Jumlah tiang

P = Gaya aksial

$Pall$ = Daya dukung ijin tiang

3. Cek efisiensi dalam kelompok tiang

Daya dukung sebuah tiang yang berada pada suatu kelompok tiang akan berkurang. Hal ini disebabkan tanah di sekitar tiang terdesak oleh tiang lain.

Agar daya dukung tersebut tidak berkurang, setidaknya - setidaknya dibutuhkan jarak 3 (tiga) dikali diameter atau 3D antar tiang satu dengan lainnya. Hal ini tentu saja akan mengakibatkan pemborosan tempat. Agar optimal, biasanya diatur dengan jarak antara 2,5 - 3 dikali diameter tiang. Perhitungan efisiensi kelompok tiang berdasarkan rumus *Converse-Labbarre* dari *Uniform Building Code* AASHTO adalah sebagai berikut:

$$Eg = 1 - \theta \times \frac{(n-1) \times m + (m-1) \times n}{90 \times m \times n} \quad (3.16)$$

Keterangan:

Eg = Efisiensi kelompok tiang

θ = Arc tg (D/s) (derajat)

D = Diameter tiang

s = Jarak antar tiang (as ke as)

m = Jumlah tiang dalam 1 kolom

n = Jumlah tiang dalam 1 baris

4. Menghitung daya dukung kelompok tiang

Perhitungan daya dukung kelompok tiang digunakan untuk mengecek apakah kelompok tiang yang digunakan aman atau tidak terhadap beban aksial kolom. Daya dukung kelompok tiang dapat dihitung menggunakan rumus berikut.

$$Qu = Eg \times n \times Pall \quad (3.17)$$

Keterangan

Eg = Efisiensi kelompok tiang

n = Jumlah tiang

$Pall$ = Daya dukung ijin tiang

5. Menentukan gaya tarik atau gaya tekan yang bekerja pada tiang

Akibat momen yang besar dari struktur atas, tiang dapat juga mengalami gaya tarik ke atas. Untuk itu perlu dilakukan analisis gaya - gaya yang bekerja pada masing - masing tiang dalam suatu kelompok tiang dan jangan sampai melebihi daya dukung yang diijinkan.

6. Menghitung penulangan pada *pile*

Langkah terakhir dalam desain fondasi adalah menghitung jumlah tulangan yang akan digunakan dalam satu tiang fondasi.

3.11 Rencana Anggaran Biaya

Rencana Anggaran Biaya (RAB) merupakan perkiraan atau perhitungan biaya-biaya yang diperlukan untuk tiap pekerjaan dalam suatu proyek konstruksi, sehingga diperoleh biaya total yang diperlukan untuk menyelesaikan proyek tersebut. Tujuan penyusunan RAB bagi kontraktor adalah sebagai berikut.

1. Sebagai dasar untuk mengikuti tender dan pengajuan penawaran.
2. Sebagai dasar perkiraan modal/dana yang harus disediakan.
3. Sebagai dasar dalam penyediaan bahan, alat, tenaga dan waktu untuk pelaksanaan

Rencana anggaran biaya dibuat sebelum proyek dilaksanakan, jadi masih merupakan anggaran perkiraan, bukan anggaran yang sebenarnya berdasarkan pelaksanaan (actual cost). Ada dua macam cara pembuatan RAB yaitu.

1. Rencana Anggaran Biaya Kasar

Rencana anggaran biaya yang perhitungannya hanya didasarkan pada luas lantai bangunan dikalikan satuan harga per m² nya. Rencana Anggaran biaya kasar digunakan jika ingin mengetahui anggaran biaya proyek secara cepat dengan cara pendekatan.

2. Rencana Anggaran Biaya secara Rinci

Rencana anggaran biaya yang dihitung berdasarkan volume tiap jenis pekerjaan dikalikan harga tiap jenis pekerjaan tersebut, untuk seluruh jenis kegiatan yang ada pada proyek tersebut, sehingga diperoleh rencana anggaran biaya total untuk seluruh proyek tersebut.

Dalam penyusunan RAB data yang diperlukan adalah sebagai berikut.

1. Gambar-gambar rencana arsitektur dan struktur serta gambar-gambar lain (gambar bestek).
2. Peraturan dan syarat-syarat (bestek/RKS).
3. Berita Acara Penjelasan Pekerjaan.

4. Buku Analisa BOW dan Analisa SNI 2002.
5. Peraturan/spesifikasi bahan dari pabrik/industri.
6. Daftar harga bahan yang digunakan didaerah tersebut.
7. Daftar Upah tiap pekerjaan.
8. Daftar Volume tiap pekerjaan.
9. Peraturan pemerintah daerah yang berkaitan dengan pembangunan.

Jika dirumuskan secara umum RAB merupakan total penjumlahan dari hasil perkalian antara volume suatu item pekerjaan dengan harga satuannya. Bahasa sistematis yang dapat dituliskan ialah sebagai berikut.

$$RAB = \Sigma [(Volume) \times \text{Harga Satuan Pekerjaan}] \quad (3.18)$$

3.11.1 Komponen Penyusun RAB

Menurut Wulfram I. Ervianto, 2005, Menurut Wulfram I. Ervianto, 2005, penyusunan RAB dilakukan dengan melihat komponen – komponen biaya proyek. Biaya yang terlibat pada pelaksanaan konstruksi antara lain.

1. Biaya proyek

a. Biaya modal

Biaya modal diartikan sebagai jumlah pengeluaran yang dibutuhkan untuk penyelesaian proyek yang terdiri dari:

1) Biaya langsung

Biaya langsung merupakan elemen biaya yang berkaitan langsung dengan proyek yang dikerjakan. Biaya-biaya yang termasuk dalam biaya langsung adalah biaya tenaga kerja (upah), biaya material, biaya subkontraktor dan biaya peralatan/perlengkapan yang dapat diambil dari Balai Pengujian dan Informasi Konstruksi (BPIK) Dinas Pekerjaan Umum Kota Semarang.

2) Biaya tidak langsung

Biaya tak langsung harus ditambahkan oleh kontraktor dalam menyusun estimasi biaya proyek. Biaya tidak langsung adalah sejumlah pengeluaran yang merupakan porsi substansial dari biaya langsung dan terdiri dari biaya *overhead cost*, biaya tidak terduga, dan keuntungan.

2. Biaya pemeliharaan selama masa pemeliharaan

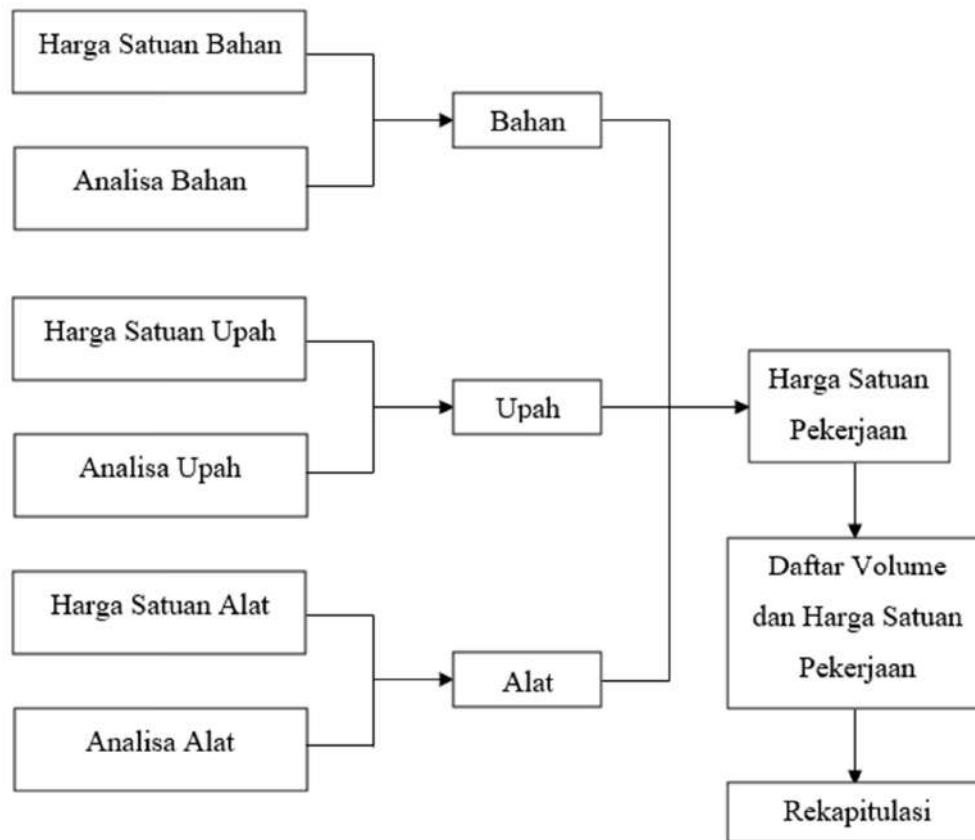
Biaya pemeliharaan merupakan prakiraan biaya yang dikeluarkan setiap selesai pekerjaan konstruksi setelah Pre Hand Over (PHO) sampai dengan serah terima pekerjaan kedua atau Final Hand Over (FHO).

3.11.2 Tahapan Penyusunan RAB

Tahap-tahap yang sebaiknya dilakukan untuk menyusun anggaran biaya adalah sebagai berikut.

1. Melakukan pengumpulan data di lapangan dan pengecekan gambar kerja tentang jenis, harga serta kemampuan pasar menyediakan bahan/material konstruksi secara kontinu. Gambar kerja adalah dasar untuk menentukan pekerjaan apa saja yang ada dalam komponen bangunan yang akan dikerjakan. Dari gambar akan didapatkan ukuran, bentuk dan spesifikasi pekerjaan serta penyusunan metode pelaksanaan konstruksi yang akan dilakukan nantinya di lapangan.
2. Melakukan perhitungan volume Perhitungan volume adalah menghitung banyaknya volume pekerjaan dalam satu satuan pekerjaan
3. Melakukan pengumpulan data tentang upah pekerja yang berlaku di daerah lokasi proyek dan atau upah pada umumnya jika pekerja didatangkan dari luar daerah lokasi proyek.
4. Melakukan perhitungan analisa bahan, upah, dan alat dengan menggunakan analisa yang diyakini baik oleh si pembuat anggaran.

Tahapan penyusunan RAB dapat dilihat pada Gambar 3.3 berikut ini



Gambar 3.3 Tahapan Penyusunan RAB

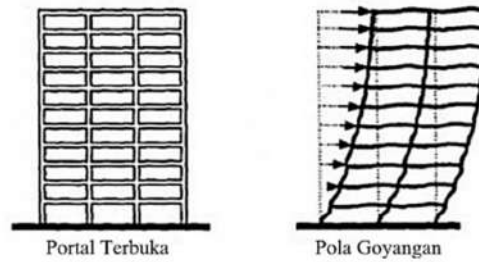
(Sumber: Wullfram I. Ervianto, 2005)

3.12 Perilaku Goyangan pada Struktur Utama

Kekuatan dan kekakuan struktur atas bangunan sangat dipengaruhi oleh jenis struktur utama. Karena itu, sifat-sifat dan perilakunya harus dipahami oleh seorang perencana. Perilaku yang dimaksud adalah goyangan horizontal yang terjadi akibat gaya lateral, khususnya beban gempa.

3.12.1 Struktur Terbuka (*open frame*)

Chopa (1998) dalam Pawirodikromo (2012) menyatakan bahwa perubahan tempat yang dominan untuk kombinasi beban vertikal dan horisontal adalah pada arah mendatar yang sebenarnya sangat dipengaruhi oleh shear mode. Namun demikian, pola goyangan tersebut akan dipengaruhi oleh rasio kekakuan antara balok dan kolom. Pada Gambar terlihat bahwa simpangan antara tingkat yang terjadi pada tingkat tingkat bawah relatif cukup besar.

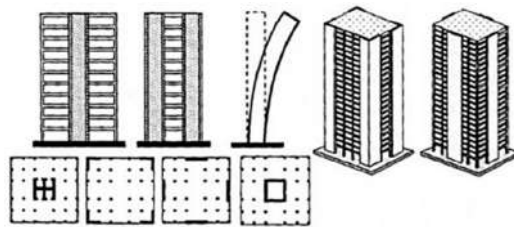


Gambar 3.4 Pola Simpangan pada Portal Terbuka

(Sumber: Prawirodikromo, 2012)

3.12.2 Struktur Dinding

Tujuan penggunaan *shearwalls* (dinding geser) untuk membuat struktur bangunan menjadi kaku adalah untuk mengendalikan simpangan antar tingkat yang cukup besar yang umumnya terjadi pada tingkat bawah struktur portal terbuka. Oleh karena itu kadang-kadang portal terbuka lebih ditujukan untuk menahan beban vertikal saja (Prawirodikromo, 2012). Struktur dinding merupakan struktur yang kaku, maka perilaku goyangan lebih dipengaruhi oleh lentur (*flexure*), kecuali untuk struktur dinding yang pendek. Pola goyangan struktur dinding yang didominasi oleh “*flexural mode*” tersebut dapat dilihat seperti sebagaimana pada Gambar 3.5 berikut ini



Gambar 3.5 Letak dan Pola Goyangan Struktur Dinding

(Sumber: Prawirodikromo, 2012)

3.13 Gaya Geser Dasar

Gaya geser dasar (V) adalah suatu gaya geser yang diasumsikan merupakan penyederhanaan dari getaran gempa bumi. Gaya geser dasar dapat digunakan sebagai parameter penting dalam menentukan tingkat respons suatu struktur

(Prawirodikromo, 2017). Penentuan besaran nilai gaya geser dasar di Indonesia telah diatur pada SNI 03-1726-2019.

3.14 Perpindahan Lateral Tingkat (*Lateral Displacement*)

Perpindahan lateral tingkat adalah perpindahan lateral suatu lantai yang diukur dari dasar bangunan. Pasal 7.8.6 SNI 03-1726-2019 menjelaskan mengenai penentuan simpangan antar lantai tingkat desain (Δ) yang harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa di tingkat paling atas dan tingkat paling bawah yang ditinjau. Simpangan dinyatakan dalam bentuk *drift indeks*. Untuk menghitung *drift indeks* digunakan persamaan sebagai berikut.

$$\text{Total drift} = \frac{\Delta}{H} \quad (3.19)$$

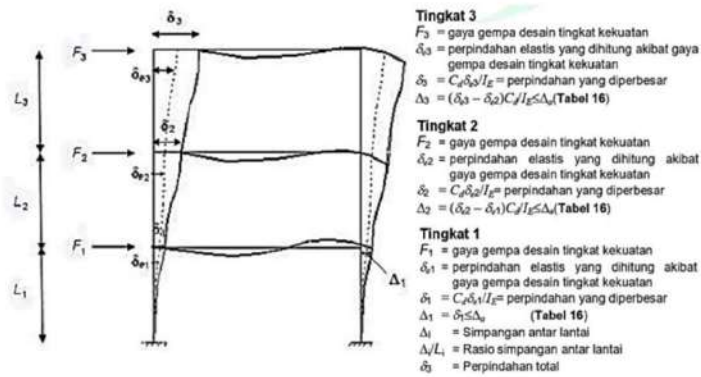
Catatan:

Δ = besar defleksi maksimum

H = ketinggian struktur

3.15 Simpangan Antar Tingkat (*Story Drift*)

Respons struktur bangunan saat terjadi gempa dapat dilihat dengan adanya simpangan antar tingkat (story drift) pada bangunan. Simpangan (drift) adalah simpangan suatu lantai yang diukur dari dasar lantai di bawahnya. Pasal 7.8.6 SNI 03-1726-2019 telah menjelaskan tentang bahwa penentuan defleksi di dasar tingkat (δx) boleh ditinjau apabila pusat massa tidak terletak segaris dalam arah vertikal, diizinkan untuk menghitung berdasarkan proyeksi vertikal dan pusat massa di tingkat atasnya, seperti terlihat di Gambar 3.6



Gambar 3.6 Simpangan Antar Lantai

(Sumber: SNI 03-1726-2019)

Defleksi pusat massa di tingkat (δx) harus ditentukan sesuai dengan persamaan sebagai berikut.

$$\delta x = \frac{C_d \delta w}{I} \quad (3.20)$$

Keterangan:

δx : defleksi pada lantai ke-x,

C_d : faktor pembesar defleksi,

I : faktor keutamaan gedung.

BAB IV METODOLOGI PENELITIAN

4.1 Subjek dan Objek Penelitian

Suatu metode dalam sebuah analisis sangatlah penting untuk mendapatkan data yang sesuai dan digunakan untuk memecahkan suatu masalah yang sudah dirumuskan. Penelitian ini memerlukan data gedung berupa data teknis gedung berupa gambar arsitektural yang kemudian dapat dilakukan analisis sesuai dengan masalah yang sudah dirumuskan.

Metode yang digunakan dalam penelitian ini yaitu dengan membuat model struktur atas dan bawah Gedung A RS UNIMUS dengan menggunakan model struktur pelat konvensional (pelat-balok). Kemudian merencanakan penampang beton bertulang beserta kebutuhan baja tulangan pada pelat, balok, kolom, serta *bore pile* secara manual dengan mempertimbangkan beban-beban yang bekerja pada struktur Gedung RS UNIMUS sesuai dengan ketentuan yang berlaku.

Subjek penelitian ini adalah Gedung A RS UNIMUS yang berlokasi Jalan Kedungmundu Raya 18, Kedungmundu, Tembalang, Kota Semarang. Sedangkan untuk objek penelitian adalah respons struktur berupa *base shear*, *lateral displacement*, *story drift*, volume beton, kebutuhan berat baja tulangan, serta biaya yang diperlukan untuk membangun struktur gedung tersebut.

4.1.1 Denah Bangunan

Denah struktur Gedung A RS UNIMUS dapat dilihat pada lampiran.

4.1.2 Data Teknis

Berikut adalah data teknis yang dipakai pada penelitian ini:

1. Perencanaan *bore pile*, kolom, balok, pelat lantai, dan pelat atap menggunakan mutu beton dengan kuat tekan rencana (f'_c) sebesar 25 MPa.
2. Selimut beton untuk struktur kolom dan balok sebesar 40 mm. sedangkan untuk pelat sebesar 20 mm.

3. Kuat tarik leleh baja tulangan sirip untuk diameter > 12 mm dengan tegangan leleh (f_y) sebesar 420 MPa sedangkan baja tulangan polos untuk diameter ≤ 12 mm dengan tegangan leleh (f_y) sebesar 240 MPa.
4. Tabel 4.1 berikut menunjukkan besar beban mati dan beban tambahan yang digunakan dalam penelitian ini.

Tabel 4.1 Beban Mati dan Beban Tambahan yang Digunakan

Keterangan	Berat	Satuan
Bahan Bangunan:		
Beton Bertulang	2400	kg/m ³
Baja	7850	kg/m ³
Pasir	1800	kg/m ³
Spesi dari semen	2000	kg/m ³
Komponen Gedung:		
Tegel/keramik	17,5	kg/m ²
<i>Plafond</i>	24	kg/m ²
Instalasi listrik dan <i>plumbing</i>	15	kg/m ²
Lapisan kedap air	1900	kg/m ³

5. Beban hidup ditetapkan sebesar 2,87 kN/m² untuk pelat lantai dan sebesar 0,96 kN/m² untuk pelat atap.
6. Gedung yang akan dianalisis memiliki data teknis sebagai berikut.
 - a. Jumlah lantai : 9 Lantai
 - b. Tingi total elevasi gedung : + 40,00 m
 - c. Tinggit antar lantai : Variatif (1,4 m ; 4,2 m; 5,2 m)

4.2 Pengumpulan Data

Data yang didapatkan berupa data sekunder yang meliputi lokasi bangunan, gambar denah struktur Gedung A RS UNIMUS, respons spektral gempa di daerah Semarang, data pembebanan dan mutu bahan yang digunakan. Serya data primer yang meliputi data respons struktur berupa *base sear*, *lateral displacement*, *story*

drift, volume beton, kebutuhan berat baja tulangan, serta biaya yang diperlukan untuk membangun struktur gedung tersebut. Metode yang digunakan untuk memperoleh data pada penelitian ini adalah sebagai berikut.

4.2.1 Metode Observasi

Metode observasi adalah cara untuk mengumpulkan data dengan melakukan pengamatan langsung pada lokasi penelitian di Jalan Kedungmundu Raya 18, Kedungmundu, Tembalang, Kota Semarang, sehingga informasi yang didapat lebih akurat.

4.2.2 Metode Studi Literatur

Metode studi literatur adalah cara untuk mengumpulkan data dengan mempelajari bahan-bahan tertulis, balik dari dokumen tertulis maupun data lain yang telah didapatkan.

4.2.3 Metode Kepustakaan

Metode kepustakaan adalah cara untuk mengumpulkan data dengan mencari referensi lain demi menunjang penulisan penelitian ini.

4.3 Bagan Alir

Berdasarkan data sekunder yang telah didapat, data primer bisa didapatkan dengan cara mengolah data sekunder yang didapat. Berikut ini adalah tahapan-tahapan pengolahan data tersebut.

1. Perencanaan beban gravitasi

Perencanaan beban gravitasi dengan mengikuti ketentuan SNI 03-1727-2020.

2. Estimasi elemen struktur dan permodelan awal struktur gedung

Pembuatan model struktur Gedung A RS UNIMUS dilakukan dengan bantuan program SAP2000, serta membuat estimasi dimensi pelat, balok, kolom pada kedua model struktur.

3. Analisis momen ultimit pelat

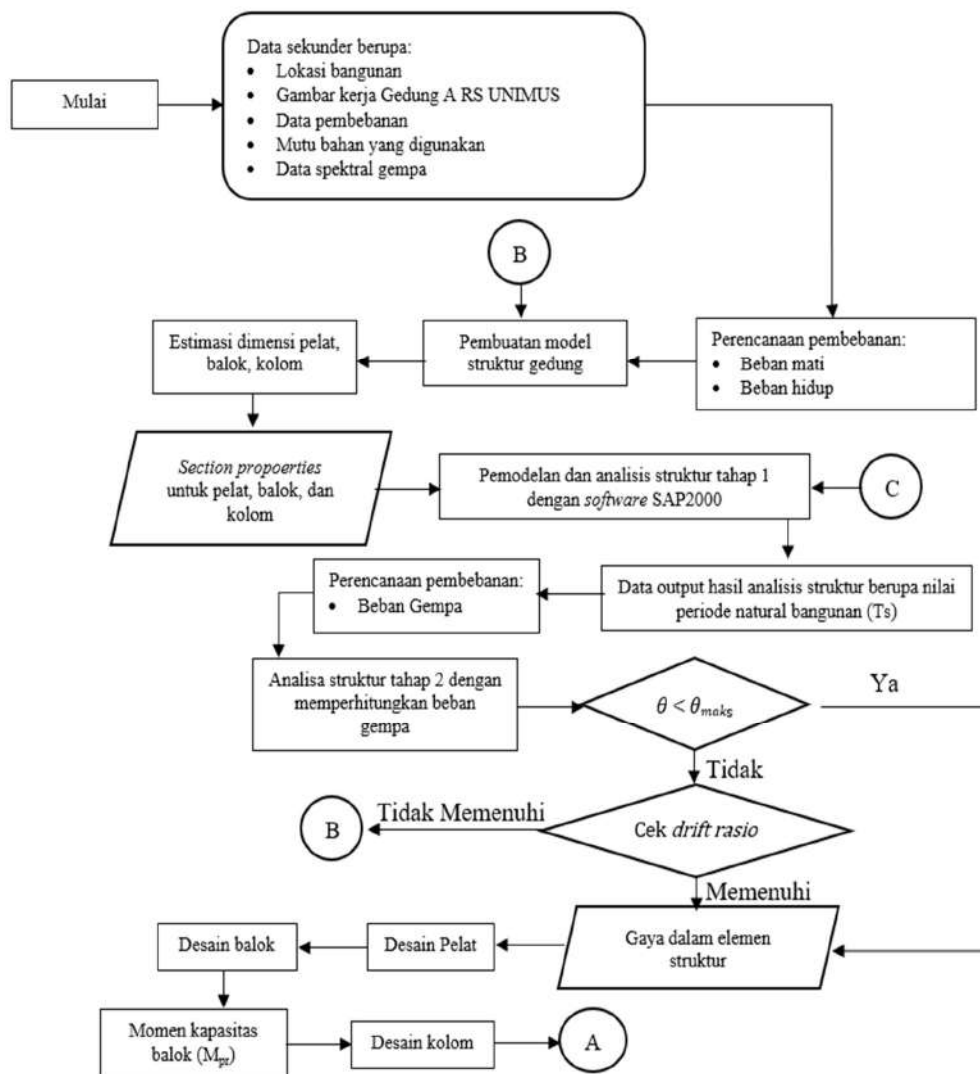
Analisis momen ultimit pada pelat dilakukan dengan menggunakan metode perencanaan langsung SNI 03-2847-2019.

4. Analisis struktur tahap 1 (satu)
 Analisis struktur tahap 1 (satu) merupakan pemodelan struktur pada program SAP2000 serta meng-input data material serta beban gravitasi sehingga dapat dilakukan running analisis untuk mendapatkan nilai periode natural bangunan (T_c),
5. Perencanaan beban gempa
 Perencanaan beban gempa dengan metode spektrum respons dengan mengacu pada spesifikasi SNI 03-1726-2019.
6. Analisis struktur tahap 2 (dua)
 Analisis struktur tahap 2 (dua) dilakukan untuk memberikan kontrol pada periode natural, base shear, kestabilan struktur, batasan sistem ganda, partisipasi massa dan ketidakberaturan struktur pada kedua model struktur.
7. Perencanaan balok
 Perencanaan balok mengacu pada ketentuan yang ada pada SNI 03-2847-2019. Mulai dari redistribusi momen, desain penulangan lentur balok hingga penulangan geser balok
8. Perencanaan kolom
 Perencanaan kolom menggunakan diagram Pn-Mn serta memastikan portal bersifat *strong column weak beam* (SCWB) pada kedua model struktur.
9. Rekapitulasi respons struktur
 Rekapitulasi respons struktur berupa *base shear*, *lateral displacement* dan *story drift* pada kedua model struktur.
10. Perencanaan *bore pile*
 Perencanaan *bore pile* dilakukan sesuai dengan data tanah lokasi proyek pembangunan. Persyaratan yang digunakan ketika merencanakan *bore pile* ialah SNI 03-8460-2017 tentang Persyaratan Perancangan Geoteknik.
11. Perencanaan *pile cap*
 Perencanaan *pile cap* dilakukan setelah mengetahui jumlah tiang yang menerima beban dari satu kolom.
12. Pembuatan rencana anggaran biaya (RAB)

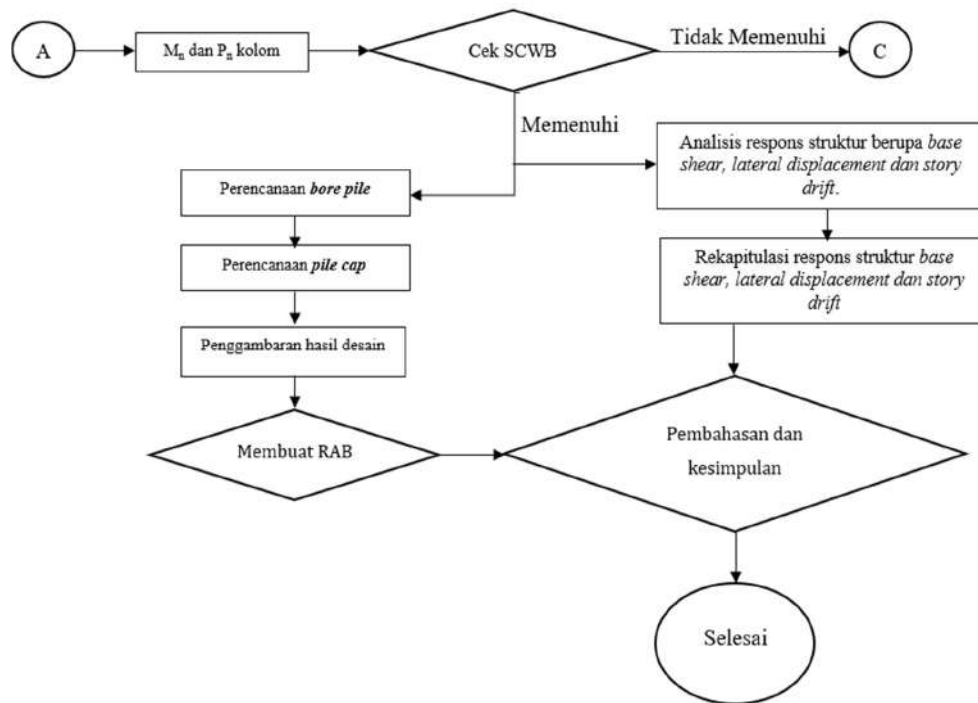
13. Penulisan naskah laporan penelitian

Hasil dari penelitian ini dituliskan dalam sebuah laporan. Laporan tersebut menjadi salah satu bukti nyata setelah penelitian selesai dilakukan. Selain itu dengan adanya laporan, dapat diketahui secara garis besar dari penelitian ini, mulai dari latar belakang hingga kesimpulan yang bisa didapat bagi para pembaca.

Langkah-langkah penelitian secara keseluruhan yang dilakukan pada penelitian ini dapat dilihat seperti sebagaimana pada Gambar 4.1



Gambar 4.1 Diagram Alir Penelitian



Lanjutan Gambar 4.1 Diagram Alir Penelitian

BAB V

ANALISIS DAN PEMBAHASAN

5.1 Konfigurasi Bangunan

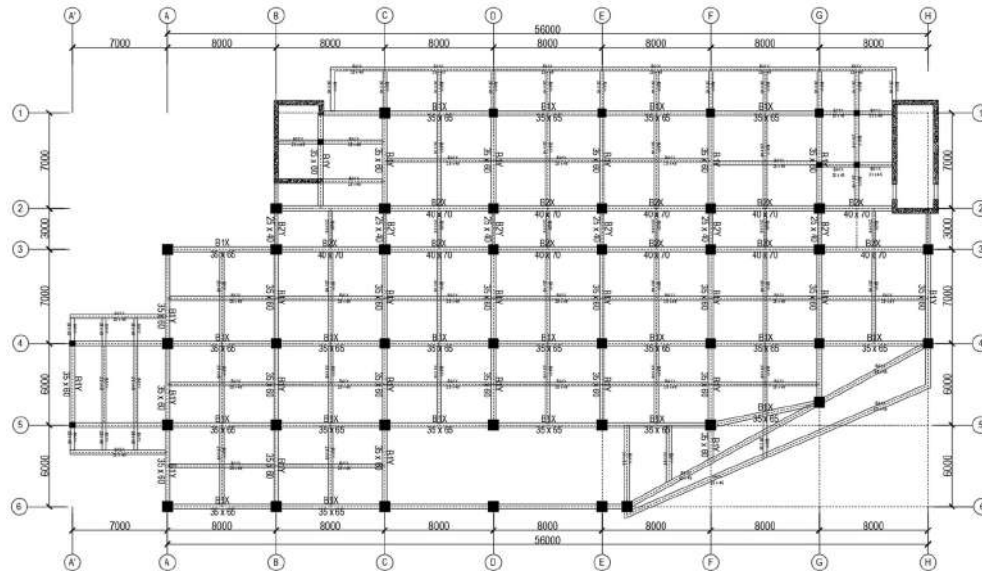
Bangunan Gedung A Rumah Sakit UNIMUS memiliki 10 tingkat, dengan ketinggian antar tingkat sebesar 5 m untuk lantai kelima, 1,4 m untuk atap, dan 4,2 m untuk lantai yang lainnya. Data bangunan adalah sebagai berikut.

1. Jenis bangunan : Gedung bertingkat.
2. Fungsi bangunan : Rumah Sakit
3. Lokasi : Semarang
4. Tinggi : 40 meter
5. Jumlah lantai : 10 lantai
6. Mutu beton (f'_c) : 25 MPa, untuk *bore pile*, kolom, balok, dan pelat.
7. Mutu baja (f_y) : 240 MPa, untuk tulangan dengan diameter dibawah 12 mm dan 420 MPa untuk tulangan dengan diameter lebih dari atau sama dengan 12 mm.

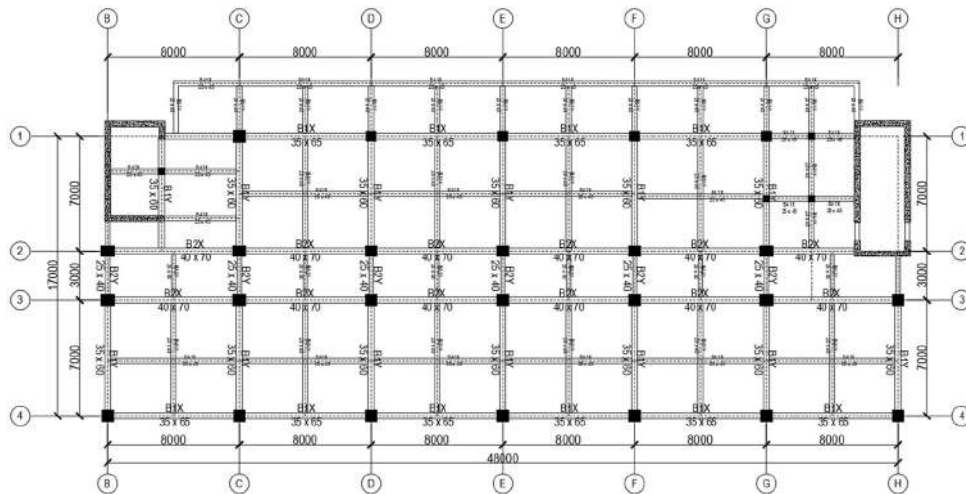
5.2 Kodefikasi Balok, Pelat, dan Kolom

Kodefikasi adalah penamaan yang bertujuan untuk mempermudah pembacaan suatu gambar kerja rancangan. Kodefikasi sangat membantu dalam membedakan elemen struktur yang ada pada denah lantai tipikal perancangan gedung. Berikut ini akan dibahas beberapa penamaan yang terdiri dari balok, kolom, dan pelat.

5.2.1 Balok



Gambar 5.1 Kodefikasi Balok Lantai 1-3



Gambar 5.2 Kodefikasi Balok Lantai 4-9

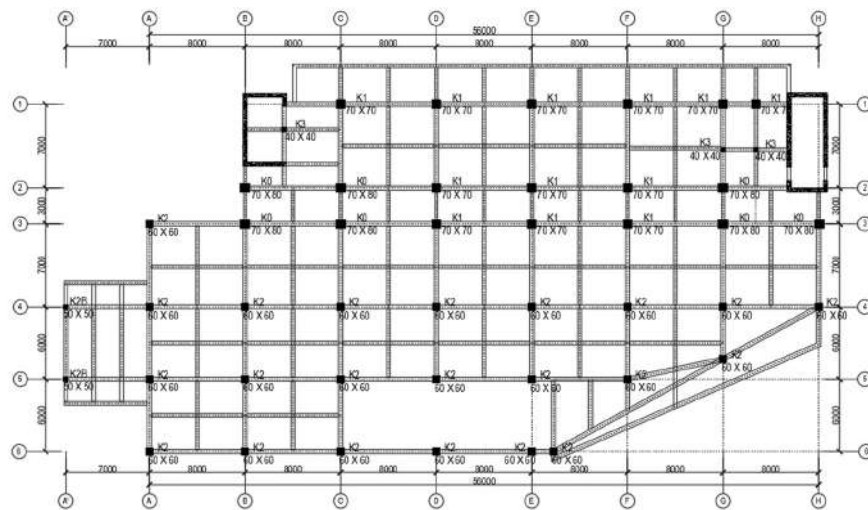
Keterangan:

B1X = Balok Induk 1 Arah X

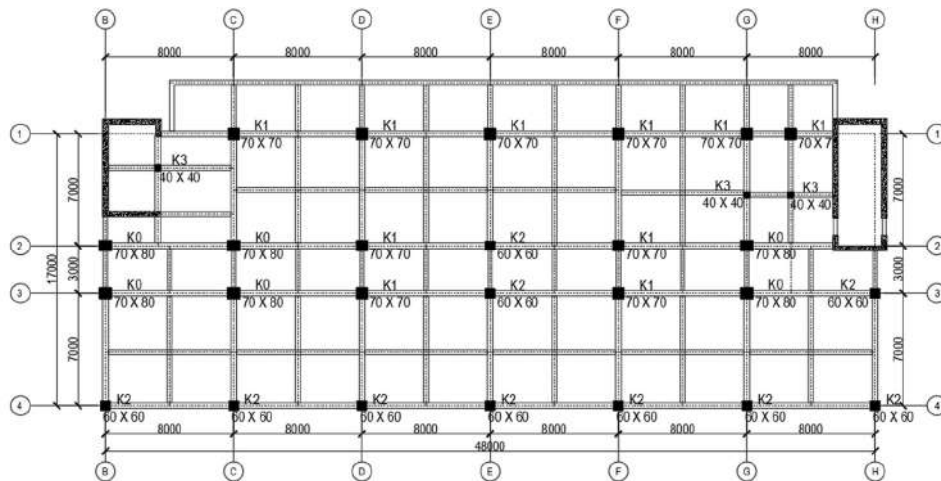
B1Y = Balok Induk 1 Arah Y

- B2X = Balok Induk 2 Arah X
 B2Y = Balok Induk 2 Arah Y
 BA1X = Balok Anak 1 Arah X
 BA1Y = Balok Anak 1 Arah Y
 BA2X = Balok Anak 2 Arah X
 BA2Y = Balok Anak 2 Arah Y

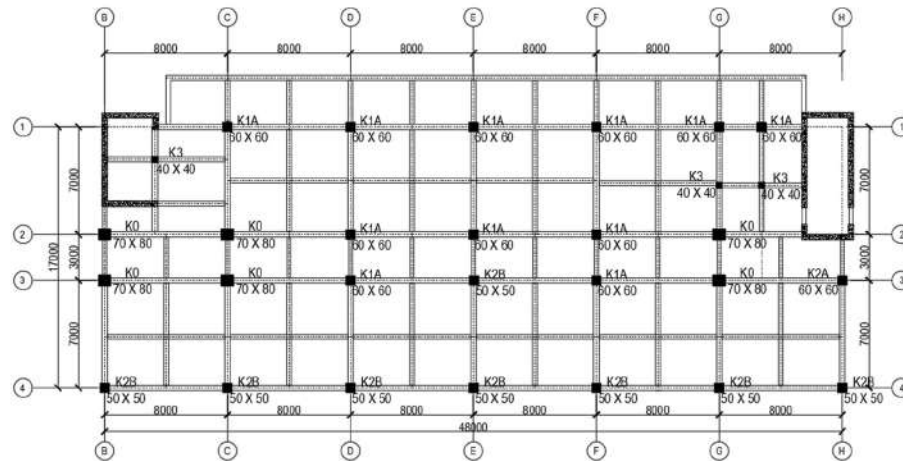
5.2.2 Kolom



Gambar 5.3 Kodefikasi Kolom Lantai 1-3



Gambar 5.4 Kodefikasi Kolom Lantai 4

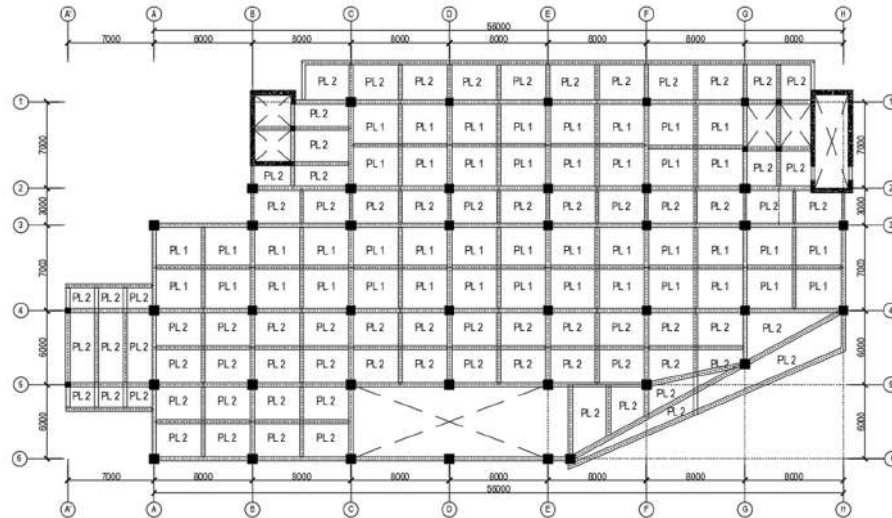


Gambar 5.5 Kodefikasi Kolom Lantai 5-9

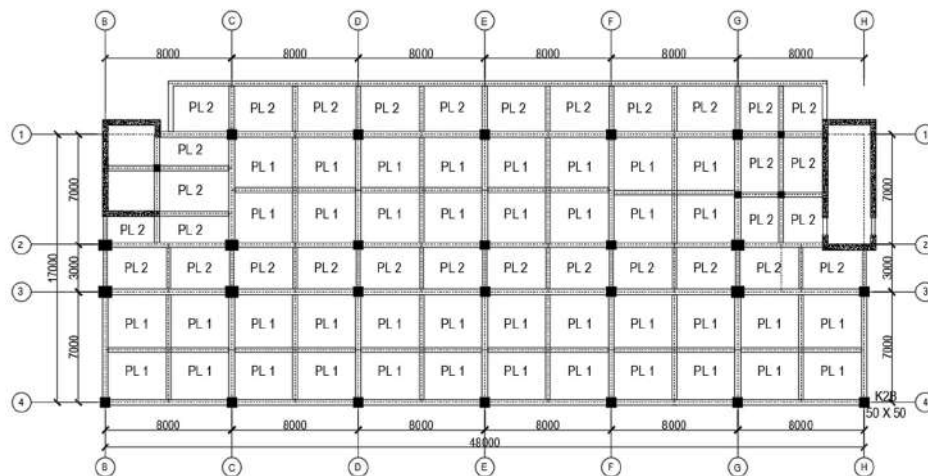
Keterangan

K0	: 0,7 m x 0,8 m
K1	: 0,7 m x 0,7 m
K1A	: 0,6 m x 0,6 m
K2	: 0,6 m x 0,6 m
K2A	: 0,6 m x 0,6 m
K2B	: 0,5 m x 0,5 m
K3	: 0,4 m x 0,4 m

5.2.3 Pelat Lantai



Gambar 5.6 Denah Pelat Lantai 1-3



Gambar 5.7 Denah Pelat Lantai 4-8

Keterangan:

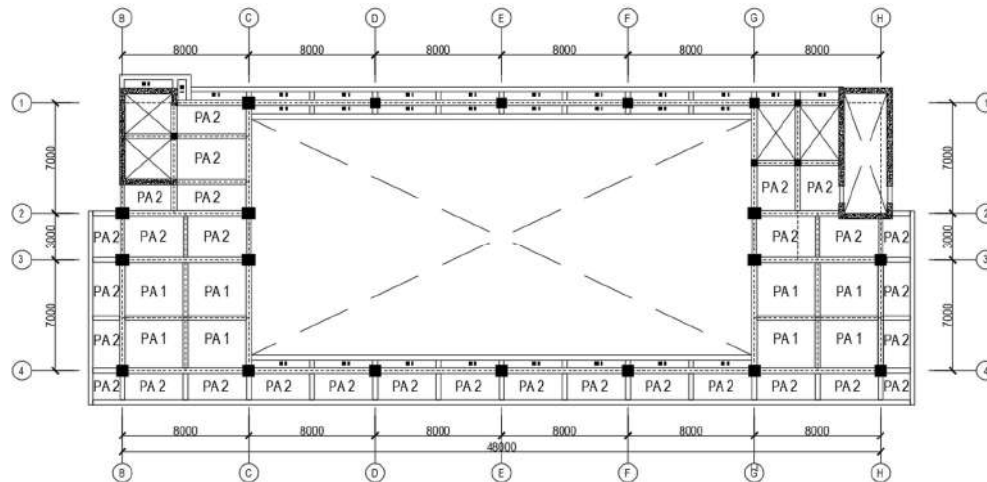
PL1 : Pelat Lantai 1

Tebal Pelat : 130 mm

PL2 : Pelat Lantai 2

Tebal Pelat : 130 mm

5.2.4 Pelat Atap



Gambar 5.8 Denah Pelat Atap

Keterangan:

PA1 : Pelat Atap 1

Tebal Pelat : 110 mm

PA2 : Pelat Atap 2

Tebal Pelat : 110 mm

5.3 Estimasi Dimensi Balok

Ketika melakukan estimasi dimensi balok perancangan gedung, terdapat perhitungan yang harus diperhatikan. Berikut merupakan contoh perhitungan untuk memperoleh estimasi dimensi balok.

1. Estimasi Balok Induk Arah X (B1X)

$$\begin{aligned} \text{Tinggi balok } (h) &= \frac{1}{12} \times L \\ &= \frac{1}{12} \times 8000 \\ &= 666,667 \text{ mm} \end{aligned}$$

Tinggi balok yang dipakai 700 mm

$$\text{Lebar balok } (b) = \frac{1}{2} \times h$$

$$= \frac{1}{2} \times 666,667$$

$$= 333,333 \text{ mm}$$

Lebar balok yang dipakai 350 mm

2. Estimasi Balok Anak 1 Arah X (BA1X)

$$\text{Tinggi balok } (h) = \frac{1}{14} \times L$$

$$= \frac{1}{14} \times 8000$$

$$= 571,429 \text{ mm}$$

Tinggi balok yang dipakai 600 mm

$$\text{Lebar balok } (b) = \frac{1}{2} \times h$$

$$= \frac{1}{2} \times 571,429$$

$$= 285,714 \text{ mm}$$

Lebar balok yang dipakai 300 mm

Adapun untuk dimensi dan dimensi yang digunakan pada balok lainnya dapat dilihat pada tabel berikut

Tabel 5.1 Estimasi Dimensi Balok

Kode Balok	Keterangan	h (mm)	b (mm)	h pakai (mm)	b pakai (mm)
B1X	Balok Induk Satu Arah X	666,667	333,333	700	350
B1Y	Balok Induk Satu Arah Y	583,333	291,667	600	350
B2X	Balok Induk Dua Arah X	666,667	333,333	700	350
B2Y	Balok Induk Dua Arah Y	250	125	300	250
BA1X	Balok Anak Satu Arah X	571,429	285,714	600	300
BA2X	Balok Anak Dua Arah X	571,429	285,714	600	300
BA1Y	Balok Anak Satu Arah Y	500	250	550	300
BA2Y	Balok Anak Dua Arah Y	214,286	107,143	300	250

5.4 Estimasi Dimensi Pelat

Berikut merupakan perhitungan untuk memperoleh estimasi dimensi pelat dan saya menggunakan pelat lantai tipe 1 sebagai contoh perhitungan.

1. Pelat lantai 1 (PL1)

a. Menentukan jenis pelat

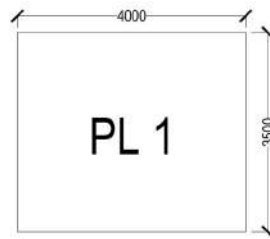
$$L_x = 3500 \text{ mm}$$

$$L_y = 4000 \text{ mm}$$

Maka, tipe pelat lantai

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{4000}{3500} = 1,143$$

Karena hasil L_y/L_x diperoleh sebesar 1,143, maka tipe pelat lantai tipikal adalah pelat dua arah.



Gambar 5.9 Pelat Lantai Tipe 1

b. Menghitung panjang bentang bersih

$$\begin{aligned} L_{ny} &= L_y - \left(\frac{1}{2} b_{B1Y}\right) - \left(\frac{1}{2} b_{BA1Y}\right) \\ &= 4000 - \left(\frac{1}{2} \times 350\right) - \left(\frac{1}{2} \times 300\right) \\ &= 3675 \text{ mm} \end{aligned}$$

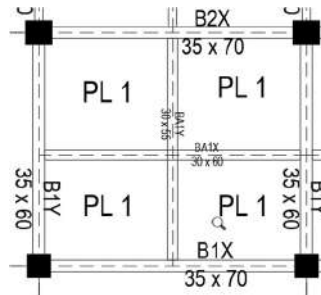
$$\begin{aligned} L_{nx} &= L_x - \left(\frac{1}{2} b_{B1X}\right) - \left(\frac{1}{2} b_{BA1X}\right) \\ &= 3500 - \left(\frac{1}{2} \times 350\right) - \left(\frac{1}{2} \times 300\right) \\ &= 3175 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \beta &= L_{ny}/L_{nx} \\ &= 3675 / 3175 \\ &= 1,1428 \end{aligned}$$

c. Momen inersia (I)

$$\begin{aligned} I &= L \times b \times h^3 \\ &= \frac{1}{12} \times b \times h^3 \end{aligned}$$

Momen inersia per batang dimulai dari balok di kiri pelat memutar searah jarum jam yang dapat dilihat pada gambar berikut



Gambar 5.10 Pelat Lantai Tipe 1 dan Balok yang Mengelilingi

$$I_{B1Y} = \frac{1}{12} \times 350 \times 600^3 = 2143750000 \text{ mm}^4$$

$$I_{B1X} = \frac{1}{12} \times 350 \times 700^3 = 2501041667 \text{ mm}^4$$

$$I_{BA1Y} = \frac{1}{12} \times 300 \times 550^3 = 1237500000 \text{ mm}^4$$

$$I_{BA1X} = \frac{1}{12} \times 300 \times 600^3 = 1350000000 \text{ mm}^4$$

Momen inersia pertemuan balok dan pelat.

$$Ip1 = \frac{1}{12} \times 4000 \times 125^3 = 651041666,7 \text{ mm}^4$$

$$Ip2 = \frac{1}{12} \times 3500 \times 125^3 = 569661458,3 \text{ mm}^4$$

d. Menghitung kekakuan (α)

$$\begin{aligned} \alpha_{B1Y} &= \frac{I_{B1Y}}{IP1} \\ &= \frac{2143750000}{651041666,7} \\ &= 3,293 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \alpha_{B1X} &= \frac{I_{B1X}}{IP1} \\ &= \frac{2501041667}{651041666,7} \\ &= 3,842 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \alpha_{BA1Y} &= \frac{I_{BA1Y}}{IP} \\ &= \frac{1237500000}{569661458,3} \\ &= 2,172 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \alpha_{BALX} &= \frac{IBA}{IP2} \\
 &= \frac{1350000000}{569661458,3} \\
 &= 2,370 \\
 \alpha_{rata-rata} &= \frac{3,293 + 2,842 + 2,172 + 2,370}{4} = 2,919
 \end{aligned}$$

e. Menghitung tebal pelat minimum (hmin)

Dari hasil kekakuan rerata diperoleh kurang dari 1, sehingga rumus yang digunakan untuk menghitung tebal pelat minimum lantai tipikal 1 adalah sebagai berikut

$$\begin{aligned}
 H_{\min} &= \frac{Lny \times (0,8 + \frac{Fy}{1400})}{36+8} \\
 &= \frac{3675 \times (0,8 + \frac{420}{1400})}{36+(8 \times 1,1428)} \\
 &= 89,549 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$H_{pakai} = 130 \text{ mm}$$

Pelat lantai 1 merupakan Pelat tipikal (semua ukuran pelat pada denah bangunan sama di setiap lantai), sehingga perhitungan dan tebal pelat di semua lantai sama. Untuk pelat atap didesain dengan ukuran balok yang sama dengan ukuran balok tiap lantai, sehingga perhitungan pelat atap sama dengan pelat lantai 1. Adapun untuk rekapitulasi estimasi dimensi pelat dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 5.2 Estimasi Dimensi Pelat

Kode Pelat	Tipe Pelat	Tebal (mm)
PL1	Dua Arah	130
PL2	Dua Arah	130
PA1	Dua Arah	110
PA2	Dua Arah	110

5.5 Estimasi Dimensi Kolom

Berikut merupakan contoh perhitungan untuk memperoleh estimasi dimensi kolom dan kami menggunakan kolom K1 sebagai contoh perhitungan. Akan tetapi, sebelum melakukan perhitungan estimasi dimensi kolom perlu menghitung pembebanan pada pelat, baik pelat lantai maupun pelat lantai.

5.5.1 Beban Mati Pelat

1. Lantai 1-8

Komponen beban mati pada lantai satu hingga lantai delapan beserta beratnya dapat dilihat pada tabel berikut ini

Tabel 5.3 Beban Mati pada Lantai 1-8

No.	Komponen	Berat Volume		Tebal (m)	Q (Kn/m ²)
		Nilai	Satuan		
1	Pelat Beton	2400	kg/m ³	0,13	3,061
2	Pasir	1800	kg/m ³	0,04	0,706
3	Spesi	2000	kg/m ³	0,03	0,589
4	Keramik	17,5	kg/m ²		0,172
5	Ducting AC	17,5	kg/m ²		0,172
6	Plafon	24	kg/m ²		0,235
7	Penggantung Plafon	7	kg/m ²		0,069
8	Mechanical Electrical	15	kg/m ³		0,147
Jumlah Beban mati (Qd)					5,150

2. Lantai Atap

Komponen beban mati pada lantai atap beserta beratnya dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 5.4 Beban Mati pada Lantai Atap

No.	Komponen	Berat Volume		Tebal (m)	Q(Kn/m ²)
		Nilai	Satuan		
1	Pelat Beton	2400	kg/m ³	0,11	2,590
2	Spesi	2000	kg/m ³	0,03	0,589
3	Ducting AC	17,5	kg/m ²		0,172
4	Plafon	24	kg/m ²		0,235
5	Penggantung Plafon	7	kg/m ²		0,069
6	Waterproofing	1900	kg/m ³	0,025	0,466
7	Mechanical Electrical	15	kg/m ³	0	0,147
Jumlah Beban mati (Qd)					4,120

5.5.2 Beban Hidup Pelat

Beban hidup untuk masing-masing lantai ditentukan dalam SNI 03-1727-2020 berdasarkan fungsi dari tiap-tiap lantai. Berikut merupakan beban hidup masing-masing lantai.

1. Lantai 1-8

Semua ruangan diasumsikan memiliki beban hidup yang sama besar berdasarkan SNI 03-1727-2020 yaitu sebesar 2,870 kN/m².

2. Lantai 9 (Atap)

Semua ruangan diasumsikan memiliki beban hidup yang sama besar berdasarkan SNI 03-1727-2020 yaitu sebesar 0,96 kN/m².

5.5.3 Beban Ultimit Pelat

Berikut merupakan perhitungan beban ultimit pada pelat lantai dan atap.

1. Lantai 1-8

$$Q_d = 5,150 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_l = 2,870 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_u = 1,2Q_d + 1,6Q_l$$

$$= 1,2 \times 5,150 + 1,6 \times 2,870$$

$$= 10,772 \text{ kN/m}^2$$

2. Lantai Atap

$$Q_d = 4,120 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_l = 0,960 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} Q_u &= 1,2Q_d + 1,6Q_l \\ &= 1,2 \times 4,120 + 1,6 \times 0,960 \\ &= 6,480 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

5.5.4 Perhitungan Estimasi Kolom

Setelah menghiung pembebanan pada pelat lantai maupun pelat atap, maka selanjutnya menghitung estimasi dimensi kolom. Untuk contoh perhitungan saya menggunakan kolom K1.

Diketahui:

$$\text{Nilai } Q_u \text{ lantai 1} = 10,772 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Luas Area} = 56 \text{ m}^2$$

$$\text{Kuat tekan beton} = 25 \text{ MPa}$$

1. Mencari luas kolom

$$\begin{aligned} A_g &= \frac{P_u}{F'_c \times 0,4} \\ &= \frac{(10,772 \times 56)}{25 \times 0,4} \\ &= 491333,864 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b = h &= \sqrt{A_g} \\ &= \sqrt{491333,864} \\ &= 700,952 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$b = h \text{ pakai} = 700 \text{ mm}$$

2. Rekapitulasi estimasi dimensi kolom

Adapun untuk rekapitulasi estimasi dimensi kolom dapat dilihat pada tabel berikut ini.

Tabel 5.5 Estimasi Dimensi Kolom

No.	Kode Kolom	B (mm)	H (mm)
1	K0	800	700
2	K1	700	700
3	K1A	600	600
4	K2	600	600
5	K2A	600	600
6	K2B	500	500
7	K3	400	400

5.6 Beban Gempa

Rumah sakit akan dibangun di Kota Semarang, Jawa Tengah. Jenis tanah tempat pembangunan tergolong jenis tanah sedang (SD). Bangunan direncanakan dengan tingkat daktilitas penuh.

Tinggi 1 lantai = 1,4 meter (lantai atap) , 4,2 meter, dan 5 meter (lantai 5)

Jumlah lantai = 10 lantai

Tinggi total (H) = $1,4 \times 1 + 4,2 \times 8 + 5 \times 1 = 40$ m

1. Menentukan S_s

Menentukan $S_s = 0,9110$. Nilai S_s didapatkan dari tabel puskim caranya yaitu dengan cara mengunjungi link rsa.ciptakarya.pu.go.id klik lokasi peta, klik hitung lalu klik lihat hasil.

2. Menentukan F_a

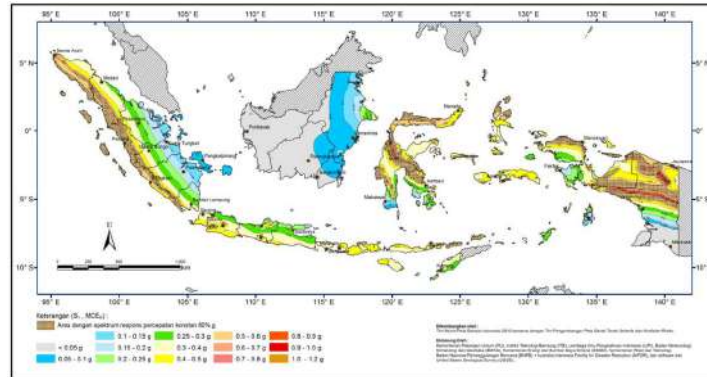
Berdasarkan Tabel 6 Puskim diperoleh nilai $F_a = 1,124$

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) terpetakan pada perioda pendek, $T = 0,2$ detik, S_s					
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s = 1,25$	$S_s \geq 1,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
SC	1,3	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	1,0
SE	2,4	1,7	1,3	1,1	0,9	0,8
SF	$SS^{(3)}$					

Gambar 5.11 Nilai F_a Tabel 6 Puskim

3. Menentukan S1

Nilai S1 diperoleh dari SNI 03-1726-2019 Gambar 10, nilai S1 = 0,391



Gambar 5.12 Nilai S1 Gambar 10 SNI 03-1726-2019

4. Menentukan Fv

Nilai Fv diperoleh berdasarkan tabel 7 Puskim, nilai Fv = 1,611

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_s) terpetakan pada periode 1 detik, S_1					
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 = 0,5$	$S_1 \geq 0,6$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SC	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,4
SD	2,4	2,2	2,0	1,9	1,8	1,7
SE	4,2	3,3	2,8	2,4	2,2	2,0
SF	$SS^{(2)}$					

Gambar 5.13 Nilai Fv Tabel 7 Puskim

5. Menentukan nilai SMs

$$SM_s = F_a \times S_s$$

$$= 1,124 \times 0,911$$

$$= 1,024$$

6. Menentukan nilai SM1

$$SM_1 = F_v \times S_1$$

$$= 1,611 \times 0,391$$

$$= 0,630$$

7. Menentukan SDs

$$\begin{aligned}SDs &= \frac{2}{3} \times SMs \\&= \frac{2}{3} \times 1,024 \\&= 0,683\end{aligned}$$

8. Menentukan nilai SD1

$$\begin{aligned}SD1 &= \frac{2}{3} \times SM1 \\&= \frac{2}{3} \times 0,630 \\&= 0,420\end{aligned}$$

9. Menentukan nilai To

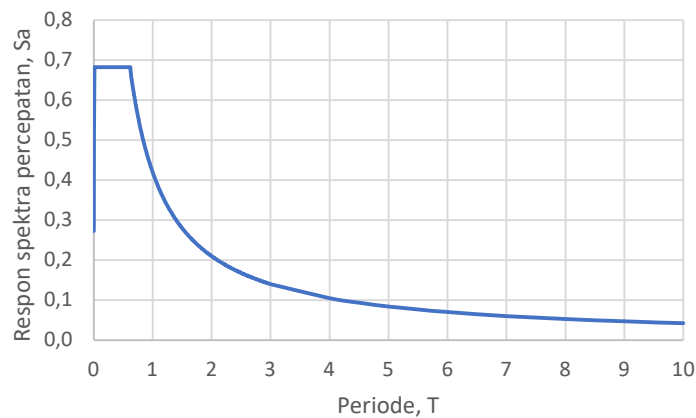
$$\begin{aligned}To &= 0,2 \times \frac{SD1}{SDs} \\&= 0,2 \times \frac{0,420}{0,683} \\&= 0,12 \text{ detik}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Ts &= \frac{SD1}{SDs} \\&= \frac{0,420}{0,683} \\&= 0,62 \text{ detik}\end{aligned}$$

Selanjutnya setelah mendapatkan data-data di atas, maka dapat dihitung beban gempa dari portal-portal dalam suatu bangunan melalui perhitungan berikut ini:

1. $T = Ct \times Hn^x$
 $= 0,0466 \times 40^{0,9}$
 $= 1,289 \text{ detik}$
2. $R = 8 \text{ (SNI 03-1726-2019)}$
3. $Ie = 1,5 \text{ (SNI 03-1726-2019)}$
4. $Cs1 = \frac{SDs}{\frac{R}{Ie}}$
 $= \frac{0,683}{\frac{8}{1,5}}$
 $= 0,128$

5. $C_{smax} = \frac{SD1}{T \times \frac{R}{I_e}}$
 $= \frac{0,420}{1,289 \times \frac{8}{1,5}}$
 $= 0,061$
6. $C_{smin} = 0,044 \times SDs \times I_e$
 $= 0,044 \times 0,683 \times 1,5$
 $= 0,045$
7. $C_s \text{ pakai} = 0,061$ ($C_{s1} < C_{smin}$, $C_{s \text{ min}} > C_{smax}$, diambil C_{smax})
8. Nilai V
 $V = C_s \text{ pakai} \times \text{Berat Total Bangunan}$



Gambar 5.14 Grafik Respon Spektrum

5.7 Pengecekan Gaya Gempa Dinamik

Pengecekan gaya gempa dinamik dilakukan untuk memenuhi syarat yang telah ditentukan yaitu $V_{dinamik} > V_{statik}$, dimana $V_{dinamik}$ didapatkan dari gaya geser hasil analisis SAP2000 sedangkan untuk V_{statik} didapatkan dari hasil kali antara berat bangunan dengan koefisien gempa.

1. $V_{dinamik}$

$V_{dinamik}$ didapatkan dari hasil analisis struktur SAP2000. Adapun nilai $V_{dinamik}$ adalah sebagai berikut.

a. $V_{dinamik} E_x = 5085,986 \text{ kN}$

b. $V_{dinamik} E_y = 6326,929 \text{ kN}$

2. V_{statik}

$C_s = 0,053$

$W = 113532,1330 \text{ kN}$

$$\begin{aligned} V_{statik} &= C_s \times W \\ &= 0,053 \times 113532,1330 \\ &= 5999,497 \text{ kN} \end{aligned}$$

3. Pengecekan syarat $V_{dinamik} > V_{statik}$

Berdasarkan hasil $V_{dinamik}$ dan v_{statik} pada bagian sebelumnya, maka dapat disimpulkan bahwa $V_{dinamik}$ belum memenuhi syarat. Oleh karena itu, perlu dilakukan penyeskalaan ulang pada skala respon spektrum.

4. Skala respon spektrum

$$\text{Skala respon spektrum} = \frac{I_e}{R} \times 9,81$$

Dengan $I_e = 1,5$ dan $R = 8$, maka:

$$\begin{aligned} \text{Skala respon spektrum} &= \frac{1,5}{8} \times 9,81 \\ &= 1,8394 \end{aligned}$$

5. Skala respon spektrum baru

Skala respon spektrum baru didapatkan dengan perhitungan berikut.

$$\text{Skala respon spektrum baru} = \frac{V_{statik}}{V_{dinamik}} \times \text{Skala respon spektrum}$$

Maka untuk skala respon spektrum baru adalah sebagai berikut.

a. $\text{Skala respon spektrum baru } E_x = \frac{5999,497}{5085,986} \times 1,8394$

$$= 2,1698$$

b. $\text{Skala respon spektrum baru } E_y = \frac{5999,497}{6326,929} \times 1,8394$

$$= 1,7442$$

6. Pengecekan ulang syarat $V_{dinamik} > V_{statik}$

Setelah mendapat skala respon spektrum baru, maka nilai tersebut dimasukkan ke SAP2000 dan setelah itu dilakukan pengecekan ulang syarat

$V_{\text{dinamik}} > V_{\text{statik}}$. Maka, setelah dilakukan analisis struktur ulang dengan SAP2000 didapatkan hasil sebagai berikut.

a. $V_{\text{dinamik Ex}} = 5999,827 \text{ kN}$

b. $V_{\text{dinamik Ey}} = 5999,816 \text{ kN}$

Maka dengan V_{statik} sebesar dapat disimpulkan bahwa V_{dinamik} telah memenuhi persyaratan baik arah gempa x maupun y.

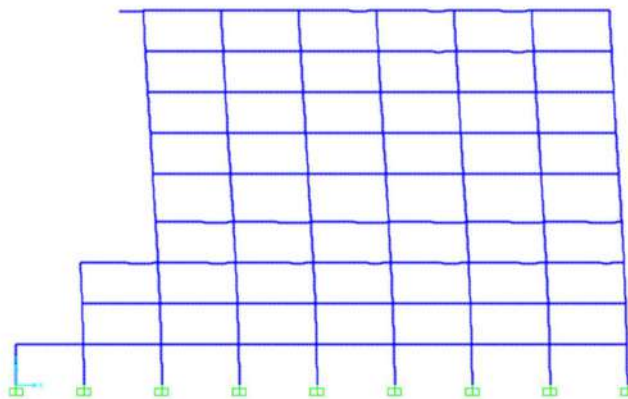
7. Pengecekan periode getar struktur

Periode getar (T) adalah waktu yang diperlukan untuk menempuh satu putaran lengkap dari suatu getaran ketika terganggu dari posisi keseimbangan statis dan kembali ke posisi aslinya. Periode getar alami bangunan menunjukkan peristiwa getaran struktur sendiri dalam satu periode. Struktur bangunan dimodelkan sebagai model massa terpusat. Periode getar diasosiasikan dengan pola goyangan (*mode shape*). *Mode shape* yang memiliki frekuensi terendah (periode terpanjang) disebut sebagai *mode shape* pertama (*mode satu* atau *fundamental mode*). Didapatkan dari hasil analisis menggunakan aplikasi SAP2000 sebagai berikut:

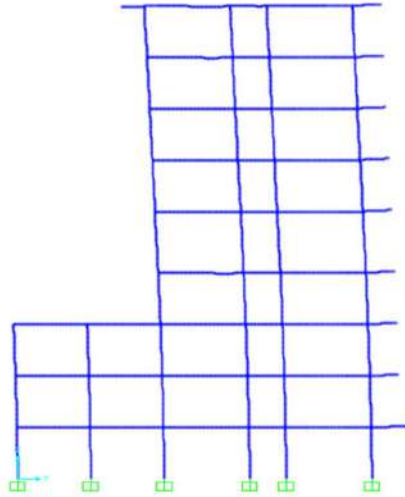
$T_x = 1,4593 \text{ detik}$

$T_y = 0,9966 \text{ detik}$

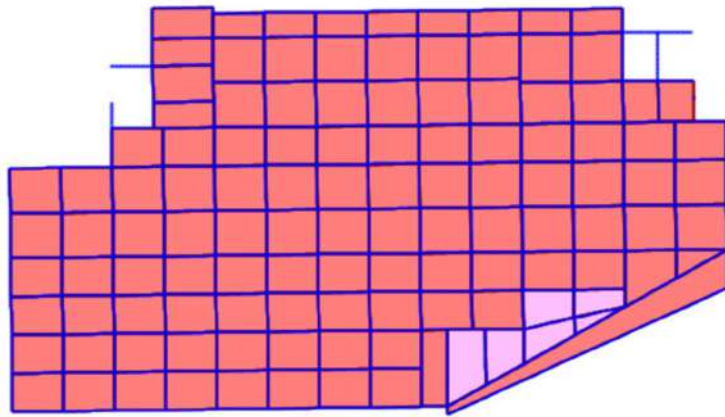
Dari kedua data diatas maka periode getar (T) diambil yang terbesar yaitu sebesar 1,4593 detik. Berikut merupakan *mode shape* gedung RS UNIMUS.



Gambar 5.15 Mode Shape 1 Translasi Arah X



Gambar 5.16 Mode Shape 2 Translasi Arah Y



Gambar 5.17 Mode Shape 3 Rotasi

5.8 Pengecekan Gaya Aksial Tingkat

Setelah dilakukan pengecekan gaya gempa dinamik, maka selanjutnya adalah mengecek gaya aksial tingkat. Gaya aksial didapatkan dari hasil analisis struktur menggunakan SAP2000. Adapun untuk gaya aksial hasil analisis struktur dapat dilihat pada tabel berikut ini.

Tabel 5.6 Gaya Aksial Hasil Analisis Struktur Menggunakan SAP2000

Lantai	Output Case	F3 (kN)
LT1	1D + 0,3L	113532,1330
LT2	1D + 0,3L	94336,8260
LT3	1D + 0,3L	77457,4350
LT4	1D + 0,3L	60436,4840
LT5	1D + 0,3L	49791,1010
LT6	1D + 0,3L	39807,3460
LT7	1D + 0,3L	29332,1390
LT8	1D + 0,3L	18856,9320
LT9	1D + 0,3L	8405,4570
LTAtap	1D + 0,3L	405,0250

Contoh perhitungan selisih gaya aksial antara suatu lantai dengan lantai lainnya adalah sebagai berikut

1. Selisih gaya aksial lantai 5 dan 6
 - a. Nilai gaya aksial lantai 5 = 49791,1010 kN
 - b. Nilai gaya aksial lantai 6 = 39807,3460kN

Maka selisihnya adalah sebagai berikut

$$\begin{aligned}
 \Delta \text{gaya aksial} &= F3_{\text{lantai 5}} - F3_{\text{lantai 6}} \\
 &= 49791,1010 - 39807,3460 \\
 &= 9983,7550 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2. Selisih gaya aksial lantai 6 dan 7
 - a. Nilai gaya aksial lantai 6 = 39807,3460 kN
 - b. Nilai gaya aksial lantai 7 = 29332,1390 kN

$$\begin{aligned}
 \Delta \text{gaya aksial} &= F3_{\text{lantai 6}} - F3_{\text{lantai 7}} \\
 &= 39807,3460 - 29332,1390 \\
 &= 10475,2070 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Rekapitulasi gaya aksial dari masing-masing lantai lainnya ditunjukkan pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.7 Gaya Aksial

Lantai	F3 (kN)	$\Delta F3$ (kN)
LT1	113532,1330	19195,3070
LT2	94336,8260	16879,3910
LT3	77457,4350	17020,9510
LT4	60436,4840	10645,3830
LT5	49791,1010	9983,7550
LT6	39807,3460	10475,2070
LT7	29332,1390	10475,2070
LT8	18856,9320	10451,4750
LT9	8405,4570	8000,4320
LTAtap	405,0250	405,0250

5.9 Pengecekan Simpangan Antar Lantai

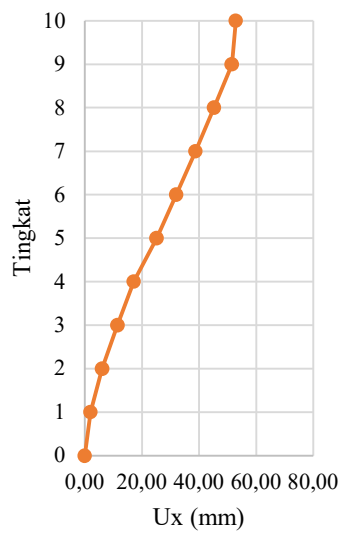
Simpangan antar lantai merupakan selisih defleksi in-elastis struktur antara suatu tingkat yang ditinjau dengan tingkat lain yang di bawahnya. Selain itu, penggunaan defleksi in-elastis dalam pengecekan simpangan antar lantai dikarenakan struktur bangunan tahan gempa dengan konsep “*capacity design*” adalah struktur gempa yang mampu menyerap beban gempa. Maka ketika terjadi gempa besar, struktur boleh rusak hingga terjadi defleksi in-elastis namun dalam kondisi bangunan tetap stabil dan tidak roboh. Pengecekan simpangan antar lantai dilakukan pada gempa arah x dan gempa arah y.

5.9.1 Pengecekan Simpangan Antar Lantai Arah X

Perhitungan pada pengecekan simpangan antar lantai arah x dapat dilakukan dengan langkah-langkah berikut dan data-data yang digunakan dapat dilihat pada tabel berikut ini.

Tabel 5.8 Data Pengecekan Simpangan Antar Lantai Gempa Arah X

Lantai	Cd	Ie	Hsx (mm)	U1 (mm)
Pondasi	5,5	1,5	0	0,0000
1	5,5	1,5	4200	1,9220
2	5,5	1,5	4200	6,1000
3	5,5	1,5	4200	11,4360
4	5,5	1,5	4200	17,1380
5	5,5	1,5	5000	25,1450
6	5,5	1,5	4200	31,9900
7	5,5	1,5	4200	38,7410
8	5,5	1,5	4200	45,2420
9	5,5	1,5	4200	51,4920
Atap	5,5	1,5	1400	52,8530

**Gambar 5.18 Grafik Ux**

1. Menghitung δx (contoh perhitungan pada lantai 1)

$$Cd = 5,5$$

$$U_x = 1,9220 \text{ mm}$$

$$I_e = 1,5$$

$$\begin{aligned}\delta_x &= \frac{C_d \times U_x}{I_e} \\ &= \frac{5,5 \times 1,9220}{1,5} \\ &= 7,0473 \text{ mm}\end{aligned}$$

Adapun untuk perhitungan δ_x pada lantai lainnya sama seperti pada lantai 1 dan rekapitulasi dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 5.9 Hasil Perhitungan Defleksi Arah X

Lantai	Cd	Ie	Hsx (mm)	U1 (mm)	δ_x (mm)
Pondasi	5,5	1,5	0	0,0000	0,0000
1	5,5	1,5	4200	1,9220	7,0473
2	5,5	1,5	4200	6,1000	22,3667
3	5,5	1,5	4200	11,4360	41,9320
4	5,5	1,5	4200	17,1380	62,8393
5	5,5	1,5	5000	25,1450	92,1983
6	5,5	1,5	4200	31,9900	117,2967
7	5,5	1,5	4200	38,7410	142,0503
8	5,5	1,5	4200	45,2420	165,8873
9	5,5	1,5	4200	51,4920	188,8040
Atap	5,5	1,5	1400	52,8530	193,7943

2. Menghitung Δ (contoh perhitungan pada lantai 1)

$$\delta_{x(0)} = 0 \text{ mm}$$

$$\delta_{x(1)} = 7,0473 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}\Delta &= \delta_{x(n)} - \delta_{x(n-1)} \\ &= 7,0473 - 0 \\ &= 7,0473 \text{ mm}\end{aligned}$$

Adapun untuk perhitungan Δ pada lantai lainnya sama seperti pada lantai 1 dan rekapitulasi dapat dilihat pada tabel berikut

Tabel 5.10 Hasil Perhitungan Δ

Lantai	Cd	Ie	Hsx (mm)	U1 (mm)	δx (mm)	Δ (mm)
Pondasi	5,5	1,5	0	0,0000	0,0000	0,0000
1	5,5	1,5	4200	1,9220	7,0473	7,0473
2	5,5	1,5	4200	6,1000	22,3667	15,3193
3	5,5	1,5	4200	11,4360	41,9320	19,5653
4	5,5	1,5	4200	17,1380	62,8393	20,9073
5	5,5	1,5	5000	25,1450	92,1983	29,3590
6	5,5	1,5	4200	31,9900	117,2967	25,0983
7	5,5	1,5	4200	38,7410	142,0503	24,7537
8	5,5	1,5	4200	45,2420	165,8873	23,8370
9	5,5	1,5	4200	51,4920	188,8040	22,9167
Atap	5,5	1,5	1400	52,8530	193,7943	4,9903

3. Menghitung $\Delta_{\max}$

$$hsx = 4200 \text{ mm}$$

$$\rho = 1,3$$

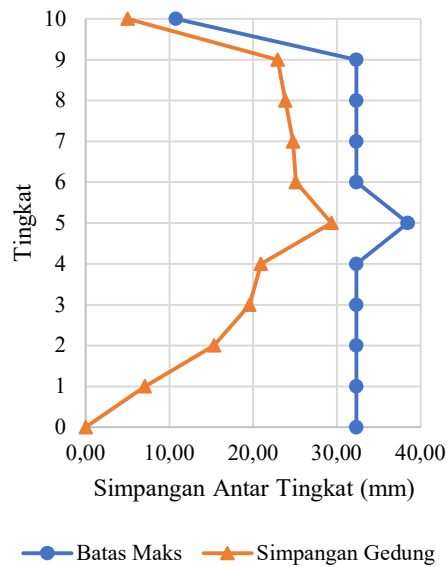
$$\begin{aligned}\Delta_{\max} &= \frac{0,01 \times hsx}{\rho} \\ &= \frac{0,01 \times 4200}{1,3} \\ &= 32,308 \text{ mm}\end{aligned}$$

4. Cek $\Delta < \Delta_{\max}$

Pengecekan $\Delta < \Delta_{\max}$ dapat dilihat pada tabel berikut

Tabel 5.11 Pengecekan $\Delta < \Delta_{\max}$

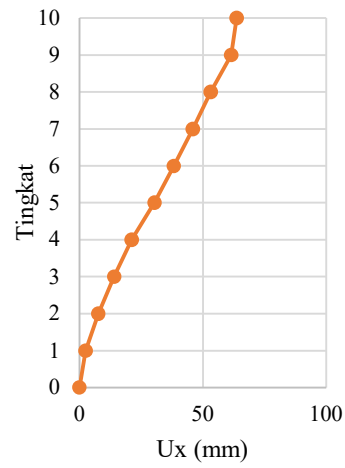
Lantai	Δ (mm)	$\Delta_{\max}$ (mm)	$\Delta < \Delta_{\max}$
Pondasi	0,0000	32,3077	OK
1	7,0473	32,3077	OK
2	15,3193	32,3077	OK
3	19,5653	32,3077	OK
4	20,9073	32,3077	OK
5	29,3590	38,4615	OK
6	25,0983	32,3077	OK
7	24,7537	32,3077	OK
8	23,8370	32,3077	OK
9	22,9167	32,3077	OK
Atap	4,9903	10,7692	OK

**Gambar 5.19 Simpangan Antar Lantai Arah X**

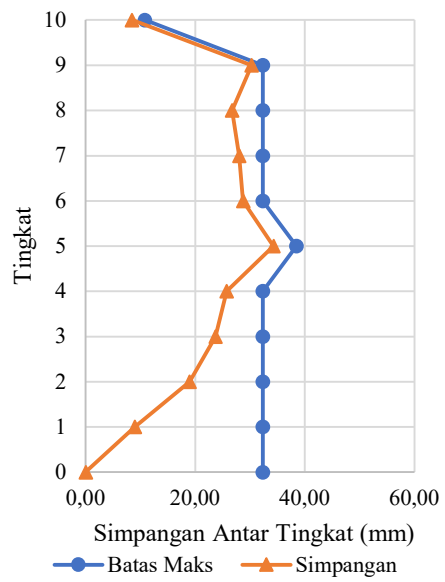
Dari perhitungan pengecekan simpangan antar lantai di atas, maka dapat disimpulkan bahwa simpangan antar lantai pada struktur arah x tidak melewati simpangan antar lantai maksimum sehingga struktur aman.

Tabel 5.12 Hasil Simpangan Antar Lantai Arah X Gedung *Existing*

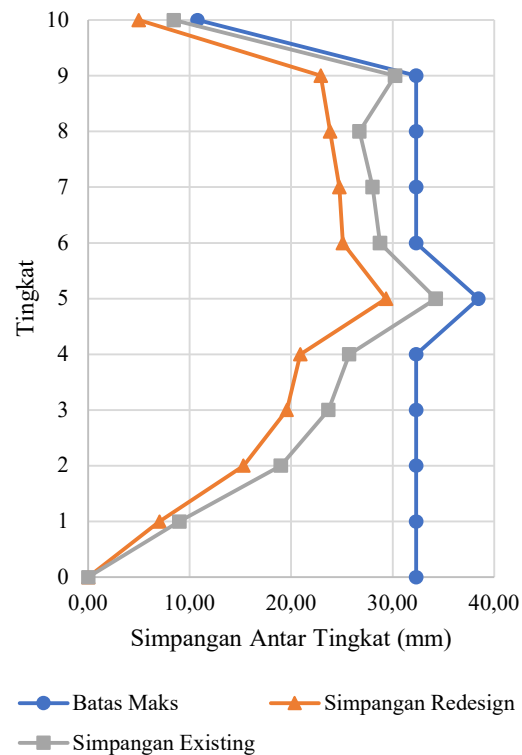
Lantai	Cd	Ie	Hsx (mm)	U1 (mm)	δx (mm)	Δ (mm)	Δ_{max} (mm)	$\Delta < \Delta_{max}$
Pondasi	5,5	1,5	0	0,0000	0,0000	0,0000	32,3077	OK
1	5,5	1,5	4200	2,2010	8,0703	8,0703	32,3077	OK
2	5,5	1,5	4200	6,8480	25,1093	17,0390	32,3077	OK
3	5,5	1,5	4200	12,5450	45,9983	20,8890	32,3077	OK
4	5,5	1,5	4200	18,8940	69,2780	23,2797	32,3077	OK
5	5,5	1,5	5000	27,3570	100,3090	31,0310	38,4615	OK
6	5,5	1,5	4200	34,5000	126,5000	26,1910	32,3077	OK
7	5,5	1,5	4200	41,4780	152,0860	25,5860	32,3077	OK
8	5,5	1,5	4200	48,1380	176,5060	24,4200	32,3077	OK
9	5,5	1,5	4200	55,6460	204,0353	27,5293	32,3077	OK
10	5,5	1,5	1400	63,751	233,754	8,415	10,7692	OK



Gambar 5.20 Grafik Ux Existing



Gambar 5.21 Simpangan Antar Lantai Arah X Gedung Existing



Gambar 5.22 Perbandingan Simpangan Antar Lantai Arah X

5.9.2 Pengecekan Simpangan Antar Lantai Arah Y

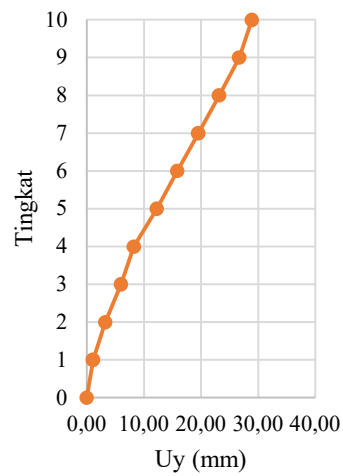
Adapun untuk pengecekan simpangan antar lantai arah y, langkah – langkah perhitungannya sama seperti langkah – angka perhitungan pengecekan simpangan antar lantai arah x dan hasilnya dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 5.13 Hasil Perhitungan Simpangan Antar Lantai Arah Y

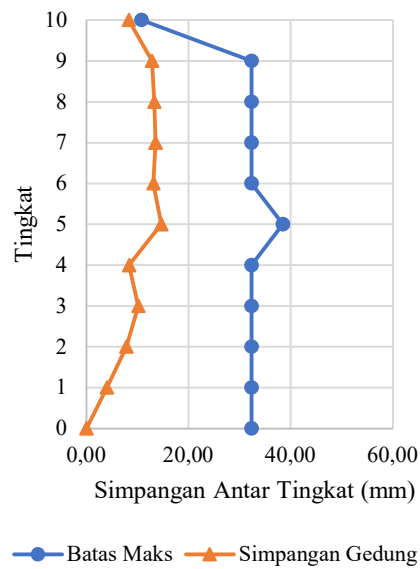
Lantai	Cd	Ie	Hsx (mm)	U2 (mm)	δx (mm)	Δ (mm)	Δ_{max} (mm)	$\Delta < \Delta_{max}$
Pondasi	5,5	1,5	0	0,0000	0,0000	0,0000	32,3077	OK
1	5,5	1,5	4200	1,0870	3,9857	3,9857	32,3077	OK
2	5,5	1,5	4200	3,2260	11,8287	7,8430	32,3077	OK
3	5,5	1,5	4200	5,9990	21,9963	10,1677	32,3077	OK
4	5,5	1,5	4200	8,2730	30,3343	8,3380	32,3077	OK
5	5,5	1,5	5000	12,2720	44,9973	14,6630	38,4615	OK
6	5,5	1,5	4200	15,8580	58,1460	13,1487	32,3077	OK

Lanjutan Tabel 5.13 Hasil Perhitungan Simpangan Antar Lantai Arah Y

Lantai	Cd	Ie	Hsx (mm)	U2 (mm)	δx (mm)	Δ (mm)	Δ_{max} (mm)	$\Delta < \Delta_{max}$
7	5,5	1,5	4200	19,5450	71,6650	13,5190	32,3077	OK
8	5,5	1,5	4200	23,1720	84,9640	13,2990	32,3077	OK
9	5,5	1,5	4200	26,6660	97,7753	12,8113	32,3077	OK
Atap	5,5	1,5	1400	28,9240	106,0547	8,2793	10,7692	OK



Gambar 5.23 Grafik Uy

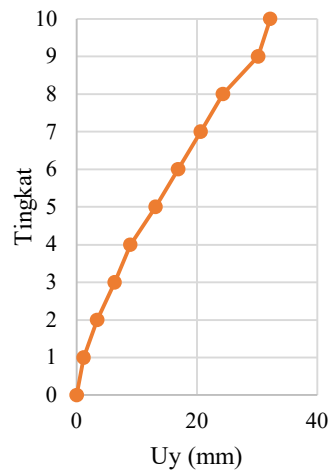


Gambar 5.24 Simpangan Antar Lantai Arah Y

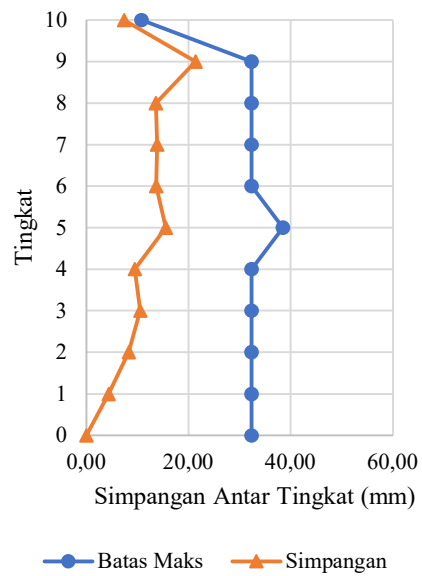
Dari perhitungan pengecekan simpangan antar lantai di atas, maka dapat disimpulkan bahwa simpangan antar lantai pada struktur arah y tidak melewati simpangan antar lantai maksimum sehingga struktur aman

Tabel 5.14 Hasil Simpangan Antar Lantai Arah Y Gedung *Existing*

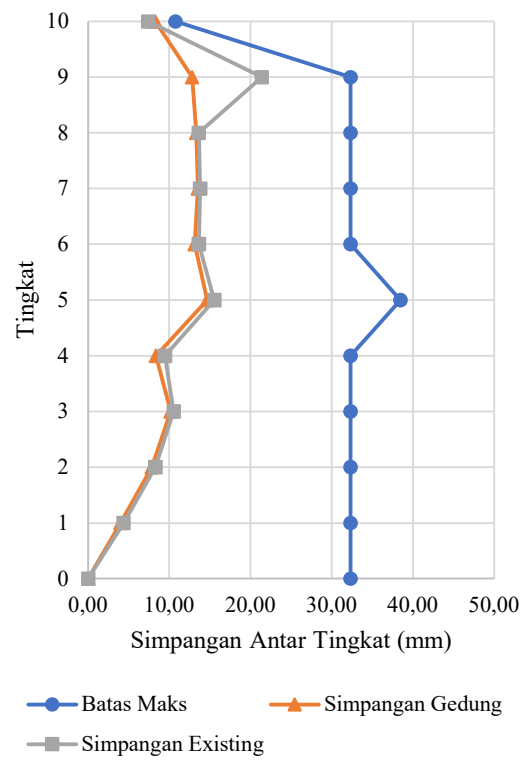
Lantai	Cd	Ie	Hsx (mm)	U1 (mm)	δx (mm)	Δ (mm)	Δ_{max} (mm)	$\Delta < \Delta_{max}$
Pondasi	5,5	1,5	0	0	0	0	32,3077	OK
1	5,5	1,5	4200	1,1850	4,3450	4,3450	32,3077	OK
2	5,5	1,5	4200	3,4440	12,6280	8,2830	32,3077	OK
3	5,5	1,5	4200	6,3220	23,1807	10,5527	32,3077	OK
4	5,5	1,5	4200	8,9070	32,6590	9,4783	32,3077	OK
5	5,5	1,5	5000	13,1400	48,1800	15,5210	38,4615	OK
6	5,5	1,5	4200	16,8670	61,8457	13,6657	32,3077	OK
7	5,5	1,5	4200	20,6340	75,6580	13,8123	32,3077	OK
8	5,5	1,5	4200	24,3490	89,2797	13,6217	32,3077	OK
9	5,5	1,5	4200	30,1820	110,6673	21,3877	32,3077	OK
Atap	5,5	1,5	1400	32,1920	118,0373	7,3700	10,7692	OK



Gambar 5.25 Grafik Uy *Existing*



Gambar 5.26 Simpangan Antar Lantai Arah Y Gedung *Existing*



Gambar 5.27 Perbandingan Simpangan Antar Lantai Arah Y

5.10 Pengecekan Stabilitas Struktur

Pengecekan stabilitas struktur dilakukan pada arah X dan Y. berikut merupakan langkah-langkah mengecek stabilitas struktur.

5.10.1 Pengecekan Stabilitas Struktur Arah X

Perhitungan pada pengecekan simpangan antar lantai arah X dapat dilakukan dengan langkah berikut dan data yang digunakan dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 5.15 Data untuk Pengecekan Stabilitas Struktur

Lantai	P _x	V _x	C _d	I _e	h _{sx} (mm)	Δ (mm)
	F3 (kN)	F3 (kN)				
Pondasi	113532,1330	5999,8270	5,5	1,5	0	0,0000
1	113532,1330	5999,8270	5,5	1,5	4200	7,0473
2	94336,8260	5495,8360	5,5	1,5	4200	15,3193
3	77457,4350	4689,0830	5,5	1,5	4200	19,5653
4	60436,4840	3824,0670	5,5	1,5	4200	20,9073
5	49791,1010	3435,1640	5,5	1,5	5000	29,3590
6	39807,3460	3112,0120	5,5	1,5	4200	25,0983
7	29332,1390	2744,6210	5,5	1,5	4200	24,7537
8	18856,9320	2138,4860	5,5	1,5	4200	23,8370
9	8405,4570	1106,3520	5,5	1,5	4200	22,9167
Atap	405,0250	64,3840	5,5	1,5	1400	4,9903

1. Menghitung θ (contoh perhitungan pada lantai 1)

$$C_d = 5,5$$

$$P_x = 113532,1330 \text{ kN}$$

$$I_e = 1,5$$

$$\Delta = 7,0473 \text{ mm}$$

$$V_x = 5999,8270 \text{ kN}$$

$$h_{sx} = 4200 \text{ mm}$$

$$\theta = \frac{P_x \times \Delta \times I_e}{V_x \times h_{sx} \times C_d}$$

$$= \frac{113532,1330 \times 7,0473 \times 1,5}{5999,8270 \times 4200 \times 5,5}$$

$$= 0,0087$$

2. Menghitung $\theta_{\max}$

$$Cd = 5,5$$

$$\beta = 1$$

$$\theta_{maz} = \frac{0,5}{\beta \times Cd}$$

$$= \frac{0,5}{1 \times 5,5}$$

$$= 0,0909$$

3. Cek $\theta < \theta_{maz}$

Pengecekan $\theta < \theta_{\max}$ dapat dilihat dibawah ini, saya menggunakan pengecekan pada lantai 1 sebagai contoh.

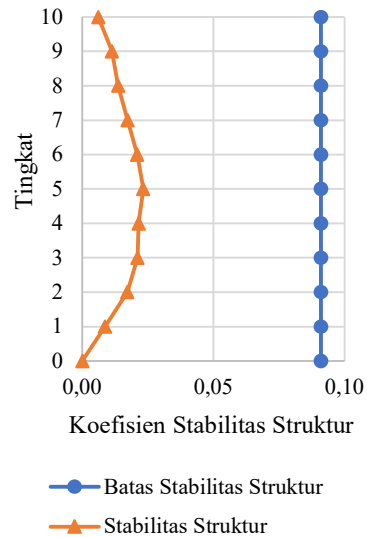
$$\theta < \theta_{max}$$

$$0,0087 < 0,0909$$

Adapun untuk pengecekan koefisien stabiliras struktur pada lantai lainnya dapat dilihat pada tabel berikut ini.

Tabel 5.16 Hasil Perhitungan Koefisien Stabilitas Struktur Arah X

Lantai	Px	Vx	Cd	Ie	hsx (mm)	Δ (mm)	θ	$\theta_{\max}$	$\theta < \theta_{\max}$
	F3 (kN)	F1 (kN)							
Pondasi	113532,1330	5999,8270	5,5	1,5	0	0,0000	0,0000	0,0909	OK
1	113532,1330	5999,8270	5,5	1,5	4200	7,0473	0,0087	0,0909	OK
2	94336,8260	5495,8360	5,5	1,5	4200	15,3193	0,0171	0,0909	OK
3	77457,4350	4689,0830	5,5	1,5	4200	19,5653	0,0210	0,0909	OK
4	60436,4840	3824,0670	5,5	1,5	4200	20,9073	0,0215	0,0909	OK
5	49791,1010	3435,1640	5,5	1,5	5000	29,3590	0,0232	0,0909	OK
6	39807,3460	3112,0120	5,5	1,5	4200	25,0983	0,0208	0,0909	OK
7	29332,1390	2744,6210	5,5	1,5	4200	24,7537	0,0172	0,0909	OK
8	18856,9320	2138,4860	5,5	1,5	4200	23,8370	0,0136	0,0909	OK
9	8405,4570	1106,3520	5,5	1,5	4200	22,9167	0,0113	0,0909	OK
Atap	405,0250	64,3840	5,5	1,5	1400	4,9903	0,0061	0,0909	OK



Gambar 5.28 Koefisien Stabilitas Struktur Arah X

Dari perhitungan pengecekan koefisien stabilitas struktur di atas, maka dapat disimpulkan bahwa koefisien stabilitas struktur pada arah x tidak melewati koefisien stabilitas struktur maksimum sehingga struktur aman.

5.10.2 Pengecekan Stabilitas Struktur Arah Y

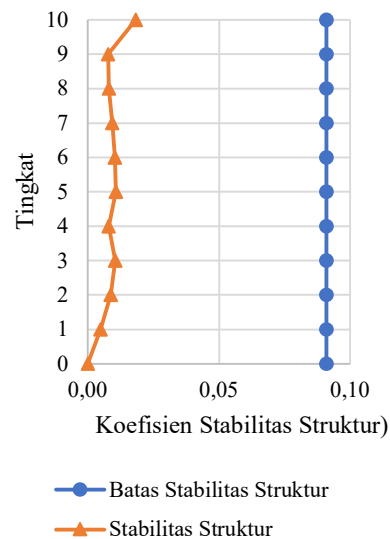
Adapun untuk pengecekan koefisien stabilitas struktur arah y, langkah perhitungannya sama seperti langkah perhitungan pengecekan pada struktur arah x dan hasilnya dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.17 Hasil Perhitungan Koefisien Stabilitas Struktur Arah Y

Lantai	Py	Vy	Cd	Ie	hsx (mm)	Δ (mm)	θ	θ_{max}	$\theta < \theta_{max}$
	F3 (kN)	F2 (kN)							
Pondasi	113532,1330	5999,8160	5,5	1,5	0	0,0000	0,0000	0,0909	OK
1	113532,1330	5999,8160	5,5	1,5	4200	3,9857	0,0049	0,0909	OK
2	94336,8260	5502,0930	5,5	1,5	4200	7,8430	0,0087	0,0909	OK
3	77457,4350	4871,8710	5,5	1,5	4200	10,1677	0,0105	0,0909	OK
4	60436,4840	4134,4830	5,5	1,5	4200	8,3380	0,0079	0,0909	OK
5	49791,1010	3720,6650	5,5	1,5	5000	14,6630	0,0107	0,0909	OK
6	39807,3460	3290,0390	5,5	1,5	4200	13,1487	0,0103	0,0909	OK
7	29332,1390	2773,5890	5,5	1,5	4200	13,5190	0,0093	0,0909	OK

Lanjutan Tabel 5.17 Hasil Perhitungan Koefisien Stabilitas Struktur Arah Y

Lantai	Py	Vy	Cd	Ie	hsx (mm)	Δ (mm)	θ	θ_{max}	$\theta < \theta_{max}$
	F3 (kN)	F2 (kN)							
8	18856,9320	2018,7610	5,5	1,5	4200	13,2990	0,0081	0,0909	OK
9	8405,4570	912,0790	5,5	1,5	4200	12,8113	0,0077	0,0909	OK
Atap	405,0250	35,8410	5,5	1,5	1400	8,2793	0,0182	0,0909	OK

**Gambar 5.29 Koefisien Stabilitas Struktur Arah Y**

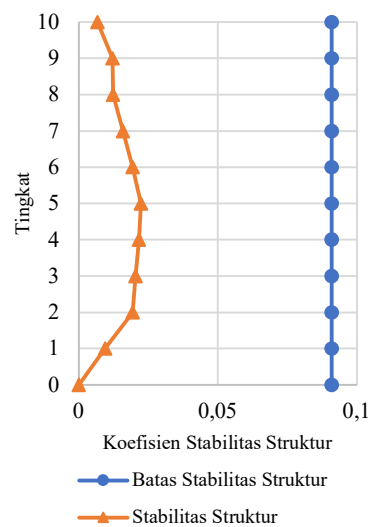
Dari perhitungan pengecekan koefisien stabilitas struktur di atas, maka dapat disimpulkan bahwa koefisien stabilitas struktur para arah y tidak melewati koefisien stabilitas struktur maksimum sehingga struktur aman.

Tabel 5.18 Hasil Perhitungan Koefisien Stabilitas Struktur Existing Arah X

Lantai	Py	Vy	Cd	Ie	hsx (mm)	Δ (mm)	θ	θ_{max}	$\theta < \theta_{max}$
	F3 (kN)	F2 (kN)							
Pondasi	120962,462	7386,349	5,5	1,5	0	0,0000	0,0000	0,0909	OK
1	120962,462	7386,349	5,5	1,5	4200	8,9980	0,0096	0,0909	OK
2	96868,577	6184,267	5,5	1,5	4200	18,9897	0,0193	0,0909	OK
3	80576,486	6065,922	5,5	1,5	4200	23,6720	0,0204	0,0909	OK
4	62854,531	4839,575	5,5	1,5	4200	25,6960	0,0217	0,0909	OK
5	52218,628	4363,498	5,5	1,5	5000	34,2540	0,0224	0,0909	OK
6	41127,606	3975,906	5,5	1,5	4200	28,7503	0,0193	0,0909	OK

Lanjutan Tabel 5.18 Hasil Perhitungan Koefisien Stabilitas Struktur *Existing* Arah X

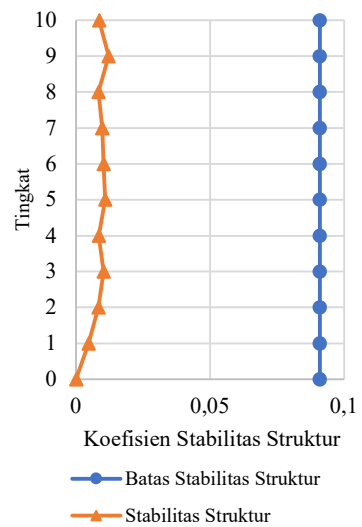
Lantai	Py	Vy	Cd	Ie	hsx (mm)	Δ (mm)	θ	θ_{max}	$\theta < \theta_{max}$
	F3 (kN)	F2 (kN)							
7	30487,309	3475,301	5,5	1,5	4200	28,0097	0,0160	0,0909	OK
8	19803,618	2788,9	5,5	1,5	4200	26,7227	0,0123	0,0909	OK
9	9177,777	1484,468	5,5	1,5	4200	30,2463	0,0121	0,0909	OK
Atap	520,786	126,54	5,5	1,5	1400	8,4150	0,0067	0,0909	OK



Gambar 5.30 Koefisien Stabilitas Struktur *Existing* Arah X

Tabel 5.19 Hasil Perhitungan Koefisien Stabilitas Struktur *Existing* Arah Y

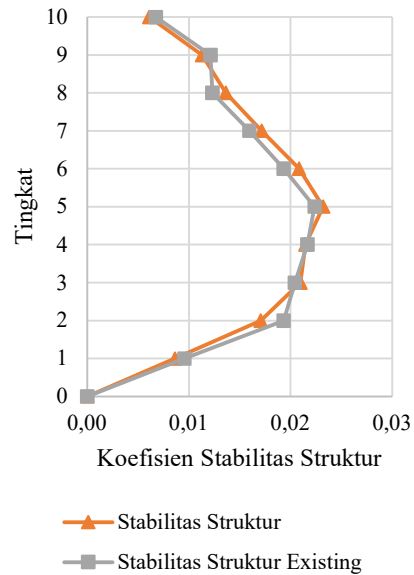
Lantai	Py	Vy	Cd	Ie	hsx (mm)	Δ (mm)	θ	θ_{max}	$\theta < \theta_{max}$
	F3 (kN)	F2 (kN)							
Pondasi	120962,462	7386,455	5,5	1,5	0	0,0000	0,0000	0,0909	OK
1	120962,462	7386,455	5,5	1,5	4200	4,3450	0,0046	0,0909	OK
2	96868,577	6253,675	5,5	1,5	4200	8,2830	0,0083	0,0909	OK
3	80576,486	5384,129	5,5	1,5	4200	10,5527	0,0103	0,0909	OK
4	62854,531	4553,894	5,5	1,5	4200	9,4783	0,0085	0,0909	OK
5	52218,628	4072,427	5,5	1,5	5000	15,5210	0,0109	0,0909	OK
6	41127,606	3542,383	5,5	1,5	4200	13,6657	0,0103	0,0909	OK
7	30487,309	2818,861	5,5	1,5	4200	13,8123	0,0097	0,0909	OK
8	19803,618	2099,367	5,5	1,5	4200	13,6217	0,0083	0,0909	OK
9	9177,777	1053,271	5,5	1,5	4200	21,3877	0,0121	0,0909	OK
Atap	520,786	87,474	5,5	1,5	1400	7,3700	0,0085	0,0909	OK



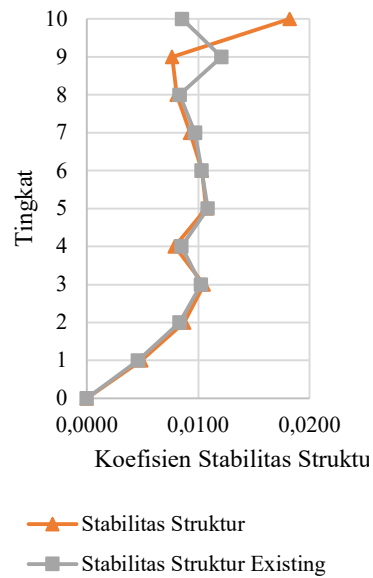
Gambar 5.31 Koefisien Stabilitas Struktur *Existing* Arah Y

Tabel 5.20 Perbandingan Koefisien Stabilitas Struktur

Lantai	θX <i>Existing</i>	Hasil	θX Perencanaan Ulang	θY <i>Existing</i>	Hasil	θY Perencanaan Ulang
Pondasi	0,0000	=	0,0000	0,0000	=	0,0000
1	0,0096	>	0,0087	0,0046	<	0,0049
2	0,0193	>	0,0171	0,0083	<	0,0087
3	0,0204	<	0,0210	0,0103	<	0,0105
4	0,0217	>	0,0215	0,0085	>	0,0079
5	0,0224	<	0,0232	0,0109	>	0,0107
6	0,0193	<	0,0208	0,0103	<	0,0103
7	0,0160	<	0,0172	0,0097	>	0,0093
8	0,0123	<	0,0136	0,0083	>	0,0081
9	0,0121	>	0,0113	0,0121	>	0,0077
Atap	0,0067	>	0,0061	0,0085	<	0,0182



Gambar 5.32 Perbandingan Koefisien Stabilitas Struktur Arah X



Gambar 5.33 Perbandingan Koefisien Stabilitas Struktur Arah Y

Dari data di atas didapatkan bahwa koefisien stabilitas struktur antara perencanaan ulang dengan *existing* memiliki perbandingan yang seimbang, terdapat yang lebih besar dan juga terdapat yang lebih kecil.

5.11 Pengecekan Kinerja *Shearwall*

Pengecekan kinerja *shearwall* dilakukan menggunakan data geser yang diambil dari SAP2000 terhadap gempa arah x dan gempa arah y. Berikut merupakan data yang diambil dari SAP2000 untuk mengecek kinerja *shearwall*.

Tabel 5.21 Gaya Geser Tiap Lantai

Lantai	VX (kNm)	VY (kNm)	VX SW (kNm)	VY SW (kNm)
1	5999,8270	5999,8160	5026,8730	5446,2260
2	5495,8360	5502,0930	4246,3870	5059,3600
3	4689,0830	4871,8710	3063,9930	4214,5960
4	3824,0670	4134,4830	2565,5420	3664,1660
5	3435,1640	3720,6650	2612,2840	3395,4470
6	3112,0120	3290,0390	1917,6200	2802,6630
7	2744,6210	2773,5890	1673,8850	2305,9430
8	2138,4860	2018,7610	1193,1780	1561,5590
9	1106,3520	912,0790	614,5640	658,1750

Berikut adalah perhitungan pengecekan kinerja *shearwall* pada lantai 1.

$$\begin{aligned}
 \text{Kinerja } shearwall &= \frac{\text{Gaya geser } shearwall \text{ lantai } n}{\text{gaya geser pada lantai } n} \times 100\% \\
 &= \frac{5026,8730}{5999,8270} \times 100\% \\
 &= 83,7836\%
 \end{aligned}$$

Berikut adalah tabel rekapitulasi hasil perhitungan kinerja *shearwall* pada arah x dan y.

Tabel 5.22 Rekapitulasi Kinerja *Shearwall* Arah x dan Arah y

Lantai	VX (kNm)	VY (kNm)	VX SW (kNm)	VY SW (kNm)	Kinerja Arah X(%)	Kinerja Arah Y (%)
1	5999,8270	5999,8160	5026,8730	5446,2260	83,7836	90,7732
2	5495,8360	5502,0930	4246,3870	5059,3600	77,2655	91,9534
3	4689,0830	4871,8710	3063,9930	4214,5960	65,3431	86,5088
4	3824,0670	4134,4830	2565,5420	3664,1660	67,0894	88,6245
5	3435,1640	3720,6650	2612,2840	3395,4470	76,0454	91,2591

Lanjutan Tabel 5.22 Rekapitulasi Kinerja *Shearwall* Arah x dan Arah y

Lantai	VX (kNm)	VY (kNm)	VX SW (kNm)	VY SW (kNm)	Kinerja Arah X(%)	Kinerja Arah Y (%)
6	3112,0120	3290,0390	1917,6200	2802,6630	61,6199	85,1863
7	2744,6210	2773,5890	1673,8850	2305,9430	60,9878	83,1393
8	2138,4860	2018,7610	1193,1780	1561,5590	55,7955	77,3523
9	1106,3520	912,0790	614,5640	658,1750	55,5487	72,1621

Dari data tersebut didapatkan kesimpulan bahwa *shearwall* disini berperan sebagai *core wall* yang menerima gaya geser lebih dari 25%.

Tabel 5.23 Rekapitulasi Kinerja *Shearwall* Arah x dan Arah y Gedung *Existing*

Lantai	VX (kNm)	VY (kNm)	VX SW (kNm)	VY SW (kNm)	Kinerja Arah X(%)	Kinerja Arah Y (%)
1	7386,349	7386,455	5915,092	6510,03	80,0814	88,1347
2	6932,365	6253,675	5107,226	5544,534	73,6722	88,6604
3	6065,922	5384,129	3818,048	4371,159	62,9426	81,1860
4	4839,575	4553,894	3113,478	3895,368	64,3337	85,5393
5	4363,498	4072,427	2985,29	3424,082	68,4151	84,0796
6	3975,906	3542,383	2175,101	2681,276	54,7071	75,6913
7	3475,301	2818,861	1893,257	2023,266	54,4775	71,7760
8	2788,9	2099,367	1435,668	1324,354	51,4779	63,0835
9	1484,468	1053,271	915,4	517,303	61,6652	49,1140

5.12 Pengecekan Torsi Tak Terduga

Torsi tak terduga dari sebuah bangunan berasal dari adanya eksentrisitas antara pusat massa lantai dengan pusat kekakuan lantai. Hal ini terjadi karena diperkirakan jika terjadi goyangan struktur akibat gempa, maka struktur penahan gaya seismik (penampang kolom) akan mengalami keretakan sehingga akan terjadi perubahan pusat kekakuan lantai. Hal ini menyebabkan pusat kekakuan lantai tidak satu titik dengan pusat massa lantai. Untuk mengakomodirnya, maka pusat gaya gempa tiap lantai perlu digeser sejauh Δx atau Δy . Jika ditemui ketidak-reguleran simpangan ke arah x (artinya beban gempa ke arah x), memiliki eksentrisitas ke arah Δy , maka yang diperbesar adalah Δy , dan jika ditemui ketidak-reguleran simpangan ke arah arah y (artinya beban gempa ke arah y), memiliki eksentrisitas

ke arah Δx , maka yang diperbesar adalah Δx . Adapun perhitungan pengecekan torsi adalah sebagai berikut.

1. Menghitung gaya gempa per lantai

Perhitungan gaya gempa per lantai dilakukan karena output yang dihasilkan oleh SAP2000 merupakan gaya geser tingkat (V_x). Oleh karena itu, untuk menghitung gaya gempa per lantai (F_x), dapat digunakan rumus sebagai berikut ini.

$$F_x = V_x - V_{x+1}$$

Dengan:

F_x = Gaya gempa tiap lantai yang ditinjau (kN)

V_x = Gaya geser tingkat yang ditinjau (kN)

V_{x+1} = Gaya geser tingkat di atas yang ditinjau (kN)

2. Mengambil pusat massa dari SAP2000

Output pusat massa dari SAP2000 diambil dengan cara memilih area struktur pada SAP2000. Selanjutnya pilih “Assign” dan pilih “Joint”. Selanjutnya pilih “Constraints” dan pilih *diaphragm* yang ada dan ubah dari *body* ke *diaphragm*. Selanjutnya jalankan analisis pada SAP2000 dan nilai pusat massa dapat dilihat pada file berbentuk “Outfile” dan dapat dibuka dengan Notepad.

3. Menghitung torsi arah x dan arah y

Setelah menghitung gaya gempa per lantai, selanjutnya adalah menghitung torsi arah x atau y dengan menggunakan rumus berikut ini.

$$T_x = F_y \times \Delta_y$$

$$T_y = F_x \times \Delta_x$$

Dengan:

T_x = Torsi arah x (kNm)

T_y = Torsi arah y (kNm)

F_x = Gaya gempa per lantai arah x (kN)

F_y = Gaya gempa per lantai arah y (kN)

Δ_x = 5% dari pusat massa lantai arah x (m)

Δ_y = 5% dari pusat massa lantai arah y (m)

Adapun untuk perhitungan pengecekan torsi tak terduga adalah sebagai berikut ini dan saya menggunakan perhitungan lantai 1 arah x sebagai contoh.

1. Menghitung F_x

Diketahui data V_x sebagai berikut.

Tabel 5.24 Nilai Gaya Geser Tingkat untuk Gempa Arah X

Lantai	V_x (kN)
1	5999,8270
2	5495,8360
3	4689,0830
4	3824,0670
5	3435,1640
6	3112,0120
7	2744,6210
8	2138,4860
9	1106,3520
Atap	64,3840

Maka nilai gaya gempa per lantai adalah sebagai berikut.

$$V_{x1} = 5999,8270 \text{ kN}$$

$$V_{x2} = 5495,8360 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} F_{x1} &= V_{x1} - V_{x2} \\ &= 5999,8270 - 5495,8360 \\ &= 503,9910 \text{ kN} \end{aligned}$$

Sedangkan untuk lantai lainnya, perhitungan sama seperti perhitungan gaya gempa per lantai pada lantai 1 dan rekapitulasinya dapat dilihat pada tabel berikut ini.

Tabel 5.25 Rekapitulasi Nilai V_x dan F_x

Lantai	V_x (kN)	F_x (kN)
1	5999,8270	503,9910
2	5495,8360	806,7530
3	4689,0830	865,0160
4	3824,0670	388,9030
5	3435,1640	323,1520
6	3112,0120	367,3910
7	2744,6210	606,1350
8	2138,4860	1032,1340
9	1106,3520	1041,9680
Atap	64,3840	64,3840

2. Mengambil output pusat massa dari SAP2000

Nilai pusat massa dapat dilihat pada tabel berikut ini.

Tabel 5.26 Nilai Pusat Massa

Lantai	X (m)	Y (m)
1	33,4781	15,6056
2	34,3214	14,974
3	34,7345	15,6666
4	38,5299	20,6935
5	38,5299	20,6935
6	38,523	20,7063
7	38,523	20,7063
8	38,523	20,7063
9	40,4348	22,5696
Atap	45,6818	26,4994

3. Menghitung torsi arah x

Berikut ini adalah perhitungan torsi arah x

$$Y = 15,6056 \text{ m}$$

$$\Delta_{y1} = 5\% \times Y$$

$$= 5\% \times 15,6056$$

$$= 0,7803 \text{ m}$$

$$F_{x1} = 503,9910 \text{ kN}$$

$$T_{x1} = F_x \times \Delta_y$$

$$= 503,9910 \times 0,7803$$

$$= 393,2538 \text{ kNm}$$

Sedangkan untuk lantai lainnya, perhitungan sama seperti perhitungan torsi pada lantai 1 dan untuk torsi arah y sama seperti perhitungan torsi arah x dengan penyesuaian rumus yang digunakan. Adapun rekapitulasi perhitungan pengecekan torsi adalah sebagai berikut.

Tabel 5.27 Rekapitulasi Perhitungan Torsi Tak Terduga Arah X dan Arah Y

Lantai	Pusat Massa		Δx	Δy	$F_x \text{ (kN)}$	$F_y \text{ (kN)}$	Torsi X (kNm)	Torsi Y (kNm)
	X	Y	5%x	5%y			$F_x \cdot \Delta y$	$F_y \cdot \Delta x$
1	33,4781	15,6056	1,6739	0,7803	503,9910	497,7230	393,2538	833,1413
2	34,3214	14,9740	1,7161	0,7487	806,7530	630,2220	604,0153	1081,5056
3	34,7345	15,6666	1,7367	0,7833	865,0160	737,3880	677,5937	1280,6387
4	38,5299	20,6935	1,9265	1,0347	388,9030	413,8180	402,3884	797,2185
5	38,5299	20,6935	1,9265	1,0347	323,1520	430,6260	334,3575	829,5991
6	38,5230	20,7063	1,9262	1,0353	367,3910	516,4500	380,3646	994,7607
7	38,5230	20,7063	1,9262	1,0353	606,1350	754,8280	627,5394	1453,9128
8	38,5230	20,7063	1,9262	1,0353	1032,1340	1106,6820	1068,5816	2131,6368
9	40,4348	22,5696	2,0217	1,1285	1041,9680	876,2380	1175,8404	1771,5264
Atas	45,6818	26,4994	2,2841	1,3250	64,3840	35,8410	85,3068	81,8640

5.13 Pengecekan *Irregularitas* Struktur

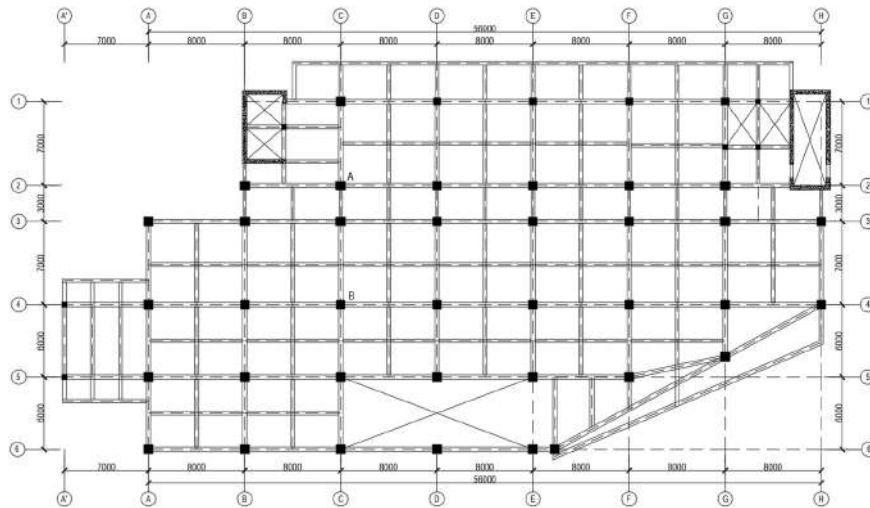
Ketidakberaturan torsi pada struktur secara horizontal terbagi menjadi dua tipe, yaitu tipe 1a dan 1b, menurut SNI 03-1726-2012. Ketidakberaturan torsi 1a adalah ada jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tak terduga, di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu utama

lebih dari 1,2 kali simpangan antar lantai tingkat rata – rata di kedua ujung struktur. Sedangkan ketidakberaturan 1b adalah ada jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tak terduga, di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,4 kali simpangan antar lantai tingkat rata – rata di kedua ujung struktur. Adapun langkah – langkah pengecekan irregularitas struktur adalah sebagai berikut.

1. Menentukan titik-titik pada denah struktur.
2. Memilih titik yang telah ditetapkan pada poin sebelumnya di SAP2000
3. Ambil output dari berupa displacement pada joint output, lalu export output ke Microsoft Excel.
4. Menentukan displacement terbesar dalam nilai absolut, jika lebih besar displacement min, maka yang digunakan sebagai acuan selanjutnya adalah displacement min. Adapun jika lebih besar displacement max, maka yang digunakan sebagai acuan selanjutnya adalah displacement max.
5. Menghitung nilai Δ_{avg} , Δ_{max} , $1,2\Delta_{avg}$, dan $1,4\Delta_{avg}$.
6. Membandingkan nilai Δ_{max} dengan $1,2\Delta_{avg}$ dan $1,4\Delta_{avg}$, apabila Δ_{max} lebih besar dari nilai $1,2\Delta_{avg}$, maka terjadi torsi 1a, apabila nilai Δ_{max} lebih besar dari $1,4\Delta_{avg}$ maka terjadi torsi 1b, dan apabila nilai Δ_{max} lebih kecil dari keduanya, maka tidak terjadi torsi.

Adapun contoh perhitungan untuk pengecekan irregularitas adalah sebagai berikut dan saya menggunakan pengecekan irregularitas lantai 1 arah x sebagai contoh perhitungan.

1. Penetapan titik-titik yang ditinjau pada denah struktur
Titik-titik yang ditinjau pada denah struktur dapat dilihat pada gambar berikut ini.



Gambar 5.34 Penetapan Titik-Titik pada Denah Struktur

2. Menghitung irregularitas horizontal

Adapun perhitungan irregularitas horizontal adalah sebagai berikut dan saya menggunakan titik A-B sebagai contoh perhitungan.

a. Perhitungan simpangan arah x

Diketahui:

$$U_{1xA} = 0,0019 \text{ m (joint atas)}$$

$$U_{1xB} = 0,00202 \text{ m (joint bawah)}$$

$$\Delta_{\max} = \text{nilai terbesar dari } U_{1xA} \text{ dan } U_{1xB} \\ = 0,0020 \text{ m}$$

$$\Delta_{\text{avg}} = \frac{U_{1xA} + U_{1xB}}{2} \\ = \frac{0,0019 + 0,0020}{2} \\ = 0,00196 \text{ m}$$

$$1,2\Delta_{\text{avg}} = 1,2 \times \Delta_{\text{avg}} \\ = 1,2 \times 0,00196 \\ = 0,00235 \text{ m}$$

$$1,4\Delta_{\text{avg}} = 1,4 \times \Delta_{\text{avg}} \\ = 1,4 \times 0,00235 \\ = 0,00274 \text{ m}$$

b. Perhitungan simpangan arah y

Diketahui:

$$U_{1Ya} = 0,0015 \text{ m (joint atas)}$$

$$U_{1Yb} = 0,00079 \text{ m (joint bawah)}$$

$$\begin{aligned}\Delta_{\max} &= \text{nilai terbesar dari } U_{1Ya} \text{ dan } U_{1Yb} \\ &= 0,0015 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Delta_{\text{avg}} &= \frac{U_{1Ya} + U_{1Yb}}{2} \\ &= \frac{0,0015 + 0,00079}{2} \\ &= 0,00114 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}1,2\Delta_{\text{avg}} &= 1,2 \times \Delta_{\text{avg}} \\ &= 1,2 \times 0,00114 \\ &= 0,00137 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}1,4\Delta_{\text{avg}} &= 1,4 \times \Delta_{\text{avg}} \\ &= 1,4 \times 0,00114 \\ &= 0,0016 \text{ m}\end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan diatas didapatkan bahwa nilai $\Delta_{\max} < 1,2\Delta_{\text{avg}} < 1,4\Delta_{\text{avg}}$, maka dapat disimpulkan tidak terjadi torsi.

Adapun untuk lantai lainnya baik arah x dan arah y dapat dihitung dengan cara yang sama dan hasilnya dapat dilihat pada tabel berikut ini.

Tabel 5.28 Perbandingan Nilai Simpangan Maksimum dengan 1,2 dan 1,4 Nilai Simpangan Rata-Rata Gempa Arah X Titik A-B-X

Lantai	$\Delta_{\max}$	Δ_{Avg}	$1,2\Delta_{\text{avg}}$	$1,4\Delta_{\text{avg}}$	Keterangan ($\Delta_{\max} < 1,2\Delta_{\text{avg}} < 1,4\Delta_{\text{avg}}$)
1	0,00202	0,00196	0,00235	0,00274	Tidak Terjadi Torsi
2	0,00637	0,00618	0,00742	0,00866	Tidak Terjadi Torsi
3	0,01192	0,01161	0,01393	0,01626	Tidak Terjadi Torsi
4	0,01846	0,01799	0,02159	0,02519	Tidak Terjadi Torsi
5	0,02709	0,0264	0,03168	0,03696	Tidak Terjadi Torsi
6	0,03448	0,03359	0,04031	0,04702	Tidak Terjadi Torsi
7	0,04177	0,04068	0,04881	0,05695	Tidak Terjadi Torsi

Lanjutan Tabel 5.28 Perbandingan Nilai Simpangan Maksimum dengan 1,2 dan 1,4 Nilai Simpangan Rata-Rata Gempa Arah X Titik A-B-X

Lantai	$\Delta_{\max}$	Δ_{Avg}	$1,2\Delta_{\text{avg}}$	$1,4\Delta_{\text{avg}}$	Keterangan ($\Delta_{\max} < 1,2\Delta_{\text{avg}} < 1,4\Delta_{\text{avg}}$)
8	0,0488	0,04751	0,05701	0,06651	Tidak Terjadi Torsi
9	0,05556	0,05407	0,06488	0,0757	Tidak Terjadi Torsi
Atap	0	0	0	0	Tidak Terjadi Torsi

Tabel 5.29 Perbandingan Nilai Simpangan Maksimum dengan 1,2 dan 1,4 Nilai Simpangan Rata-Rata Gempa Arah Y Titik A-B-Y

Lantai	$\Delta_{\max}$	Δ_{Avg}	$1,2\Delta_{\text{avg}}$	$1,4\Delta_{\text{avg}}$	Keterangan ($\Delta_{\max} < 1,2\Delta_{\text{avg}} < 1,4\Delta_{\text{avg}}$)
1	0,0015	0,00114	0,00137	0,0016	Tidak Terjadi Torsi
2	0,00451	0,0034	0,00408	0,00476	Terjadi Ketidakberaturan Torsi 1a
3	0,0084	0,00629	0,00755	0,0088	Terjadi Ketidakberaturan Torsi 1a
4	0,01315	0,00975	0,0117	0,01365	Terjadi Ketidakberaturan Torsi 1a
5	0,01958	0,01446	0,01735	0,02025	Terjadi Ketidakberaturan Torsi 1a
6	0,02532	0,01868	0,02242	0,02616	Terjadi Ketidakberaturan Torsi 1a
7	0,03121	0,02302	0,02763	0,03223	Terjadi Ketidakberaturan Torsi 1a
8	0,03707	0,02729	0,03275	0,03821	Terjadi Ketidakberaturan Torsi 1a
9	0,0428	0,0314	0,03767	0,04395	Terjadi Ketidakberaturan Torsi 1a
Atap	0	0	0	0	Tidak Terjadi Torsi

3. Menghitung irregularitas vertikal

Perhitungan irregularitas vertikal sebagai berikut dan saya menggunakan lantai 1 sebagai contoh perhitungan.

a. Perhitungan kekakuan kolom K0

1) Kekakuan kolom

Diketahui:

$$B = 700 \text{ mm}$$

$$H = 800 \text{ mm}$$

$$L = 4200$$

$$\begin{aligned}
 K0 &= \frac{(12 \times 1 \times \frac{1}{12} \times B \times H^3)}{L^3} \\
 &= \frac{(12 \times 1 \times \frac{1}{12} \times 700 \times 800^3)}{4200^3} \\
 &= 4,83749
 \end{aligned}$$

2) Kekakuan total ($\sum K_0$)

n = jumlah kolom dalam 1 lantai

$$= 6$$

$$\sum K_0 = K_0 \times n$$

$$= 4,83749 \times 6$$

$$= 29,0249$$

b. Perhitungan kekakuan kolom K1

1) Kekakuan kolom

Diketahui:

$$B = 700 \text{ mm}$$

$$H = 700 \text{ mm}$$

$$L = 4200 \text{ mm}$$

$$K_1 = \frac{(12 \times 1 \times \frac{1}{12} \times B \times H^3)}{L^3}$$

$$= \frac{(12 \times 1 \times \frac{1}{12} \times 700 \times 700^3)}{4200^3}$$

$$= 3,2407$$

2) Kekakuan total ($\sum K_i$)

n = jumlah kolom dalam 1 lantai

$$= 12$$

$$\sum K_1 = K_1 \times n$$

$$= 3,2407 \times 12$$

$$= 38,889$$

c. Perhitungan kekakuan kolom K1A

1) Kekakuan kolom

Diketahui:

$$B = 600 \text{ mm}$$

$$H = 600 \text{ mm}$$

$$L = 4200 \text{ mm}$$

$$K_{1A} = \frac{(12 \times 1 \times \frac{1}{12} \times B \times H^3)}{L^3}$$

$$= \frac{(12 \times 1 \times \frac{1}{12} \times 600 \times 600^3)}{4200^3}$$

$$= 1,7493$$

2) Kekakuan total ($\sum K_i$)

$$n = \text{jumlah kolom dalam 1 lantai}$$

$$= 0$$

$$\sum K_{1A} = K_{1A} \times n$$

$$= 1,7493 \times 0$$

$$= 19,4444$$

d. Perhitungan Kekakuan Kolom K2

1) Kekakuan kolom

Diketahui:

$$B = 600 \text{ mm}$$

$$H = 600 \text{ mm}$$

$$L = 4200 \text{ mm}$$

$$K_2 = \frac{(12 \times 1 \times \frac{1}{12} \times B \times H^3)}{L^3}$$

$$= \frac{(12 \times 1 \times \frac{1}{12} \times 600 \times 600^3)}{4200^3}$$

$$= 1,7493$$

2) Kekakuan total ($\sum K_i$)

$$n = \text{jumlah kolom dalam 1 lantai}$$

$$= 23$$

$$\sum K_2 = K_2 \times n$$

$$= 1,7493 \times 23$$

$$= 40,2332$$

e. Perhitungan Kekakuan Kolom K2A

1) Kekakuan kolom

Diketahui:

$$B = 600 \text{ mm}$$

$$H = 600 \text{ mm}$$

$$L = 4200 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 K2A &= \frac{(12 \times 1 \times \frac{1}{12} \times B \times H^3)}{L^3} \\
 &= \frac{(12 \times 1 \times \frac{1}{12} \times 600 \times 600^3)}{4200^3} \\
 &= 1,7493
 \end{aligned}$$

2) Kekakuan total ($\sum Ki$)

$$\begin{aligned}
 n &= \text{jumlah kolom dalam 1 lantai} \\
 &= 0 \\
 \sum K2A &= K2A \times n \\
 &= 1,7493 \times 0 \\
 &= 0
 \end{aligned}$$

f. Perhitungan Kekakuan Kolom K2B

1) Kekakuan kolom

Diketahui:

$$B = 500 \text{ mm}$$

$$H = 500 \text{ mm}$$

$$L = 4200 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 K2B &= \frac{(12 \times 1 \times \frac{1}{12} \times B \times H^3)}{L^3} \\
 &= \frac{(12 \times 1 \times \frac{1}{12} \times 500 \times 500^3)}{4200^3} \\
 &= 0,8436
 \end{aligned}$$

2) Kekakuan total ($\sum Ki$)

$$\begin{aligned}
 n &= \text{jumlah kolom dalam 1 lantai} \\
 &= 2 \\
 \sum K2B &= K2B \times n \\
 &= 0,8436 \times 2 \\
 &= 1,6872
 \end{aligned}$$

g. Perhitungan Kekakuan Kolom K3

1) Kekakuan kolom

Diketahui:

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

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

$$L = 4200 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} K_3 &= \frac{(12 \times 1 \times \frac{1}{12} \times B \times H^3)}{L^3} \\ &= \frac{(12 \times 1 \times \frac{1}{12} \times 400 \times 400^3)}{4200^3} \\ &= 0,3455 \end{aligned}$$

2) Kekakuan total ($\sum K_i$)

n = jumlah kolom dalam 1 lantai

$$= 3$$

$$\sum K_3 = K_3 \times n$$

$$= 0,3455 \times 3$$

$$= 1,0366$$

h. Kekakuan total seluruh kolom (K_i)

$$K_1 = \sum K_0 + \sum K_1 + \sum K_{1A} + \sum K_2 + \sum K_{2A} + \sum K_{2B} + \dots + \sum K_3$$

$$= 29,0249 + 38,8889 + 0 + 40,2332 + 0 + 1,6872 + 1,0366$$

$$= 110,8709$$

Dengan cara perhitungan yang sama diperoleh rekapitulasi kekakuan kolom pada tingkat lainnya sebagai berikut.

Tabel 5.30 Rekapitulasi Perhitungan Kekakuan Kolom K0

Tingkat	K0					
	B (mm)	H (mm)	L (mm)	Ki	n	$\sum K_i$
1	700	800	4200	4,83749	6	29,0249
2	700	800	4200	4,83749	6	29,0249
3	700	800	4200	4,83749	6	29,0249
4	700	800	4200	4,83749	6	29,0249
5	700	800	5000	2,8672	6	17,2032
6	700	800	4200	4,83749	6	29,0249
7	700	800	4200	4,83749	6	29,0249
8	700	800	4200	4,83749	6	29,0249
9	700	800	4200	4,83749	6	29,0249
Atap	700	800	1400	130,6122	0	0

Tabel 5.31 Rekapitulasi Perhitungan Kekakuan Kolom K1

Tingkat	K1					
	B (mm)	H (mm)	L (mm)	Ki	n	ΣKi
1	700	700	4200	3,24074	12	38,8889
2	700	700	4200	3,24074	12	38,8889
3	700	700	4200	3,24074	12	38,8889
4	700	700	4200	3,24074	10	32,4074
5	700	700	5000	1,9208	0	0
6	700	700	4200	3,24074	0	0
7	700	700	4200	3,24074	0	0
8	700	700	4200	3,24074	0	0
9	700	700	4200	3,24074	0	0
Atap	700	700	1400	87,5	0	0

Tabel 5.32 Rekapitulasi Perhitungan Kekakuan Kolom K1A

Tingkat	K1A					
	B (mm)	H (mm)	L (mm)	Ki	n	ΣKi
1	600	600	4200	1,74927	0	0
2	600	600	4200	1,74927	0	0
3	600	600	4200	1,74927	0	0
4	600	600	4200	1,74927	0	0
5	600	600	5000	1,0368	11	11,4048
6	600	600	4200	1,74927	11	19,242
7	600	600	4200	1,74927	11	19,242
8	600	600	4200	1,74927	11	19,242
9	600	600	4200	1,74927	6	10,4956
Atap	600	600	1400	47,2303	0	0

Tabel 5.33 Rekapitulasi Perhitungan Kekakuan Kolom K2

Tingkat	K2					
	B (mm)	H (mm)	L (mm)	Ki	n	ΣKi
1	600	600	4200	1,74927	23	40,23324
2	600	600	4200	1,74927	23	40,23324
3	600	600	4200	1,74927	23	40,23324
4	600	600	4200	1,74927	10	17,49271
5	600	600	5000	1,0368	0	0
6	600	600	4200	1,74927	0	0
7	600	600	4200	1,74927	0	0
8	600	600	4200	1,74927	0	0
9	600	600	4200	1,74927	0	0
Atap	600	600	1400	47,2303	0	0

Tabel 5.34 Rekapitulasi Perhitungan Kekakuan Kolom K2A

Tingkat	K2A					
	B (mm)	H (mm)	L (mm)	Ki	n	ΣKi
1	600	600	4200	1,74927	0	0
2	600	600	4200	1,74927	0	0
3	600	600	4200	1,74927	0	0
4	600	600	4200	1,74927	0	0
5	600	600	5000	1,0368	1	1,0368
6	600	600	4200	1,74927	1	1,74927
7	600	600	4200	1,74927	1	1,74927
8	600	600	4200	1,74927	1	1,74927
9	600	600	4200	1,74927	1	1,74927
Atap	600	600	1400	47,2303	0	0

Tabel 5.35 Rekapitulasi Perhitungan Kekakuan Kolom K2B

Tingkat	K2B					
	B (mm)	H (mm)	L (mm)	Ki	n	ΣKi
1	500	500	4200	0,84359	2	1,68718
2	500	500	4200	0,84359	0	0
3	500	500	4200	0,84359	0	0
4	500	500	4200	0,84359	0	0
5	500	500	5000	0,5	8	4
6	500	500	4200	0,84359	8	6,74873
7	500	500	4200	0,84359	8	6,74873
8	500	500	4200	0,84359	8	6,74873
9	500	500	4200	0,84359	7	5,90514
Atap	500	500	1400	22,7770	0	0

Tabel 5.36 Rekapitulasi Perhitungan Kekakuan Kolom K3

Tingkat	K3					
	B (mm)	H (mm)	L (mm)	Ki	n	ΣKi
1	400	400	4200	0,34554	3	1,03661
2	400	400	4200	0,34554	3	1,03661
3	400	400	4200	0,34554	3	1,03661
4	400	400	4200	0,34554	3	1,03661
5	400	400	5000	0,2048	3	0,6144
6	400	400	4200	0,34554	3	1,03661
7	400	400	4200	0,34554	3	1,03661
8	400	400	4200	0,34554	3	1,03661
9	400	400	4200	0,34554	3	1,03661
Atap	400	400	1400	9,3294	16	5,52461

Tabel 5.37 Rekapitulasi Perhitungan Kekakuan Total Seluruh Kolom

Tingkat	ΣK_i
1	110,8709
2	109,1837
3	109,1837
4	79,9617
5	34,2592
6	57,8015
7	57,8015
8	57,8015
9	48,2116
Atap	149,2711

i. Cek ketidakberaturan vertikal

Setelah menghitung kekakuan kolom. Selanjutnya adalah melakukan cek ketidakberaturan vertikal.

1) Cek ketidakberaturan vertikal 1a

Ketidakberaturan vertikal tipe 1a terjadi dalam syarat 2 yaitu:

a) $K_{lt\ 1} < 70\% K_{lt\ 2}$ = tidak terjadi ketidakberaturan vertikal

b) $K_{lt\ 1} < 80\%$ rata-rata $K_{lt\ 2-4}$ = tidak terjadi ketidak beraturan vertikal

Berikut adalah perhitungannya

a) Syarat 1

$$K_{lt\ 1} < 70\% K_{lt\ 2}$$

$$110,8709 < 70\% \times 109,1837$$

$$110,8709 < 76,42857 \text{ (Tidak terjadi ketidakberaturan vertikal)}$$

b) Syarat 2

$$K_{lt\ 1} < 80\% \text{ rata-rata } K_{lt\ 2-4}$$

$$110,8709 < 80\% \times \frac{109,1837 + 109,1837 + 79,9617}{3}$$

$$110,8709 < 79,5544 \text{ (Tidak terjadi ketidakberaturan vertikal)}$$

2) Cek ketidakberaturan vertikal 1b

Ketidakberaturan vertikal tipe 1a terjadi dalam syarat 2 yaitu:

- a) $K_{lt\ 1} < 60\% K_{lt\ 2}$ = tidak terjadi ketidakberaturan vertikal
 b) $K_{lt\ 1} < 70\% \text{ rata-rata } K_{lt\ 2-4}$ = tidak terjadi ketidakberaturan vertikal

Berikut adalah perhitungannya

a) Syarat 1

$$K_{lt\ 1} < 60\% K_{lt\ 2}$$

$$110,8709 < 60\% \times 109,1837$$

$$110,8709 < 65,5102 \text{ (Tidak terjadi ketidakberaturan vertikal)}$$

b) Syarat 2

$$K_{lt\ 1} < 70\% \text{ rata-rata } K_{lt\ 2-4}$$

$$110,8709 < 70\% \times \frac{109,1837 + 109,1837 + 79,9617}{3}$$

$$110,8709 < 69,6101 \text{ (tidak terjadi ketidakberaturan vertikal)}$$

Dengan cara yang sama pada perhitungan sebelumnya, maka diperoleh rekapitulasi cek ketidakberaturan vertikal lantai lainnya sebagai berikut.

Tabel 5.38 Rekapitulasi Perhitungan Cek Ketidakberaturan Vertikal

Tingkat	Ki	60%Ki	70%Ki	70%Avg3Ki	80%Avg3Ki
1	110,8709	66,5225	77,6096	69,6101	79,5544
2	109,1837	65,5102	76,4286	52,1277	59,5745
3	109,1837	65,5102	76,4286	40,1386	45,8726
4	79,9617	47,9770	55,9732	34,9679	39,9633
5	34,2592	20,5555	23,9814	40,4611	46,2412
6	57,8015	34,6809	40,4611	38,2234	46,2412
7	57,8015	34,6809	40,4611	26,0255	46,2412
8	57,8015	34,6809	40,4611	33,7481	38,5693
9	48,2116	28,9270	33,7481	104,4898	119,4169
Atap	149,2711	89,5627	104,4898	0,0000	0,0000

Tabel 5.39 Rekapitulasi Cek Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1A dan 1B

Lantai	Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1a		Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1b	
	Syarat 1	Syarat 2	Syarat 1	Syarat 2
1	Tidak Terjadi	Tidak Terjadi	Tidak Terjadi	Tidak Terjadi
2	Tidak Terjadi	Tidak Terjadi	Tidak Terjadi	Tidak Terjadi
3	Tidak Terjadi	Tidak Terjadi	Tidak Terjadi	Tidak Terjadi
4	Tidak Terjadi	Tidak Terjadi	Tidak Terjadi	Tidak Terjadi
5	Terjadi	Terjadi	Terjadi	Terjadi
6	Tidak Terjadi	Tidak Terjadi	Tidak Terjadi	Tidak Terjadi
7	Tidak Terjadi	Tidak Terjadi	Tidak Terjadi	Tidak Terjadi
8	Tidak Terjadi	Tidak Terjadi	Tidak Terjadi	Tidak Terjadi
9	Terjadi	Terjadi	Terjadi	Terjadi
Atap	Tidak Terjadi	Tidak Terjadi	Tidak Terjadi	Tidak Terjadi

Dari perhitungan dan pengecekan yang telah saya lakukan, maka dapat disimpulkan ada yang terjadi irregularitas tipe 1a dan 1b. Mengacu pada Tabel 16 SNI 03-1726-2019 yang menyatakan bahwa terjadi torsi tidak beraturan pada bangunan tersebut diizinkan. Sehingga dapat dilakukan langkah berikutnya dalam proses perancangan atau perencanaan yaitu desain struktur atas dan struktur bawah.

Tabel 5.40 Tabel 16 SNI 03-1726-2019

Kategori desain seismik	Karakteristik struktur	Analisis gaya lateral ekuivalen pasal 0	Analisis spektrum respons ragam pasal 0	Prosedur respons riwayat waktu seismik pasal 0
B, C	Semua struktur	I	I	I
D, E, F	Bangunan dengan kategori risiko I atau II yang tidak melebihi 2 tingkat diatas dasar	I	I	I
	Struktur tanpa ketidakberaturan struktural dan ketinggiannya tidak melebihi 48,8 m	I	I	I
	Struktur tanpa ketidakberaturan struktural dengan ketinggian melebihi 48,8 m dan $T < 3,5 T_s$	I	I	I
	Struktur dengan ketinggian tidak melebihi 48,8 m dan hanya memiliki ketidakberaturan horizontal tipe 2,3,4 atau 5 atau ketidakberaturan vertikal tipe 4, 5a atau 5b	I	I	I
	Semua struktur lainnya	TI	I	I

CATATAN I: Diizinkan, TI: Tidak Diizinkan

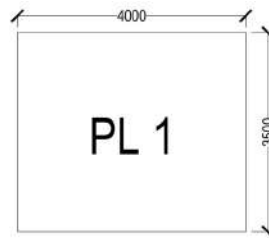
5.14 Perhitungan Tulangan Pelat Lantai

Perencanaan tulangan pada pelat didasarkan pada gaya – gaya yang bekerja sehingga dapat menahan beban sendiri dan beban hidup. Asumsi yang digunakan pada perhitungan tulangan pelat baik pada pelat atap maupun pelat lantai adalah bahwa setiap pelat dibatasi oleh balok. Pada perhitungan tulangan pelat lantai, terdapat dua jenis perhitungan yaitu perhitungan tulangan pelat lantai satu arah dan perhitungan pelat lantai dua arah.

5.14.1 Perhitungan Tulangan Pelat Lantai Dua Arah

Adapun pada perhitungan penulangan pelat lantai dua arah ini saya menggunakan pelat lantai tipe 1 sebagai contoh perhitungan.

1. Data pelat lantai tipe 1



Gambar 5.35 Pelat Lantai Tipe 1

- a. Kuat tekan beton (f'_c) = 25 MPa
- b. Kuat tarik baja (f_y) = 420 MPa
- c. Bentang panjang pelat (L_y) = 4 m
- d. Bentang pendek pelat (L_x) = 3,5 m
- e. Jenis arah pelat

$$= \frac{L_y}{L_x}$$

$$= \frac{4}{3,5}$$

$$= 1,1428 > 2 \text{ (Pelat dua arah)}$$
- f. Q_u pelat lantai = 10,772 kN/m²
- g. Nilai koefisien momen yang didapat dari tabel momen pelat
 Nilai $\frac{L_y}{L_x} = 1,1428$ maka nilai koefisien momen adalah sebagai berikut
 - 1) C_{lx} = 26,2857

$$2) C_{ly} = 20,57$$

$$3) C_{tx} = 61,1428$$

$$4) C_{ty} = 54,857$$

$$\begin{aligned} h. M_{lx} &= 0,001 \times Q_u \times Lx^2 \times C_{lx} \\ &= 0,001 \times 10,772 \times 3,5^2 \times 26,2857 \\ &= 3,469 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} i. M_{ly} &= 0,001 \times Q_u \times Lx^2 \times C_{ly} \\ &= 0,001 \times 10,772 \times 3,5^2 \times 20,57 \\ &= 2,714 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} j. M_{tx} &= -0,001 \times Q_u \times Lx^2 \times C_{tx} \\ &= -0,001 \times 10,772 \times 3,5^2 \times 61,1428 \\ &= -8,068 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k. M_{ty} &= -0,001 \times Q_u \times Lx^2 \times C_{ty} \\ &= -0,001 \times 10,772 \times 3,5^2 \times 54,857 \\ &= -7,239 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$l. D_{pokok} = 13D$$

$$m. D_{bagi} = 10P$$

$$n. P_b = 10 \text{ mm}$$

$$o. \text{Tebal pelat} = 130 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} p. d_s &= P_b + \frac{D_{pokok}}{2} \\ &= 20 + \frac{13}{2} \\ &= 26,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q. d &= h - d_s \\ &= 130 - 26,5 \\ &= 103,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$r. b = 1000 \text{ mm}$$

2. Perhitungan pelat lantai tipe 1

Perhitungan Perhitungan penulangan pada pelat lantai dibagi menjadi 5 bagian, yaitu penulangan lapangan arah x, penulangan lapangan arah y, penulangan tumpuan arah x, penulangan tumpuan arah y, dan penulangan

tulangan bagi. Adapun langkah – langkah perhitungan dapat dilihat pada perhitungan di bawah ini.

a. Penulangan lapangan arah X

$$1) \quad M_u = M_{tx} = 3,469 \text{ kNm}$$

$$2) \quad \phi = 0,9$$

$$\begin{aligned} 3) \quad M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\ &= \frac{3,469}{0,9} \\ &= 3,854 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 4) \quad m &= \frac{F_y}{0,85 \times f'_c} \\ &= \frac{420}{0,85 \times 25} \\ &= 19,765 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 5) \quad R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\ &= \frac{3,854}{1000 \times 103,5^2} \\ &= 0,360 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 6) \quad \rho &= \frac{1}{m} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{F_y}} \right] \\ &= \frac{1}{19,765} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19,765 \times 0,360}{420}} \right] \\ &= 0,0009 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 7) \quad \rho_{min1} &= \frac{1,4}{F_y} \\ &= \frac{1,4}{420} \\ &= 0,0033 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 8) \quad \rho_{min2} &= \frac{\sqrt{F'_c}}{4 \times F_y} \\ &= \frac{\sqrt{25}}{4 \times F_y} \\ &= 0,0030 \end{aligned}$$

9) $\rho_{\min}$ pakai

Nilai $\rho_{\min}$ pakai merupakan nilai terbesar dari $\rho_{\min 1}$ dan $\rho_{\min 2}$.

Maka nilai $\rho_{\min}$ pakai adalah 0,0033

10) ρ_{pakai}

Nilai ρ_{pakai} merupakan nilai terbesar dari $\rho_{\min}$ pakai dan ρ . Maka nilai ρ_{pakai} adalah 0,0033

$$\begin{aligned} 11) A_s &= \rho_{\text{pakai}} \times b \times d \\ &= 0,0033 \times 1000 \times 103,5 \\ &= 345 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 12) S &= \frac{Al \text{ tulangan} \times b}{A_s} \\ &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 \times 1000}{345} \\ &= 384,731 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$13) S_{\text{pakai}} = 200 \text{ mm (nilai } S_{\text{pakai}} < S)$$

$$\begin{aligned} 14) A_s' &= \frac{Al \text{ Tulangan} \times b}{S_{\text{pakai}}} \\ &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 \times 1000}{200} \\ &= 663,661 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

15) Cek syarat

Karena nilai $A_s' > A_s$ yaitu $663,661 \text{ mm}^2 > 345 \text{ mm}^2$, maka perhitungan penulangan pada daerah tumpuan arah X pelat lantai dua arah tipe 1 sudah OK dan penulangan dipakai adalah D13-200.

b. Rekapitulasi penulangan pelat lantai

Adapun perhitungan pada pelat dua arah tipe lainnya, langkah perhitungannya sama dengan seperti langkah perhitungan penulangan pelat dua arah 1 dan hasilnya dapat dilihat pada tabel berikut

Tabel 5.41 Rekapitulasi Desain Pelat

Kode Pelat	Ly (mm)	Lx (mm)	Tebal (mm)	Penulangan			
				Lapangan Arah X	Tumpuan Arah X	Lapangan Arah Y	Tumpuan Arah Y
PL1	4000	3500	130	D13-200	D13-200	D13-200	D13-200
PL2	4000	3000	130	D13-200	D13-200	D13-200	D13-200
PA1	4000	3500	110	D13-200	D13-200	D13-200	D13-200
PA2	4000	3000	110	D13-200	D13-200	D13-200	D13-200

5.15 Prinsip Desain Balok Induk Tulangan Rangkap

Untuk dapat melakukan proses desain secara baik maka perlu dirumuskan prinsip yang dipakai. Prinsip desain yang dimaksud adalah sebagai berikut ini.

1. Tulangan rangkap didekomposisi menjadi tulangan sebelah dan tulangan kembar.
2. Dekomposisi dilakukan dengan mengatur nilai R sedemikian rupa sehingga jumlah dan komposisi tulangan mampu mengarahkan kekuatan yang diperlukan momen negatif dan momen positif.
3. Desain dilakukan sedemikian sehingga memenuhi kekuatan yang diharapkan tetapi dicapai se-ekonomis mungkin.

5.16 Redistribusi Momen

5.16.1 Umum

Desain balok tulangan rangkap dimaksudkan untuk menentukan ukuran balok, jumlah, komposisi dan penempatan tulangan sedemikian rupa sehingga mampu menyediakan kekuatan yang lebih besar atau sama dengan kebutuhan kekuatan. Mengingat pada beban gempa arah beban dapat bolak-balik maka komposisi tulangan untuk menahan momen negatif dan momen positif harus diatur sedemikian rupa sehingga memenuhi persyaratan SKSNI-1991 Pasal 3. 14. 3. 2. (2) yaitu:

“Kuat momen positif di sisi muka kolom tidak boleh kurang dari $\frac{1}{2}$ kuat momen negatif pada tempat yang sama.”

Ketentuan tersebut adalah dalam rangka memenuhi kebutuhan daktilitas, yang salah satunya adalah potongan akan tinggi apabila kandungan tulangan desak

cukup besar. Namun terkadang, hasil analisis struktur (SAP 2000 misalnya) menghasilkan momen positif yang tidak mencapai nilai minimal 50 % momen negatif sebagaimana yang disyaratkan oleh SNI. Misal $M^- = 100 \text{ tm}$, sedangkan $M^+ = 40 \text{ tm}$.

Untuk itu, redistribusi momen boleh dilakukan, karena, kebutuhan momen negatif tumpuan sangat besar, sedangkan kebutuhan momen positif lapangan kecil, sehingga akan tidak efisien jika menggunakan momen tersebut untuk desain, selain itu juga untuk memuaskan kebutuhan SNI terhadap momen positif tumpuan. Untuk membatasi penurunan kekuatan yang terlalu banyak akibat redistribusi momen, maka (SNI 03-2847-2002, pasal 10.4.1) membatasi nilai redistribusi momen sebesar $1 - \left(\frac{\rho - \rho'}{\rho b} \right) \times 20\%$. Dimana ρ adalah ratio tulangan tarik balok, ρ' adalah ratio tulangan desak balok dan ρb adalah ratio tulangan pada kondisi balance. Karena balok belum dan akan didisain, sehingga belum diketahui ratio tulangan balok, maka perlu diambil asumsi awal terhadap ratio tulangan balok. SNI mensyaratkan tulangan tarik harus bersifat under reinforced, yaitu dengan menggunakan rasio, $\rho = 0,75 \cdot \rho b$. Akan tetapi, umumnya didalam perencanaan dipakai $\rho = 0,50 \cdot \rho b$. Selain itu SNI mensyaratkan $M^+ \geq 50 \% M^-$ yang mana dapat dianggap $\rho' = 0,50 \cdot \rho$ yaitu $\rho' = 0,50 \cdot (0,50 \rho b) = 0,25 \rho b$.



Gambar 5.36 Konsep Redistribusi Momen

5.16.2 Rekapitulasi Momen Balok

Rekapitulasi momen balok dan gaya geser dari SAP2000 dapat dilihat di halaman selanjutnya.

Tabel 5.42 Rekapitulasi Momen dan Gaya Geser Balok dari SAP2000

Kode Balok	Tumpuan (kNm)		Lapangan (kNm)		Vu (kN) (1.2D+1L)	
	M-	M+	M-	M+	Ujung	Tengah
B1X	375,1984	63,6055	28,3329	210,7469	148,885	66,967
B1Y	403,8182	122,6694	91,6998	236,7205	171,066	102,623
B2X	370,2731	181,9751	504,4803	189,3841	60,748	122,957
B2Y	88,7996	31,6997	72,7446	33,1035	27,663	15,526
BA1X	170,4265	43,4288	10,5969	67,7639	58,411	11,766
BA2X	115,2254	8,6024	57,4104	25,063	49,502	36,038
BA1Y	118,567	34,7121	22,0266	43,5467	62,157	12,887
BA2Y	38,0141	17,0091	23,5954	13,0868	19,621	9,749

5.16.3 Perhitungan Distribusi Momen

Dalam merencanakan tulangan lentur, ada beberapa prasyarat yang harus dipenuhi:

1. Pada bagian joint momen nominal positif $> 50\%$ momen nominal negatif.
2. Momen nominal sepanjang balok $> 25\%$ momen nominal maksimum di ujung balok.

Adapun untuk contoh perhitungan redistribusi momen adalah sebagai berikut dan saya menggunakan perhitungan pada balok tipe B1X

1. Daerah tumpuan
 - a. $M^- = 375,1984 \text{ kNm}$
 - b. $M^+ = 63,6055 \text{ kNm}$
3. Daerah lapangan
 - a. $M^- = 28,3329 \text{ kNm}$
 - b. $M^+ = 210,7469 \text{ kNm}$
4. Total momen ($\sum M$)

$$= M^- + M^+$$

$$= 375,1984 + 63,6055$$

$$= 438,8093 \text{ kNm}$$
5. $50\% M^-$

$$= 50\% \times 375,1984$$

$$= 187,5992 \text{ kNm}$$

Dari data di atas diperoleh M^+ pada tumpuan sebesar 63,6055 kNm dan 50% M^- sebesar 187,5992 kNm, sehingga $M^+ < 50\% M^-$ maka dapat disimpulkan bahwa balok perlu redistribusi momen.

6. % Redis trial = 15%
7. Momen redistribusi = $M^- \times \% \text{ Redis trial}$
 $= 375,1984 \times 15\%$
 $= 56,2798 \text{ kNm}$
8. M^- setelah redistribusi = $M^- - \text{momen redistribusi}$
 $= 375,1984 - 56,2798$
 $= 318,9186 \text{ kNm}$
9. M^+ setelah redistribusi = $(M^+) + \text{momen redistribusi}$
 $= 63,6055 + 56,2798$
 $= 119,8853 \text{ kNm}$
10. $\sum M$ redistribusi = $M^- \text{ redistribusi} + M^+ \text{ redistribusi}$
 $= 318,9186 + 119,8853$
 $= 438,8093 \text{ kNm}$

Apabila $\sum M$ redistribusi = $\sum M$ sebelum redistribusi maka syarat $\sum M$ OK.

11. 50% M^- = $50\% \times 318,9186$
 $= 159,4593 \text{ kNm}$

Maka M^+ setelah redistribusi $< 50\% M^-$ sehingga cek syarat Tidak OK.

12. M^- desain tumpuan = 318,9186 kNm
13. M^+ desain tumpuan bergantung pada hasil cek syarat, apabila hasil menunjukkan OK, maka M^+ desain menggunakan M^+ redistribusi, apabila tidak memenuhi syarat maka $\frac{M^- \text{ desain tumpuan}}{2}$, dari cek syarat di atas maka tidak memenuhi sehingga M^+ desain = 159,4593 kNm
14. 25% M_{maks} = $25\% \times 318,9186$
 $= 79,7297 \text{ kNm}$
15. Apabila M^- Desain Lapangan menunjukan bahwa M^- Lapangan kurang dari sama dengan 25% M_{maks} maka digunakan M^- Desain Lapangan = 25% M_{maks} , sehingga M^- Desain Lapangan = 79,7297 kNm.

16. Sama halnya dengan M^+ Desain, maka M^+ Desain diperoleh 210,7469 kNm.
Berikut adalah hasil Rekap yang diperoleh untuk redistribusi momen

Tabel 5.43 Rekapitulasi Hasil Redistribusi Momen Balok Tumpuan

Kode Balok	Tumpuan (kNm)		% Trial	Momen Desain Tumpuan	
	M-	M+		Mu-	Mu+
B1X	375,1984	63,6055	15%	318,9186	159,4593
B1Y	403,8182	122,6694	15%	343,2455	183,2421
B2X	370,2731	181,9751	0%	370,2731	185,1366
B2Y	88,7996	31,6997	15%	75,4797	45,0196
BA1X	170,4265	43,4288	15%	144,8625	72,4313
BA2X	115,2254	8,6024	15%	97,9416	48,9708
BA1Y	118,5670	34,7121	15%	100,7820	52,4972
BA2Y	38,0141	17,0091	0%	38,0141	19,0071

Tabel 5.44 Rekapitulasi Hasil Redistribusi Momen Balok Lapangan

Kode Balok	Lapangan (kNm)		% Trial	Momen Desain Lapangan	
	M-	M+		Mu-	Mu+
B1X	28,3329	210,7469	15%	79,7297	210,7469
B1Y	91,6998	236,7205	15%	91,6998	236,7205
B2X	504,4803	189,3841	0%	504,4803	189,3841
B2Y	72,7446	33,1035	15%	72,7446	33,1035
BA1X	10,5969	67,7639	15%	36,2156	67,7639
BA2X	57,4104	25,0630	15%	57,4104	25,0630
BA1Y	22,0266	43,5467	15%	25,1955	43,5467
BA2Y	23,5954	13,0868	0%	23,5954	13,0868

5.17 Desain Tulangan Lentur Balok

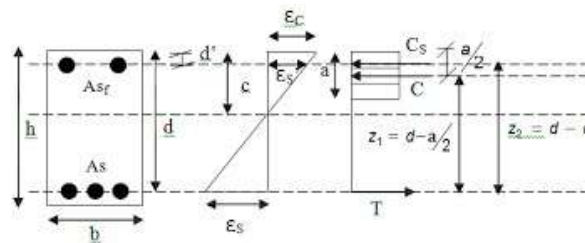
Pada perhitungan kali ini, kami menggunakan B1X lantai sebagai contoh perhitungan. Adapun untuk perhitungan balok lainnya sama, hanya berbeda pada

nilai momen, penentuan dimensi, dan penggunaan jumlah tulangan yang dipakai dan momen yang dipakai ada perhitungan desain lentur ialah momen hasil redistribusi dan desain momen.

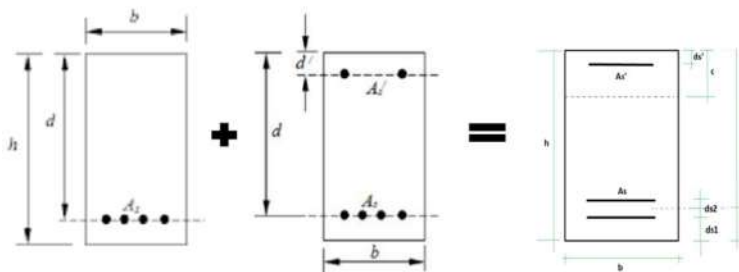
5.17.1 Desain Tulangan Lentur Daerah Tumpuan

Diketahui data-data sebagai berikut.

F_y	$= 420 \text{ MPa}$
F'_c	$= 25 \text{ MPa}$
M_u^+	$= 159,4593 \text{ kNm}$
M_u^-	$= 318,9186 \text{ kNm}$
E_s	$= 200000$
ϵ_c	$= 0,003$
ϕ	$= 0,9$
Dpokok	$= 22 \text{ mm}$
Dsengkang	$= 13 \text{ mm}$
Penutup beton	$= 40 \text{ mm}$
Jarak vertikal tulangan	$= 25 \text{ mm}$
<i>Overstrength factor</i>	$= 1,25$



Gambar 5.37 Diagram Tegangan Regangan Balok



Gambar 5.38 Komponen Tulangan Pada Balok

Karena yang akan dihitung adalah balok pada daerah tumpuan maka yang ditinjau adalah momen negatif.

1. Estimasi dimensi

Penentuan dimensi balok dilakukan dengan perhitungan di bawah ini.

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{Mu}{\phi} \\ &= \frac{318,9186}{0,9} \\ &= 354,3540 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_y &= \frac{F_y}{E_s} \\ &= \frac{420}{200000} \\ &= 0,0021 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m &= \frac{F_y}{0,85 \times F'_{rc}} \\ &= \frac{420}{0,85 \times 25} \\ &= 19,7647 \end{aligned}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{\beta_1}{m} \times \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \epsilon_y} \\ &= \frac{0,85}{19,7647} \times \frac{0,003}{0,003 + 0,0021} \\ &= 0,0253 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_b &= \rho_b \times F_y \times (1 - (0,5 \times \rho_b \times m)) \\ &= 0,0253 \times 420 \times (1 - (0,5 \times 0,0253 \times 19,7647)) \\ &= 7,9688 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_m &= 0,75 \times R_b \\ &= 0,75 \times 7,9688 \\ &= 5,9766 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b_{\text{perlu}} &= \sqrt[3]{\frac{M_n}{4 \times R_m}} \\ &= \sqrt[3]{\frac{354,3540}{4 \times 5,9766}} \\ &= 245,6454 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 h_{\text{perlu}} &= 2b \\
 &= 2 \times 245,6454 \\
 &= 491,2908 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

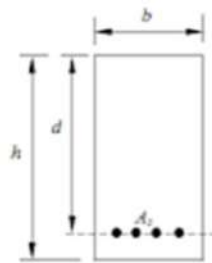
Adapun untuk syarat b dan h pakai adalah harus lebih besar dari b dan h perlu.

Maka diambil dimensi untuk BIX adalah sebagai berikut

$$b_{\text{pakai}} = 350 \text{ mm}$$

$$h_{\text{pakai}} = 650 \text{ mm}$$

2. Komponen tulangan sebelah



Gambar 5.39 Komponen Tulangan Sebelah

1) Cek syarat M_u^+

Pada BIX diketahui bahwa nilai momen negatif dan positif sebagai berikut.

$$M_u^- = 318,9186 \text{ kNm}$$

$$50\%M_u^- = 50\% \times 318,9186$$

$$= 159,4593 \text{ kNm}$$

$$M_u^+ = 159,4593 \text{ kNm}$$

Maka dapat disimpulkan bahwa $M_u^+ \geq 50\% M_u^-$ dan sudah memenuhi persyaratan SPRMK pada daerah tumpuan dan diambil nilai c sebesar 0,1 karena hampir sama.

2) Kontrol tegangan baja

$$c_{\text{pakai}} = 0,1$$

$$R1 = c \times Rb$$

$$= 0,1 \times 7,9688$$

$$= 0,7969$$

$$M_n = R_1 \times b_{pakai} \times h_{pakai}^2$$

$$= 0,7969 \times 350 \times 650^2$$

$$= 117837890,6250 \text{ Nmm}$$

$$d_s = P_b + D_{sengkang} + D_{pokok} + (0,5 \times \text{jarak vertikal tul.})$$

$$= 40 + 13 + 15 + (0,5 \times 25)$$

$$= 87,5 \text{ mm}$$

$$d = h - d_s$$

$$= 650 - 87,5$$

$$= 562,5 \text{ mm}$$

Selanjutnya adalah mencari nilai a dengan persamaan di bawah ini.

$$M_n = C_c \times (d - (0,5 \times a))$$

$$M_n = 0,85 \times F'_c \times a \times b \times (d - (0,5 \times a))$$

$$117837890,6250 = 0,85 \times 25 \times a \times 350 \times (562,5 - (0,5 \times a))$$

$$117837890,6250 = 4183593,75a - 3718,75a^2$$

$$3718,75a^2 - 4183593,75a + 117837890,6250 = 0$$

Maka dengan persamaan kuadrat rumus abc kita dapat mencari nilai a.

$$a_1 = \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$= \frac{-(-4183593,75) + \sqrt{(-4183593,75)^2 - (43718,75 \times 117837890,6250)}}{2 \times 3718,75}$$

$$= 28,9096 \text{ mm}$$

$$a_2 = \frac{-b - \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$= \frac{-(-4183593,75) - \sqrt{(-4183593,75)^2 - (43718,75 \times 117837890,6250)}}{2 \times 3718,75}$$

$$= 1096,0904 \text{ mm}$$

Dari dua perhitungan di atas didapat nilai a pakai sebesar

$$a_{pakai} = 28,9096 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$= \frac{28,9096}{0,85}$$

$$= 34,0113 \text{ mm}$$

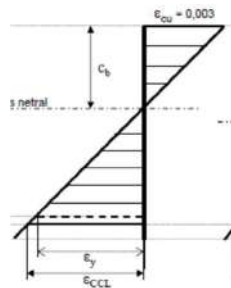
Cek syarat regangan baja desak

$$\epsilon_s = \frac{d-c}{c} \times 0,003$$

$$= \frac{562,5-34,0113}{34,0113} \times 0,003$$

$$= 0,0466$$

$$\epsilon_y = 0,0021$$



Gambar 5.40 Diagram Regangan Balok

Didapat nilai $\epsilon_s > \epsilon_y$, maka baja tarik sudah leleh.

$$F_s = \epsilon_s \times E_s$$

$$= 0,0466 \times 200000$$

$$= 9323,1855 \text{ MPa}$$

Tegangan baja yang dipakai adalah atau sama dengan nilai F_y dikarenakan baja tarik sudah leleh. Selanjutnya untuk mengetahui jumlah tulangan maka dapat digunakan perhitungan di bawah ini.

$$T_s = c \times c$$

$$T_s = 0,85 \times F'_c \times a \times b$$

$$A_s \times F_y = 0,85 \times F'_c \times a \times b$$

$$A_s \text{ perlu} = \frac{0,85 \times F'_c \times a \times b}{F_y}$$

$$= \frac{0,85 \times 25 \times 28,9096 \times 350}{420}$$

$$= 511,9403 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 A_l \text{ tulangan} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D_{\text{pokok}}^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 25^2 \\
 &= 380,1327 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Jumlah tulangan perlu

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{A_s \text{ perlu}}{A_l \text{ tulangan}} \\
 &= \frac{511,9403}{380,1327} \\
 &= 1,3467 \text{ buah} = 2 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_s' &= n \times A_l \text{ tulangan} \\
 &= 2 \times 380,1327 \\
 &= 760,2654 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_s' &= A_s' \times F_y \\
 &= 760,2654 \times 420 \\
 &= 319311,4773 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$T_s' = 0,85 \times F'_c \times a \times b$$

$$\begin{aligned}
 a' &= \frac{T_s'}{0,85 \times F'_c \times b} \\
 &= \frac{319311,4773}{0,85 \times 25 \times 350} \\
 &= 42,9326 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

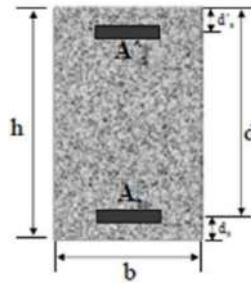
$$\begin{aligned}
 c' &= \frac{a'}{\beta_1} \\
 &= \frac{42,9326}{0,85} \\
 &= 50,5090 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \epsilon_s' &= \frac{d - c'}{c'} \times 0,003 \\
 &= \frac{562,5 - 50,5090}{50,5090} \times 0,003 \\
 &= 0,0304
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{n1} &= cc \times (d - (0,5 \times a)) \\
 &= 0,85 \times 25 \times 350 \times 42,9326 \times (562,5 - (0,5 \times 28,9096)) \\
 &= 172758264,3375 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

3. Komponen tulangan rangkap

Langkah selanjutnya adalah menghitung kebutuhan tulangan rangkap. Adapun kebutuhan tulangan rangkap dapat diketahui melalui perhitungan berikut.



Gambar 5.41 Komponen Tulangan Rangkap

$$\begin{aligned}
 M_{n2} &= M_n - M_{n1} \\
 &= 354,3540 \times 10^6 - 172758264,3375 \\
 &= 181595780,1070 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d_{s'} &= P_b + D_{\text{sengkang}} + \frac{D_{\text{pokok}}}{2} \\
 &= 40 + 13 + \frac{22}{2} \\
 &= 64 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d &= h - d_{s'} \\
 &= 650 - 87,5 \\
 &= 562,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$M_{n2} = c c \times (d - d_{s'})$$

$$A_{s'} \times F_y = \frac{M_{n2}}{d - d_{s'}}$$

$$\begin{aligned}
 A_{s'} \text{ perlu} &= \frac{\frac{M_{n2}}{d - d_{s'}}}{F_y} \\
 &= \frac{\frac{181595780,1070}{562,5 - 60}}{420} \\
 &= 867,3438 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$A_l \text{ tulangan} = \frac{1}{4} \times \pi \times D_{\text{pokok}}^2$$

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times 22^2$$

$$= 380,1327 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah tul.} = \frac{As'_{\text{perlu}}}{Al_{\text{tulangan}}}$$

$$= \frac{867,3438}{380,1327}$$

$$= 2,2817 = 3 \text{ buah}$$

4. Cek momen nominal negatif

Untuk mengecek nilai momen negatif perlu dilakukan beberapa langkah perhitungan yang dapat dilihat di bawah ini.

Konfigurasi tulangan yang dipakai

- 1) Atas (tarik) = komponen tulangan sebelah + rangkap
 $= 2 + 3$
 $= 5 \text{ buah}$
- 2) Bawah (tekan) = komponen tulangan rangkap
 $= 3 \text{ buah}$

Lalu selanjutnya menentukan titik berat tulangan tarik atau ds

Konfigurasi tulangan tarik

Jumlah pada baris 1 = 3 buah

Jumlah pada baris 2 = 2 buah

Jarak antar baris = Jarak vertikal tulangan + Dpokok
 $= 25 + 22 + 4$
 $= 51 \text{ mm}$

x1 = Pb + Dsenggang + $\frac{Dpokok}{2}$
 $= 40 + 13 + \frac{22}{2}$
 $= 64 \text{ mm}$

x2 = x1 + jarak antar baris
 $= 64 + 51$
 $= 115 \text{ mm}$

As1 = jumlah tul. Pada baris 1 x Al tulangan

$$\begin{aligned}
 &= 3 \times 380,1327 \\
 &= 1140,3981 \text{ mm}^2 \\
 \text{As2} &= \text{jumlah tulangan pada baris 2} \times \text{Al tulangan} \\
 &= 2 \times 380,1327 \\
 &= 760,2654 \text{ mm}^2 \\
 \text{As1.x1} &= 1140,3981 \times 64 \\
 &= 72985,4805 \text{ mm}^3 \\
 \text{As2.x2} &= 760,2654 \times 115 \\
 &= 87430,5235 \text{ mm}^3 \\
 \text{ds} &= \frac{\text{As1.x1} + \text{As2.x2}}{\text{A1} + \text{A2}} \\
 &= \frac{72985,4805 + 87430,5235}{1140,3981 + 760,2654} \\
 &= 84,4 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Cek jarak tulangan horizontal

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{bpaka - (2xP) - (2Dsengakang) - (nxDpokok)}{n-1} \\
 &= \frac{650 - (2x40) - (2x13) - (2x22)}{3-1} \\
 &= 89 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Lalu selanjutnya menentukan titik berat tulangan tekan atau ds'

Konfigurasi tulangan tarik

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah pada baris 1} &= 3 \text{ buah} \\
 \text{Jarak antar baris} &= \text{jarak vertikal tulangan} + \text{Dpokok} \\
 &= 25 + 22 + 4 \\
 &= 51 \\
 \text{x1} &= \text{Pb} + \text{Dsengakang} + \frac{\text{Dpokok}}{2} \\
 &= 40 + 13 + \frac{22}{2} \\
 &= 64 \text{ mm} \\
 \text{As1} &= \text{jumlah tul. pada baris 1} \times \text{Al tulangan} \\
 &= 3 \times 380,1327 \\
 &= 1140,3981 \text{ mm}^2 \\
 \text{As1.x1} &= 1140,3981 \times 64
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 72985,4805 \\
 ds &= \frac{As_1 \cdot x_1 + As_2 \cdot x_2}{A_1 + A_2} \\
 &= \frac{72985,4805 + 0}{64 + 0} \\
 &= 64 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Cek jarak tulangan horizontal

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{bpakai - (2xPb) - (2Dsengakang) - (nxDpokok)}{n-1} \\
 &= \frac{650 - (2x40) - (2x13) - (2x22)}{3-1} \\
 &= 89 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Lalu selanjutnya masuk ke perhitungan momen nominal negatif atai M_n^-

$$\begin{aligned}
 ds &= 84 \text{ mm} \\
 ds' &= 64 \text{ mm} \\
 d &= h - ds \\
 &= 650 - 84,4 \\
 &= 565,6 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 As \text{ pakai} &= \text{jumlah tul. tarik} \times A_l \text{ tulangan} \\
 &= 5 \times 380,1327 \\
 &= 1900,6636 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 As' \text{ pakai} &= \text{jumlah tul. tekan} \times A_l \text{ tulangan} \\
 &= 3 \times 380,1327 \\
 &= 1140,3981 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Persamaan keseimbangan gaya-gaya horizontal ($\sum H = 0$)

$$\begin{aligned}
 T_s &= c c + c s \\
 As \times F_y &= (0,85 \times F'_c \times c \times \beta_1 \times bpakai) + (As' \times (\epsilon_c \times \frac{c-ds'}{c}) \times E_s) \\
 1900,6636 \times 420 &= (0,85 \times 25 \times c \times 0,85 \times 650) + (1140,3981 \times (0,003 \times \frac{c-64}{c}) \times 200000)
 \end{aligned}$$

Sama seperti cara sebelumnya, nilai c atau garis netral dihitung dengan persamaan kuadrat rumus ABC. Maka didapat nilai c sebesar

$$c = 92,735 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 a &= c \times \beta_1 \\
 &= 92,735 \times 0,85 \\
 &= 78,8248 \text{ mm} \\
 F_s &= \epsilon_c \times \left(\frac{c-ds'}{c} \right) \times E_s \\
 &= 0,003 \times \left(\frac{92,8248-}{92,8248} \right) \times 200000 \\
 &= 185,9170 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$M_n = c c \times \left(d - \frac{a}{2} \right) + (c s (d s - d s'))$$

$$\begin{aligned}
 C_c &= 0,85 \times F'_c \times a \times b \\
 &= 0,85 \times 25 \times 78,8248 \times 350 \\
 &= 586259,2859 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_s &= A_s' \times F_s \\
 &= 1140,3981 \times 185,9170 \\
 &= 212019,4073 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Lengan 1} &= d - (0,5 \times a) \\
 &= 565,6 - (0,5 \times 78,8248) \\
 &= 526,1876 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Lengan 2} &= d - d s' \\
 &= 565,6 - 64 \\
 &= 501,6 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= 586259,2859 \times 526,1876 + 212019,4073 \times 501,6 \\
 &= 414831307,8327 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

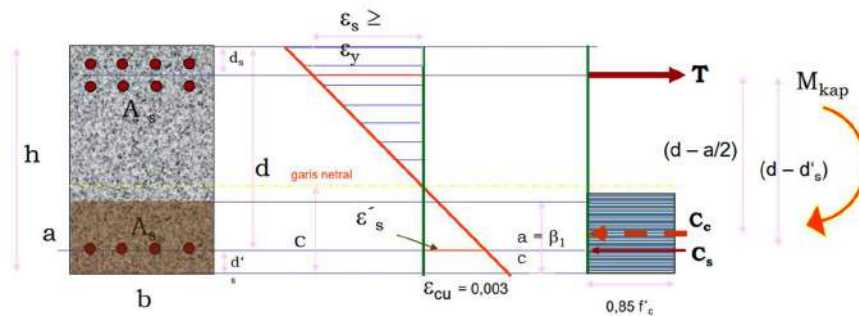
Lalu selanjutnya menentukan nilai reduksi yaitu dengan syarat $\epsilon_t > 0,005$

$$\begin{aligned}
 \epsilon_t &= \frac{(H - P_b - D_{sengakang} - \frac{D_{poko}}{2}) \times 0,003}{c} \times 0,003 \\
 &= \frac{(650 - 40 - 13 - \frac{22}{2}) \times 0,003}{92,7350} \\
 &= 0,0160
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= 0,9 \times M_n \\
 &= 0,9 \times 414831307,8327 \\
 &= 373348177,0494 \text{ Nmm} = 373,3482 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\phi M_n > M_u^-$$

$$373,3482 > 334,9174 \text{ kNm}$$



Gambar 5.42 Penampang Lintang Ujung Balok Kapasitas Momen Negatif

5. Cek momen kapasitas negatif

Untuk mengecek nilai momen kapasitas negatif perlu dilakukan beberapa langkah perhitungan yang dapat dilihat di bawah ini.

$$d_s = 84,4 \text{ mm}$$

$$d_s' = 64 \text{ mm}$$

$$d = h - d_s$$

$$= 650 - 84,4$$

$$= 565,6 \text{ mm}$$

$$A_s \text{ pakai} = \text{jumlah tul. tarik} \times A_l \text{ tulangan}$$

$$= 5 \times 380,1327$$

$$= 1900,6636 \text{ mm}^2$$

$$A_s' \text{ pakai} = \text{jumlah tul. tarik} \times A_l \text{ tulangan}$$

$$= 3 \times 380,1327$$

$$= 1140,3981 \text{ mm}^2$$

Persamaan keseimbangan gaya-gaya horizontal ($\sum H = 0$)

$$T_s = C_c + C_s$$

$$A_s \times F_y \times \text{Overstrenght factor} = (0,85 \times F'_c \times c \times \beta_1 \times b_{\text{pakai}}) + (A_s' \times \epsilon_c \times \left(\frac{c-d_s'}{c}\right) \times E_s)$$

$$1900,6636 \times 420 \times 1,25 = (0,85 \times 25 \times c \times 0,85 \times 350) + (1140,3981 \times (0,003 \times (\frac{c-6}{c}) \times 200000))$$

$$c = 111,6491 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} a &= c \times \beta_1 \\ &= 111,6491 \times 0,85 \\ &= 94,9018 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_s &= \epsilon_c \times (\frac{c-ds'}{c}) \times E_s \\ &= 0,003 \times \frac{111,6491-}{111,6491} \times 200000 \\ &= 256,0654 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$M_n = c_c \times (d - \frac{a}{2}) + (c_s (d_s - d_s'))$$

$$\begin{aligned} C_c &= 0,85 \times F'_c \times a \times b \\ &= 0,85 \times 25 \times 94,9018 \times 350 \\ &= 705831,8632 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_s &= A_s' \times F_s \\ &= 1140,3981 \times 256,0654 \\ &= 292016,5034 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lengan 1} &= d - (0,5 \times a) \\ &= 565,6 - (0,5 \times 94,9018) \\ &= 518,1491 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lengan 2} &= d - d_s' \\ &= 565,6 - 64 \\ &= 501,6 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{kap} &= 705831,8632 \times 518,1491 + 292016,5034 \times 501,6 \\ &= 512201635,7880 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Lalu selanjutnya menentukan nilai reduksi yaitu dengan syarat $\epsilon_t > 0,005$

$$\begin{aligned} \epsilon_t &= \frac{(H - P_b - D_{sengka} \frac{D_{pokok}}{2}) \times 0,003}{c} \times 0,003 \\ &= \frac{(650 - 40 - 13 - \frac{22}{2}) \times 0,003}{111,6491} \\ &= 0,0127 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_{kap} &= 0,9 \times 512201635,7880 \\
 &= 460981472,2092 \text{ Nmm} \\
 &= 460,9815 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

6. Cek momen nominal positif

Untuk mengecek nilai momen negatif perlu dilakukan beberapa langkah perhitungan yang dapat dilihat di bawah ini.

Konfigurasi tulangan yang dipakai

- 1) Atas (tekan) = komponen tulangan sebelah + rangkap
 $= 2 + 3$
 $= 5$ buah
- 2) Bawah (tarik) = komponen tulangan rangkap
 $= 3$ buah

Lalu selanjutnya menentukan titik berat tulangan tarik atau ds

Konfigurasi tulangan tarik

$$\text{Jumlah pada baris 1} = 3 \text{ buah}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak antar baris} &= \text{Jarak vertikal tulangan} + D_{pokok} \\
 &= 25 + 22 + 4 \\
 &= 51 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 x1 &= P_b + D_{senggang} + \frac{D_{pokok}}{2} \\
 &= 40 + 13 + \frac{22}{2} \\
 &= 64 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{s1} &= \text{jumlah tul. Pada baris 1} \times A1 \text{ tulangan} \\
 &= 3 \times 380,1327 \\
 &= 1140,3981 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{s1} \cdot x1 &= 1140,3981 \times 64 \\
 &= 72985,4805 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d_s &= \frac{A_{s1} \cdot x1 + A_{s2} \cdot x2}{A1 + A2} \\
 &= \frac{72985,4805 + 0}{1140,3981} \\
 &= 64 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Cek jarak tulangan horizontal

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{b_{pakai} - (2xPb) - (2Dsengkang) - (nxDpokok)}{n-1} \\
 &= \frac{650 - (2x40) - (2x13) - (2x22)}{3-1} \\
 &= 89 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Lalu selanjutnya menentukan titik berat tulangan tekan atau ds'

Konfigurasi tulangan tarik

$$\text{Jumlah pada baris 1} = 3 \text{ buah}$$

$$\text{Jumlah pada baris 2} = 2 \text{ buah}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak antar baris} &= \text{Jarak vertikal tulangan} + D_{pokok} \\
 &= 25 + 22 + 4 \\
 &= 51 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 x1 &= Pb + D_{sengkang} + \frac{D_{pokok}}{2} \\
 &= 40 + 13 + \frac{22}{2} \\
 &= 64 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 x2 &= x1 + \text{jarak antar baris} \\
 &= 64 + 51 \\
 &= 115 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 As1 &= \text{jumlah tul. Pada baris 1} \times A1 \text{ tulangan} \\
 &= 3 \times 380,1327 \\
 &= 1140,3981 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 As2 &= \text{jumlah tulangan pada baris 2} \times A1 \text{ tulangan} \\
 &= 2 \times 380,1327 \\
 &= 760,2654 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 As1.x1 &= 1140,3981 \times 64 \\
 &= 72985,4805 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 As2.x2 &= 760,2654 \times 115 \\
 &= 87430,5235 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

$$ds = \frac{As1.x1 + As2.x2}{A1 + A2}$$

$$= \frac{72985,4805 + 87430,5235}{1140,3981 + 760,2654}$$

$$= 84,4 \text{ mm}$$

Cek jarak tulangan horizontal

$$S = \frac{b_{pakai} - (2xP) - (2Dsengakang) - (nxDpokok)}{n-1}$$

$$= \frac{650 - (2x40) - (2x13) - (2x22)}{3-1}$$

$$= 89 \text{ mm}$$

Lalu selanjutnya masuk ke perhitungan momen nominal positif atau M_n^+

$$d_s = 64 \text{ mm}$$

$$d_s' = 84,4$$

$$d = h - d_s$$

$$= 350 - 64$$

$$= 586 \text{ mm}$$

$$A_s \text{ pakai} = \text{jumlah tul. tarik} \times A_l \text{ tulangan}$$

$$= 3 \times 380,1723$$

$$= 1140,1981 \text{ mm}^2$$

$$A_s' \text{ pakai} = \text{jumlah tul. tekan} \times A_l \text{ tulangan}$$

$$= 5 \times 380,1723$$

$$= 1900,6636 \text{ mm}^2$$

Persamaan keseimbangan gaya-gaya horizontal ($\sum H = 0$)

$$T_s = c c + c s$$

$$A_s \times F_y = (0,85 \times F' c \times c \times \beta_1 \times b_{pakai}) + (A_s' \times (\epsilon_c \times \frac{c - d_s'}{c}) \times E_s)$$

$$1140,1981 \times 420 = (0,85 \times 25 \times c \times 0,85) + (1900,6636 \times (0,003 \times \frac{c - d_s'}{c}) \times 200000)$$

Sama seperti cara sebelumnya, nilai c atau garis netral dihitung dengan persamaan kuadrat rumus ABC. Maka didapat nilai c sebesar

$$c = 81,7076 \text{ mm}$$

$$a = c \times \beta_1$$

$$= 81,7076 \times 0,81$$

$$= 69,4515 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} F_s &= \epsilon_c \times \left(\frac{c-ds'}{c} \right) \times E_s \\ &= 0,003 \times \left(\frac{81,7076-84,4}{81,7076} \right) \times 200000 \\ &= -19,7710 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$M_n = C_c \times \left(d - \frac{a}{2} \right) + (C_s (d_s - d_s'))$$

$$\begin{aligned} C_c &= 0,85 \times F'_c \times a \times b \\ &= 0,85 \times 25 \times 69,4515 \times 350 \\ &= 516545,2274 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_s &= A_s' \times F_s \\ &= 1900,6636 \times (-19,7710) \\ &= -37578,0114 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lengan 1} &= d - (0,5 \times a) \\ &= 586 - (0,5 \times 69,4515) \\ &= 551,2743 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lengan 2} &= d - d_s' \\ &= 586 - 84,4 \\ &= 501,6 \text{ mm} \end{aligned}$$

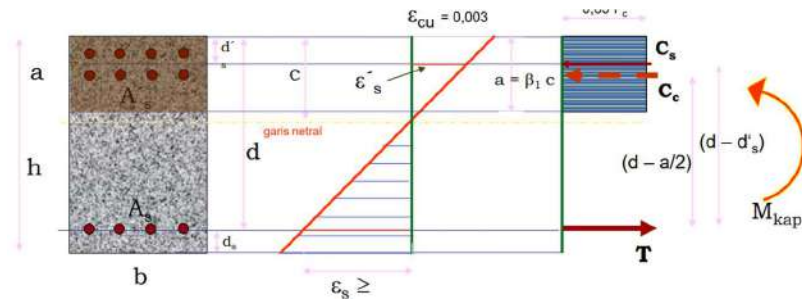
$$\begin{aligned} M_n &= 516545,2274 \times 551,2743 - (-37578,0114) \times 501,6 \\ &= 265908962,8417 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Lalu selanjutnya menentukan nilai reduksi yaitu dengan syarat $\epsilon_t > 0,005$

$$\begin{aligned} \epsilon_t &= \frac{(H - P_b - D_{sengkang} - \frac{D_{pokok}}{2}) \times 0,003}{c} \times 0,003 \\ &= \frac{(650 - 40 - 13 - \frac{22}{2}) \times 0,003}{81,7076} \\ &= 0,0185 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0,9 \times M_n \\ &= 0,9 \times 265908962,8417 \\ &= 239318066,5576 \text{ Nmm} = 239,3181 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &> M_u^+ \\ 239,9181 &> 159,45932 \end{aligned}$$



Gambar 5.43 Penampang Lintang Ujung Balok Kapasitas Momen Positif

7. Cek momen kapasitas positif

Untuk mengecek nilai momen kapasitas negatif perlu dilakukan beberapa langkah perhitungan yang dapat dilihat di bawah ini.

$$d_s = 64 \text{ mm}$$

$$d_s' = 84,4 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} d &= h - d_s \\ &= 650 - 64 \\ &= 586 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ pakai} &= \text{jumlah tul. tarik} \times A_l \text{ tulangan} \\ &= 3 \times 380,1723 \\ &= 1140,3981 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s' \text{ pakai} &= \text{jumlah tul. tarik} \times A_l \text{ tulangan} \\ &= 5 \times 380,1723 \\ &= 1900,6636 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Persamaan keseimbangan gaya-gaya horizontal ($\sum H = 0$)

$$T_s = C_c + C_s$$

$$A_s \times F_y \times \text{Overstrenght factor} = (0,85 \times F'_c \times c \times \beta_1 \times b_{\text{pakai}}) + (A_s' \times \epsilon_c \times \left(\frac{c-d_s}{c}\right) \times E_s)$$

$$\begin{aligned} 1140,3981 \times 420 \times 1,25 &= (0,85 \times 25 \times c \times 0,85 \times 350) + (1900,6636 \\ &\quad \times (0,003 \times \left(\frac{c-d_s'}{c}\right) \times 200000) \end{aligned}$$

$$c = 87,7727 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 a &= c \times \beta_1 \\
 &= 87,7727 \times 0,85 \\
 &= 74,6068 \text{ mm} \\
 F_s &= \epsilon_c \times \left(\frac{c-ds'}{c} \right) \times E_s \\
 &= 0,003 \times \left(\frac{87,7727 - 4}{87,7727} \right) \times 200000 \\
 &= 23,0555 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= c c \times \left(d - \frac{a}{2} \right) + (c s (d s - d s')) \\
 C_c &= 0,85 \times F'_c \times a \times b \\
 &= 0,85 \times 25 \times 74,6068 \times 350 \\
 &= 554888,2872 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_s &= A_s' \times F_s \\
 &= 1900,6636 \times 23,0555 \\
 &= 43820,7328 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Lengan 1} &= d - (0,5 \times a) \\
 &= 586 - (0,5 \times 74,6068) \\
 &= 548,6966 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Lengan 2} &= d - d s' \\
 &= 586 - 84,4 \\
 &= 501,6 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{kap} &= 554888,2872 \times 548,6966 + 43820,7328 \times 501,6 \\
 &= 326445788,2016 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Lalu selanjutnya menentukan nilai reduksi yaitu dengan syarat $\epsilon_t > 0,005$

$$\begin{aligned}
 \epsilon_t &= \frac{\left(H - P_b - D_{sengka} \frac{D_{pokok}}{2} \right) \times 0,003}{c} \times 0,003 \\
 &= \frac{\left(650 - 40 - 13 - \frac{22}{2} \right) \times 0,003}{87,7727} \\
 &= 0,0172
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_{kap} &= 0,9 \times 326445788,2016 \\
 &= 293801209,3814 \text{ Nmm} \\
 &= 293,8012 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

8. Cek rasio tulangan

Untuk mengecek apakah jumlah tulangan yang digunakan berlebih atau tidak maka dapat dilakukan perhitungan cek rasio tulangan. Adapun perhitungannya dapat dilihat pada perhitungan di bawah ini.

1) Cek rasio tulangan atas

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 0,364 \times \beta_1 \times \frac{F_{tc}}{F_y} \\ &= 0,364 \times 0,85 \times \frac{25}{420} \\ &= 0,0184\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{pakai}} &= \frac{A_s}{b \times d} \\ &= \frac{1140,3981}{350 \times 565,6} \\ &= 0,0096\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\min 1} &= \frac{1,4}{F_y} \\ &= \frac{1,4}{420} \\ &= 0,0033\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\min 2} &= \frac{\sqrt{F_{tc}}}{4 \times F_y} \\ &= \frac{\sqrt{25}}{4 \times 420} \\ &= 0,0030\end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = 0,0033 \text{ (diambil nilai terbesar)}$$

Maka rasio tulangan OK karena $\rho_{\min} < \rho_{\text{pakai}} < \rho_{\max}$

2) Cek rasio bawah

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 0,364 \times \beta_1 \times \frac{F_{tc}}{F_y} \\ &= 0,364 \times 0,85 \times \frac{25}{420} \\ &= 0,0184\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{pakai}} &= \frac{A_s}{b \times d} \\ &= \frac{1140,3981}{350 \times 565,6} \\ &= 0,0058\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{min1} &= \frac{1,4}{F_y} \\ &= \frac{1,4}{420} \\ &= 0,0033\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{min2} &= \frac{\sqrt{F_t c}}{4 \times F_y} \\ &= \frac{\sqrt{25}}{4 \times 420} \\ &= 0,0030\end{aligned}$$

$$\rho_{min} = 0,0033 \text{ (diambil nilai terbesar)}$$

Maka rasio tulangan OK karena $\rho_{min} < \rho_{pakai} < \rho_{max}$

9. Tulangann pakai

Maka dari beberapa perhitungan diatas, didapat untuk daerah atas atau momen negatif memakai tulangan dengan jumlah 5 tulangan berdiameter 22 atau 5D22 dan daerah bawah atau momen positif memakai tulangan dengan jumlah 3 tulangan berdiameter 22 atau 3D22

5.17.2 Desain Tulangan Lentur Daerah Lapangan

Adapun untuk daerah lapangan sendiri perhitungannya sama seperti pada perhitungan desain tulangan lentur daerah tumpuan. Hanya saja ketika menginput nilai momen dari hasil redistribusi dan desain momen, nilai momen positif menjadi nilai momen negatif dan sebaliknya. Selain itu, pada desain lentur daerah lapangan, jumlah tulangan pada daerah bawah lebih besar daripada daerah atas. Untuk jumlah tulangan B1X pada daerah lapangan daerah bawah berjumlah 4 buah dengan diameter 22 atau 4D22 dan daerah atas berjumlah 2 buah dengan diameter 2D22.

5.17.3 Desain Tulangan Lentur Balok Anak

Adapun untuk balok anak sendiri perhitungannya sama seperti pada perhitungan desain tulangan lentur pada balok induk. Hanya saja untuk balok anak menggunakan hanya tulangan sebelah dengan pertimbangan bahwa penumpuan beban lebih dipusatkan ke balok induk. Sehingga untuk balok anak pada B1X digunakan jumlah tulangan sebanyak 4 buah tulangan berdiameter 22 atau 4D22 pada sisi bawah dan 2 buah tulangan berdiameter 22 atau 2D22 pada sisi atas.

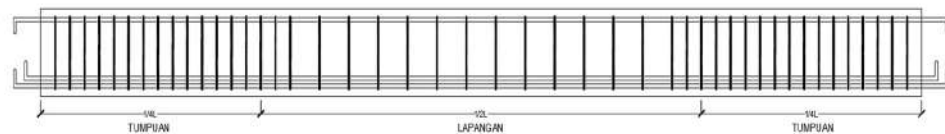
5.18 Desain Tulangan Susut Balok

Berikut merupakan analisis perhitungan tulangan geser pada B1.

1. $\rho = 0,002$
2. $A_{st} = 0,002 \times b \times h$
 $= 0,002 \times 350 \times 650$
 $= 455 \text{ mm}^2$
3. $D_{susut} = 13$
4. $A_l \text{ tul.} = \frac{1}{4} \times \pi \times D_{susut}^2$
 $= \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2$
 $= 132,7323 \text{ mm}^2$
5. $\text{Jml. Tulangan} = \frac{A_{st}}{A_l \text{ tul.}}$
 $= \frac{455}{132,7323}$
 $= 3,4279 \text{ buah} = 4 \text{ buah}$

Sehingga tulangan susut pada B1 adalah 4D13 untuk pemasangan tulangan susut hanya digunakan pada balok yang memiliki dimensi h sama dengan atau lebih dari 600 mm. penggunaan tulangan susut ini berguna untuk menambah kekuatan pada balok.

Adapun rekapitulasi perhitungan tulangan lentur dan susut balok adalah sebagai berikut.



Gambar 5.44 Prinsip Penulangan Balok

Tabel 5.45 Rekapitulasi Hasil Desain Tulangan Lentur pada Balok

No.	Kode Balok	Dimensi (mm)	Tul. Lentur Tumpuan		Tul. Lentur Lapangan		Tul. Susut
			Atas	Bawah	Atas	Bawah	
1	B1X	350 x 650	5D22	3D22	2D22	4D22	4D13
2	B1Y	350 x 600	5D22	3D22	2D22	4D22	4D13
3	B2X	400 x 700	6D22	3D22	7D22	9D22	4D13
4	B2Y	250 x 400	3D22	2D22	2D22	3D22	-
5	BA1X	250 x 450	2D22	4D22	2D22	4D22	-
6	BA2X	250 x 450	2D22	3D22	2D22	3D22	-
7	BA1Y	250 x 450	2D22	3D22	2D22	3D22	-
8	BA2Y	250 x 450	2D22	3D22	2D22	3D22	-

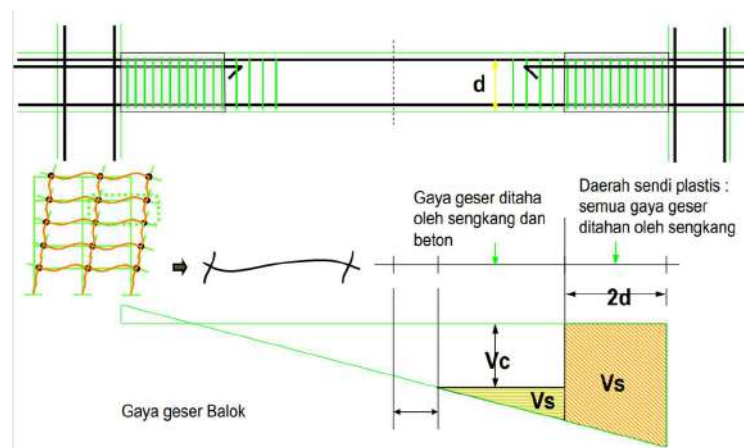
Tabel 5.46 Tulangan Lentur pada Balok Existing

No	Tipe	Dimensi (mm)	Tulangan Lentur Tumpuan		Tulangan Lentur Lapangan		Tulangan Susut
			Atas	Bawah	Atas	Bawah	
1	GA	400 x 800	10D22	5D22	5D22	5D22	4D16
2	GB	400 x 800	9D22	7D22	5D22	5D22	4D16
3	G0A	500 x 800	10D22	10D22	5D22	5D22	4D16
4	G0B	500 x 800	8D22	8D22	5D22	5D22	4D16
5	G1A	400 x 700	8D22	4D22	3D22	5D22	4D16
6	G1B	400 x 700	6D22	4D22	3D22	5D22	4D16
7	G2A	400 x 600	8D22	4D22	4D22	5D22	2D16
8	G2B	400 x 600	5D22	3D22	4D22	4D22	2D16
9	G2C	400 x 600	7D22	7D22	4D22	4D22	2D16
10	G3	350 x 700	8D22	4D22	4D22	4D22	4D13
11	G4A	350 x 600	7D22	7D22	4D22	4D22	2D13
12	G4B	350 x 600	5D22	5D22	3D22	3D22	2D13
13	G5	350 x 500	5D22	4D22	4D22	4D22	-
14	B1	250 x 600	6D19	3D19	3D19	4D19	2D10
15	B2	250 x 500	5D19	3D19	3D19	3D19	2D10
16	B3	250 x 400	3D19	3D19	3D19	3D19	-
17	B3	200 x 400	3D19	3D19	3D19	3D19	-
18	B4	200 x 300	3D16	3D16	3D16	3D16	-
19	B6	150 x 300	2D16	2D16	2D16	2D16	-

5.19 Desain Tulangan Geser Balok

Pada perhitungan tulangan geser menggunakan contoh perhitungan pada balok B1X. Dari hasil desain lentur balok diketahui data sebagai berikut.

1. b = 350 mm
2. h = 650 mm
3. d = 565,6 mm
4. L balok = 8000 mm
5. B kolom kanan = 500 mm
6. B kolom kiri = 500 mm
7. L_h = $L \text{ balok} - \frac{B \text{ kolom kanan}}{2} - \frac{B \text{ kolom kiri}}{2}$
 $= 8000 - \frac{500}{2} - \frac{500}{2}$
 $= 7500 \text{ mm}$
8. D_{pokok} = 22 mm
9. D_{senggang} = 13 mm
10. F'_c = 25 MPa
11. F_{ys} = 420 MPa
12. ϕ = 0,75
13. M_{Pr} = 373,3482 kNm



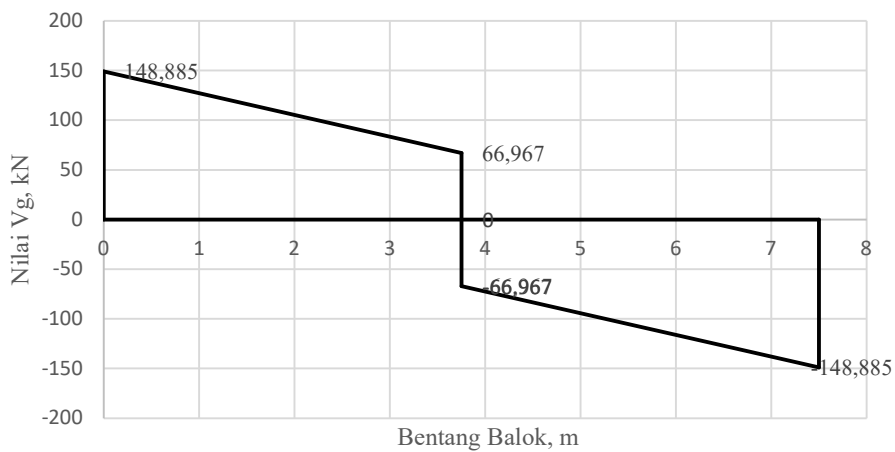
Gambar 5.45 Konsep Gaya Geser Balok

1. Nilai V_u

Diagram gaya geser hasil dari analisa struktur disuperposisikan dengan gaya geser hasil momen kapasitas dibagi dengan bentang balok. Dari hasil analisis struktur yang telah kami lakukan dengan menggunakan SAP2000, maka didapatkan data berikut:

a. Data V_g

- 1) V_g kiri = 148,8850 kN
- 2) V_g tengah kiri = -148,8850 kN
- 3) V_g kanan = 66,9670 kN
- 4) V_g tengah kanan = -66,970 kN



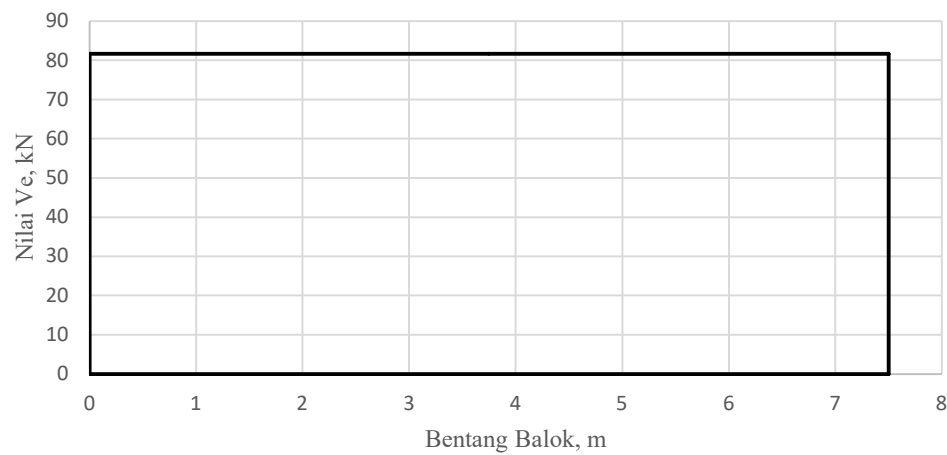
Gambar 5.46 Grafik V_g pada B1X

b. Menghitung V_e

$$M_{pr}^- = 373,3482 \text{ kNm}$$

$$M_{pr}^+ = 239,3181 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned}
 V_e &= \frac{M_{pr}^- + M_{pr}^+}{L_h} \\
 &= \frac{373,3482 + 239,3181}{7500} \\
 &= 81,6888 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

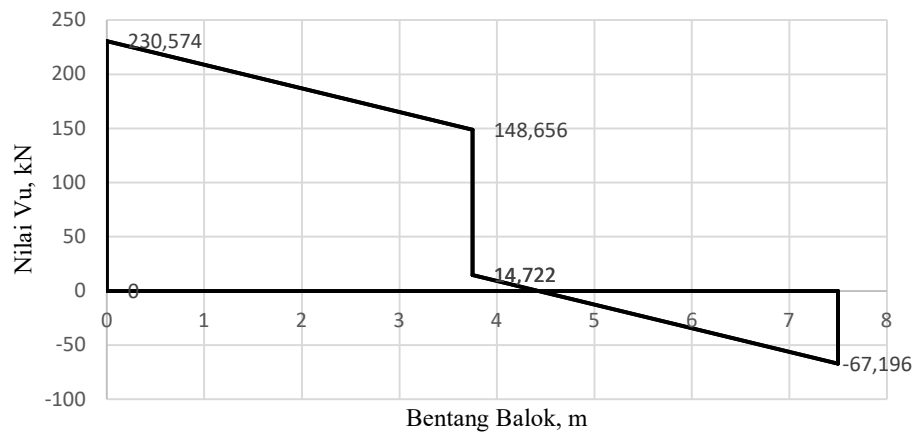


Gambar 5.47 Grafik Vu pada B1X

c. Menghitung Vu

$$\begin{aligned}
 1) \text{ Vu kiri} &= Vg \text{ kiri} + Ve \\
 &= 148,8850 + 81,6888 \\
 &= 230,5738 \text{ kN} \\
 2) \text{ Vu kanan} &= Vg \text{ kanan} + Ve \\
 &= -148,8850 + 81,6888 \\
 &= -67,1962 \text{ kN} \\
 3) \text{ Vu tengah kiri} &= Vg \text{ tengah kiri} + Ve \\
 &= 66,9670 + 81,6888 \\
 &= 1148,6558 \text{ kN} \\
 4) \text{ Vu tengah kanan} &= Vg \text{ tengah kanan} + Ve \\
 &= -66,9670 + 81,6888 \\
 &= 14,7218 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Sehingga didapatkan Grafik SFD Vu adalah sebagai berikut.



Gambar 5.48 Grafik Vu pada B1X

2. Desain Daerah Sendi Plastis

Diketahui data sebagai berikut:

$$\begin{aligned} Sh &= 2 \times h \text{ balok} \\ &= 2 \times 650 \\ &= 1300 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$Dsengkang = 13 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} A1D &= \frac{1}{4} \times \pi \times Dsengkang^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 \\ &= 132,7323 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$n = 1 \text{ kaki}$$

$$V_c = 0$$

Maka perhitungan daerah sendi plastis sebagai berikut:

$$V_u = 230,5738 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \frac{V_u}{\phi} &= \frac{230,5738}{0,75} \\ &= 307,4318 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} = 310,4158 \text{ kN}$$

$$\text{Sperlu} = \frac{n \times A_v \times f_{ys} \times d}{V_s \times 1000}$$

$$= \frac{1 \times 132,7323 \times 420 \times 565,6}{307,4318 \times 1000}$$

$$= 102,5620 \text{ mm}$$

Syarat jarak sengkang (S) pada daerah sendi plastis adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \text{Syarat 1} &= \frac{d}{4} \\ &= \frac{565,6}{4} \\ &= 141,4 \text{ mm} \\ \text{Syarat 2} &= 6 \times D_{\text{pokok}} \\ &= 6 \times 22 \\ &= 132 \text{ mm} \\ \text{Syarat 3} &= 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

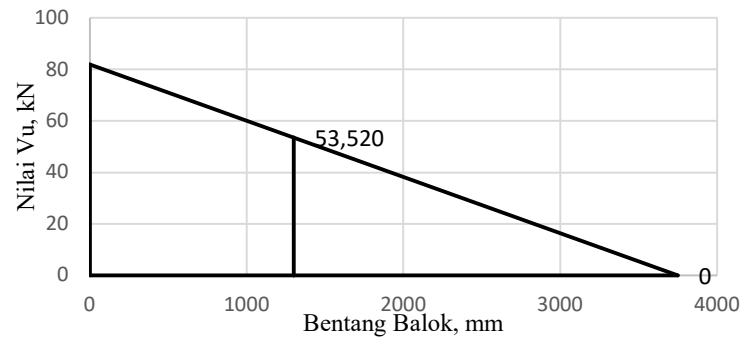
Jarak Maksimum Pakai yang akan digunakan dapat ditentukan dari ketiga syarat tersebut adalah dipilih syarat yang nilainya paling besar yaitu sebesar 132 mm

Dari perhitungan jarak sengkang perlu dan jarak sengkang maksimum, diambil nilai yang paling terkecil dari jarak pakai maksimum dan jarak perlu, maka diambil nilai 102,5620 mm dan dibulatkan ke bawah menjadi 100 mm. Maka disimpulkan bahwa tulangan menggunakan tulangan sengkang 1D13-100 mm.

3. Desain Daerah Luar Sendi Plastis

Pada prinsipnya, perhitungan tulangan geser daerah luar sendi plastis sama saja dengan daerah plastis. Akan tetapi, pada daerah non-plastis, beton dianggap tidak hancur sehingga beton masih mampu menahan gaya geser sebesar V_c . Maka perhitungan desain tulangan geser daerah luar sendi plastis adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} L_h - 2Sh &= 7500 - 2 \times 1300 \\ &= 4900 \text{ mm} \end{aligned}$$



Gambar 5.49 Grafik Nilai Vu pada Daerah Luar Sendi Plastis

V_u = nilai V_u didapatkan dari nilai V_u tengah kiri + nilai x

$$x = \frac{2450 \times 81,9180}{3750} \times 3650$$

$$= 53,520 \text{ kN}$$

$$V_u = 150,8939 + 53,520$$

$$= 202,1756 \text{ kN}$$

$$\frac{V_u}{\phi} = \frac{202,1756}{0,75}$$

$$= 269,5675 \text{ kN}$$

$$V_c = \frac{\frac{1}{6} \times \sqrt{f'c} \times b \times d}{1000}$$

$$= \frac{\frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 350 \times 565,6}{1000}$$

$$= 164,9667 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$= 269,5675 - 164,9667$$

$$= 104,6008 \text{ kN}$$

$$A_v = 132,7323 \text{ mm}^2$$

$$n = 1 \text{ kaki}$$

$$\text{Sperlu} = \frac{n \times A_v \times f_{ys} \times d}{V_s \times 1000}$$

$$= \frac{1 \times 132,7323 \times 240 \times 565,6}{104,6008 \times 1000}$$

$$= 301,4396 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak pakai} &= \frac{d}{2} \\
 &= \frac{565,6}{2} \\
 &= 282,8 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Dari perhitungan jarak sengkang perlu dan jarak sengkang maksimum, diambil nilai yang paling terkecil dan nilai jarak sengkang perlu dibulatkan menjadi 250 mm. Maka dapat bahwa tulangan menggunakan tulangan sengkang.

Untuk desain tulangan geser pada balok - balok induklainnya, perhitungannya sama seperti perhitungan diatas. Hal yang membedakan hanya nilai dimensi lebar dan tinggi balok, panjang bentang balok, dan nilai momen kapasitas negatif dan momen kapasitas positif dari balok tersebut. Adapun untuk balok anak, perhitungannya hampir sama seperti perhitungan tulangan geser pada balok induk dan hal yang membedakan adalah syarat – syarat perhitungan yang akan menentukan perhitungan tulangan geser pada balok anak. Rekapitulasi hasil perhitungan tulangan geser pada balok induk dan anak dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 5.47 Rekapitulasi Hasil Desain Tulangan Geser pada Balok

No.	Kode Balok	Tul. Geser	
		Sendi Plastis	Luar Sendi Plastis
1	B1X	D13-100	D13-250
2	B1Y	1,5D13-100	D13-250
3	B2X	D13-150	D13-100
4	B2Y	D13-100	D13-250
5	BA1X	D13-150	
6	BA2X	D13-150	
7	BA1Y	D13-150	
8	BA2Y	D13-150	

Tabel 5.48 Desain Tulangan Geser pada Balok *Existing*

No.	Kode Balok	Tul. Geser	
		Sendi Plastis	Luar Sendi Plastis
1	GA	2,5D10-100	2,5D10-150
2	GB	2,5D10-100	2,5D10-150
3	G0A	2,5D13-100	2,5D13-100
4	G0B	2D13-100	2D13-100
5	G1A	2D10-100	1,5D10-150
6	G1B	2D10-100	1,5D10-150
7	G2A	2D10-100	2D10-125
8	G2B	1,5D10-100	1,5D-125
9	G2C	2D10-100	1,5D10-125
10	G3	2D10-100	2D10-100
11	G4A	2D10-100	2D10-150
12	G4B	2D10-100	1,5D10-150
13	G5	1,5D10-100	1,5D-150
14	B1	1,5D10-100	1,5D-125
15	B2	1,5D10-75	1,5D10-100
16	B3	1,5D10-100	1,5D-125
17	B3	D10-100	D10-150
18	B4	D8-100	D8-150
19	B6	D8-100	D8-150

5.20 Konsep Desain Tulangan Kolom

Kolom adalah suatu komponen struktur yang menahan beban desak sentris, beban desak eksentris atau kombinasi beban desak sentris dan momen. Pada struktur beton, kolom merupakan bagian dari suatu struktur rangka. Dengan adanya hubungan kaku antara balok dan kolom atau kolom dengan fondasi, maka selain menahan gaya desak sentris pada kolom juga terdapat beban momen. Dalam hal ini

kolom menjadi penahan gaya desak eksentris. Berdasarkan posisi beban yang bekerja pada penampang melintang dibedakan menjadi:

1. Kolom dengan beban aksial desak sentris



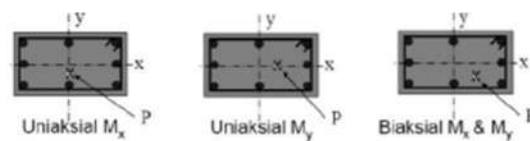
Gambar 5.50 Beban Aksial Desak Sentris

Beban P bekerja di pusat kolom dan tidak ada eksentrisitas atau $e = 0$.

2. Kolom dengan beban aksial eksentris

Beban P tidak bekerja di pusat kolom, tetapi bekerja dengan eksentrisitas e_x dan e_y . Jenis beban ini dapat diekivalensikan menjadi beban desak sentris dan beban momen yang sesuai. Berdasarkan eksentrisitas beban P , momen yang bekerja dapat berupa:

- a. Momen yang bekerja terhadap satu sumbu (x atau y) saja, disebut momen lentur uniaksial.
- b. Atau momen yang bekerja terhadap sumbu x dan y , disebut momen lentur biaksial.



Gambar 5.51 Beban Aksial Eksentris

5.21 Momen dan Gaya Aksial Hasil Analisa Struktur

Berdasarkan hasil analisis menggunakan aplikasi SAP2000 berikut adalah analisa struktur momen dan gaya aksial kolom dalam satuan kNm.

Tabel 5.49 Rekapitulasi Momen dan Gaya Ultimit pada Kolom

Kolom	Mux	Muy	Pux	Puy	Pu Max
K0	417,0350	339,6442	408,3340	768,1800	6076,0340
K1	278,0157	381,6343	3381,1220	2809,1340	6925,9470
K1A	393,0368	468,5247	632,6000	393,8550	3753,7380
K2	281,7852	685,8639	437,0370	400,8440	5766,1540
K2A	208,3465	297,9256	256,0290	264,1730	1880,7640
K2B	283,3228	290,5801	601,4020	315,5860	2746,8070
K3	81,1558	142,1866	8,3150	18,2560	1775,9010

5.22 Perhitungan Tulangan Lentur Kolom

Adapun pembuatan diagram momen ultimit dan gaya aksial kolom ultimit dapat dilakukan dengan perhitungan - perhitungan di bawah ini dan kami menggunakan perhitungan pada kolom tipe K1 sebagai contoh perhitungan.

5.22.1 Data yang Diperlukan

Diketahui data sebagai berikut.

1. Lebar penampang kolom (b) = 700 mm
2. Tinggi penampang kolom (h) = 700 mm
3. Kuat tekan beton (f'_c) = 25 MPa
4. Tegangan leleh baja (f_y) = 420 MPa
5. Diameter tulangan pokok kolom = 22 mm
6. Diameter sengkang kolom = 13 mm
7. Selimut beton (S_b) = 40 mm
8. $d_s(x)$

$$= S_b + D_{sengkang} + \frac{D_{pokok}}{2}$$

$$= 40 + 13 + \frac{22}{2}$$

$$= 64 \text{ mm}$$
9. $d_s'(x)$

$$= S_b + D_{sengkang} + \frac{D_{pokok}}{2}$$

$$= 40 + 13 + \frac{22}{2}$$

$$= 64 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
10. \quad ds(y) &= Sb + Dsengkang + \frac{Dpokok}{2} \\
&= 40 + 13 + \frac{22}{2} \\
&= 64 \text{ mm} \\
11. \quad ds'(y) &= Sb + Dsengkang + \frac{Dpokok}{2} \\
&= 40 + 13 + \frac{22}{2} \\
&= 64 \text{ mm} \\
12. \quad d(x) &= b - ds(x) \\
&= 700 - 64 \\
&= 636 \text{ mm} \\
13. \quad d(y) &= h - ds(y) \\
&= 700 - 64 \\
&= 636 \text{ mm} \\
14. \quad Ag &= b \times h \\
&= 700 \times 700 \\
&= 490000 \text{ mm}^2 \\
15. \quad \beta_1 &= 0,85
\end{aligned}$$

5.22.2 Perhitungan Tulangan Rencana

Perhitungan rasio tulangan rencana dilakukan untuk menentukan jumlah tulangan yang akan digunakan dengan ketentuan rasio minimal sebesar 1% dan maksimal sebesar 8%. Selanjutnya dilakukan perhitungan sebagai berikut.

1. Menentukan nilai rasio tulangan

Rasio tulangan satu sisi kolom yang dipakai adalah sebesar 0,35%, 0,45%, 0,50%, 0,60%, 0,70%, dan 1,0%.

2. Menghitung luasan tulangan rasio

Luasan tulangan rasio dapat diketahui dengan perhitungan berikut.

$$\begin{aligned}
a. \quad \text{Luasan tulangan rasio \%} &= \text{nilai rasio} \times Ag \\
&= 0,35 \% \times 490000 \\
&= 1715 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

$$b. \quad \text{Luasan tulangan rasio \%} = \text{nilai rasio} \times Ag$$

$$= 0,45\% \times 490000$$

$$= 2205 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{c. Luasan tulangan rasio \%} &= \text{nilai rasio} \times \text{Ag} \\ &= 0,50\% \times 490000 \\ &= 2450 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{d. Luasan tulangan rasio \%} &= \text{nilai rasio} \times \text{Ag} \\ &= 0,60\% \times 490000 \\ &= 2940 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{e. Luasan tulangan rasio \%} &= \text{nilai rasio} \times \text{Ag} \\ &= 0,70\% \times 490000 \\ &= 3430 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{f. Luasan tulangan rasio \%} &= \text{nilai rasio} \times \text{Ag} \\ &= 1\% \times 490000 \\ &= 4900 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

3. Menghitung jumlah tulangan perlu

Jumlah tulangan yang diperlukan dapat diketahui dengan perhitungan berikut.

$$\begin{aligned} \text{a. Jumlah tulangan rasio} &= \frac{A_{rasio}}{A_{LD}} \\ &= \frac{1715}{\frac{1}{4} \times \pi \times 22^2} \\ &= 4,512 \text{ buah} = 5 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{b. Jumlah tulangan rasio} &= \frac{A_{rasio}}{A_{LD}} \\ &= \frac{2205}{\frac{1}{4} \times \pi \times 22^2} \\ &= 5,801 \text{ buah} = 6 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{c. Jumlah tulangan rasio} &= \frac{A_{rasio}}{A_{LD}} \\ &= \frac{2450}{\frac{1}{4} \times \pi \times 22^2} \\ &= 6,445 \text{ buah} = 7 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\text{d. Jumlah tulangan rasio} = \frac{A_{rasio}}{A_{LD}}$$

$$= \frac{2940}{\frac{1}{4} \times \pi \times 22^2}$$

$$= 7,734 \text{ buah} = 8 \text{ buah}$$

e. Jumlah tulangan rasio $= \frac{Arasio}{AID}$

$$= \frac{3430}{\frac{1}{4} \times \pi \times 22^2}$$

$$= 9,023 \text{ buah} = 10 \text{ buah}$$

f. Jumlah tulangan rasio $= \frac{Arasio}{AID}$

$$= \frac{4900}{\frac{1}{4} \times \pi \times 22^2}$$

$$= 12,890 \text{ buah} = 13 \text{ buah}$$

4. Menghitung luasan tulangan yang dipakai

Luasan yang akan dipakai dapat diketahui dengan perhitungan berikut.

a. Jumlah tulangan rasio $= n \times AID$

$$= 5 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 22^2$$

$$= 1900,6636 \text{ mm}^2$$

b. Jumlah tulangan rasio $= n \times AID$

$$= 6 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 22^2$$

$$= 2280,7963 \text{ mm}^2$$

c. Jumlah tulangan rasio $= n \times AID$

$$= 7 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 22^2$$

$$= 2660,9290 \text{ mm}^2$$

d. Jumlah tulangan rasio $= n \times AID$

$$= 8 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 22^2$$

$$= 3041,0617 \text{ mm}^2$$

e. Jumlah tulangan rasio $= n \times AID$

$$= 10 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 22^2$$

$$= 3801,3271 \text{ mm}^2$$

f. Jumlah tulangan rasio $= n \times AID$

$$= 13 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 22^2$$

$$= 4941,7252 \text{ mm}^2$$

5.22.3 Perhitungan Diagram Mu⁻ Pu Kolom

Adapun untuk perhitungan diagram Mu⁻ Pu Kolom, saya menggunakan contoh perhitungan pada kolom tipe K1 dengan rasio tulangan 0,35% dan langkah perhitungannya dapat dilihat pada perhitungan di bawah ini.

Diketahui:

$$\rho = 0,35\%$$

$$\text{As pakai} = 1900,6636 \text{ mm}^2$$

$$\text{As' pakai} = 1900,6636 \text{ mm}^2$$

1. Kondisi patah berimbang (*Balance*)

$$\begin{aligned} \text{a. } C_b &= \frac{600 \times d}{600 + f_y} \\ &= \frac{600 \times 636}{600 + 420} \\ &= 374,1176 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{b. } A_b &= \beta_1 \times C_b \\ &= 0,85 \times 374,1176 \\ &= 318 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{c. } \epsilon_s' &= \frac{C_b - d_s(x)}{C_b} \times \epsilon_c \\ &= \frac{374,1176 - 64}{374,1176} \times 0,003 \\ &= 0,0024868 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{d. } \epsilon_s &= \frac{d(x) - C}{C_b} \times \epsilon_c \\ &= \frac{636 - 374,1176}{374,1176} \times 0,003 \\ &= 0,0021 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{e. } C_{cb} &= 0,85 \times f'_c \times a_b \times b \\ &= 0,85 \times 420 \times 318 \times 700 \\ &= 4730250 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\text{f. } C_{sb} = \text{As' pakai} \times (F_s' \text{ pakai} - (0,85 \times f'_c))$$

$$= 1900,6636 \times (420 - (0,85 \times 25))$$

$$= 757889,5927 \text{ N}$$

$$\text{g. } T_{sb} = A_s \times F_s$$

$$= 1900,6636 \times 420$$

$$= 798278,6933 \text{ N}$$

$$\text{h. } X_1 = y - \left(\frac{1}{2} \times a\right)$$

$$= \left(\frac{1}{2} \times 700\right) - \left(\frac{1}{2} \times 318\right)$$

$$= 191 \text{ mm}$$

$$\text{i. } X_2 = y - d_s'$$

$$= \left(\frac{1}{2} \times 700\right) - 64$$

$$= 286 \text{ mm}$$

$$\text{j. } X_3 = d - y$$

$$= 636 - \frac{700}{2}$$

$$= 286 \text{ mm}$$

$$\text{k. } M_n = C_{cb} \times X_1 + C_{sb} \times X_2 + T_{sb} \times X_3$$

$$= 4730250 \times 191 + ((757889,5927 + 798278,6933) \times 286)$$

$$= 1348,5419 \text{ kNm}$$

$$\text{l. } P_n = C_{cb} + C_{sb} - T_{sb}$$

$$= 4730250 + 757889,5927 - 798278,6933$$

$$= 4989,8609 \text{ kN}$$

m. Adapun untuk nilai reduksi atau ϕ ditentukan dengan persyaratan berikut

1) Apabila nilai $\epsilon_s \leq \epsilon_y$, maka nilai $\phi = 0,65$

2) Apabila nilai $\epsilon_s \geq \epsilon_y$, maka nilai $\phi = 0,9$

3) Apabila nilai $\epsilon_s \leq \epsilon_y$ dan $\epsilon_s \geq \epsilon_t$, maka nilai ϕ didapatkan dengan rumus

$$\phi = 0,65 + ((\epsilon_s - \epsilon_y) \times \frac{250}{3})$$

Karena nilai $\epsilon_s \leq \epsilon_y$ dan $\epsilon_s \geq \epsilon_t$ maka $\phi = 0,65 + ((0,0021 - 0,003) \times \frac{250}{3})$

$$\phi = 0,658$$

$$\text{n. } M_u = \phi \times M_n$$

$$= 0,658 \times 1348,5419$$

$$= 887,7901 \text{ kNm}$$

$$\text{o. } P_u = \phi \times P_n$$

$$= 0,658 \times 4689,8609$$

$$= 3087,4918 \text{ kN}$$

2. Kondisi patah desak

Agar terjadi patah desak, maka diambil faktor pengali $C_b > 1$, dipakai faktor pengali =

$$\text{a. } c = 1,1 \times C_b$$

$$= 1,1 \times 374,1176$$

$$= 411,5294 \text{ mm}$$

$$\text{b. } a = \beta_1 \times c$$

$$= 0,85 \times 411,5294$$

$$= 349,8 \text{ mm}$$

$$\text{c. } \epsilon_s' = \frac{c - d_s'(x)}{c} \times \epsilon_c$$

$$= \frac{411,5294 - 64}{44,5294} \times 0,003$$

$$= 0,002533$$

$$\text{d. } \epsilon_s = \frac{d(x) - c}{c} \times \epsilon_c$$

$$= \frac{636 - 411,5294}{411,5294} \times 0,003$$

$$= 0,001636$$

$$\text{e. } F_s = \epsilon_s \times E_s$$

$$= 0,001636 \times 200000$$

$$= 327,2727 \text{ MPa}$$

$$\text{f. } C_c = 0,85 \times f'_c \times a \times b$$

$$= 0,85 \times 25 \times 349,8 \times 700$$

$$= 5203275 \text{ N}$$

$$\text{g. } C_s = A_s' \text{ pakai } \times F_s'$$

$$= 1900,6636 \times (420 - (0,85 \times 25))$$

$$= 757889,5927 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}
 \text{h. } T_s &= A_s \times F_s \\
 &= 1900,6636 \times 327,2727 \\
 &= 622035,3454 \text{ N} \\
 \text{i. } X_1 &= y - \left(\frac{1}{2} \times a\right) \\
 &= \left(\frac{1}{2} \times 700\right) - \left(\frac{1}{2} \times 349,8\right) \\
 &= 175,1 \text{ mm} \\
 \text{j. } X_2 &= y - d_s' \\
 &= \left(\frac{1}{2} \times 700\right) - 64 \\
 &= 286 \text{ mm} \\
 \text{k. } X_3 &= d - y \\
 &= 636 - \frac{700}{2} \\
 &= 286 \text{ mm} \\
 \text{l. } M_n &= C_c \times X_1 + C_s \times X_2 + T_s \times X_3 \\
 &= 5203275 \times 175,1 + 757889,5927 \times 286 + 622035,3454 \times 286 \\
 &= 1305,7520 \text{ kNm} \\
 \text{m. } P_n &= C_c + C_s - T_s \\
 &= 5203275 + 757889,5927 + 622035,3454 \\
 &= 5339,1292 \text{ kNm} \\
 \text{n. } &\text{Adapun untuk nilai reduksi atau } \phi \text{ ditentukan dengan persyaratan berikut} \\
 &1) \text{ Apabila nilai } \epsilon_s \leq \epsilon_y, \text{ maka nilai } \phi = 0,65 \\
 &2) \text{ Apabila nilai } \epsilon_s \geq \epsilon_y, \text{ maka nilai } \phi = 0,9 \\
 &3) \text{ Apabila nilai } \epsilon_s \leq \epsilon_y \text{ dan } \epsilon_s \geq \epsilon_t, \text{ maka nilai } \phi \text{ didapatkan dengan rumus} \\
 &\quad \phi = 0,65 + ((\epsilon_s - \epsilon_y) \times \frac{250}{3}) \\
 \text{o. } M_u &= \phi \times M_n \\
 &= 0,65 \times 1305,7520 \\
 &= 848,7388 \text{ kNm} \\
 \text{p. } P_u &= \phi \times P_n \\
 &= 0,65 \times 5339,1292 \\
 &= 3470,4340 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

3. Kondisi patah tarik

Agar terjadi patah desak, maka diambil faktor pengali $C_b < 1$, misal dipakai faktor pengali = 0,9

$$\begin{aligned} \text{a. } c &= 0,9 \times C_b \\ &= 0,9 \times 374,1176 \\ &= 336,7059 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{b. } a &= \beta_1 \times c \\ &= 0,85 \times 336,7059 \\ &= 286,2 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{c. } \epsilon_s' &= \frac{c - d s'(x)}{c} \times \epsilon_c \\ &= \frac{336,7059 - 64}{336,7059} \times 0,003 \\ &= 0,0024298 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{d. } \epsilon_s &= \frac{d(x) - c}{c} \times \epsilon_c \\ &= \frac{636 - 336,7059}{336,7059} \times 0,003 \\ &= 0,002667 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{e. } C_c &= 0,85 \times f'_c \times a \times b \\ &= 0,85 \times 25 \times 286,2 \times 700 \\ &= 4257225 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{f. } C_s &= A_s' \text{ pakai } \times F_s' \\ &= 1900,6636 \times (420 - (0,85 \times 25)) \\ &= 757889,5927 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{g. } T_s &= A_s \times F_s \\ &= 1900,6636 \times 420 \\ &= 798278,6933 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{h. } X_1 &= y - \left(\frac{1}{2} \times a\right) \\ &= \left(\frac{1}{2} \times 700\right) - \left(\frac{1}{2} \times 286,2\right) \\ &= 206,9 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{i. } X_2 = y - d s'$$

$$= \left(\frac{1}{2} \times 700\right) - 64$$

$$= 286 \text{ mm}$$

$$\text{j. } X3 = d - y$$

$$= 636 - \frac{700}{2}$$

$$= 286 \text{ mm}$$

$$\text{k. } Mn = Cc \times X1 + Cs \times X2 + Ts \times X3$$

$$= 4257225 \times 206,9 + ((757889,5927 + 798278,6933) \times 286)$$

$$= 1325,8840 \text{ kNm}$$

$$\text{l. } Pn = Cc + Cs - Ts$$

$$= 4257225 + 757889,5927 - 798278,6933$$

$$= 4216,8359 \text{ kN}$$

m. Adapun untuk nilai reduksi atau ϕ ditentukan dengan persyaratan berikut

1) Apabila nilai $\epsilon_s \leq \epsilon_y$, maka nilai $\phi = 0,65$

2) Apabila nilai $\epsilon_s \geq \epsilon_y$, maka nilai $\phi = 0,9$

3) Apabila nilai $\epsilon_s \leq \epsilon_y$ dan $\epsilon_s \geq \epsilon_t$, maka nilai ϕ didapatkan dengan rumus

$$\phi = 0,65 + ((\epsilon_s - \epsilon_y) \times \frac{250}{3})$$

$$= 0,65 + ((0,0026667 - 0,003) \times \frac{250}{3})$$

$$= 0,706$$

$$\text{n. } Mu = \phi \times Mn$$

$$= 0,706 \times 1325,8840$$

$$= 935,4848 \text{ kNm}$$

$$\text{o. } Pu = \phi \times Pn$$

$$= 0,706 \times 4216,8359$$

$$= 2975,2120 \text{ kN}$$

4. Kondisi desak sentris

Kondisi ini adalah kondisi dimana beban bekerja tepat pada titik berat potongan kolom (beban aksial murni), sehingga tidak ada momen

$$\text{a. } Pn = (0,8 \times (0,85 \times F'_c \times (Ag - (As + As'))) + ((As + As') \times F_y))$$

$$\begin{aligned}
 &= (0,8 \times (0,85 \times 25 \times (49000 - (1900,6636 \times 2)) + ((1900,6636 \times 2) \\
 &\quad \times 420)) \\
 &= 9542,6233 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{b. } P_u &= \phi \times P_n \\
 &= 0,65 \times 9542,6233 \\
 &= 6202,7052 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

5. Kondisi lentur murni

Kondisi ini dimana beban yang terjadi hanyalah momen, beban aksial = 0. Sehingga perhitungannya seperti balok tulangan rangkap dengan tulangan desak belum leleh.

$$\begin{aligned}
 \text{a. } P_n &= C_c + C_s - T_s \\
 T_s &= C_c + C_s
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{b. } T_s(B) &= (A_s \times F_y) - (A_s' \times E_s \times 0,003) \\
 &= (1900,6636 \times 420) - (1900,6636 \times 200000 \times 0,003) \\
 &= -342119,4400 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{c. } C_s(C) &= A_s' \times E_s \times 0,003 \times d_s' \\
 &= 1900,6636 \times 200000 \times 0,003 \times 64 \\
 &= 72985482,5282 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{d. } C_s(A) &= - (0,85 \times f'_c \times \beta_1 \times b) \\
 &= - (0,85 \times 25 \times 0,85 \times 700) \\
 &= - 12643,75 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Maka nilai c dapat dicari dengan menggunakan persamaan kuadrat rumus ABC.

$$c = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4 \times a \times c}}{2 \times a}$$

$$c_1 = \frac{-(-342119,4400) + \sqrt{(-342119,4400)^2 - 4 \times (-12643,750) \times 72985482,5282}}{2 \times (-12643,750)}$$

$$= -90,7010 \text{ mm}$$

$$c_2 = \frac{-(-342119,4400) - \sqrt{(-342119,4400)^2 - 4 \times (-12643,750) \times 72985482,5282}}{2 \times (-12643,750)}$$

$$= 63,6427 \text{ mm}$$

maka diambil $c = 63,6427 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}
\text{e. } a &= \beta l \times c \\
&= 0,85 \times 63,6427 \\
&= 54,096 \text{ mm} \\
\text{f. } \varepsilon s' &= \frac{c - ds'(x)}{c} \times \varepsilon c \\
&= \frac{63,6427 -}{63,6427} \times 0,003 \\
&= -0,00001684 \\
\text{g. } \varepsilon s &= \frac{d(x) - c}{c} \times \varepsilon c \\
&= \frac{636 - 63,6427}{63,6427} \times 0,003 \\
&= 0,026979 \\
\text{h. } F_s &= \varepsilon s' \times E s \\
&= -0,00001684 \times 200000 \\
&= -3,3689 \text{ MPa} \\
\text{i. } C_c &= 0,85 \times f'_c \times a \times b \\
&= 0,85 \times 25 \times 54,096 \times 750 \\
&= 804681,8427 \text{ N} \\
\text{j. } C_s &= A_s' \text{ pakai } \times F_s' \\
&= 1900,6636 \times -3,3689 \\
&= -6403,1495 \text{ N} \\
\text{k. } T_s &= A_s \times F_s \\
&= 1900,6636 \times 420 \\
&= 798278,6933 \text{ N} \\
\text{l. } X_1 &= y - \left(\frac{1}{2} \times a\right) \\
&= \left(\frac{1}{2} \times 700\right) - \left(\frac{1}{2} \times 54,096\right) \\
&= 322,952 \text{ mm} \\
\text{m. } X_2 &= y - ds' \\
&= \left(\frac{1}{2} \times 700\right) - 64 \\
&= 286 \text{ mm} \\
\text{n. } X_3 &= d - y
\end{aligned}$$

$$= 636 - \frac{700}{2}$$

$$= 286 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{o. } M_n &= C_c \times X_1 + C_s \times X_2 + T_s \times X_3 \\ &= 804681,8427 \times 322,952 + ((-6403,1495 + 798278,6933) \times 286) \\ &= 486,3499 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{p. } P_n &= C_c + C_s - T_s \\ &= 804681,8427 - 6403,1495 - 798278,6933 \\ &= 0 \end{aligned}$$

q. Adapun untuk nilai reduksi atau ϕ ditentukan dengan persyaratan berikut

1) Apabila nilai $\epsilon_s \leq \epsilon_y$, maka nilai $\phi = 0,65$

2) Apabila nilai $\epsilon_s \geq \epsilon_y$, maka nilai $\phi = 0,9$

3) Apabila nilai $\epsilon_s \leq \epsilon_y$ dan $\epsilon_s \geq \epsilon_t$, maka nilai ϕ didapatkan dengan rumus

$$\begin{aligned} \phi &= 0,65 + ((\epsilon_s - \epsilon_y) \times \frac{250}{3}) \\ &= 0,65 + ((0,027869 - 0,003) \times \frac{250}{3}) \\ &= 0,9 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{r. } M_u &= \phi \times M_n \\ &= 0,9 \times 486,3499 \\ &= 437,7149 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{s. } P_u &= \phi \times P_n \\ &= 0,9 \times 0 \\ &= 0 \text{ N} \end{aligned}$$

6. Kondisi tarik murni

Kondisi ini adalah kondisi dimana beban yang terjadi hanyalah beban aksial tarik murni

$$\begin{aligned} \text{a. } P_n &= - (A_s + A_s') \times f_y \\ &= - (2 \times 1900,6636) \times 420 \\ &= - 1596,5574 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{b. } P_u &= \phi \times P_n \\ &= 0,9 \times (- 1596,5574) \\ &= - 1436,9015 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tabel 5.50 Nilai Mu-Pu Kolom K1 Arah x Rasio Tulangan 0,35%

Kondisi	Koef c	ϕ	Mn	Pn (kN)
Desak sentris		0,650	0,0000	6202,7052
Patah Desak	1,5	0,650	683,3956	5005,7875
	1,4	0,650	734,7171	4638,3146
	1,3	0,650	778,9013	4261,6099
	1,2	0,650	816,6085	3873,3654
	1,1	0,650	848,7388	3470,4340
Balance	1,0	0,658	887,7901	3087,4918
Patah Tarik	0,9	0,706	935,4848	2975,2120
	0,8	0,765	984,9239	2862,4554
	0,7	0,840	1038,3593	2749,0177
	0,6	0,900	1050,8914	2517,9848
	0,5	0,900	963,9782	2049,0132
Lentur Murni		0,900	437,7149	0
Tarik Murni		0,900	0	-1436,9016

Tabel 5.51 Nilai Mu-Pu Kolom K1 Arah x Rasio Tulangan 0,45%

Kondisi	Koef c	ϕ	Mn	Pn (kN)
Desak sentris		0,650	0	6360,3462
Patah Desak	1,5	0,650	717,2273	5084,5462
	1,4	0,650	771,9811	4705,0720
	1,3	0,650	820,1258	4314,5196
	1,2	0,650	862,4535	3910,1195
	1,1	0,650	900,0444	3488,0951
Balance	1,0	0,658	946,3902	3082,1739
Patah Tarik	0,9	0,706	998,2883	2969,5126
	0,8	0,765	1052,9817	2856,2793
	0,7	0,840	1113,1724	2742,2285
	0,6	0,900	1131,0030	2510,7148

Lanjutan Tabel 5.51 Nilai Mu-Pu Kolom K1 Arah x Rasio Tulangan 0,45%

Kondisi	Koef c	ϕ	Mn	Pn (kN)
Patah Tarik	0,5	0,900	1041,6159	2033,0934
Lentur Murni		0,900	520,3431	0
Tarik Murni		0,900	0	-1724,2820

Tabel 5.52 Nilai Mu-Pu Kolom K1 Arah x Rasio Tulangan 0,50%

Kondisi	Koef c	ϕ	Mn	Pn (kN)
Desak sentris		0,650	0	6517,9872
Patah Desak	1,5	0,650	751,0590	5163,3050
	1,4	0,650	809,2452	4771,8294
	1,3	0,650	861,3503	4367,4293
	1,2	0,650	908,2985	3946,8736
	1,1	0,650	951,3500	3505,7561
Balance	1,0	0,658	1004,9903	3076,8560
Patah Tarik	0,9	0,706	1061,0918	2963,8133
	0,8	0,765	1121,0394	2850,1031
	0,7	0,840	1187,9856	2735,4392
	0,6	0,900	1211,1145	2503,4447
	0,5	0,900	1119,2536	2017,1735
Lentur Murni		0,900	602,7260	0,000
Tarik Murni		0,900	0	-2011,6623

Tabel 5.53 Nilai Mu-Pu Kolom K1 Arah x Rasio Tulangan 0,60%

Kondisi	Koef c	ϕ	Mn	Pn (kN)
Desak sentris		0,650	0	6675,6283
Patah Desak	1,5	0,650	784,8907	5242,0637
	1,4	0,650	846,5092	4838,5868
	1,3	0,650	902,5748	4420,3390
	1,2	0,650	954,1435	3983,6277

Lanjutan Tabel 5.53 Nilai Mu-Pu Kolom K1 Arah x Rasio Tulangan 0,60%

Patah Desak	1,1	0,650	1002,6556	3523,4172
Balance	1,0	0,658	1063,5904	3071,5381
Patah Tarik	0,9	0,706	1123,8953	2958,1139
	0,8	0,765	1189,0971	2843,9269
	0,7	0,840	1262,7987	2728,6500
	0,6	0,900	1291,2260	2496,1747
	0,5	0,900	1196,8913	2001,2537
Lentur Murni		0,900	684,9319	0
Tarik Murni		0,900	0	-2299,0426

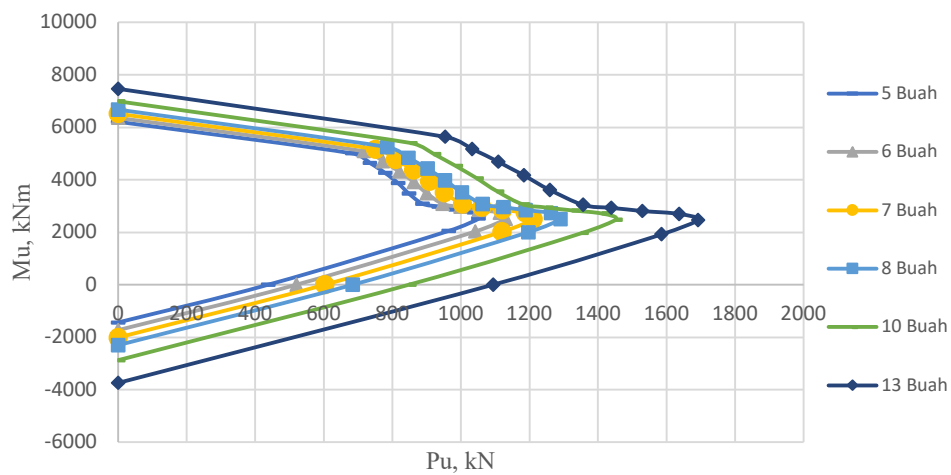
Tabel 5.54 Nilai Mu-Pu Kolom K1 Arah x Rasio Tulangan 0,70%

Kondisi	Koef c	ϕ	Mn	Pn (kN)
Desak sentris		0,650	0	6990,9104
Patah Desak	1,5	0,650	852,5540	5399,5812
	1,4	0,650	921,0373	4972,1016
	1,3	0,650	985,0238	4526,1585
	1,2	0,650	1045,8336	4057,1358
	1,1	0,650	1105,2668	3558,7393
Balance	1,0	0,658	1180,7906	3060,9023
Patah Tarik	0,9	0,706	1249,5023	2946,7152
	0,8	0,765	1325,2125	2831,5746
	0,7	0,840	1412,4251	2715,0716
	0,6	0,900	1451,4491	2481,6346
Patah Tarik	0,5	0,900	1352,1667	1969,4140
Lentur Murni		0,900	848,9801	0
Tarik Murni		0,900	0	-2873,8033

Tabel 5.55 Nilai Mu-Pu Kolom K1 Arah x Rasio Tulangan 1%

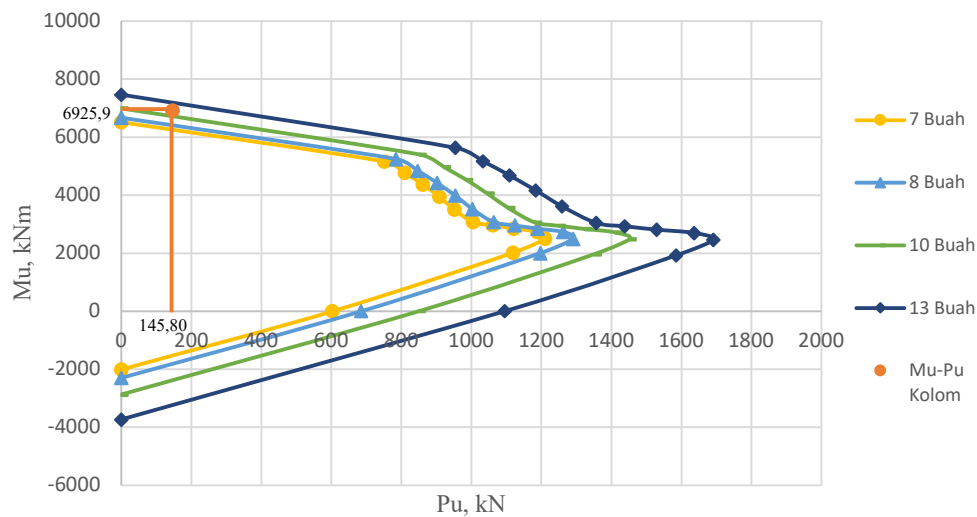
Kondisi	Koef c	ϕ	Mn	Pn (kN)
Desak sentris		0,650	0	7463,8335
Patah Desak	1,5	0,650	954,0490	5635,8574
	1,4	0,650	1032,8295	5172,3739
	1,3	0,650	1108,6972	4684,8876
	1,2	0,650	1183,3686	4167,3981
	1,1	0,650	1259,1837	3611,7224
Balance	1,0	0,658	1356,5910	3044,9486
Patah Tarik	0,9	0,706	1437,9128	2929,6172
	0,8	0,765	1529,3857	2813,0461
	0,7	0,840	1636,8645	2694,7039
	0,6	0,900	1691,7838	2459,8245
	0,5	0,900	1585,0797	1921,6544
Lentur Murni		0,900	1094,5018	0
Tarik Murni		0,900	0	-3735,9443

Berikut merupakan Grafik Mu-Pu kolom K1 arah x yang diinput dengan data Pu dan Mu (berupa titik) kolom K1 arah x yang didapat dari SAP2000.

**Gambar 5.52 Diagram Interaksi Mu – Pu Kolom K1 Arah X**

5.23 Menentukan Jumlah Tulangan Lentur Pakai Kolom

Jumlah tulangan lentur pakai kolom ditentukan berdasarkan diagram Mu-Pu yang telah dibuat pada tugas sebelumnya. Pada contoh kali ini saya menggunakan Kolom K1 arah x. Berikut merupakan Grafik Mu-Pu Kolom K1 arah x yang diinput dengan data Pu dan Mu (berupa titik) kolom K1 arah x yang didapat dari SAP2000.



Gambar 5.53 Diagram Interaksi Mu – Pu Kolom K1 Arah X

Dari grafik diatas, diambil tulangan arah x berdasarkan rasio 1% yaitu 13 buah dapat disimpulkan bahwa Kolom K1 arah x memakai konfigurasi tulangan sebagai berikut.

$$N_{\text{tulangan}} = 13D22$$

$$N_{\text{tulangan}} = 13D22$$

Selanjutnya untuk menentukan tulangan lentur pakai pada semua tipe kolom di setiap tingkatannya, caranya sama seperti menentukan tulangan lentur pakai pada Kolom K1 arah x dan rekapitulasinya dapat dilihat pada bagian setelah perhitungan rasio total. Adapun rekapitulasi tulangan lentur kolom pakai dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.56 Rekapitulasi Hasil Desain Kolom

Kode Kolom	Dimensi		Tulangan Pakai (1 Sisi)		Keterangan
	H	B	Arah X	Arah Y	
K0	800	700	5	5	Lantai 1-9
K1	700	700	13	13	Lantai 1-4
K1A	600	600	6	6	Lantai 5-9
K2	600	600	14	14	Lantai 1-4
K2A	600	600	4	4	Lantai 5-9
K2B	500	500	5	5	Lantai 5-9
K3	400	400	5	6	Lantai 1-10

Tabel 5.57 Desain Kolom *Existing*

Kode Kolom	Dimensi		Tulangan Pakai (1 Sisi)	
	H	B	Arah X	Arah Y
K0	900	700	9	6
K1	700	700	6	6
K2	600	600	6	6
K3	500	500	5	5
K4	400	300	4	3

5.24 Menentukan Rasio Tulangan Total

Perhitungan rasio tulangan total di bawah ini menggunakan Kolom K1 sebagai contoh. Perhitungannya dapat dilihat sebagai berikut.

5.24.1 Data yang Diperlukan

Diketahui data sebagai berikut

Lebar penampang kolom (b) = 700 mm

Tinggi penampang kolom (h) = 700 mm

$$\begin{aligned}
 A_g &= b \times h \\
 &= 700 \times 700 \\
 &= 490000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Diameter tulangan pokok kolom = 22 mm

Jumlah tulangan pakai arah x = 13 buah

Jumlah tulangan pakai arah y = 13 buah

5.24.2 Perhitungan Rasio Tulangan Total

$$\begin{aligned}
 \text{Rasio tulangan total} &= \frac{((\text{jumlah tul.pakai arah x} \cdot 2) + (\text{jumlah tul. arah y} \cdot 2) - 4) \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot x \cdot d_{\text{pokok}}^2}{A_g} \times 100 \\
 &= \frac{((13 \times 2) + (13 \times 2) - 4) \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 22^2}{490000} \\
 &= 3,72\%
 \end{aligned}$$

Tabel 5.58 Rasio Total Tulangan

Kode Kolom	Dimensi		Tulangan Pakai (1 Sisi)		Rasio Total Tulangan
	H	B	Arah X	Arah Y	
K0	800	700	5	5	1,09%
K1	700	700	13	13	3,72%
K1A	600	600	6	6	2,11%
K2	600	600	14	14	5,49%
K2A	600	600	4	4	1,82%
K2B	500	500	5	5	2,43%
K3	400	400	5	6	4,28%

5.25 Menentukan Momen Ultimate Pakai Kolom

Momen ultimate pakai kolom didapat dari diagram MuPu kolom berdasarkan rasio tulangan yang digunakan. Pada contoh ini menggunakan kolom KD 1 arah x. Nilai momen didapat dari langkah-langkah yang dapat dilihat sebagai berikut.

1. Menarik garis secara horizontal dari titik Pu dan Mu saat kondisi maximum sampai memotong kurva rasio tulangan yang dipakai.
2. Dari kedua titik potong tersebut ditarik searah vertikal ke bawah untuk mendapatkan nilai Mu.
3. Dari dua nilai Mu yang didapat, dipakai nilai Mu yang terkecil.
4. Untuk mendapatkan nilai yang lebih teliti, digunakan bantuan menggunakan software AutoCAD.

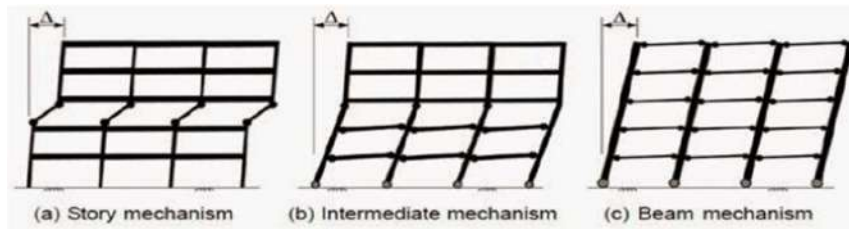
Berdasarkan grafik diatas, maka diambil nilai yang terkecil untuk dipakai sebagai nilai momen ultimate pakai kolom K1 arah x (Mux), yaitu sebesar 1292,82 kNm. Untuk nilai momen pakai pada setiap tipe kolom dan tingkatannya baik arah x maupun arah y dapat dilakukan dengan cara yang sama seperti pada contoh di atas. Rekapitulasi nilai momen ultimate pakai kolom dapat dilihat pada tabel sebagai berikut.

Tabel 5.59 Rekapitulasi Nilai Momen Ultimate Pakai Kolom

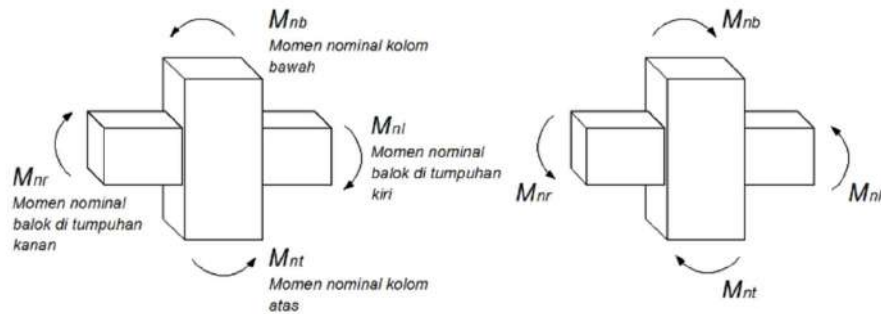
Kode Kolom	Mux pakai (kNm)	Muy pakai (kNm)
K0	627,2100	734,5400
K1	1298,8200	1529,3900
K1A	566,6700	515,2400
K2	1063,7300	1056,0000
K2A	277,9200	351,3000
K2B	391,4400	341,7200
K3	212,4800	252,2400

5.26 Pemeriksaan *Strong Coloumn Weak Beam* (SCWB)

Mekanisme *Strong Coloumn Weak Beam* (SCWB) adalah pada saat struktur mendapat gaya lateral gempa, distribusi kerusakan sepanjang ketinggian bangunan bergantung pada Berdasarkan grafik diatas, maka diambil nilai yang terkecil untuk dipakai sebagai nilai momen ultimate pakai kolom K1 arah x (Mux), yaitu sebesar 1298,82 kNm. Untuk nilai momen pakai pada setiap tipe kolom dan tingkatannya baik arah x maupun arah y dapat dilakukan dengan cara yang sama seperti pada contoh di atas. Rekapitulasi nilai momen ultimate pakai kolom dapat dilihat pada tabel sebagai berikut.



Gambar 5.54 Ilustrasi SCWB



Gambar 5.55 Konsep SCWB

5.26.1 Mencari Nilai Mu Kolom Pakai

Mencari nilai Mu kolom pakai diperlukan untuk memenuhi persyaratan SCWB yaitu $\sum \text{Mu kolom} \geq \frac{6}{5} \sum \text{Mu balok}$. Adapun untuk langkah – langkah mencari nilai Mu kolom pakai adalah sebagai berikut.

1. Gunakan nilai Mu pakai asli dari hasil perhitungan desain lentur kolom.
2. Buat diagram Mu pakai dengan menggunakan nilai Mu - Pu pada hasil perhitungan desain lentur dan sesuai dengan rasio dan jumlah tulangannya. Pada pengerjaan kali ini, kami membuat diagram dengan menggunakan Aplikasi Autocad.
3. Ambil nilai Mu pakai hasil dari diagram di Aplikasi Autocad.
4. Lalu selanjutnya cek apakah memenuhi persyaratan SCWB. Apabila tidak memenuhi, maka langkah yang dilakukan adalah menambahkan jumlah tulangan total dan membuat ulang diagram Mu pakai lalu mengambil nilai Mu pakai dari diagram yang dibuat pada Aplikasi Autocad hingga memenuhi syarat SCWB yaitu $\sum \text{Mu Kolom} \geq \frac{6}{5} \times \sum \text{Mu Balok}$.

5.26.2 Data yang Diperlukan

Tabel 5.60 Mu – Pu Kolom Pakai

Kode Kolom	Mux pakai (kNm)	Muy pakai (kNm)
K0	627,2100	734,5400
K1	1298,8200	1529,3900
K1A	566,6700	515,2400
K2	1063,7300	1056,0000
K2A	277,9200	351,3000
K2B	391,4400	341,7200
K3	212,4800	252,2400

Tabel 5.61 Momen Balok yang Merangka

Balok	ϕM_n^- (kNm)	ϕM_n^+ (kNm)
B1X	373,3482	239,3181
B1Y	313,555	163,158
BA1X	0	150,1342
BA1Y	0	126,9414

5.26.3 Perhitungan Pemeriksaan SCWB

Selanjutnya adalah melakukan pengecekan SCWB dengan perhitungan di bawah ini. Adapun contoh perhitungan menggunakan pengecekan SCWB Kolom K1 arah x. Karena mengambil perhitungan K1 arah x maka momen yang mengitari arah adalah momen kolom ultimit arah y. pengecekan SCWB kolom K1 arah x adalah sebagai berikut.

1. Diketahui data sebagai berikut
 - a. Muy kolom atas = 1529,39 kNm
 - b. Muy kolom bawah = 341,72 kNm
 - c. M_u^- balok yang merangka (B1X) = 373,3482 kNm
 - d. M_u^+ balok yang merangka (B1X) = 239,3181 kNm

2. ΣMu kolom
- $$\begin{aligned}\Sigma Mu \text{ kolom} &= Mu_y \text{ kolom atas} + Mu_y \text{ kolom bawah} \\ &= 1529,39 + 341,72 \\ &= 1871,110 \text{ kNm}\end{aligned}$$
3. ΣMu balok
- $$\begin{aligned}\Sigma Mu \text{ balok} &= Mu^- (\text{kanan}) + Mu^+ (\text{kiri}) \\ &= 373,3482 + 239,3191 \\ &= 612,6662 \text{ kNm}\end{aligned}$$
4. $\frac{6}{5} \times \Sigma Mu$ balok
- $$\begin{aligned}\frac{6}{5} \times \Sigma Mu \text{ balok} &= \frac{6}{5} \times 612,6662 \\ &= 735,1995 \text{ kNm}\end{aligned}$$
5. Cek SCWB
- $$\begin{aligned}\Sigma Mu \text{ kolom} &\geq \frac{6}{5} \times \Sigma Mu \text{ balok} \\ 1871,110 &\geq 735,1995\end{aligned}$$

Adapun untuk rekapitulasi hasil perhitungan pemeriksaan SCWB semua kolom arah x dan y dapat dilihat pada tabel – tabel berikut ini.

Tabel 5.62 Rekapitulasi SCWB Arah X

Kolom	ΣMu Kolom (kNm)	ΣMu Balok (kNm)	1,2 ΣMu Balok (kNm)	Syarat $\Sigma Mu_k \geq$ 1.2 ΣMu_b
K0	1630,470	612,6662	735,1995	OK
K1	1871,110	612,6662	735,1995	OK
K1A	2044,630	612,6662	735,1995	OK
K2	1397,720	612,6662	735,1995	OK
K2A	1407,300	612,6662	735,1995	OK
K2B	1397,720	612,6662	735,1995	OK
K3	465,650	150,1342	180,1610	OK

Tabel 5.63 Rekapitulasi SCWB Arah Y

Kolom	ΣMu Kolom (kNm)	ΣMu Balok (kNm)	1.2 ΣMu Balok (kNm)	Syarat $\Sigma Mu_k \geq$ 1.2 ΣMu_b
K0	1378,470	476,7131	572,0557	OK
K1	2362,550	476,7131	572,0557	OK
K1A	1865,490	476,7131	572,0557	OK
K2	1455,170	476,7131	572,0557	OK
K2A	1341,650	476,7131	572,0557	OK
K2B	1455,170	476,7131	572,0557	OK
K3	484,770	126,9414	152,3296	OK

5.27 Perhitungan Tulangan Geser Kolom

Untuk perhitungan desain tulangan geser terdiri dari dua perhitungan, yaitu berdasarkan analisa struktur menggunakan *Software* SAP2000 dan perhitungan berdasarkan persyaratan *confinement*. Adapun untuk contoh perhitungan menggunakan perhitungan desain tulangan geser Kolom K1 sebagai contoh perhitungan. Diketahui data sebagai berikut.

1. Lebar kolom (B) = 700 mm
2. Tinggi kolom (H) = 700 mm
3. Panjang kolom atas (L_{Top}) = 5000 mm
4. Panjang kolom bawah (L_{Bottom}) = 4200 mm
5. Tinggi balok atas arah x = 650 mm
6. Tinggi balok bawah arah x = 650 mm
7. Tinggi balok atas arah y = 600 mm
8. Tinggi balok bawah arah y = 600 mm
9. Panjang bersih kolom atas arah x

$$= L - \left(\frac{1}{2} \times \text{tinggi balok atas arah x}\right) - \left(\frac{1}{2} \times \text{Tinggi balok bawah arah x}\right)$$

$$= 5000 - \left(\frac{1}{2} \times 650\right) - \left(\frac{1}{2} \times 650\right)$$

$$= 4350 \text{ mm}$$

10. Panjang bersih kolom bawah arah x $= L - (\frac{1}{2} \times \text{tinggi balok atas arah x})$
 $- (\frac{1}{2} \times \text{Tinggi balok bawah arah x})$
 $= 4200 - (\frac{1}{2} \times 650) - (\frac{1}{2} \times 650)$
 $= 3350 \text{ mm}$
11. Panjang bersih kolom atas arah y $= L - (\frac{1}{2} \times \text{tinggi balok atas arah y})$
 $- (\frac{1}{2} \times \text{Tinggi balok bawah arah y})$
 $= 5000 - (\frac{1}{2} \times 600) - (\frac{1}{2} \times 600)$
 $= 4400 \text{ mm}$
12. Panjang bersih kolom atas arah y $= L - (\frac{1}{2} \times \text{tinggi balok atas arah y})$
 $- (\frac{1}{2} \times \text{Tinggi balok bawah arah y})$
 $= 4200 - (\frac{1}{2} \times 600) - (\frac{1}{2} \times 600)$
 $= 3600 \text{ mm}$
13. $\sum M_{pr}$ balok atas arah x (B1X) $= (M_{kap}^-) + (M_{kap}^+)$
 $= 373,3482 + 239,3181$
 $= 612,6662 \text{ kNm}$
14. $\sum M_{pr}$ balok bawah arah x (B1X) $= (M_{kap}^-) + (M_{kap}^+)$
 $= 373,3482 + 239,3181$
 $= 612,6662 \text{ kNm}$
15. $\sum M_{pr}$ balok atas arah y (B1Y) $= (M_{kap}^-) + (M_{kap}^+)$
 $= 313,555 + 163,158$
 $= 476,7131 \text{ kNm}$
16. $\sum M_{pr}$ balok atas arah y (B1Y) $= (M_{kap}^-) + (M_{kap}^+)$
 $= 313,555 + 163,158$
 $= 476,7131 \text{ kNm}$
17. P_{ux} $= 3381,1220 \text{ kN}$
18. P_{uy} $= 2809,134 \text{ kN}$
19. A_g $= B \times H$

- $$= 700 \times 700$$

$$= 490000 \text{ mm}^2$$
20. F'_c
$$= 25 \text{ MPa}$$
21. F_y
$$= 420 \text{ MPa}$$
22. F_{ys}
$$= 420 \text{ MPa}$$
23. Penutup beton (Pb)
$$= 40 \text{ mm}$$
24. Diameter tulangan pokok
$$= 22 \text{ mm}$$
25. Diameter tulangan sengkang
$$= 13 \text{ mm}$$
26. ds arah x
$$= Pb + Dsengkang + \left(\frac{1}{2} \times Dpokok\right)$$

$$= 40 + 13 + \left(\frac{1}{2} \times 22\right)$$

$$= 64 \text{ mm}$$
27. ds arah y
$$= Pb + Dsengkang + \left(\frac{1}{2} \times Dpokok\right)$$

$$= 40 + 13 + \left(\frac{1}{2} \times 22\right)$$

$$= 64 \text{ mm}$$
28. ds' arah x
$$= Pb + Dsengkang + \left(\frac{1}{2} \times Dpokok\right)$$

$$= 40 + 13 + \left(\frac{1}{2} \times 22\right)$$

$$= 64 \text{ mm}$$
29. ds' arah y
$$= Pb + Dsengkang + \left(\frac{1}{2} \times Dpokok\right)$$

$$= 40 + 13 + \left(\frac{1}{2} \times 22\right)$$

$$= 64 \text{ mm}$$
30. d arah x
$$= b - ds' \text{ arah x}$$

$$= 750 - 64$$

$$= 686 \text{ mm}$$
31. d arah y
$$= h - ds' \text{ arah y}$$

$$= 750 - 64$$

$$= 686 \text{ mm}$$

5.27.1 Perhitungan Desain Tulangan Geser Berdasarkan Hasil Analisis Struktur Menggunakan *Software* SAP 2000

Untuk perhitungan desain tulangan geser berdasarkan hasil analisa struktur menggunakan *Software* SAP2000 sendiri dari dua jenis perhitungan, yaitu perhitungan desain tulangan geser daerah sendi plastis dan daerah luar sendi plastis. Namun sebelumnya, dilakukan beberapa perhitungan yang dapat dilihat di bawah ini, perhitungan menggunakan contoh perhitungan pada Kolom K1 tinjauan arah x.

1. Menghitung V_u Kolom

a. Menghitung Df_{atas}

$$\begin{aligned} Df_{atas} &= \frac{\frac{1}{Ln x atas}}{\frac{1}{Ln x atas} + \frac{1}{Ln x bawah}} \\ &= \frac{\frac{1}{4350}}{\frac{1}{4350} + \frac{1}{3350}} \\ &= 0,4494 \end{aligned}$$

b. Menghitung Df_{bawah}

$$\begin{aligned} Df_{bawah} &= \frac{\frac{1}{Ln x bawah}}{\frac{1}{Ln x atas} + \frac{1}{Ln x bawa}} \\ &= \frac{\frac{1}{3350}}{\frac{1}{4350} + \frac{1}{3350}} \\ &= 0,5506 \end{aligned}$$

c. Menghitung V_{sway}

$$\begin{aligned} V_{sway} &= \frac{(\sum M_{pr atas} \times Df atas) + (\sum M_{pr bawah} \times Df bawah)}{\frac{Ln x}{1000}} \\ &= \frac{(612,6662 \times 0,4494) + (612,6662 \times 0,5506)}{\frac{4350}{1000}} \\ &= 140,8428 \text{ kN} \\ &= 140842,8146 \text{ N} \end{aligned}$$

d. Mengambil nilai V_{ux} dari *Software* SAP2000

Nilai V_{ux} yang diambil adalah V_{ux} dengan kombinasi pembebanan $1,2D + 1L$. Maka diperoleh nilai $V_{ux} = 22,700 \text{ kN}$

e. Menentukan nilai V_{ux} pakai

Untuk nilai V_{ux} pakai adalah nilai V_{ux} terbesar antara V_{ux} perhitungan atau V_{sway} dan V_{ux} dari *Software* SAP2000. Maka nilai V_{ux} pakai adalah 140,8428 kN atau 140842,8146 N

f. Menghitung nilai V_c kolom

$$\begin{aligned} V_c &= \left(1 + \frac{P_u}{14 \times A_g}\right) \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \\ &= \left(1 + \frac{759,1110}{14 \times 490000}\right) \times \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 700 \times 64 \\ &= 55733,9973 \text{ N} \end{aligned}$$

2. Menghitung tulangan geser daerah luar sendi plastis

Untuk perhitungan tulangan geser daerah luar sendi plastis dilakukan beberapa perhitungan yang dapat dilihat di bawah ini

a. Menghitung V_s

Diketahui:

$$V_u = 140842,8146 \text{ N}$$

$$V_c = 5573,9973 \text{ N}$$

$$\phi = 0,75$$

Maka V_s dapat dihitung menggunakan rumus berikut

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{V_u}{\phi} - V_c \\ &= \frac{140842,8146}{0,75} - 5573,9973 \\ &= 132056,4222 \text{ N} \end{aligned}$$

b. Menentukan jumlah kaki

Jumlah kaki pada tulangan geser ditinjau terhadap nilai syarat H_x yaitu $H_x \leq 350 \text{ mm}$. Maka untuk Kolom K1 tinjauan x digunakan kaki 1 kaki

c. Menghitung luas penampang tulangan sengkang

$$\begin{aligned} A_{ID} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D_{sengkang}^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 \\ &= 132,7323 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

d. Menentukan spasi maksimum

Menurut SNI 03-2847-2002 Pasal 23.4.4.6 yang berbunyi “sepanjang sisa tinggi kolom bersih tinggi kolom dikurangi lo di masing – masing ujung kolom diberi sengkang dengan spasi minimum 150 mm atau 6 x Dpokok”

1) 150 mm

2) $6 \times D_{pokok} = 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$

e. Menentukan spasi pakai

Jarak spasi pakai tulangan geser sebesar 100 mm.

f. Tulangan geser pakai

Maka tulangan geser pakai pada Kolom K1 adalah D13-100

Adapun untuk perhitungan tulangan geser daerah sendi plastis dan daerah luar sendi plastis tinjauan arah y, perhitungannya secara garis besar sama dengan perhitungan tulangan geser daerah sendi plastis dan daerah luar sendi plastis arah x. Untuk perhitungan tinjauan arah y, maka seperti nilai L_n , P_u , dan d menggunakan nilai L_{ny} , P_{uy} , dan d_y . Setelah itu, mengambil jumlah kaki terbanyak dan jarak antar sengkang terkecil dari hasil perhitungan daerah sendi plastis dan daerah luar sendi plastis tinjauan arah x dan arah y. Maka didapatkan hasilnya sebagai berikut.

1. Daerah sendi plastis

a. Kaki pakai = 4 kaki

b. Jarak pakai = 100 mm

c. Tulangan geser pakai = 4D13-100

2. Daerah luar sendi plastis

a. Kaki pakai = 1 kaki

b. Jarak pakai = 100 mm

c. Tulangan geser pakai = D13-100

5.27.2 Perhitungan Desain Tulangan Geser Berdasarkan Persyaratan *Confinement*

Untuk perhitungan desain tulangan geser berdasarkan persyaratan *confinement* sendiri hanya terdiri dari satu jenis perhitungan, yaitu perhitungan desain tulangan geser daerah sendi plastis. Adapun untuk langkah – langkah perhitungannya dapat dilihat di bawah ini dan kami menggunakan contoh perhitungan pada Kolom K1 tinjauan arah X. diketahui data sebagai berikut.

1. $H_c = b - (2 \times (p_b + \frac{\phi_{sengkang}}{2}))$
 $= 700 - (2 \times (40 + \frac{13}{2}))$
 $= 607 \text{ mm}$
2. $F'_c = 25 \text{ MPa}$
3. $F_{yh} = 420 \text{ MPa}$
4. $A_g = B \times H$
 $= 700 \times 700$
 $= 490000 \text{ mm}^2$
5. $A_{ch} = (b - (2 \times P_b))^2$
 $= (700 - (2 \times 40))^2$
 $= 384400 \text{ mm}^2$
6. Menghitung $\frac{A_{sh}}{s}$
 $\frac{A_s}{s} = 0,3 \times \frac{h_c \times f'_c}{F_y} \times (\frac{A_g}{A_c} - 1)$
 $= 0,3 \times \frac{607 \times 25}{420} \times (\frac{490000}{384400} - 1)$
 $= 3,4339 \text{ mm}^2/\text{mm}$
7. Menghitung $\frac{A_s}{s_2}$
 $\frac{A_s}{s_2} = 0,9 \times \frac{h_c \times f'_c}{F_y}$
 $= 0,9 \times \frac{607 \times 25}{420}$
 $= 3,7500 \text{ mm}^2/\text{mm}$
8. Menghitung $\frac{A_{sh}}{s_3}$
 $\frac{A_{sh}}{s_3} = 0,2 \times k_f \times k_n \times (\frac{P_u \times 1000}{f_y \times A_{ch}}) \times H$
 $= 0,2 \times 1 \times (\frac{13 \times 2 + 13 \times 2 - 4}{13 \times 2 + 13 \times 2 - 4}) \times \frac{3381,1220 \times 1000}{420 \times 384400} \times 750$
 $= 3,0594 \text{ mm}^2/\text{mm}$
9. Jarak terpasang sendi plastis
 Adapun untuk jarak terpasang daerah sendi plastis menurut perhitungan sebelumnya adalah 100 mm

10. Menghitung Ash_1

$$\begin{aligned} Ash_1 &= s \times \frac{Ash}{s_1} \\ &= 100 \times 3,4339 \\ &= 343,3900 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

11. Menghitung Ash_2

$$\begin{aligned} Ash_2 &= s \times \frac{Ash}{s_2} \\ &= 100 \times 3,7500 \\ &= 375 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

12. Menghitung Ash_3

$$\begin{aligned} Ash_3 &= s \times \frac{As}{s_3} \\ &= 100 \times 3,0594 \\ &= 305,94 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

13. Menentukan nilai Ash pakai

Adapun untuk nilai Ash pakai adalah nilai terbesar dari Ash_1 , Ash_2 , dan Ash_3 .
Maka nilai Ash pakai adalah 375 mm^2

14. Menghitung As minimum

$$\begin{aligned} As_{\min} &= \frac{1}{3} \times \frac{b \times s}{F_y} \\ &= \frac{1}{3} \times \frac{700 \times 100}{420} \\ &= 55,5556 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

15. Menentukan As pakai syarat *confinement*

Adapun untuk nilai As_{pakai} syarat *confinement* adalah nilai terbesar dari Ash_{pakai} dan $As_{\min}$. Maka nilai As pakai syarat *confinement* adalah 375 mm^2

16. Menghitung jumlah kaki perlu

$$\begin{aligned} n &= \frac{As \text{ pakai dari kedua syar}}{AID} \\ &= \frac{375}{132,7323} \\ &= 2,8252 \text{ kaki} = 3 \text{ kaki} \end{aligned}$$

17. Menentukan spasi pakai

Adapun untuk jarak terpasang daerah sendi plastis menurut perhitungan sebelumnya adalah 3D13-100.

Adapun untuk perhitungan tulangan geser daerah sendi plastis berdasarkan persyaratan *confinement* tinjauan arah y. Langkah – langkah perhitungannya secara garis besar sama dengan perhitungan tinjauan arah x. Untuk hal yang membedakan adalah contohnya untuk perhitungan hc. Jika tinjauan arah x menggunakan lebar penampang kolom atau b sedangkan untuk tinjauan arah y menggunakan tinggi penampang kolom

Setelah melakukan perhitungan berdasarkan tinjauan arah x dan arah y, maka diambil nilai jumlah kaki terbanyak dan jarak antar sengkang terkecil dari hasil perhitungan daerah sendi plastis tinjauan arah x dan arah y. maka didapatkan hasilnya sebagai berikut.

1. Daerah luar sendi plastis

- a. Kaki pakai = 1 kaki
- b. Jarak pakai = 100
- c. Tulangan geser pakai = D13-100

Setelah melakukan perhitungan desain tulangan geser berdasarkan hasil analisa struktur dan persyaratan *confinement*, maka diambil nilai jumlah kaki terbanyak dan jarak antar sengkang terkecil dari hasil perhitungan baik di daerah sendi plastis dan daerah luar sendi plastis dengan tinjauan arah x dan arah y. maka didapatkan hasilnya sebagai berikut

1. Daerah sendi elastis

- a. Kaki pakai = 3 kaki
- b. Jarak pakai = 100 mm
- c. Tulangan geser pakai = 3D13-100

2. Daerah luar sendi plastis

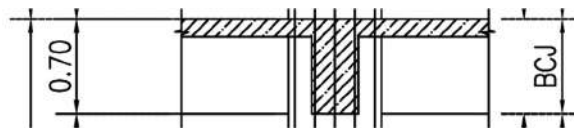
- a. Kaki pakai = 1 kaki
- b. Jarak pakai = 100 mm
- c. Tulangan geser pakai = D13-100

5.28 Perhitungan *Beam Column Joint* (BCJ)

5.28.1 Teori *Beam Column Joint* (BCJ)

Prinsip dasar perancangan yang direkomendasikan untuk bangunan adalah Strong Column Weak Beam. Prinsip desain menentukan perilaku goyang berdasarkan mekanisme goyang balok. Pada pola goyangan seperti ini, sendi plastis diasumsikan terjadi pada ujung balok, terutama pada struktur yang didominasi oleh beban seismik. Mekanisme pendulum seperti ini mampu menghamburkan energi secara stabil, mengingat elemen strukturnya rentan, karena kekuatan lentur yang dibutuhkan masih relatif mudah dicapai dengan elemen struktur.

Sambungan balok-kolom sendiri memiliki fungsi yaitu sebagai penghubung antara kolom dan balok dan sekaligus dengan bantuan kolom dan balok untuk menjaga kestabilan struktur itu sendiri. Sambungan yang digunakan dalam analisis diperbolehkan berputar, tetapi sambungan harus tetap utuh secara elastis (tidak rusak) untuk menghubungkan kolom dan balok dalam hubungan sudut tetap. Dengan kata lain, engsel harus terus berfungsi sebagai braket fleksibel yang sempurna untuk balok dan penyangga (bahkan jika engsel dapat berputar). Oleh karena itu, “sambungan” tersebut harus tetap dapat membatasi balok atau kolom.



Gambar 5.56 Peletakan *Beam Collumn Joint*

5.28.2 Perhitungan *Beam Column Joint* (BCJ)

Perhitungan desain beam column joint dilakukan pada setiap kolom dengan dua perhitungan, yaitu perhitungan dengan tinjauan arah x dan arah y. Adapun desain beam column joint dapat dilakukan melalui perhitungan - perhitungan di bawah ini dan pada perhitungan ini saya menggunakan langkah perhitungan kolom K1 arah X sebagai contoh.

1. Diketahui data sebagai berikut
 - a. Lebar balok (B) = 350 mm

- b. Tinggi balok (H) = 650 mm
- c. Tulangan pokok balok = 22 mm
- d. Lebar kolom (B) = 700 mm
- e. Tinggi kolom (H) = 700 mm

2. Penulangan arah Y

- a. Jarak terkecil tepi

$$\begin{aligned}\text{Kolom ke tepi balok (x)} &= \frac{b_{\text{kolom}} - b_{\text{balok}}}{2} \\ &= \frac{700 - 350}{2} \\ &= 175 \text{ mm}\end{aligned}$$

- b. Bbalok + Hkolom = 350 + 700
- = 1050 mm

- c. Bbalok + 2x = 350 + 2 x 175
- = 700 mm

- d. Lebar *Joint* (B_{joint}) = nilai min. antara Bbalok + h kolom dengan
Bbalok + 2x
- = 700 mm

- e. Tinggi *joint* (H_{joint}) = Hkolom
- = 700 mm

- f. Luas *joint* (A_{joint}) = $B_{\text{joint}} \times H_{\text{joint}}$
- = 700 x 700
- = 490000 mm

- g. Panjang *joint* = 20 x Dpokok
- = 20 x 22
- = 440 mm

- h. $\frac{A_s h}{s}$ sendi plastis kolom = 3,75 mm²/mm

- i. Cek syarat B balok $\geq \frac{3}{4}$ Bkolom

Diketahui B balok = 350 mm

$$350 \geq \frac{3}{4} 700$$

$$350 \geq 525 \text{ (Tidak Memenuhi)}$$

j. $\frac{As}{s}$ perlu *joint*

Diketahui $B_{balok} \leq \frac{3}{4} B_{kolom}$, maka $\frac{As}{2}$ perlu *joint* bernilai sama dengan

$\frac{As}{s}$ sendi plastis kolom sebesar $3,75 \text{ mm}^2/\text{mm}$

k. Jarak pakai (s) = 100 mm

l. Ash perlu $= \frac{As}{s} \times s$
 $= 3,75 \times 100$
 $= 375 \text{ mm}^2$

m. Dsengkang = 13 mm

n. Al tulangan $= \frac{1}{4} \times \pi \times D_{sengkang}^2$
 $= \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2$
 $= 132,7323 \text{ mm}^2$

o. Jumlah kaki perlu $= \frac{Ash \text{ perlu}}{Al \text{ tul.}}$
 $= \frac{375}{132,7323}$
 $= 2,8252 \text{ kaki}$

p. Jumlah kaki pakai = 3 kaki

q. Sengkang pakai = 3D13-100

3. Cek kekuatan geser di *Joint* Arah Y

a. F'_c = 25 MPa

b. Bkolom kanan = 0,7 m

c. Bkolom kiri = 0,7 m

d. Panjang bentang balok kanan (L_b kanan)

Panjang bentang balok kanan adalah 8 m

e. Panjang bentang

$$\begin{aligned} \text{Bersih balok } (L_b') \text{ kanan} &= L_b - \frac{B_{kolom \text{ kanan}}}{2} - \frac{B_{kolom \text{ kiri}}}{2} \\ &= 8 - \frac{0,7}{2} - \frac{0,7}{2} \\ &= 7,3 \text{ m} \end{aligned}$$

f. Panjang bentang balok kiri (L_b kiri)

Panjang bentang balok kanan adalah 8 m

g. Panjang bentang

$$\begin{aligned}\text{Bersih balok (Lb')} \text{ kiri} &= Lb \text{ (kiri)} - \frac{Bkolom \text{ kanan}}{2} - \frac{Bkolom \text{ kiri}}{2} \\ &= 8 - \frac{0,7}{2} - \frac{0,7}{2} \\ &= 7,3 \text{ m}\end{aligned}$$

h. Tinggi kolom atas (h1) = 5 m

i. Tinggi kolom bawah (h2) = 4,2 m

j. M_{kap}^+ balok kanan = 293,801 kNm

k. M_{kap}^- balok kiri = 469,981 kNm

l. Faktor reduksi (ϕ) = 1

m. Faktor c kuat geser joint = 1,7

n. d balok kanan = 0,566 m

o. ds' balok kanan = 0,064 m

p. d balok kiri = 0,566 m

q. ds' balok kiri = 0,064 m

$$\begin{aligned}\text{r. Vkolom} &= \frac{\frac{Lb \text{ kiri}}{Lb' \text{ kiri}} \times M_{kap}^- \text{ balok kiri} + \frac{Lb \text{ kanan}}{Lb' \text{ kanan}} \times M_{kap}^+ \text{ balok kanan}}{\frac{1}{2} \times (h1 + h2)} \\ &= \frac{\frac{8}{7,3} \times 460,981 + \frac{8}{7,3} \times 293,801}{\frac{1}{2} \times (5 + 4,2)} \\ &= 179,8172 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{s. C} &= \frac{M_{kap}^+ \text{ balok kanan}}{d \text{ balok kiri} - d' \text{ balok kanan}} \\ &= \frac{293,801}{0,566 - 0,064} \\ &= 585,7281 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{t. T} &= \frac{M_{kap}^- \text{ balok kiri}}{d \text{ balok kiri} - d' \text{ balok kiri}} \\ &= \frac{460,981}{0,566 - 0,064} \\ &= 919,0221 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{u. Vu joint} &= C + T - V_{kolom} \\ &= 585,7281 + 919,7281 - 179,8172 \\ &= 1324,9330 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\text{v. Vc joint} = \phi \times c \times \sqrt{F'_{cx} \text{ Ajoint}}$$

$$= 1 \times 1,7 \times \sqrt{25 \times 490000}$$

$$= 4165 \text{ kN}$$

w. Cek syarat $V_{c \text{ joint}} > V_{u \text{ joint}}$

$$4165 \text{ kN} > 1324,9330 \text{ kN (OK)}$$

4. Cek kekuatan sengkang terpasang arah y

a. Al tulangan $= 132,7323 \text{ mm}^2$

b. Jumlah kaki pakai (n) $= 4 \text{ kaki}$

c. F_y $= 420 \text{ MPa}$

d. Lebar kolom (B) $= 700 \text{ mm}$

e. Tinggi kolom (H) $= 700 \text{ mm}$

f. Selimut beton (sb) $= 40 \text{ mm}$

g. Dpokok kolom $= 22 \text{ mm}$

h. Dsengkang $= 13 \text{ mm}$

i. d kolom $= B - sb - D_{\text{sengkang}} - \frac{D_{\text{pokok}}}{2}$

$$= 700 - 40 - 13 - \frac{22}{2}$$

$$= 636 \text{ mm}$$

j. Jarak vertikal sengkang $= 100 \text{ mm}$

k. V_s $= \frac{n \times F_y \times Al \text{ tulangan} \times d_{\text{kolom}}}{s}$

$$= \frac{4 \times 420 \times 132,7323 \times 636}{100}$$

$$= 1063,6635 \text{ kN}$$

l. Faktor reduksi (ϕ) $= 0,75$

m. ϕV_n $= \phi (V_{c \text{ joint}} + V_s)$

$$= 0,75 \times (4165 + 1063,6635)$$

$$= 3921,4976 \text{ kN}$$

n. $V_{u \text{ joint}}$ $= 1324,9330 \text{ kN}$

o. Cek syarat $\phi V_n > V_{u \text{ joint}}$

Diketahui $\phi V_n = 3921,4976 \text{ kN}$ dan $V_{u \text{ joint}} = 1324,9330 \text{ kN}$, maka $\phi V_n > V_{u \text{ joint}}$ karena $>$ dan berarti tulangan geser yang didesain pada daerah hubungan balok dan kolom mampu menahan gaya yang bekerja.

Didapatkan tulangan geser *beam column joint* yang dipakai pada Kolom K1 adalah 3D13-100

5.28.3 Rekapitulasi Tulangan BCJ dan Tulangan Geser Kolom

Untuk rekapitulasi hasil perhitungan desain *beam column joint* dan tulangan geser kolom dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 5.64 Rekapitulasi Tulangan BCJ dan Tulangan Geser Kolom

Kode Kolom	Daerah Sendi Plastis	Daerah Luar Sendi Plastis	BCJ
K0	5D13-100	D13-100	5D13-100
K1	3D13-100	D13-100	3D13-100
K1A	3D13-100	D13-100	3D13-100
K2	3D13-100	D13-100	3D13-100
K2A	3D13-100	D13-100	3D13-100
K2B	3D13-100	D13-100	3D13-100
K3	4D13-100	D13-100	3D13-100

Tabel 5.65 Tulangan Geser Kolom *Existing*

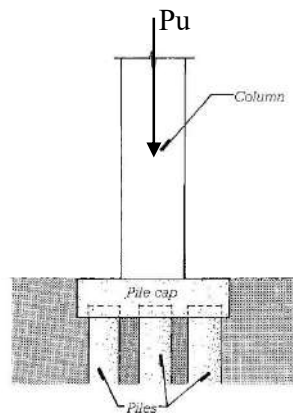
Kode Kolom	Daerah Sendi Plastis		Daerah Luar Sendi Plastis	
	Arah X	Arah Y	Arah X	Arah Y
K0	5D13-100	4D13-100	5D13-150	4D13-150
K1	4D13-100		4D13-150	
K2	4D13-100		4D13-100	
K3	3D10-100		3D10-125	
K4	3D10-100	4D10-100	3D13-125	4D10-125

5.29 Desain Pondasi

Struktur bangunan gedung sepenuhnya terletak di atas tanah pendukung melalui sistem pondasi. Dengan demikian sistem pondasi merupakan bagian yang sangat penting dari bangunan gedung secara keseluruhan. Bila kita memilah, secara garis besar bangunan gedung terdiri dari dua bagian pokok yaitu struktur atas

(Upper Structure/Superstructure) dan struktur bawah (Substructure). Struktur atas adalah bagian bangunan yang secara langsung menahan beban, baik beban gravitasi maupun beban angin/gempa. Selanjutnya beban – beban tersebut akan disalurkan ke pondasi oleh kolom – kolom, selanjutnya oleh pondasi beban disalurkan ke dalam tanah dasar. Karena tanah dasar sebagai pendukung terakhir tidak boleh mengalami kerusakan, maka dalam mendukung beban tanah diberikan angka keamanan (*factor of safety*, SF) yang besar dikarenakan beberapa hal berikut ini, yaitu :

1. Sulitnya sistem kontrol pondasi setelah bangunan selesai dibangun.
2. Adanya ketidakpastian keseluruhan tanah di bawah bangunan.
3. Adanya ketidaksempurnaan dalam menentukan properti tanah.
4. Ketidakakuratan model matematik interaksi antara tanah dengan pondasi.
5. Adanya penyederhanaan lapisan – lapisan tanah seperti lapisan tanah dianggap datar atau lapisan tanah dianggap sama tebal.
6. Tanah sebagai pendukung akhir beban tidak boleh terjadi kegagalan.



Gambar 5.57 Skema Pondasi

5.29.1 Langkah – Langkah Perencanaan Pondasi

Pada perencanaan pondasi kali ini, kami menggunakan pondasi tiang, karena pondasi tiang sendiri termasuk kedalam jenis pondasi dalam. Adapun untuk perhitungan desain pondasi sendiri dilakukan melalui beberapa langkah - langkah perhitungan yang dapat dilihat di bawah ini.

1. Menentukan daya dukung vertikal tiang
 Daya dukung vertikal tiang adalah beban ijin yang dapat ditanggung oleh satu buah tiang yang ditancapkan pada suatu lokasi dan pada kedalaman tertentu.
2. Menentukan jumlah kebutuhan tiang
 Setelah mengetahui daya dukung ijin tiang, dari beban struktur atas (beban terfaktor: $1,2 D + 1E + 1L$) dapat dihitung kebutuhan tiang pada satu titik kolom.
3. Cek efisiensi dalam kelompok tiang
 Daya dukung sebuah tiang yang berada pada suatu kelompok tiang akan berkurang. Hal ini disebabkan tanah di sekitar tiang terdesak oleh tiang lainnya. Agar daya dukung tersebut tidak berkurang, setidaknya - tidaknya dibutuhkan jarak 3 (tiga) dikali diameter atau $3D$ antar tiang satu dengan lainnya. Hal ini tentu saja akan mengakibatkan pemborosan tempat. Agar optimal, biasanya diatur dengan jarak antara 2,5 - 3 dikali diameter tiang.
4. Menghitung daya dukung kelompok tiang
 Perhitungan daya dukung kelompok tiang digunakan untuk mengecek apakah kelompok tiang yang digunakan aman atau tidak terdapat beban aksial kolom.
5. Menentukan gaya tarik atau gaya tekan yang bekerja pada tiang
 Akibat momen yang besar dari struktur atas, tiang dapat juga mengalami gaya tarik ke atas. Untuk itu perlu dilakukan analisis gaya - gaya yang bekerja pada masing - masing tiang dalam suatu kelompok tiang dan jangan sampai melebihi daya dukung yang diijinkan.
6. Menghitung penulangan pada pile
 Langkah terakhir dalam desain pondasi adalah menghitung jumlah tulangan yang akan digunakan dalam satu tiang fondasi.

5.29.2 Perhitungan Desain Pondasi

Pada perhitungan desain pondasi tiang terpisah saya melakukan perhitungan trial pada diameter *pile*, setelah didapatkan diameter *pile* dan kedalaman yang diinginkan lalu kita melanjutkan perhitungan hingga didapat nilai daya dukung yang baik serta jumlah penulangan *pile* yang tidak boros dan efisien. Saya menggunakan contoh P4 untuk perhitungan. Diketahui data sebagai berikut.

Jenis tanah = Tanah sedang

Diameter *pile* = 0,7 m

F'_c = 25 MPa

F_y = 420 MPa

1. Daya dukung ijin tekan berdasarkan N-SPT

Diketahui data N-SPT pada tanah yang dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.66 Data N-SPT Tanah

Kedalaman (m)	Segmen (li) (m)	N-SPT
2	2	7
4	2	16
6	2	34
8	2	47
10	2	60
12	2	60
14	2	60
16	2	60
18	2	60
20	2	60
22	2	60
24	2	60
26	2	60
28	2	60
30	2	60

Contoh pada perhitungan daya dukung ijin tekan berdasarkan N-SPT mengambil pada kedalaman

Panjang segmen = 16 m

Diameter *pile* = 0,7 MPa

N-SPT = 60

a. Tahanan ujung konus sondir (q_c)

$$\begin{aligned} q_c &= 20 \times \text{N-SPT} \\ &= 20 \times 60 \\ &= 1200 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

b. Luas penampang tiang (A_p)

$$\begin{aligned} A_p &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,7^2 \\ &= 0,3848 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

c. Keliling penampang tiang (A_{st})

$$\begin{aligned} A_{st} &= \pi \times D \\ &= \pi \times 0,7 \\ &= 2,1991 \text{ m} \end{aligned}$$

d. Gaya geser pada selimut segmen tiang (f_i)

$$f_i = \text{nilai N-SPT} > 12, \text{ maka nilai } f_i = 12 \text{ t/m}^2$$

e. $l_i f_i$

$$\begin{aligned} &= f_i \times \text{segmen} \\ &= 12 \times 2 \\ &= 24 \text{ t/m} \end{aligned}$$

f. $\sum l_i f_i$

$$\begin{aligned} &= 158 + 24 \\ &= 182 \text{ t/m} \end{aligned}$$

g. Faktor keamanan (FK)

Faktor keamanan yang digunakan yakni ada dua, yaitu Faktor Keamanan satu dengan nilai 3 dan Faktor Keamanan dua dengan nilai 5.

h. Daya dukungn ijin tekan tiang (P_a)

$$\begin{aligned} P_{all} &= \frac{q_c \times A_p}{FK} + \frac{\sum l_i f_i \times A_{st}}{FK_2} \\ &= \frac{1200 \times 0,3848}{3} + \frac{182 \times 2,1991}{5} \\ &= 233,9858 \text{ ton} \end{aligned}$$

Adapun hasil perhitungan daya dukung ijin tekan berdasar N-SPT dapat dilihat pada tabel berikut ini.

Tabel 5.67 Daya Dukung Ijin Tekan Berdasarkan N-SPT

Kedalaman (m)	N- SPT	qc (t/m ²)	Ap (m ²)	Ast (m)	fi (t/m ²)	li fi (t/m)	Σli fi (t/m)	P all (ton)
2	7	140	0,3848	2,1991	7	14	14	24,1170
4	16	320	0,3848	2,1991	12	24	38	57,7634
6	34	680	0,3848	2,1991	12	24	62	114,5006
8	47	940	0,3848	2,1991	12	24	86	158,4096
10	60	1200	0,3848	2,1991	12	24	110	202,3186
12	60	1200	0,3848	2,1991	12	24	134	212,8743
14	60	1200	0,3848	2,1991	12	24	158	223,4301
16	60	1200	0,3848	2,1991	12	24	182	233,9858
18	60	1200	0,3848	2,1991	12	24	206	244,5416
20	60	1200	0,3848	2,1991	12	24	230	255,0973
22	60	1200	0,3848	2,1991	12	24	254	265,6531
24	60	1200	0,3848	2,1991	12	24	278	276,2088
26	60	1200	0,3848	2,1991	12	24	302	286,7646
28	60	1200	0,3848	2,1991	12	24	326	297,3203
30	60	1200	0,3848	2,1991	12	24	350	307,8761

Tiang pondasi akan ditanam hingga kedalaman 16 meter. Maka didapatkan daya dukung ijin tekan tiang adalah 233,9858 ton.

2. Daya dukung ijin tekan berdasarkan material

Daya dukung ijin tekan berdasarkan material dapat diketahui melalui perhitungan berikut. Diketahui data sebagai berikut.

$$F'_c = 25 \text{ MPa}$$

$$A_p = 0,3848 \text{ m}^2$$

$$P_a = F'_c \times A_p$$

$$= 25 \times 0,3848 \times 10^6$$

$$= 9621127,502 \text{ N atau } 980,7469 \text{ ton}$$

3. Daya dukung ijin tekan pakai

Daya dukung ijin tekan pakai yang digunakan adalah nilai daya dukung ijin tekan tiang terkecil berdasarkan data N-SPT dan material. Maka daya dukung ijin tekan pakai adalah 233,9858 ton.

4. Daya dukung ijin tarik berdasarkan N-SPT

Contoh pada perhitungan daya dukung ijin tekan berdasarkan N-SPT mengambil pada kedalaman

Panjang segmen = 2 m

Diameter *pile* = 0,7 m

N-SPT = 60

a. Tahanan ujung konus sondir (q_c)

$$\begin{aligned} q_c &= 20 \times \text{N-SPT} \\ &= 20 \times 60 \\ &= 1200 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

b. Luas penampang tiang (A_p)

$$\begin{aligned} A_p &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,7^2 \\ &= 0,3848 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

c. Keliling penampang tiang (A_{st})

$$\begin{aligned} A_{st} &= \pi \times D \\ &= \pi \times 0,7 \\ &= 2,1991 \text{ m} \end{aligned}$$

d. Gaya geser pada selimut segmen tiang (f_i)

$$f_i = \text{nilai N-SPT} > 12, \text{ maka nilai } f_i = 12 \text{ t/m}^2$$

e. $\sum l_i f_i$

$$\begin{aligned} &= f_i \times \text{segmen} \\ &= 12 \times 2 \\ &= 24 \text{ t/m} \end{aligned}$$

f. $\sum l_i f_i$

$$= 182 \text{ t/m}$$

g. Faktor keamanan (FK)

Faktor keamanan yang digunakan yakni ada dua, yaitu Faktor Keamanan satu dengan nilai 3 dan Faktor Keamanan dua dengan nilai 5.

h. Berat pondasi (W_p)

$$\begin{aligned} W_p &= \gamma \times A_p \times h \\ &= 2,4 \times 0,3848 \times 16 \\ &= 14,7781 \text{ ton} \end{aligned}$$

i. Daya dukungn ijin tekan tiang (Pa)

$$\begin{aligned}
 P_{all} &= \frac{(\sum li \times fi \times Ast) \times 0,70}{FK} + W_p \\
 &= \frac{158 \times 2,1991 \times 0,70}{5} + 14,7781 \\
 &= 70,8115 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Adapun hasil perhitungan daya dukung ijin tarik berdasar N-SPT dapat dilihat pada tabel berikut ini.

Tabel 5.68 Daya Dukung Ijin Tarik Berdasarkan N-SPT

Kedalaman (m)	N-SPT	qc (t/m ²)	Ap (m ²)	Ast (m)	fi (t/m ²)	li fi (t/m)	Σli fi (t/m)	Wp (ton)	P all (ton)
2	7	140	0,3848	2,1991	7	14	14	1,8473	6,1575
4	16	320	0,3848	2,1991	12	24	38	3,6945	15,3938
6	34	680	0,3848	2,1991	12	24	62	5,5418	24,6301
8	47	940	0,3848	2,1991	12	24	86	7,3890	33,8664
10	60	1200	0,3848	2,1991	12	24	110	9,2363	43,1027
12	60	1200	0,3848	2,1991	12	24	134	11,0835	52,3389
14	60	1200	0,3848	2,1991	12	24	158	12,9308	61,5752
16	60	1200	0,3848	2,1991	12	24	182	14,7781	70,8115
18	60	1200	0,3848	2,1991	12	24	206	16,6253	80,0478
20	60	1200	0,3848	2,1991	12	24	230	18,4726	89,2841
22	60	1200	0,3848	2,1991	12	24	254	20,3198	98,5203
24	60	1200	0,3848	2,1991	12	24	278	22,1671	107,7566
26	60	1200	0,3848	2,1991	12	24	302	24,0143	116,9929
28	60	1200	0,3848	2,1991	12	24	326	25,8616	126,2292
30	60	1200	0,3848	2,1991	12	24	350	27,7088	135,4655

5. Daya dukung ijin tarik pakai

Daya dukung ijin tarik pakai yang digunakan adalah nilai daya dukung ijin tarik terkecil berdasarkan data N-SPT. Maka daya dukung ijin tarik pakai adalah 70,8115 ton.

6. Perhitungan jumlah tiang yang dibutuhkan

Perhitungan jumlah tiang yang diperlukan pada suatu titik kolom menggunakan beban aksial dengan kombinasi beban 1,2D + 1E + 1L. Jumlah tiang yang diperlukan dihitung dengan membagi gaya aksial yang terjadi

dengan daya dukung tekan tiang karena pada kasus ini gaya aksial kolom juga merupakan tekan. Diketahui data sebagai berikut.

Gaya aksial kolom (P_u) = 5766,154 kN atau 587,783 ton

Daya dukung tekan tiang (P_{all}) = 233,9858 ton

$$\begin{aligned} \text{Jumlah tiang pakai (n)} &= \frac{P_u}{P_{all}} \\ &= \frac{587,783}{233,9858} \\ &= 2,512 \text{ buah} = 4 \text{ buah} \end{aligned}$$

Didapatkan jumlah tiang yang diperlukan yaitu 2,512 tiang. Maka jumlah tiang yang digunakan adalah 4 tiang.

7. Konfigurasi *pile cap*

Adapun untuk mengetahui konfigurasi *pile cap* maka dilakukan beberapa perhitungan sebagai berikut.

a. Jarak tiang (S)

Jarak antar tiang atau S menurut ketentuan nilainya adalah 2,5 – 3 dikali diameter tiang dan kami menggunakan ketentuan jarak antar tiang sebesar 3 dikali diameter tiang dan perlu diketahui bahwasannya jarak tiang sendiri dihitung dari as ke as atau dari tengah tiang ke tengah tiang berikutnya.

$$\begin{aligned} \text{Jarak tiang (S)} &= 2,5 \times D \\ &= 2,5 \times 0,7 \\ &= 1,8 \text{ m} \end{aligned}$$

b. Jarak tepi (S_t)

Jarak tepi atau S_t menurut ketentuan nilainya adalah 1,5 – 2 dikali diameter tiang dan kami menggunakan ketentuan jarak tepi sebesar 2 kali diameter tiang dan perlu diketahui bahwasannya jarak tepi sendiri dihitung dari tepi ke as tiang terdekat.

$$\begin{aligned} \text{Jarak tepi (} S_t \text{)} &= 1,5 \times D \\ &= 1,5 \times 0,7 \\ &= 1,1 \text{ m} \end{aligned}$$

c. Jumlah tiang baris X = 2 tiang

d. Jumlah tiang baris Y = 2 tiang

$$\begin{aligned}
 \text{e. B} &= ((\text{Jumlah tiang baris X} - 1) \times S) + (2 \times S_t) \\
 &= ((2 - 1) \times 1,8) + (2 \times 1,1) \\
 &= 4 \text{ m} \\
 \text{f. H} &= ((\text{Jumlah tiang baris Y} - 1) \times S) + (2 \times S_t) \\
 &= ((2 - 1) \times 1,8) + (2 \times 1,1) \\
 &= 4 \text{ m}
 \end{aligned}$$

8. Efisiensi kelompok tiang

Perhitungan jumlah tiang yang diperlukan seperti perhitungan bagian sebelumnya masih belum sempurna karena daya dukung kelompok tiang bukanlah daya dukung satu tiang dikalikan dengan jumlah tiang. Hal ini karena intervensi (tumpang tindihnya) garis – garis tegangan dari tiang – tiang yang berdekatan (*group action*). Pengurangan daya dukung kelompok tiang yang disebabkan oleh *group action* ini biasanya dinyatakan dalam suatu angka efisiensi. Perhitungan efisiensi kelompok tiang berdasarkan rumus Converse-Labarre dari *Uniform Building Code* AASHTO adalah:

$$E_g = 1 - \theta \times \frac{(n-1) \times m + (m-1) \times n}{90 \times m \times n}$$

Keterangan:

E_g = Efisiensi kelompok tiang

θ = Arctan (D/S)

D = Diameter tiang

S = Jarak antar tiang (as ke as)

m = Jumlah tiang dalam 1 kolom

n = Jumlah tiang dalam 1 baris

Diketahui data sebagai berikut:

a. Jarak tiang (S)

Jarak antar tiang atau S menurut ketentuan nilainya adalah 2,5 – 3 dikali diameter tiang dan dihitung dari as ke as atau dari tengah tiang ke tengah tiang berikutnya.

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak tiang (S)} &= 2,5 \times D \\
 &= 2,5 \times 0,7 \\
 &= 1,8 \text{ m}
 \end{aligned}$$

b. Jumlah tiang dalam 1 kolom (m)

Diketahui bahwa jumlahnya yang digunakan adalah 2 Tiang

c. Jumlah tiang dalam 1 baris (n)

Diketahui bahwa jumlahnya yang digunakan adalah 2 tiang

d. Diameter tiang (D)

Diameter yang digunakan adalah 0,7 m

e. Nilai θ

$$\begin{aligned}\theta &= \text{Arctan} \left(\frac{D}{S} \right) \\ &= \text{Arctan} \left(\frac{0,7}{1,8} \right) \\ &= 21,2505^\circ\end{aligned}$$

Maka nilai efisiensi kelompok tiang dapat dicari menggunakan perhitungan berikut.

$$\begin{aligned}\text{Eg} &= 1 - \theta \times \frac{(n-1) \times m + (m-1) \times n}{90 \times m \times n} \\ &= 1 - 21,5025 \times \frac{(2-1) \times 2 + (2-1) \times 2}{90 \times 2 \times 2} \\ &= 0,7639\end{aligned}$$

Didapatkan nilai efisiensi kelompok tiang yaitu sebesar 0,7952.

9. Daya dukung kelompok tiang

Perhitungan daya dukung kelompok vertikal kelompok tiang yang digunakan untuk mengedek apakah kelompok tiang yang digunakan mampu menahan gaya aksial kolom dan dapat dihitung menggunakan rumus berikut.

$$\begin{aligned}\text{Qu} &= \text{Eg} \times n \times \text{Pall} \\ &= 0,7639 \times 4 \times 233,9858 \\ &= 714,9514 \text{ ton}\end{aligned}$$

Maka kelompok tiang dengan jumlah 4 tiang aman untuk digunakan karena nilai daya dukung kelompok tiang atau Qu lebih besar daripada gaya aksial kolom atau Pu , yaitu $583,783 \text{ ton} > 714,9514 \text{ ton}$.

10. Beban maksimum tiang

Beban aksial dan momen yang bekerja akan didistribusikan ke *pile cap* dan kelompok tiang berdasarkan rumus elastisitas dengan menganggap bahwa

pile cap kaku sempurna, sehingga pengaruh gaya yang bekerja tidak menyebabkan *pile cap* melengkung atau deformasi. Adapun untuk perhitungan beban maksimum tiang dapat menggunakan rumus berikut.

$$P_{maks} = \frac{P_u}{np} \pm \frac{M_y + X m}{n_y + \sum X^2} \pm \frac{M_x + Y m_{max}}{n_x +}$$

Keterangan :

P_{maks} = beban maksimum tiang

P_u = gaya aksial yang terjadi (Pembebanan 1,2D+1E+1L)

M_y = momen yang bekerja tegak lurus sumbu y

M_x = momen yang bekerja tegak lurus sumbu x

X_{max} = jarak tiang arah sumbu x terjauh

Y_{max} = jarak tiang arah sumbu y terjauh

$\sum X^2$ = jumlah kuadrat x

$\sum Y^2$ = jumlah kuadrat y

n_x = banyak tiang dalam satu baris arah sumbu x

n_y = banyak tiang dalam satu baris arah sumbu y

np = jumlah tiang

diketahui data sebagai berikut

a. P_u = 5766,154 kN

b. M_{ux} kolom = 1063,73 kNm

c. M_{uy} kolom = 1056 kNm

d. X_{max} = $S - (\frac{1}{2} \times S)$
 $= 1,8 - (\frac{1}{2} \times 1,8)$
 $= 0,9 \text{ m}$

e. Y_{max} = $S - (\frac{1}{2} \times S)$
 $= 1,8 - (\frac{1}{2} \times 1,8)$
 $= 0,9 \text{ m}$

f. $\sum X^2$ = $2 \times 2 \times 0,9$
 $= 3,24 \text{ m}^2$

$$\begin{aligned} \text{g. } \Sigma Y^2 &= 2 \times 2 \times 0,9 \\ &= 3,24 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{h. } n_x = 2 \text{ buah}$$

$$\text{i. } n_y = 2 \text{ buah}$$

$$\begin{aligned} \text{j. } n_p &= n_x \times n_y \\ &= 2 \times 2 \\ &= 4 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{\text{maks}} &= \frac{Pu}{n_p} \pm \frac{My + X_{\text{maks}}}{n_y + \Sigma X^2} \pm \frac{Mx + Y_{\text{maks}}}{n_x \Sigma Y^2} \\ P_{\text{maks}} &= \frac{1005,66}{4} + \frac{921,81 + 0,9}{2 + 3,24} + \frac{1005,66 + 0,9}{2 + 3,24^2} \\ &= 1735,9454 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{\text{maks}} &= \frac{1005,66}{4} - \frac{921,81 + 0,9}{2 + 3,24} - \frac{1005,66 + 0,9}{2 + 3,24^2} \\ &= 1147,1316 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{\text{mak}} &= \frac{1005,66}{4} + \frac{921,81 + 0,9}{2 + 3,24} - \frac{1005,66 + 0,9}{2 + 3,24^2} \\ &= 1440,4694 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{\text{maks}} &= \frac{1005,66}{4} - \frac{921,81 + 0,9}{2 + 3,24} + \frac{1005,66 + 0,9}{2 + 3,24^2} \\ &= 1442,6121 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dari empat perhitungan di atas, diambil nilai P_{maks} yang paling besar. Maka didapatkan nilai P_{maks} adalah 1735,9454 kN. Dan jika diubah dalam satuan ton, maka:

$$\begin{aligned} P_{\text{maks}} &= \frac{1735,9454}{9,81} \\ &= 176,9657 \text{ ton} \end{aligned}$$

Didapatkan P_{maks} sebesar 176,9657 Ton dan angka tersebut bernilai positif maka pile cap mendapatkan gaya tekan. Maka nilai P_{maks} tersebut dibandingkan dengan nilai daya dukung tekan tiang.

$$\begin{aligned} P_{\text{all}} &> P_{\text{maks}} \\ 233,9858 &> 176,9657 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Maka penggunaan pondasi dengan diameter 0,7 m, pada kedalaman 16 m, dan jumlah tiang yang digunakan 4 buah bisa digunakan karena $P_{\text{all}} > P_{\text{maks}}$

11. Perhitungan penulangan *pile*

Langkah perhitungan dalam desain pondasi adalah menghitung jumlah tulangan yang akan digunakan dalam satu tiang atau *pile*. Untuk menghitung jumlah tulangan yang akan digunakan dapat dilakukan beberapa perhitungan di bawah ini.

Diketahui data sebagai berikut:

- a. Diameter *pile* (D) = 700 mm
- b. Rasio penulangan (ρ) = 1,5%
- c. Diameter tulangan pokok = 25 mm
- d. Diameter sengkang = 13 mm
- e. Selimut beton = 50 mm
- f. Jarak sengkang = 100 mm

Maka selanjutnya dilakukan perhitungan berikut untuk mengetahui jumlah tulangan yang digunakan

- a. Menghitung luas penampang tiang (A_g)

$$\begin{aligned} A_g &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 700^2 \\ &= 384845,1001 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- b. Menghitung luas tulangan pokok (A_s)

$$\begin{aligned} A_s &= A_g \times \rho \\ &= 384845,1001 \times 1,5 \\ &= 5772,6765 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- c. Menghitung luas satu tulangan (A_{ID})

$$\begin{aligned} A_{ID} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 25^2 \\ &= 490,8738 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- d. Menghitung jumlah tulangan perlu (n_{perlu})

$$\begin{aligned} n_{perlu} &= \frac{A_s}{A_{ID}} \\ &= \frac{5772,6765}{490,8739} \\ &= 11,76 \text{ buah} = 12 \text{ buah} \end{aligned}$$

e. Menghitung jumlah tulangan pakai (npakai)

Untuk nilai jumlah tulangan pakai adalah pembulatan ke atas dari nilai jumlah tulangan perlu. Maka untuk jumlah tulangan pakai atau n pakai = 12 buah. Maka untuk penulangan pada pile, digunakan tulangan lentur sebanyak 12 buah berdiameter 25 mm atau 12D25 dan tulangan geser D13-100.

5.29.3 Perhitungan *Pile Cap*

1. Konsep perhitungan *pile cap*

Sebelum melakukan perhitungan desain *pile cap* maka perlu diketahui fungsi dari *pile cap* itu sendiri. *Pile cap* berfungsi untuk mengikat tiang - tiang menjadi satu kesatuan dan memindahkan beban kolom kepada tiang. *Pile cap* biasanya terbuat dari beton bertulang. Perencanaan *pile cap* dilakukan dengan anggapan sebagai berikut:

- a. *Pile cap* sangat kaku
- b. Ujung atas tiang menggantung pada *pile cap*. Oleh karena itu, tidak ada momen lentur yang diakibatkan oleh *pile cap* ke tiang.
- c. Tiang merupakan kolom pendek dan elastis. Karena itu distribusi tegangan dan deformasi membentuk bidang rata.

2. Perhitungan *pile cap*

Adapun untuk perhitungan desain *pile cap* dapat dilakukan dengan beberapa perhitungan di bawah ini. Diketahui data sebagai berikut:

- a. Jarak antar tiang (s) = 1,8 m
- b. Diameter tiang (D) = 0,7 m

Maka selanjutnya dilakukan beberapa perhitungan untuk mengetahui dimensi *pile cap* yang digunakan

a. Menghitung jarak tepi (st)

$$\begin{aligned} st &= 1,5 \times D \text{ (ketentuannya } 1,5D - 2D) \\ &= 1,5 \times 0,7 \\ &= 1,1 \text{ m} \end{aligned}$$

b. Menghitung lebar *pile cap* (B)

$$B = s + (2 \times st)$$

$$= 1,8 + (2 \times 1,1)$$

$$= 4 \text{ m}$$

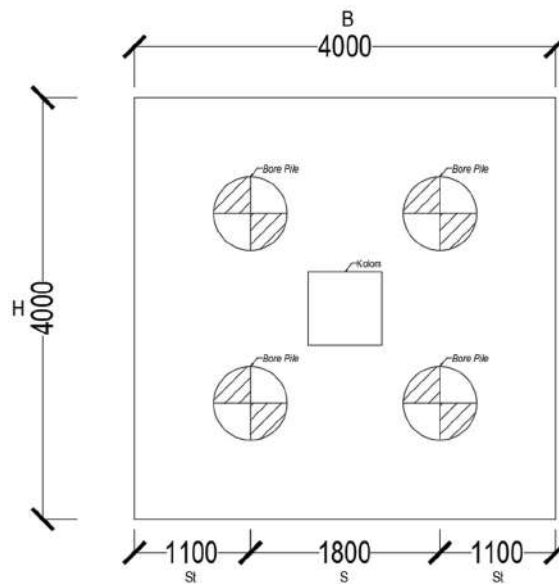
c. Menghitung panjang *pile cap* (H)

$$H = s + (2 \times st)$$

$$= 1,8 + (2 \times 1,1)$$

$$= 4 \text{ m}$$

Penjelasan untuk lebar dan panjang pile cap: karena jumlah tiang yang digunakan adalah 4 (empat) dan konfigurasinya dapat dilihat pada gambar di bawah ini.



Gambar 5.58 Konfigurasi Tiang pada *Pile Cap*

Maka dari gambar tersebut dapat disimpulkan bahwa untuk menghitung lebar pile cap (searah dengan sumbu x) dapat dilakukan dengan menjumlahkan jarak antar tiang yang ditandai dengan garis berwarna hitam pada gambar dengan 2 (dua) kali jarak tepi yang ditandai dengan garis berwarna merah pada gambar. Selain itu, perlu diperhatikan bahwa lebar dan panjang pile cap tidak boleh lebih dari panjang bentang terpendek pada balok yang mengikat kolom tersebut. Karena ini adalah

perhitungan pada kolom K1 dan balok yang mengikat adalah balok tipe B1X baik arah x maupun arah y dengan bentang sepanjang 8 m. Maka nilai panjang dan lebar pile cap boleh digunakan karena nilainya lebih kecil dari nilai bentang balok, yaitu $4 \text{ m} < 8 \text{ m}$.

d. Menentukan tebal *pile cap* (T)

Tebal *pile cap* yang digunakan sebesar 1,2 m.

e. Kontrol geser satu arah

Diketahui data sebagai berikut:

Lebar *pile cap* (B) = 4 m

Panjang *pile cap* (H) = 4 m

Tebal *pile cap* (T) = 1,2 m

Lebar kolom (B) = 0,6 m

Tinggi kolom (H) = 0,6 m

F'_c = 25 MPa

F_y = 420 MPa

Selimut beton (pb) = 75 mm

Gaya aksial kolom (P_u) = 5766,154 kN

Faktor reduksi (ϕ) = 0,75

Maka selanjutnya dilakukan beberapa perhitungan berikut untuk mengontrol geser *pile cap* satu arah sebagai berikut.

1) Menghitung luas *pile cap* (A)

$$\begin{aligned} A &= B \times H \\ &= 4 \times 4 \\ &= 16 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

2) Menghitung tegangan *pile cap* (σ)

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{P_u}{A} \\ &= \frac{5766,154}{16} \\ &= 360,3846 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

3) Menghitung panjang pondasi (L)

Panjang pondasi sama dengan panjang *pile cap* yaitu sebesar 4 m.

4) Menghitung tebal efektif *pile cap* (d)

$$\begin{aligned} d &= T - pb \\ &= 1,2 - \frac{75}{1000} \\ &= 1,1250 \text{ m} \end{aligned}$$

5) Menghitung daerah pembebanan yang diperhitungkan untuk geser penulangan satu arah.

$$\begin{aligned} G' &= B \text{ pile cap} - \left(\frac{B \text{ pile cap}}{2} + \frac{B \text{ kolom}}{2} + d \right) \\ &= 4 - \left(\frac{4}{2} + \frac{4}{2} + 1,1250 \right) \\ &= 0,575 \text{ m} \end{aligned}$$

Didapatkan nilai G' sebesar 0,575 m, maka tebal *pile cap* yang digunakan sudah memenuhi syarat karena $G' > 0$.

6) Menghitung gaya geser (V_u)

$$\begin{aligned} V_u &= \sigma \times L \times G' \\ &= 360,3846 \times 4 \times 0,575 \\ &= 828,8846 \text{ kN} \end{aligned}$$

7) Menghitung kuat geser beton (ϕV_c)

$$\begin{aligned} \phi V_c &= \phi \times \frac{1}{6} \times \sqrt{F'_c} \times b \times d \\ &= 0,75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 4000 \times 11250 \\ &= 2812,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

Maka didapatkan bahwa $\phi V_c > V_u$, $2812,5 \text{ kN} > 828,8846 \text{ kN}$.

f. Kontrol geser dua arah

Diketahui data sebagai berikut

Tebal efektif *pile cap* (d) = 1,1250 m

Lebar kolom (B) = 0,6 m

Tinggi kolom (H) = 0,6 m

Lebar *pile cap* (B) = 4 m

Panjang *pile cap* (H) = 4 m

Gaya aksial kolom (P_u) = 5766,154 kN

Faktor reduksi (ϕ) = 0,75

Maka selanjutnya dilakukan beberapa perhitungan berikut untuk mengontrol geser *pile cap* dua arah sebagai berikut.

- 1) Menghitung luas penampang kritis (B')

$$\begin{aligned} B' &= B_{\text{kolom}} + 2 \times \frac{1}{2} \times d \\ &= 0,6 + 2 \times \frac{1}{2} \times 1,1250 \\ &= 1,725 \text{ m} \end{aligned}$$

- 2) Menghitung panjang pondasi (L)

Panjang pondasi sama dengan panjang *pile cap* yaitu sebesar 4 m

- 3) Menghitung luas *pile cap* (A)

$$\begin{aligned} A &= B \times H \\ &= 4 \times 4 \\ &= 16 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

- 4) Menghitung tegangan *pile cap* (σ)

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{Pu}{A} \\ &= \frac{5766,1540}{16} \\ &= 360,385 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

- 5) Menghitung gaya geser (Vu)

$$\begin{aligned} V_u &= \sigma \times (L^2 - B'^2) \\ &= 360,385 \times (4^2 - 1,725^2) \\ &= 4693,7845 \text{ kN} \end{aligned}$$

- 6) Menentukan konstanta untuk perhitungan pondasi telapak (α_s)

Nilai α_s yang digunakan adalah 40, dikarenakan perhitungan yang dilakukan adalah perhitunfan pada kolom dalam.

- 7) Menghitung nilai perbandingan lebar dan tinggi kolom (β_c)

$$\begin{aligned} \beta_c &= \frac{B_{\text{kolom}}}{H_{\text{kolom}}} \\ &= \frac{0,6}{0,6} \\ &= 1 \end{aligned}$$

- 8) Menghitung keliling penampang kritis pondasi telapak (b_o)

$$b_o = 4 \times B'$$

$$= 4 \times 1,725$$

$$= 6,9 \text{ m}$$

9) Menghitung kuat geser beton (ϕV_c)

Menurut SNI 03-1847-2002 pasal 13.12.2.1, nilai kuat geser beton atau V_c adalah nilai terkecil dari

$$a) \phi V_{c1} = \phi \times \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \times \frac{\sqrt{F'_c} \times b_o \times d}{6}$$

$$b) \phi V_{c2} = \phi \times \left(\frac{a_s \times d}{b_o} + 2\right) \times \frac{\sqrt{F'_c} \times b_o \times d}{12}$$

$$c) \phi V_{c3} = \phi \times \frac{1}{3} \times \sqrt{F'_c} \times b_o \times d$$

Maka selanjutnya dilakukan perhitungan dengan menggunakan ketiga rumus di atas.

$$\begin{aligned} a) \phi V_{c1} &= \phi \times \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \times \frac{\sqrt{F'_c} \times b_o \times d}{6} \\ &= 0,75 \times \left(1 + \frac{2}{1}\right) \times \frac{\sqrt{25} \times 6,9 \times 1,7250}{6} \\ &= 14554,6875 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b) \phi V_{c2} &= \phi \times \left(\frac{a_s \times d}{b_o} + 2\right) \times \frac{\sqrt{F'_c} \times b_o \times d}{12} \\ &= 0,75 \times \left(\frac{40 \times 1,750}{7,5} + 2\right) \times \frac{\sqrt{25} \times 6,9 \times 1,750}{12} \\ &= 20671,8750 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} c) \phi V_{c3} &= \phi \times \frac{1}{3} \times \sqrt{F'_c} \times b_o \times d \\ &= 0,75 \times \frac{1}{3} \times \sqrt{25} \times 6,9 \times 1,725 \\ &= 9703,125 \text{ kN} \end{aligned}$$

Maka digunakan nilai ϕV_c adalah nilai terkecil dari tiga perhitungan di atas, yaitu 9703,125 kN. Selain itu bahwa $\phi V_c > V_u$ yaitu $9703,125 > 4693,7845 \text{ kN}$, maka *pile cap* aman terhadap geser dua arah.

3. Perhitungan penulangan *pile cap* arah X

Diketahui data sebagai berikut:

$$\text{Lebar } \textit{pile cap} \text{ (B)} = 4000 \text{ mm}$$

$$\text{Panjang } \textit{pile cap} \text{ (H)} = 4000 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal } \textit{pile cap} \text{ (T)} = 1200 \text{ mm}$$

Lebar kolom (B)	= 600 mm
Tinggi kolom (H)	= 600 mm
Gaya aksial kolom (Pu)	= 5766,154 kN
F'c	= 25 MPa
Fy	= 420 MPa
Jumlah tiang (np)	= 4 buah
Diameter tulangan pokok	= 25 mm
Diameter sengkang	= 13 mm
Selimut beton (pb)	= 75 mm
Faktor reduksi (ϕ)	= 0,9

Maka selanjutnya dilakukan beberapa perhitungan berikut untuk mengetahui jumlah tulangan pakai arah X sebagai berikut.

a. Menghitung beban yang diderita oleh 1 tiang (P1 tiang)

$$\begin{aligned}
 P1 &= \frac{Pu}{np} \\
 &= \frac{5766,154}{4} \\
 &= 1441,5385 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

b. Menghitung momen ultimit

$$\begin{aligned}
 Mu &= \sum Pu \times X \\
 &= 2 \times \left(\frac{1441,5385 \times 1,8}{2} \right) \\
 &= 2594,769 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

c. Menghitung momen nominal

$$\begin{aligned}
 Mn &= \frac{Mu}{\phi} \\
 &= \frac{2594,769}{0,9} \\
 &= 2883,077 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

d. Menghitung nilai m

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{Fy}{0,85 \times F'c} \\
 &= \frac{420}{0,85 \times 25} \\
 &= 19,7647
 \end{aligned}$$

e. Menghitung nilai koefisien *resistance* (R_n)

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{Mn}{b \times d^2} \\ &= \frac{2883,077}{1000 \times 1125^2} \\ &= 2,2780 \text{ MPa} \end{aligned}$$

f. Menghitung nilai rasio tulangan perlu (ρ)

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{F_y}} \right) \\ &= \frac{1}{19,7647} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19,7647 \times 2,2780}{420}} \right) \\ &= 0,00575 \end{aligned}$$

g. Menghitung nilai rasio tulangan minimum (ρ_{min})

Nilai rasio tulangan minimum adalah nilai terbesar dari hasil dua perhitungan di bawah ini

$$\begin{aligned} 1) \rho_{min1} &= \frac{1,4}{F_y} \\ &= \frac{1,4}{420} \\ &= 0,003333 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2) \rho_{min2} &= \frac{\sqrt{F_y c}}{4 \times F_y} \\ &= \frac{\sqrt{25}}{4 \times 420} \\ &= 0,002976 \end{aligned}$$

Maka didapatkan nilai rasio tulangan minimum adalah 0,00333.

h. Menghitung nilai rasio tulangan pakai (ρ_{pakai})

Nilai rasio tulangan pakai adalah nilai terbesar dari nilai rasio tulangan perlu dan nilai rasio tulangan minimum. Maka didapatkan nilai rasio tulangan pakai atau ρ_{pakai} adalah 0,08527.

i. Menghitung luas tulangan pokok (A_s)

$$\begin{aligned} A_s &= \rho_{pakai} \times b \times d \\ &= 0,00575 \times 1000 \times 1125 \\ &= 6469,4015 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- j. Menghitung luas satu tulangan (AID)

$$\begin{aligned} AID &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 25^2 \\ &= 490,8738 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- k. Menghitung jarak tulangan pokok (S)

$$\begin{aligned} S &= \frac{AID \times b}{A_s} \\ &= \frac{490,8738 \times 1000}{6469,4015} \\ &= 75,8762 \text{ mm} \end{aligned}$$

- l. Menentukan jarak tulangan pokok pakai (Spakai)

Nilai jarak tulangan pokok pakai didapatkan dari pembulatan ke bawah nilai jarak tulangan pokok atau s. maka didapatkan nilai Spakai yaitu 50 mm,

- m. Menghitung luas tulangan pokok baru (As')

$$\begin{aligned} A_s' &= \frac{AID \times b}{Spakai} \\ &= \frac{490,8738 \times 1000}{50} \\ &= 9817,4770 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- n. Mengontrol jarak tulangan pokok pakai (Spakai)

Berdasarkan perhitungan As dan As', maka didapatkan bahwa nilai As' > As. Oleh karena itu penggunaan jarak tulangan pokok sebesar 50 mm sudah benar.

Tulangan pokok yang digunakan untuk penulangan *pile cap* arah X adalah D25-50.

4. Perhitungan penulangan *pile cap* arah Y

Perhitungan penulangan arah Y sama dengan arah X. yang membedakan adalah rumus Mu dimana yang dikalikan dengan $\sum P_u$ adalah Y. hasil perhitungan yang sudah dilakukan mendapatkan hasil sebesar D25-50 untuk penulangan *pile cap* arah Y.

5. Perhitungan tulangan susut

a. Menghitung luas tulangan susut (A_{sst})

$$\begin{aligned} A_{sst} &= \rho_{susut} \times b \times d \\ &= 0.002 \times 1000 \times 1125 \\ &= 2250 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

b. Menghitung luas tulangan satu tulangan susut (A_{ID})

$$\begin{aligned} A_{ID} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 22^2 \\ &= 380,1327 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

c. Menghitung jarak tulangan susut (S_{sst})

$$\begin{aligned} S_{sst} &= \frac{A_{ID} \times b}{A_{sst}} \\ &= \frac{380,1327 \times 1000}{2250} \\ &= 168,9479 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

d. Menghitung jarak tulangan susut pakai (S_{sst})

Nilai jarak tulangan susut pakai didapatkan dari pembulatan ke bawah nilai jarak tulangan pokok. Maka didapatkan nilai S_{sst} pakai yaitu 150 mm.

e. Menghitung luas tulangan susut baru (A_{sst}')

$$\begin{aligned} A_{sst}' &= \frac{A_{ID} \times b}{S_{sst \text{ pakai}}} \\ &= \frac{380,1327 \times 1000}{150} \\ &= 2534,2181 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

f. Mengontrol jarak tulangan susut pakai (S_{sst} pakai)

Berdasarkan perhitungan A_{sst} dan A_{sst}' , maka didapatkan bahwa nilai $A_{sst}' > A_{sst}$, oleh karena itu penggunaan jarak tulangan susut sebesar 150 mm sudah besar. Tulangan susut yang digunakan untuk penulangan *pile cap* adalah D22-150.

5.29.4 Perhitungan Desain Pondasi Gabungan

Adapun untuk perhitungan desain pondasi gabungan, langkah – langkahnya sama seperti pada perhitungan desain pondasi terpisah. Hanya saja yang

membedakan yaitu pada nilai P_u kolom dan perhitungan kontrol geser satu arah serta dua arah. Dimana P_u kolom yang satu dijumlahkan dengan kolom yang digabungkan, kemudian untuk perhitungan geser satu arah pada arah X diambil nilai G' yang terbesar diantara keduanya. Pondasi yang digabungkan adalah tipe P8 atau pondasi gabungan antara P4 dengan P4. Penggabungan pondasi sendiri dilakukan karena sempitnya ruang antara suatu pondasi dengan pondasi lainnya. Didapatkan *pile cap* P8 dengan lebar 4,5 m, tinggi 8,3 m, tinggi 1,4 m, jarak antar tiang 1,9 m, jarak antar tepi 1,3 m. Adapun untuk penulangan arah X digunakan D25-50, arah Y digunakan D32-50, dan tulangan susut digunakan D19-100.

5.29.5 Rekapitulasi Desain Pondasi

Adapun untuk rekapitulasi hasil perhitungan desain pondasi dan *pile cap* baik pada pondasi terpisah maupun pondasi gabungan dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 5.69 Rekapitulasi Desain Pondasi *Bore Pile*

Pondasi	Diameter	Tul. Pokok	Tul. Senggang
P1	0,4	4D25	D13-100
P2A	0,6	9D25	D13-100
P2B	0,6	9D25	D13-100
P4A	0,7	12D25	D13-100
P4B	0,7	12D25	D13-100
P8	0,7	12D25	D13-100

Tabel 5.70 Desain Pondasi *Bore Pile Existing*

No	Ukuran <i>Bore Pile</i> (mm)	Tulangan Pokok	Tulangan Senggang
1	600	10D19	D10-200
2	800	20D19	D13-150

Bore pile ada yang mengalami perubahan dimensi dan ada juga yang tetap sama. Tulangan yang dipakai lebih berat dibandingkan *existing*.

Tabel 5.71 Rekapitulasi Desain *Pile Cap*

Pondasi	B (m)	H (m)	T (m)	S (m)	St (m)	Tulangan		
						Arah X	Arah Y	Susut
P1	0,8	0,8	0,4	1,2	0,4	D25-100	D25-100	D22-200
P2A	3,3	1,8	0,75	1,5	0,9	D25-50	D25-50	D22-150
P2B	4	2,2	1,1	1,8	1,1	D32-50	D32-50	D22-150
P4A	4	4	1,2	1,8	1,1	D25-50	D25-50	D22-150
P4B	4,9	4,9	1,2	2,1	1,4	D25-50	D25-50	D22-150
P8	4	7,6	1,2	1,8	1,1	D32-50	D32-50	D22-100

Tabel 5.72 Desain *Pile Cap Existing*

Pondasi	B (m)	H (m)	T (m)	S (m)	St (m)	Tulangan		
						Arah X Atas/Bawah	Arah Y Atas/Bawah	Susut
P1	1,2	1,2	1,2	0,6	0,6	D16-150/D19-150	D19-150/D19-150	4D13
P2	3	1,2	1,2	1,8	0,6	D19-150/D25-150	D19-150/D25-150	4D13
P3	4,8	1,2	1,2	1,8	0,6	D19-150/D19-150	D19-100/D25-100	4D13
P4	3	3	1,2	1,8	0,6	D19-150/D25-150	D19-150/D25-150	4D13
P5	4,32	3	1,2	1,56	0,6	D19-150/D25-150	D19-125/D25-125	4D13
P6	4,8	3	1,2	1,8	0,6	D19-150/D25-150	D25-100/D25-100	4D13

5.30 Rencana Anggaran Biaya

5.30.1 Pengertian Rencana Anggaran Biaya (RAB)

Rencana anggaran biaya (RAB) adalah banyaknya biaya yang dibutuhkan baik upah maupun bahan dalam sebuah pekerjaan konstruksi. Perhitungan RAB dapat mengurangi pembengkakan biaya maupun tenaga sehingga kita bisa mendapatkan hasil yang maksimal dengan biaya yang efisien. Pada tugas akhir kali ini membandingkan RAB Struktur Gedung A *Existing* RS UNIMUS dengan hasil redesain. Perbandingan RAB struktur hanya pada pekerjaan beton dan penulangan saja.

5.30.2 Item Pekerjaan

Berdasarkan analisa terhadap gambar pekerjaan struktur Gedung A RS UNIMUS hasil redesain maka disusun item-item pekerjaan sebagai berikut.

Tabel 5.73 Uraian Pekerjaan Hasil Ridesain

No	Uraian Pekerjaan
1	Beton Bore Pile P1
	Tulangan Pokok BP1
	Tulangan Sengkang
2	Beton Bore Pile P2
	Tulangan BP2
	Tulangan Sengkang
3	Beton Bore Pile P4
	Tulangan BP4
	Tulangan Sengkang
4	Beton Bore Pile P8
	Tulangan BP8
	Tulangan Sengkang
5	Beton PC1
	Tulangan Pokok PC1
	Tulangan Susut
6	Beton PC2A
	Tulangan Pokok PC2A
	Tulangan Susut
7	Beton Pc PC2B
	Tulangan Pokok PC2B
	Tulangan Susut
8	Beton PC4A
	Tulangan Pokok PC4A
	Tulangan Susut
9	Beton PC4B
	Tulangan Pokok PC4B
	Tulangan Susut
10	Beton PC8
	Tulangan Pokok PC8
	Tulangan Susut
11	Beton K0
	Tulangan K0
	Sengkang

Lanjutan Tabel 5.73 Uraian Pekerjaan Hasil Ridesain

No	Uraian Pekerjaan
12	Beton K1
	Tulangan K1
	Sengkang
13	Beton K1A
	Tulangan K1A
	Sengkang
14	Beton K2
	Tulangan K2
	Sengkang
15	Beton K2A
	Tulangan K2A
	Sengkang
16	Beton K2B
	Tulangan K2B
	Sengkang
17	Beton K3
	Tulangan K3
	Sengkang
18	Beton B1X
	Tulangan Pokok
	Susut
	Sengkang
19	Beton B1Y
	Tulangan Pokok
	Susut
	Sengkang
20	Beton BA1X
	Tulangan Pokok
	Sengkang
21	Beton BA1Y
	Tulangan Pokok
	Sengkang

Lanjutan Tabel 5.73 Uraian Pekerjaan Hasil Ridesain

No	Uraian Pekerjaan
22	Beton B2X
	Tulangan Pokok
	Susut
	Sengkang
23	Beton B2Y
	Tulangan Pokok
	Sengkang
24	Beton BA2X
	Tulangan Pokok
	Sengkang
25	Beton BA2Y
	Tulangan Pokok
	Sengkang
26	Beton PL1
	Tulangan Pokok
27	Beton PL2
	Tulangan Pokok
28	Beton PA1
	Tulangan Pokok
29	Beton PA2
	Tulangan Pokok

5.30.3 Volume Pekerjaan

Perhitungan volume setelah di dapatkan item atau uraian pekerjaan yang akan dilaksanakan kemudian dilakukan perhitungan volume untuk masing – masing pekerjaan sesuai dengan satuannya. Berikut adalah rekapitulasi perhitungan volume pekerjaan struktur Gedung A hasil redesain RS UNIMUS.

Tabel 5.74 Rekapitulasi Perhitungan Volume Pekerjaan

No	Uraian Pekerjaan	Sat	Volume
1	Beton Bore Pile P1	m ³	4,524
	Tulangan Pokok BP1	kg	523,600
	Tulangan Sengkang	kg	315,417
2	Beton Bore Pile P2	m ³	152,681
	Tulangan BP2	kg	17671,500
	Tulangan Sengkang	kg	7857,289
3	Beton Bore Pile P4	m ³	304,797
	Tulangan BP4	kg	34557,600
	Tulangan Sengkang	kg	13820,298
4	Beton Bore Pile P8	m ³	277,088
	Tulangan BP8	kg	31416,000
	Tulangan Sengkang	kg	12563,908
5	Beton PC1	m ³	0,512
	Tulangan Pokok PC1	kg	215,600
	Tulangan Susut	kg	16,688
6	Beton PC2A	m ³	57,915
	Tulangan Pokok PC2A	kg	30885,855
	Tulangan Susut	kg	1138,956
7	Beton Pc PC2B	m ³	19,360
	Tulangan Pokok PC2B	kg	12006,668
	Tulangan Susut	kg	214,560
8	Beton PC4A	m ³	134,400
	Tulangan Pokok PC4A	kg	38182,760
	Tulangan Susut	kg	1952,496
9	Beton PC4B	m ³	115,248
	Tulangan Pokok PC4B	kg	32186,000
	Tulangan Susut	kg	1373,184
10	Beton PC8	m ³	182,400
	Tulangan Pokok PC8	kg	97628,320
	Tulangan Susut	kg	3736,920
11	Beton K0	m ³	129,696
	Tulangan K0	kg	11042,688
	Sengkang	kg	14173,037

Lanjutan Tabel 5.74 Rekapitulasi Perhitungan Volume Pekerjaan

No	Uraian Pekerjaan	Sat	Volume
12	Beton K1	kg	94,668
	Tulangan K1	m ³	27635,328
	Sengkang	kg	9435,962
13	Beton K1A	m ³	89,768
	Tulangan K1A	kg	13040,480
	Sengkang	kg	9182,534
14	Beton K2	kg	119,448
	Tulangan K2	kg	51415,728
	Sengkang	kg	13970,486
15	Beton K2A	m ³	7,848
	Tulangan K2A	kg	750,960
	Sengkang	kg	926,806
16	Beton K2B	kg	46,950
	Tulangan K2B	kg	7809,984
	Sengkang	kg	6001,258
17	Beton K3	m ³	26,904
	Tulangan K3	kg	750,960
	Sengkang	kg	3353,958
18	Beton B1X	kg	232,621
	Tulangan Pokok	kg	37394,232
	Susut	kg	4567,680
	Sengkang	kg	14054,267
19	Beton B1Y	m ³	207,690
	Tulangan Pokok	kg	25503,436
	Susut	kg	4600,128
	Sengkang	kg	15551,827
20	Beton BA1X	m ³	189,666
	Tulangan Pokok	kg	33455,626
	Sengkang	kg	14964,768
21	Beton BA1Y	m ³	118,505
	Tulangan Pokok	kg	21967,010
	Sengkang	kg	9286,805

Lanjutan Tabel 5.74 Rekapitulasi Perhitungan Volume Pekerjaan

No	Uraian Pekerjaan	Sat	Volume
22	Beton B2X	m ³	224,000
	Tulangan Pokok	kg	35760,000
	Susut	kg	4502,784
	Sengkang	kg	7737,600
23	Beton B2Y	m ³	18,900
	Tulangan Pokok	kg	4318,020
	Sengkang	kg	1596,067
24	Beton BA2X	m ³	19,616
	Tulangan Pokok	kg	7026,721
	Sengkang	kg	1559,376
25	Beton BA2Y	m ³	27,966
	Tulangan Pokok	kg	5730,391
	Sengkang	kg	661,752
26	Beton PL1	m ³	371,280
	Tulangan Pokok	kg	29952,000
27	Beton PL2	m ³	675,248
	Tulangan Pokok	kg	54845,440
28	Beton PA1	m ³	12,320
	Tulangan Pokok	kg	931,840
29	Beton PA2	m ³	39,261
	Tulangan Pokok	kg	3018,080

5.30.4 Daftar Harga Satuan Upah dan Bahan

Daftar harga satuan yang dipakai sebagai acuan dalam pembuatan Rencana Anggaran Biaya (RAB) adalah “Standar Harga Satuan Pekerjaan Bahan & Upah Pekerjaan Konstruksi Kabupaten Semarang ” tahun 2020.

Tabel 5.75 Standar Harga Satuan Upah dan Bahan Kabupaten Semarang

No	Jenis	Satuan	Harga
A. Upah			
1	Tenaga/Pekerja	OH	Rp 105.000
2	Mandor	OH	Rp 130.000
3	Tukang Batu	OH	Rp 130.000

**Lanjutan Tabel 5.75 Standar Harga Satuan Upah dan Bahan Kabupaten
Semarang**

No	Jenis	Satuan	Harga
A. Upah			
4	Tukang Besi	OH	Rp 130.000
5	Kepala Tukang	OH	Rp 140.000
B. Bahan			
1	K300	m3	Rp 996.900
2	Besi Tulangan D32	kg	Rp 13.530
3	Besi Tulangan D25	Kg	Rp 11.530
4	Besi Tulangan D22	Kg	Rp 9.530
5	Besi Tulangan D13	kg	Rp 5.530
6	Kawat Beton	kg	Rp 18.160
7	Concrete Vibrator	jam	Rp 68.800
8	Alat Bantu	set	Rp 50.000

5.30.5 Rencana Anggaran Biaya

Perhitungan Rencana Anggaran Biaya (RAB) merupakan perhitungan dari volume pekerjaan dikalikan harga satuan pekerjaan.

Tabel 5.76 Rencana Anggaran Biaya Pekerjaan Struktur

No	Uraian Pekerjaan	Sat	Volume	Harga Satuan	Jumlah Harga
1	Beton Bore Pile P1	m ³	4,524	Rp1.425.687	Rp6.449.654
	Tulangan Pokok BP1	kg	523,600	Rp15.591	Rp8.163.599
	Tulangan Sengkang	kg	315,417	Rp8.661	Rp2.731.920
2	Beton Bore Pile P2	m ³	152,681	Rp1.425.687	Rp217.675.829
	Tulangan BP2	kg	17671,500	Rp15.591	Rp275.521.481
	Tulangan Sengkang	kg	7857,289	Rp8.661	Rp68.054.261
3	Beton Bore Pile P4	m ³	304,797	Rp1.425.687	Rp434.545.451
	Tulangan BP4	kg	34557,600	Rp15.591	Rp538.797.563
	Tulangan Sengkang	kg	13820,298	Rp8.661	Rp119.701.612

Lanjutan Tabel 5.76 Rencana Anggaran Biaya Pekerjaan Struktur

No	Uraian Pekerjaan	Sat	Volume	Harga Satuan	Jumlah Harga
4	Beton Bore Pile P8	m ³	277,088	Rp1.425.687	Rp395.041.319
	Tulangan BP8	kg	31416,000	Rp15.591	Rp489.815.967
	Tulangan Sengkang	kg	12563,908	Rp8.661	Rp108.819.647
5	Beton PC1	m ³	0,512	Rp1.425.687	Rp729.952
	Tulangan Pokok PC1	kg	215,600	Rp15.591	Rp3.361.482
	Tulangan Susut	kg	16,688	Rp12.982	Rp216.638
6	Beton PC2A	m ³	57,915	Rp1.425.687	Rp82.568.639
	Tulangan Pokok PC2A	kg	30885,855	Rp15.591	Rp481.550.322
	Tulangan Susut	kg	1138,956	Rp12.982	Rp14.785.528
7	Beton Pc PC2B	m ³	19,360	Rp1.425.687	Rp27.601.292
	Tulangan Pokok PC2B	kg	12006,668	Rp17.901	Rp214.934.846
	Tulangan Susut	kg	214,560	Rp12.982	Rp2.785.343
8	Beton PC4A	m ³	134,400	Rp1.425.687	Rp191.612.278
	Tulangan Pokok PC4A	kg	38182,760	Rp15.591	Rp595.318.484
	Tulangan Susut	kg	1952,496	Rp12.982	Rp25.346.620
9	Beton PC4B	m ³	115,248	Rp1.425.687	Rp164.307.528
	Tulangan Pokok PC4B	kg	32186,000	Rp15.591	Rp501.821.260
	Tulangan Susut	kg	1373,184	Rp12.982	Rp17.826.194
10	Beton PC8	m ³	182,400	Rp1.425.687	Rp260.045.234
	Tulangan Pokok PC8	kg	97628,320	Rp17.901	Rp1.747.672.869
	Tulangan Susut	kg	3736,920	Rp12.982	Rp48.511.388
11	Beton K0	m ³	129,696	Rp1.425.687	Rp184.905.848
	Tulangan K0	kg	11042,688	Rp13.281	Rp146.661.142
	Sengkang	kg	14173,037	Rp8.661	Rp122.756.782
12	Beton K1	kg	94,668	Rp1.425.687	Rp134.966.898
	Tulangan K1	m ³	27635,328	Rp13.281	Rp367.032.805
	Sengkang	kg	9435,962	Rp8.661	Rp81.727.600
13	Beton K1A	m ³	89,768	Rp1.425.687	Rp127.981.034
	Tulangan K1A	kg	13040,480	Rp13.281	Rp173.194.397
	Sengkang	kg	9182,534	Rp8.661	Rp79.532.593

Lanjutan Tabel 5.76 Rencana Anggaran Biaya Pekerjaan Struktur

No	Uraian Pekerjaan	Sat	Volume	Harga Satuan	Jumlah Harga
14	Beton K2	kg	119,448	Rp1.425.687	Rp170.295.412
	Tulangan K2	kg	51415,728	Rp13.281	Rp682.867.194
	Sengkang	kg	13970,486	Rp8.661	Rp121.002.434
15	Beton K2A	m ³	7,848	Rp1.425.687	Rp11.188.788
	Tulangan K2A	kg	750,960	Rp13.281	Rp9.973.718
	Sengkang	kg	926,806	Rp8.661	Rp8.027.339
16	Beton K2B	kg	46,950	Rp1.425.687	Rp66.935.985
	Tulangan K2B	kg	7809,984	Rp13.281	Rp103.726.662
	Sengkang	kg	6001,258	Rp8.661	Rp51.978.632
17	Beton K3	m ³	26,904	Rp1.425.687	Rp38.356.672
	Tulangan K3	kg	750,960	Rp13.281	Rp9.973.718
	Sengkang	kg	3353,958	Rp8.661	Rp29.049.606
18	Beton B1X	kg	232,621	Rp1.425.687	Rp331.644.676
	Tulangan Pokok	kg	37394,232	Rp13.281	Rp496.643.640
	Susut	kg	4567,680	Rp8.362	Rp38.193.341
	Sengkang	kg	14054,267	Rp8.661	Rp121.728.083
19	Beton B1Y	m ³	207,690	Rp1.425.687	Rp296.100.848
	Tulangan Pokok	kg	25503,436	Rp13.281	Rp338.718.530
	Susut	kg	4600,128	Rp8.362	Rp38.464.660
	Sengkang	kg	15551,827	Rp8.661	Rp134.698.885
20	Beton BA1X	m ³	189,666	Rp1.425.687	Rp270.404.273
	Tulangan Pokok	kg	33455,626	Rp13.281	Rp444.333.866
	Sengkang	kg	14964,768	Rp8.661	Rp129.614.195
21	Beton BA1Y	m ³	118,505	Rp1.425.687	Rp168.951.346
	Tulangan Pokok	kg	21967,010	Rp13.281	Rp291.750.236
	Sengkang	kg	9286,805	Rp8.661	Rp80.435.710
22	Beton B2X	m ³	224,000	Rp1.425.687	Rp319.353.797
	Tulangan Pokok	kg	35760,000	Rp13.281	Rp474.938.930
	Susut	kg	4502,784	Rp8.362	Rp37.650.704
	Sengkang	kg	7737,600	Rp8.661	Rp67.017.598
23	Beton B2Y	m ³	18,900	Rp1.425.687	Rp26.945.477
	Tulangan Pokok	kg	4318,020	Rp13.281	Rp57.348.876
	Sengkang	kg	1596,067	Rp8.661	Rp13.824.001

Lanjutan Tabel 5.76 Rencana Anggaran Biaya Pekerjaan Struktur

No	Uraian Pekerjaan	Sat	Volume	Harga Satuan	Jumlah Harga
24	Beton BA2X	m ³	19,616	Rp1.425.687	Rp27.965.555
	Tulangan Pokok	kg	7026,721	Rp13.281	Rp93.323.917
	Sengkang	kg	1559,376	Rp8.661	Rp13.506.208
25	Beton BA2Y	m ³	27,966	Rp1.425.687	Rp39.871.286
	Tulangan Pokok	kg	5730,391	Rp13.281	Rp76.106.985
	Sengkang	kg	661,752	Rp8.661	Rp5.731.626
26	Beton PL1	m ³	371,280	Rp1.425.687	Rp529.328.918
	Tulangan Pokok	kg	59904,000	Rp8.661	Rp518.845.916
27	Beton PL2	m ³	675,248	Rp1.425.687	Rp962.691.856
	Tulangan Pokok	kg	109690,880	Rp8.661	Rp950.064.522
28	Beton PA1	m ³	12,320	Rp1.425.687	Rp17.564.459
	Tulangan Pokok	kg	1863,680	Rp8.661	Rp16.141.873
29	Beton PA2	m ³	39,261	Rp1.425.687	Rp55.974.213
	Tulangan Pokok	kg	6036,160	Rp8.661	Rp52.280.932
Total Harga					Rp17.306.609.399

5.30.6 Rekapitulasi RAB

Rekapitulasi adalah jumlah masing masing sub item pekerjaan dan kemudian di totalkan sehingga didapatkan jumlah total biaya pekerjaan. Berikut adalah rekapitulasi hasil perhitungan RAB Struktur.

Tabel 5.77 Rekapitulasi RAB Struktur

No	Uraian Pekerjaan	Sat	Volume	Harga Satuan	Jumlah Harga
1	Beton Bore Pile	m ³	739,0911	Rp1.425.687	Rp1.053.712.254
	Tulangan BP	kg	84168,7000	Rp15.591	Rp1.312.298.611
	Sengkang	kg	34556,9124	Rp8.661	Rp299.307.440
2	Beton Pile Cap	m ³	509,8350	Rp1.425.687	Rp726.864.924
	Tulangan Pc D25	kg	101470,2150	Rp15.591	Rp1.582.051.548
	Tulangan Pc D32	kg	109634,9880	Rp17.901	Rp1.962.607.714
	Susut	kg	8432,8040	Rp12.982	Rp109.471.710
3	Beton Kolom	m ³	515,2820	Rp1.425.687	Rp734.630.638
	Tulangan Kolom	kg	112446,1280	Rp13.281	Rp1.493.429.635
	Sengkang	kg	57044,0416	Rp8.661	Rp494.074.987

Lanjutan Tabel 5.77 Rekapitulasi RAB Struktur

No	Uraian Pekerjaan	Sat	Volume	Harga Satuan	Jumlah Harga
4	Beton Balok	m ³	1038,9642	Rp1.425.687	Rp1.481.237.258
	Tulangan Balok	kg	171155,4358	Rp13.281	Rp2.273.164.978
	Susut	kg	13670,5920	Rp8.362	Rp114.308.706
	Senggang	kg	65412,4623	Rp8.661	Rp566.556.306
5	Beton Plat	m ³	1098,1091	Rp1.425.687	Rp1.565.559.446
	Tulangan Plat	kg	177494,7200	Rp8.661	Rp1.537.333.243
Total Harga					Rp17.306.609.399

5.30.7 Perbandingan RAB *Existing* dengan RAB

Berikut adalah RAB Gedung A *Existing* RS UNIMUS.

Tabel 5.78 RAB *Existing*

No	Uraian Pekerjaan	Sat	Volume	Harga Satuan	Jumlah Harga
1	Beton Bore Pile	m ³	1059,562	Rp1.191.383	Rp1.262.343.414
	Pembesian	kg	133432,486	Rp15.975	Rp2.131.583.964
2	Beton Pile Cap	m ³	264,816	Rp1.099.346	Rp291.124.286
	Pembesian	kg	32446,890	Rp15.975	Rp518.339.075
3	Beton Kolom	m ³	653,402	Rp1.099.346	Rp718.314.567
	Tulangan Kolom	kg	214974,071	Rp15.975	Rp3.434.210.779
4	Beton Balok	m ³	1204,634	Rp1.099.346	Rp1.324.308.576
	Tulangan Balok	kg	302473,001	Rp15.975	Rp4.832.006.188
5	Beton Plat	m ³	1035,224	Rp1.099.346	Rp1.138.068.326
	Tulangan Plat	kg	199770,419	Rp15.975	Rp3.191.332.438
Total Harga					Rp18.841.631.615

Selisih RAB = Total harga RAB *existing* – total harga RAB redesain

$$= \text{Rp}18.841.631.615 - \text{Rp}17.306.609.399$$

$$= \text{Rp}1.535.022.215$$

$$\% \text{ Efisiensi} = \frac{\text{Selisih RAB}}{\text{Total Harga RAB Existing}} \times 100\%$$

$$= \frac{\text{Rp } 1.535.022.215}{\text{Rp } 18.841.631.615} \times 100\%$$

$$= 8,1470\%$$

Selisih RAB *existing* dengan RAB redesain sebesar Rp.1.535.022.215 dan mendapatkan efisiensi sebesar 8,4170% maka dapat disimpulkan hasil dari redesain lebih hemat dibandingkan dengan *existing*.

BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Adapun kesimpulan yang dapat diambil berdasarkan analisis dan pembahasan pada penelitian ini adalah seperti berikut ini.

1. Perubahan dimensi kolom yang dikecilkan memengaruhi koefisien kestabilan struktur. Respon struktur berupa gaya geser dasar (*base shear*), *lateral displacement*, dan *story drift*, dari hasil perencanaan ulang dan *existing* menunjukkan batas aman sedangkan perbandingan koefisien kestabilan struktur antara perencanaan ulang dengan *existing* tidak selalu lebih besar. Seperti yang terlihat di lantai 1 θX *existing* sebesar 0,0096 lebih besar dari θX perencanaan ulang sebesar 0,0087 sedangkan untuk θY *existing* sebesar 0,0046 kurang dari θY perencanaan ulang sebesar 0,0049.
2. Dimensi *bore pile* ada yang tidak terjadi perubahan tetapi tulangan yang digunakan lebih berat dibandingkan dengan *existing* dan ada yang mengalami perubahan, ukurannya lebih kecil dan untuk tulangan yang dipakai lebih berat dibandingkan dengan *existing*. Seperti halnya pada *bore pile* dengan dimensi 0,6m untuk *bore pile existing* menggunakan tulangan 10D19 sedangkan untuk *bore pile* perencanaan ulang menggunakan 9D25 yang menunjukkan dimensi ukuran sama besar tetapi tulangan pada perencanaan ulang yang dipakai lebih berat dibandingkan *existing*.
3. RAB *existing* sebesar Rp18.841.631.615 sedangkan untuk RAB perencanaan ulang sebesar Rp17.306.609.399, selisihnya sebesar Rp1.535.022.215 dan mendapatkan efisiensi sebesar 8,4170%.

6.2 Saran

Berdasarkan hasil yang diperoleh pada penelitian ini, dapat diberikan saran-saran seperti sebagaimana berikut ini.

1. Mendesain ulang *shearwall* karena masih bisa dibuat lebih efisien dengan tetap mempertimbangkan keamanan.
2. Hasil RAB bisa lebih efisien jika kolom didesain perlantai karena dimensi dan tulangan yang dipakai akan lebih optimal.
3. Mempertimbangkan berat air dan angin.

DAFTAR PUSTAKA

- Ariadi, Agus. Eka Purnamasari., dan Fathurrahman., 2021, *Perencanaan Ulang Struktur Beton Bertulang Pembangunan Gedung Kantor BKPPD Kabupaten Balangan Menurut SNI 284-2019*, Skripsi Sarjana, Universitas Islam Kalimantan Muhammad Arsyad Al Banjari Banjarmasin,
- Badan Standarisasi Nasional, 2017. *Persyaratan Perancangan Geoteknik (SNI 03-8460-2017)*, BSN, Jakarta.
- Badan Standarisasi Nasional, 2019. *Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung (SNI 03-2847-2019)*, BSN, Jakarta.
- Badan Standarisasi Nasional, 2019. *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Nongedung*, (SNI 03-1726-2019), BSN, Jakarta
- Badan Standarisasi Nasional, 2020. *Tata Cara Perencanaan Pembebanan Rumah dan Gedung*, (SNI 03-1727-2020), BSN, Jakarta
- Candrasa, Arif Ramadhan. Armin Naibaho., dan Suhariyanto., 2021, *Perencanaan Ulang Struktur Atas Gedung AKR One Signature Gallery Surabaya, Jurnal Online Skripsi*, 2(3), 20-24.
- Kurnia, Galang., dan Putri Ulun Nafi'ah., 2019, *Perencanaan Struktur Gedung Lima (5) Lantai Rumah Susun Lokasi Sumurboto Semarang*, Skripsi Sarjana, Universitas Semarang.
- Jack C. McCormac and Russel H. Brown, 2013, *Design of Reinforced Concrete Ninth Edition*, Wiley, Amerika Serikat.
- Sutriono, Bantot., Aditya Rizkiardi., dan Moh. Khafidz Amrulloh Ramdani., 2018, *Perencanaan Ulang Gedung Universitas Katolik Darma Cendika (UKDC) Surabaya*, Skripsi Sarjana, Universitas 17 Agustus 1945 Surabaya.

LAMPIRAN



TUGAS AKHIR

PERANCANGAN ULANG GEDUNG
A RUMAH SAKIT UNIMUS

MAHASISWA

MUHAMAD JAISA M.

JUDUL GAMBAR

DENAH BALOK LT 1

TELAH DI PERIKSA OLEH

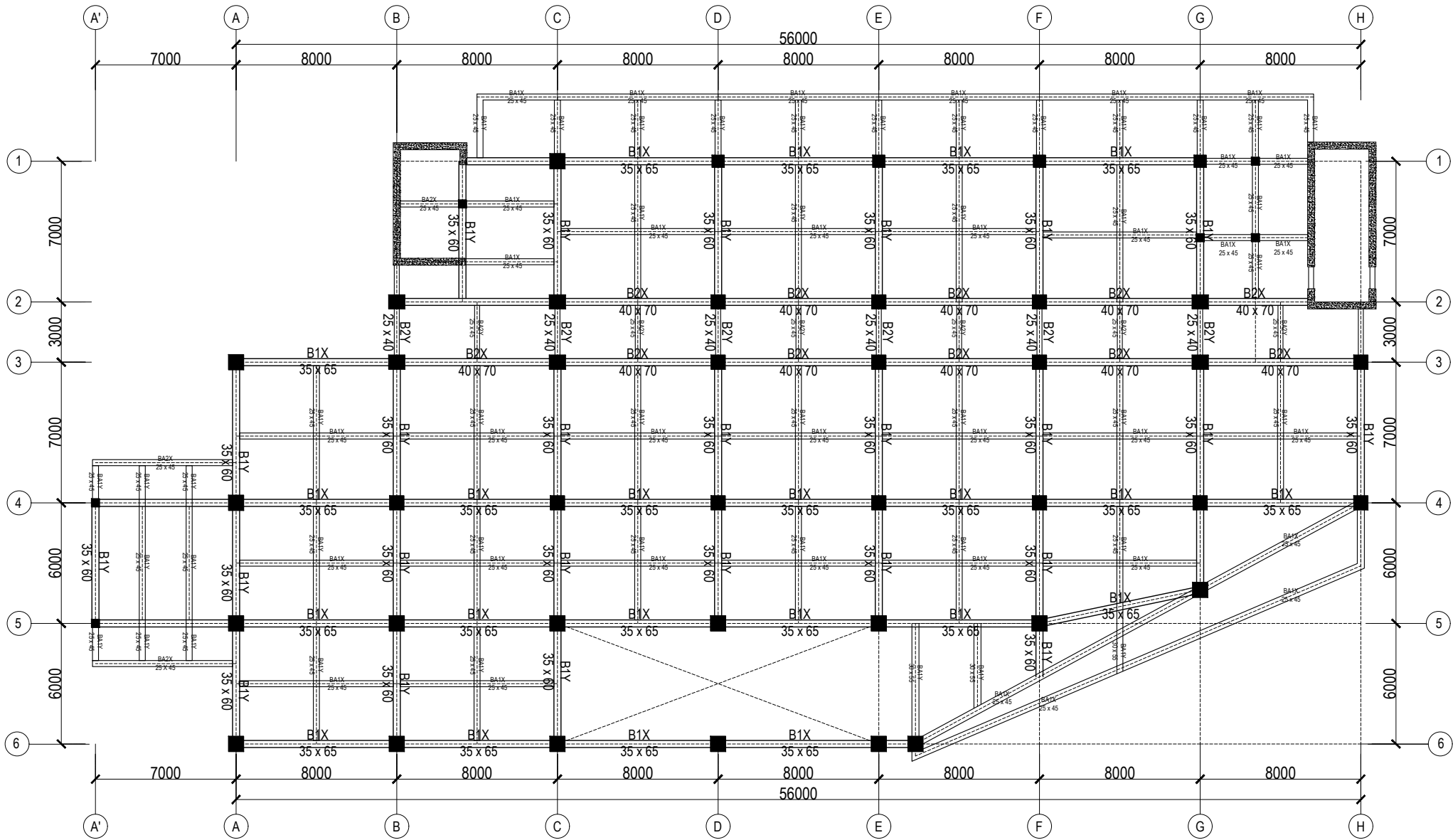
DOSEN

ANGGIT MAS ARIFUDIN, S.T., M.T.

Nomor Lembar	Jumlah lembar
1	26

SKALA

1:250



DENAH BALOK LANTAI 1
SKALA 1:250



TUGAS AKHIR

PERANCANGAN ULANG GEDUNG
A RUMAH SAKIT UNIMUS

MAHASISWA

MUHAMAD JAISA M.

JUDUL GAMBAR

DENAH BALOK LT 2-3

TELAH DI PERIKSA OLEH

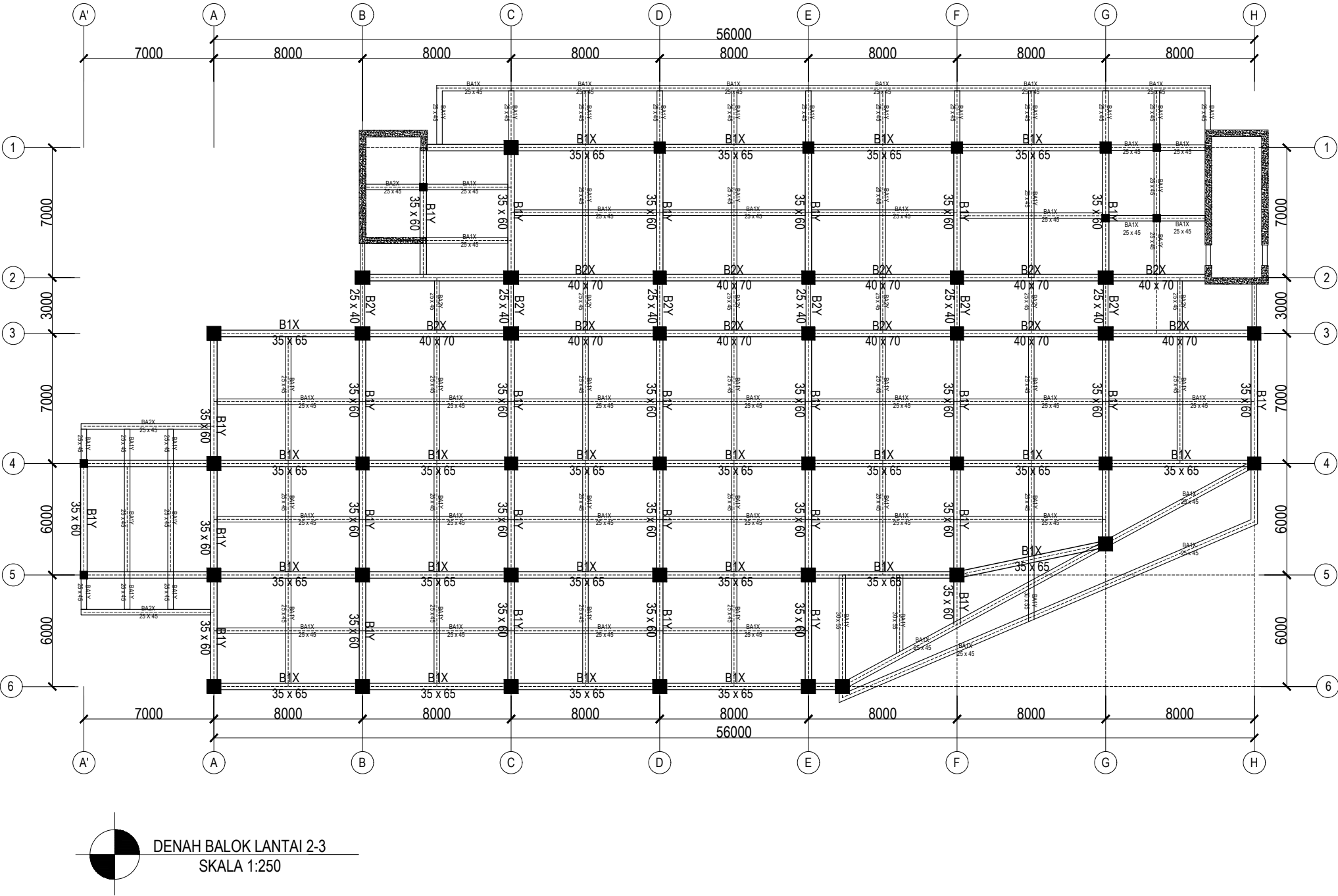
DOSEN

ANGGIT MAS ARIFUDIN, S.T., M.T.

Nomor Lembar	Jumlah lembar
2	26

SKALA

1:250





TUGAS AKHIR

PERANCANGAN ULANG GEDUNG
A RUMAH SAKIT UNIMUS

MAHASISWA

MUHAMAD JAISA M.

JUDUL GAMBAR

DENAH BALOK LT 4-8

TELAH DI PERIKSA OLEH

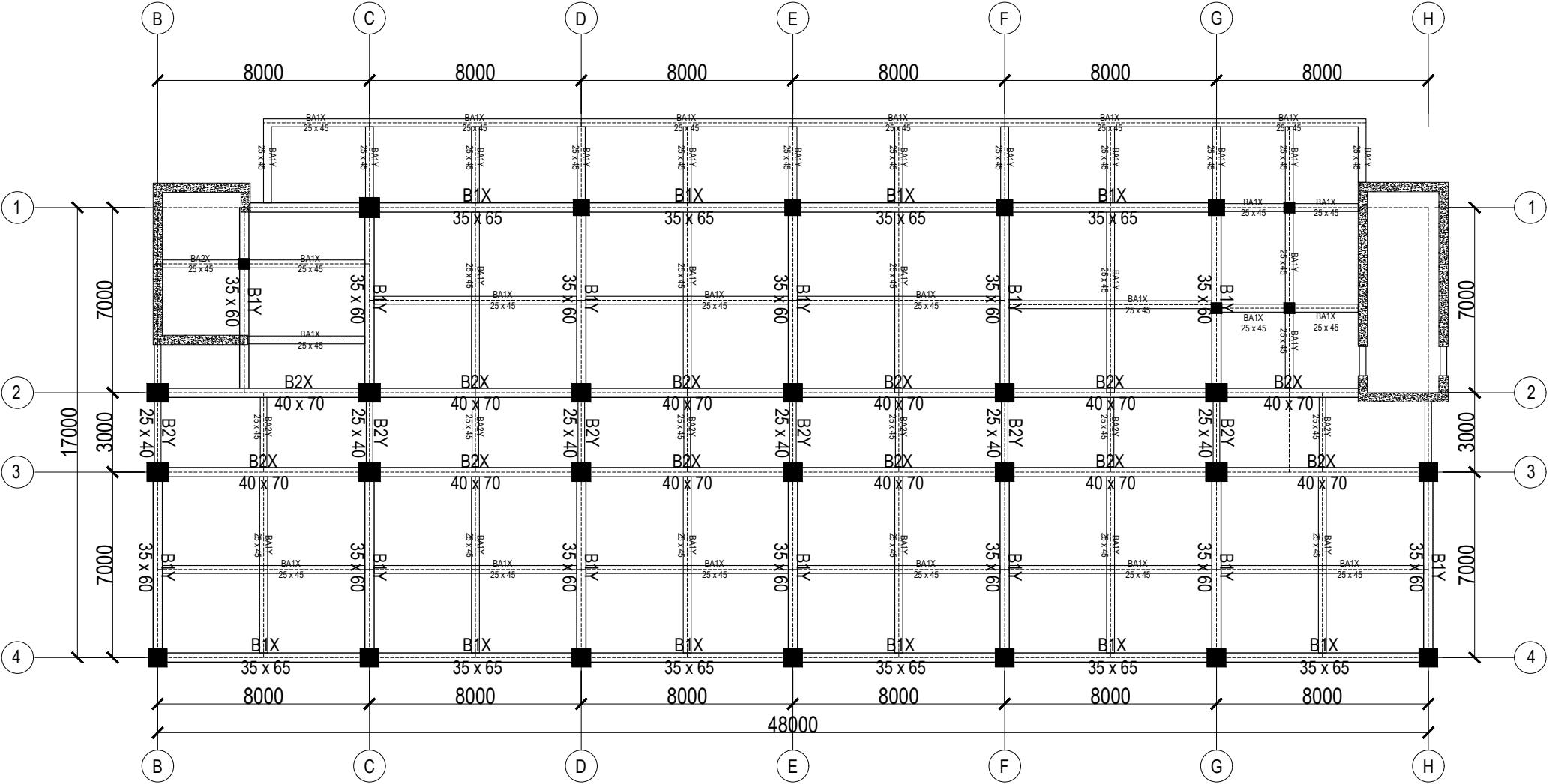
DOSEN

ANGGIT MAS ARIFUDIN, S.T., M.T.

Nomor Lembar	Jumlah lembar
3	26

SKALA

1:200



DENAH BALOK LANTAI 4-8
SKALA 1:200



TUGAS AKHIR

PERANCANGAN ULANG GEDUNG
A RUMAH SAKIT UNIMUS

MAHASISWA

MUHAMAD JAISA M.

JUDUL GAMBAR

DENAH BALOK LT 9

TELAH DI PERIKSA OLEH

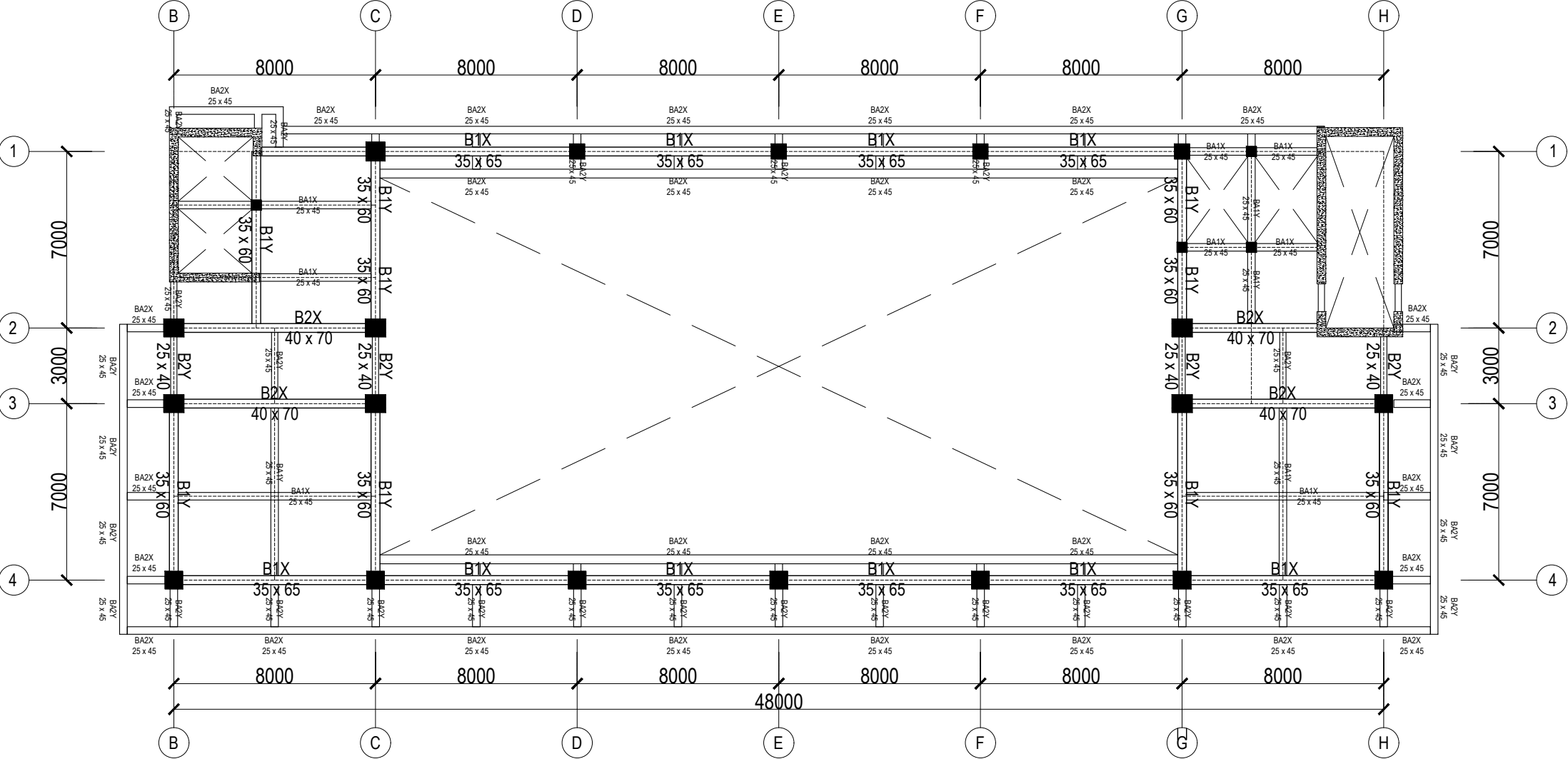
DOSEN

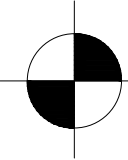
ANGGIT MAS ARIFUDIN, S.T., M.T.

Nomor Lembar	Jumlah lembar
4	26

SKALA

1:200



 DENAH BALOK LANTAI 9
SKALA 1:200



TUGAS AKHIR

PERANCANGAN ULANG GEDUNG
A RUMAH SAKIT UNIMUS

MAHASISWA

MUHAMAD JAISA M.

JUDUL GAMBAR

DENAH BALOK LT10

TELAH DI PERIKSA OLEH

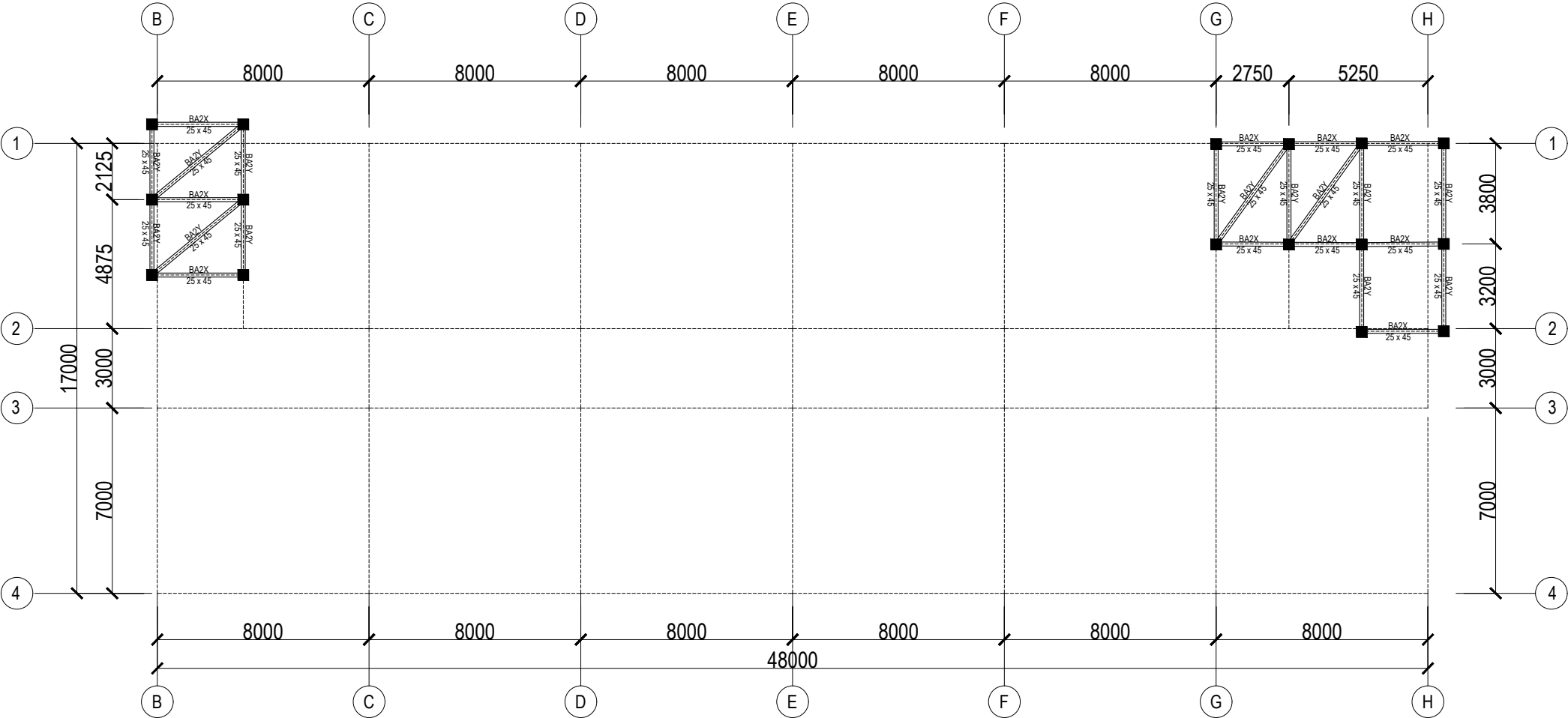
DOSEN

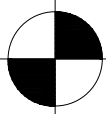
ANGGIT MAS ARIFUDIN, S.T., M.T.

Nomor Lembar	Jumlah lembar
5	26

SKALA

1:200



 DENAH BALOK LANTAI 10
SKALA 1:200



TUGAS AKHIR

PERANCANGAN ULANG GEDUNG
A RUMAH SAKIT UNIMUS

MAHASISWA

MUHAMAD JAISA M.

JUDUL GAMBAR

DETAIL BALOK

TELAH DI PERIKSA OLEH

DOSEN

ANGGIT MAS ARIFUDIN, S.T., M.T.

Nomor Lembar Jumlah lembar

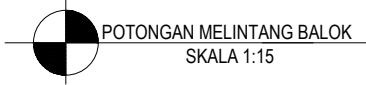
6

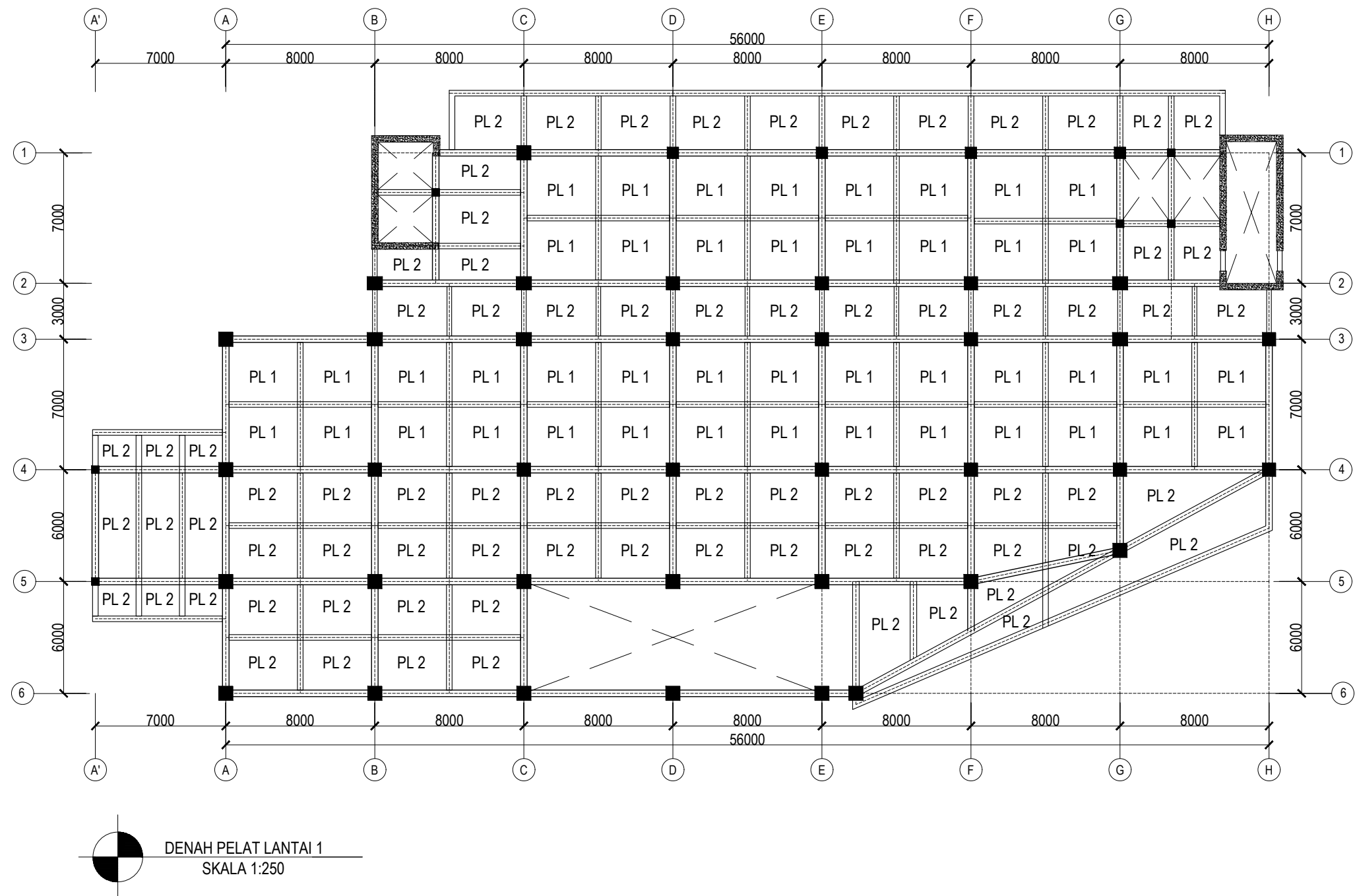
26

SKALA

1:15

TYPE	BALOK B1X		BALOK B1Y		BALOK B2X		BALOK B2Y	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN								
TUL. ATAS	5 D22	2 D22	5 D22	2 D22	6 D22	7 D22	3 D22	2 D22
TUL. BAWAH	3 D22	4 D22	3 D22	4 D22	3 D22	9 D22	2 D22	3D22
TUL. SUSUT	4 D13		4 D13		4 D13		-	
GESER	D13-100	D13-250	1,5D13-100	D13-250	D13-150	D13-100	D13-100	D13-100
TYPE	BALOK BA1X		BALOK BA1Y		BALOK BA2X		BALOK BA2Y	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN								
TUL. ATAS	2 D22		2 D22		2 D22		2 D22	
TUL. BAWAH	4 D22		3 D22		3 D22		3 D22	
GESER	D13-150		D13-150		D13-150		D13-150	





TUGAS AKHIR

PERANCANGAN ULANG GEDUNG
A RUMAH SAKIT UNIMUS

MAHASISWA

MUHAMAD JAISA M.

JUDUL GAMBAR

DENAH PELAT LT 1

TELAH DI PERIKSA OLEH

DOSEN

ANGGIT MAS ARIFUDIN, S.T., M.T.

Nomor Lembar	Jumlah lembar
--------------	---------------

7

26

SKALA

1:250



TUGAS AKHIR

PERANCANGAN ULANG GEDUNG
A RUMAH SAKIT UNIMUS

MAHASISWA

MUHAMAD JAISA M.

JUDUL GAMBAR

DENAH PELAT LT 2-3

TELAH DI PERIKSA OLEH

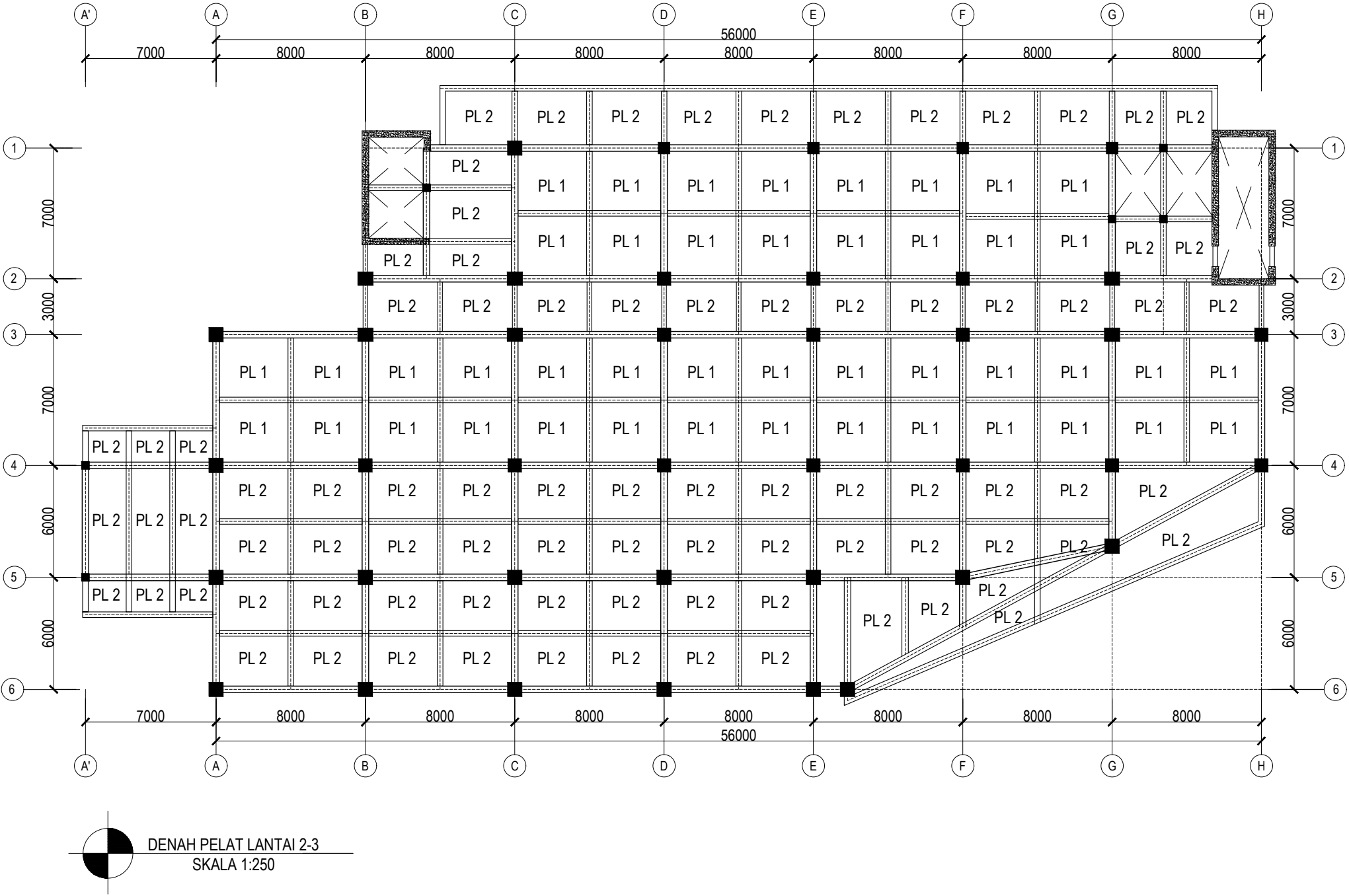
DOSEN

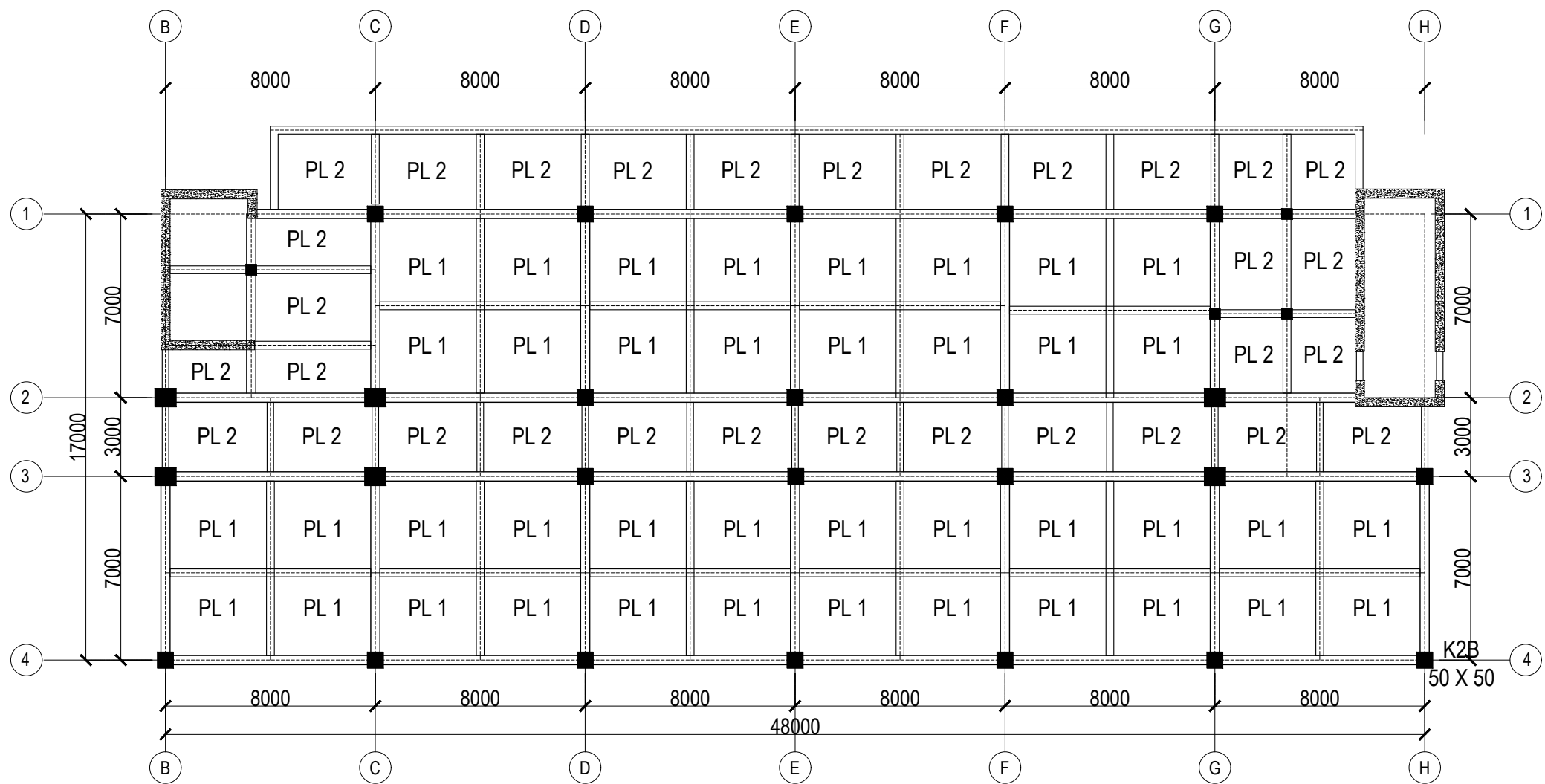
ANGGIT MAS ARIFUDIN, S.T., M.T.

Nomor Lembar	Jumlah lembar
8	26

SKALA

1:250





DENAH PELAT LANTAI 4-8
SKALA 1:200



TUGAS AKHIR

PERANCANGAN ULANG GEDUNG
A RUMAH SAKIT UNIMUS

MAHASISWA

MUHAMAD JAISA M.

JUDUL GAMBAR

DENAH PELAT LT 4-8

TELAH DI PERIKSA OLEH

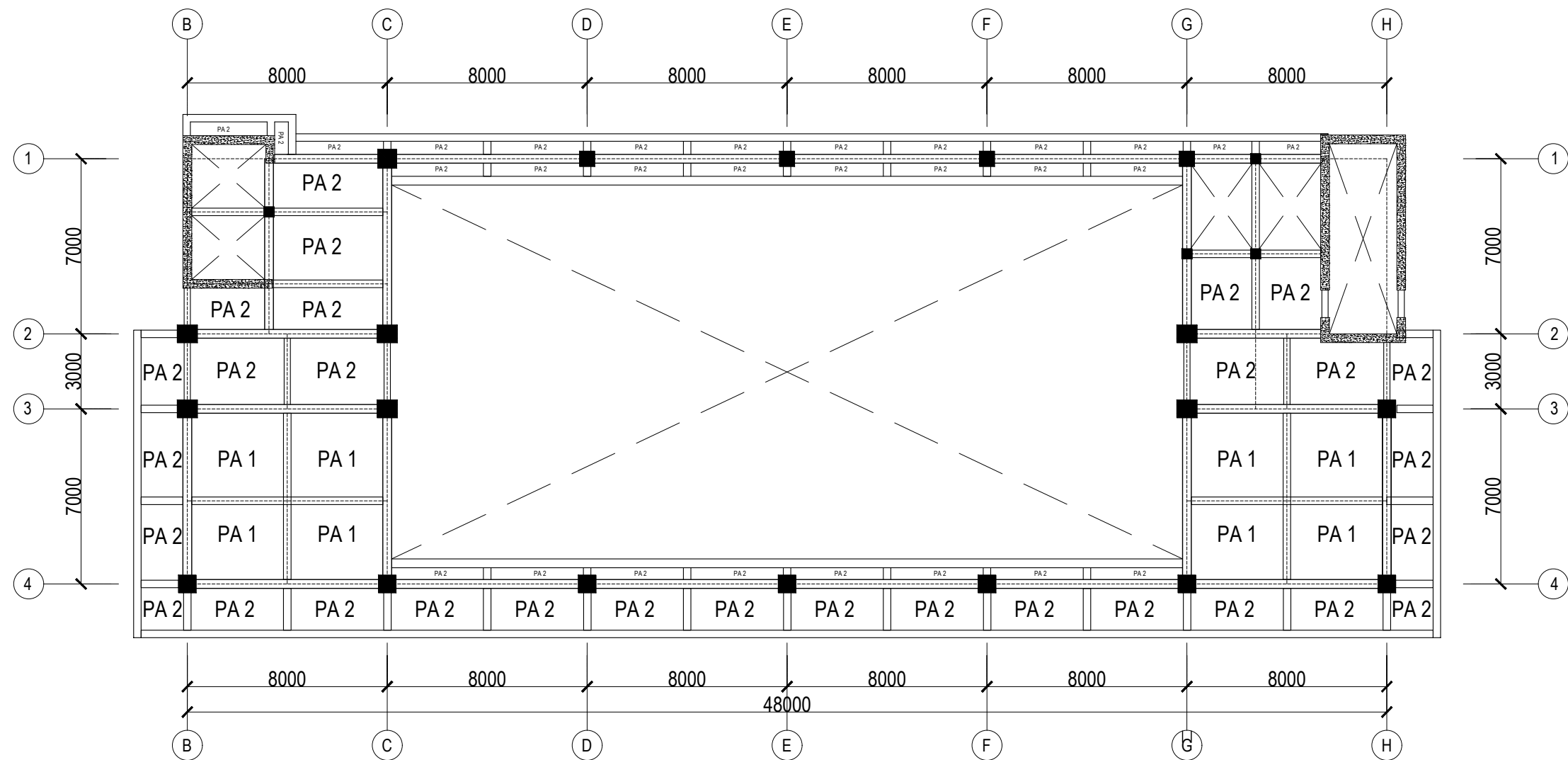
DOSEN

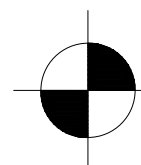
ANGGIT MAS ARIFUDIN, S.T., M.T.

Nomor Lembar	Jumlah lembar
9	26

SKALA

1:200




DENAH PELAT LANTAI 9
 SKALA 1:200



TUGAS AKHIR

PERANCANGAN ULANG GEDUNG
A RUMAH SAKIT UNIMUS

MAHASISWA

MUHAMAD JAISA M.

JUDUL GAMBAR

DENAH PELAT LT 9

TELAH DI PERIKSA OLEH

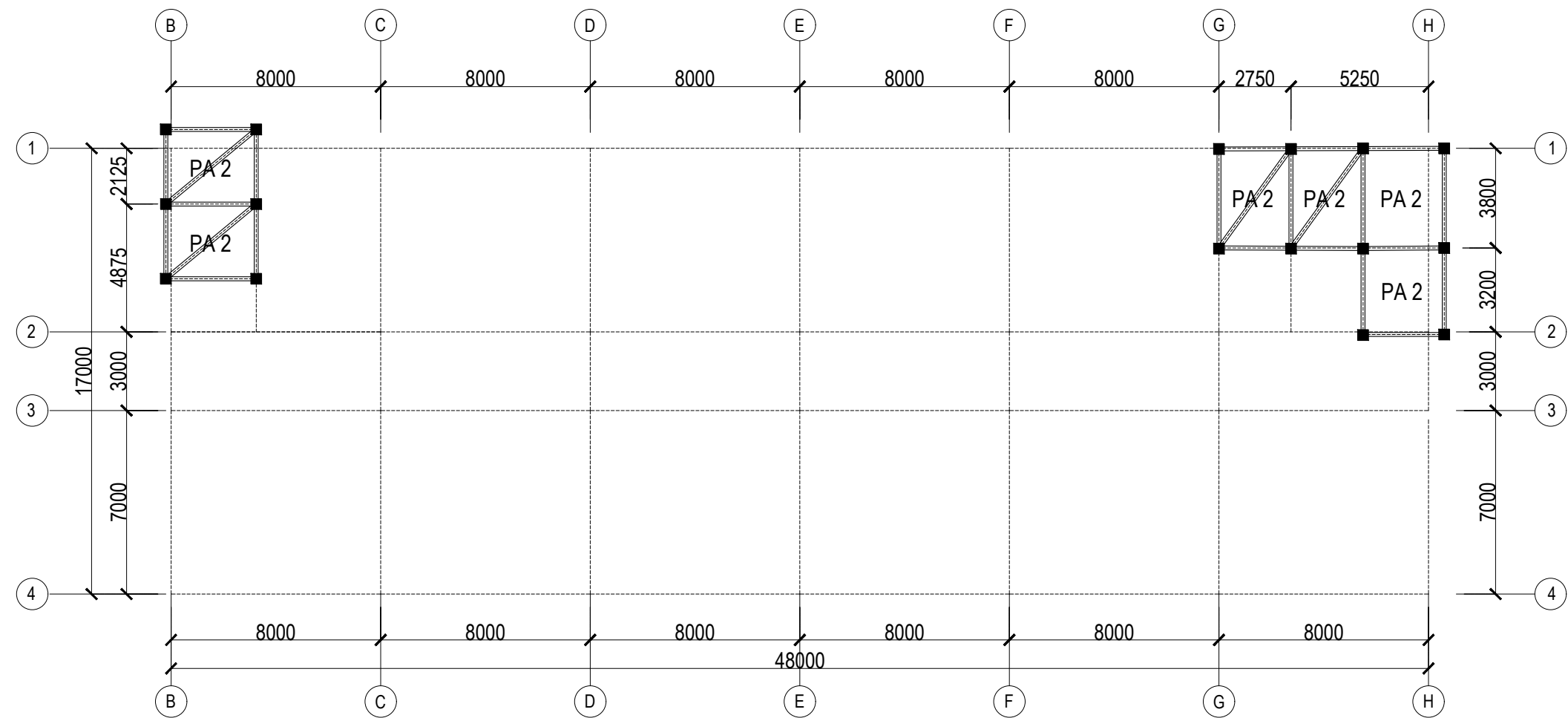
DOSEN

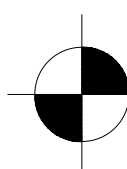
ANGGIT MAS ARIFUDIN, S.T., M.T.

Nomor Lembar	Jumlah lembar
10	26

SKALA

1:200



 DENAH BALOK LANTAI 10
SKALA 1:200



TUGAS AKHIR

PERANCANGAN ULANG GEDUNG
A RUMAH SAKIT UNIMUS

MAHASISWA

MUHAMAD JAISA M.

JUDUL GAMBAR

DENAH PELAT LT 10

TELAH DI PERIKSA OLEH

DOSEN

ANGGIT MAS ARIFUDIN, S.T., M.T.

Nomor Lembar	Jumlah lembar
11	26

SKALA

1:200



TUGAS AKHIR

PERANCANGAN ULANG GEDUNG
A RUMAH SAKIT UNIMUS

MAHASISWA

MUHAMAD JAISA M.

JUDUL GAMBAR

DETAIL PLAT LANTAI

TELAH DI PERIKSA OLEH

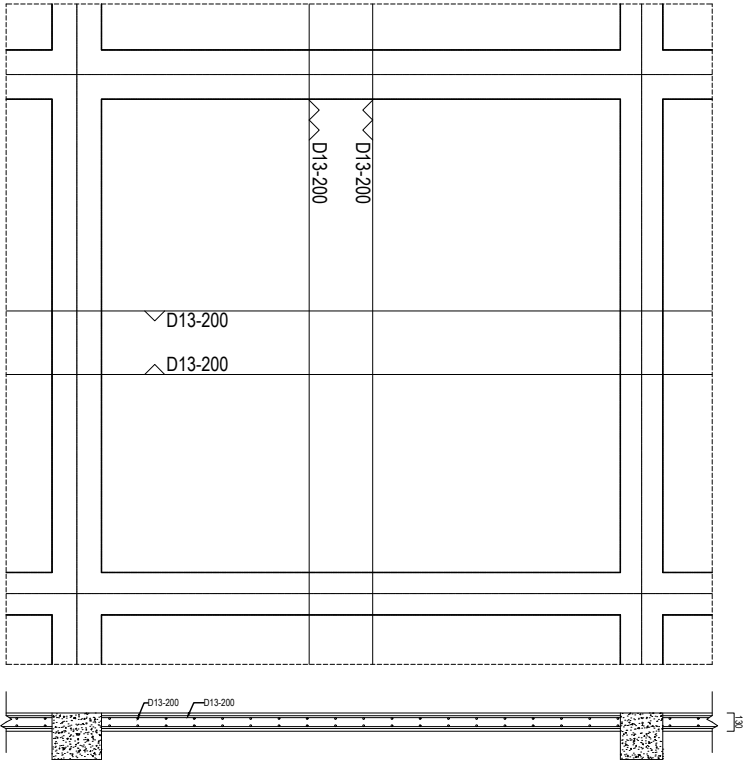
DOSEN

ANGGIT MAS ARIFUDIN, S.T., M.T.

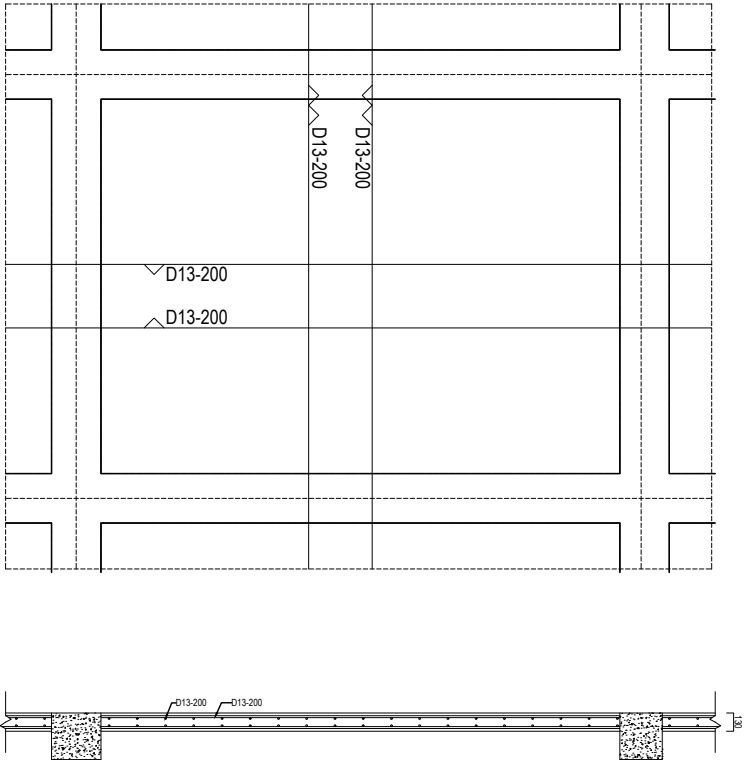
Nomor Lembar	Jumlah lembar
12	26

SKALA

1:50



DETAIL PL1
SKALA 1:50



DETAIL PL2
SKALA 1:50



TUGAS AKHIR

PERANCANGAN ULANG GEDUNG
A RUMAH SAKIT UNIMUS

MAHASISWA

MUHAMAD JAISA M.

JUDUL GAMBAR

DETAIL PLAT ATAP

TELAH DI PERIKSA OLEH

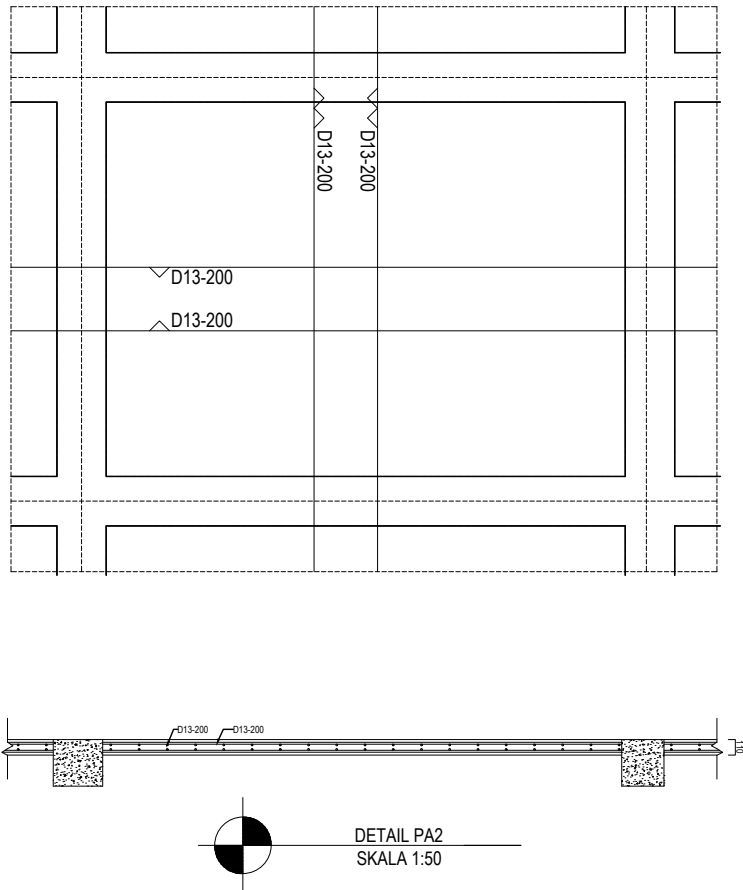
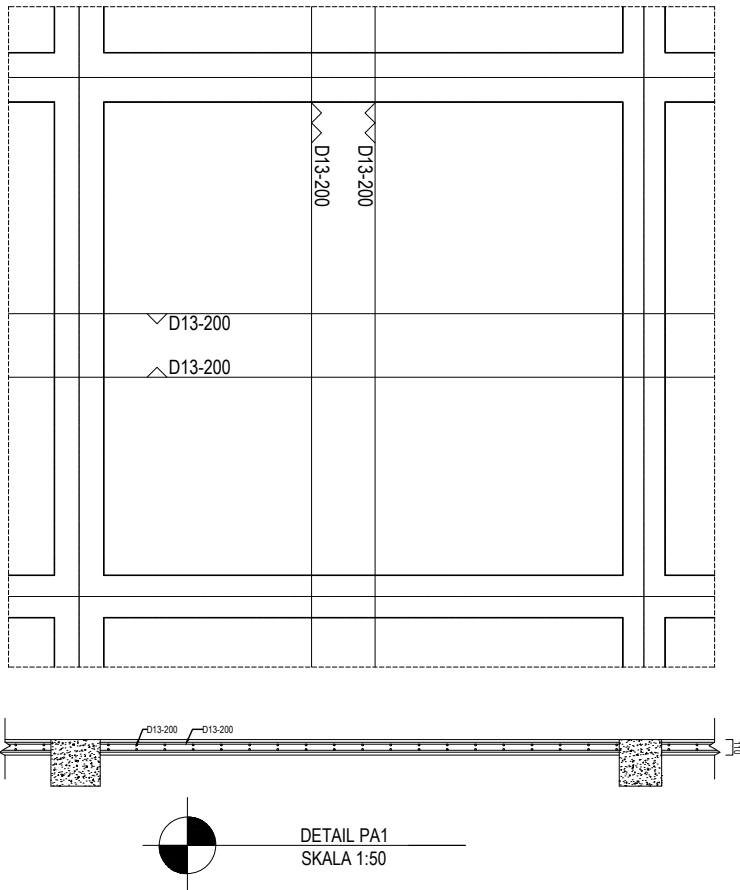
DOSEN

ANGGIT MAS ARIFUDIN, S.T., M.T.

Nomor Lembar	Jumlah lembar
13	26

SKALA

1:50





TUGAS AKHIR

PERANCANGAN ULANG GEDUNG
A RUMAH SAKIT UNIMUS

MAHASISWA

MUHAMAD JAISA M.

JUDUL GAMBAR

DENAH KOLOM LT 1-3

TELAH DI PERIKSA OLEH

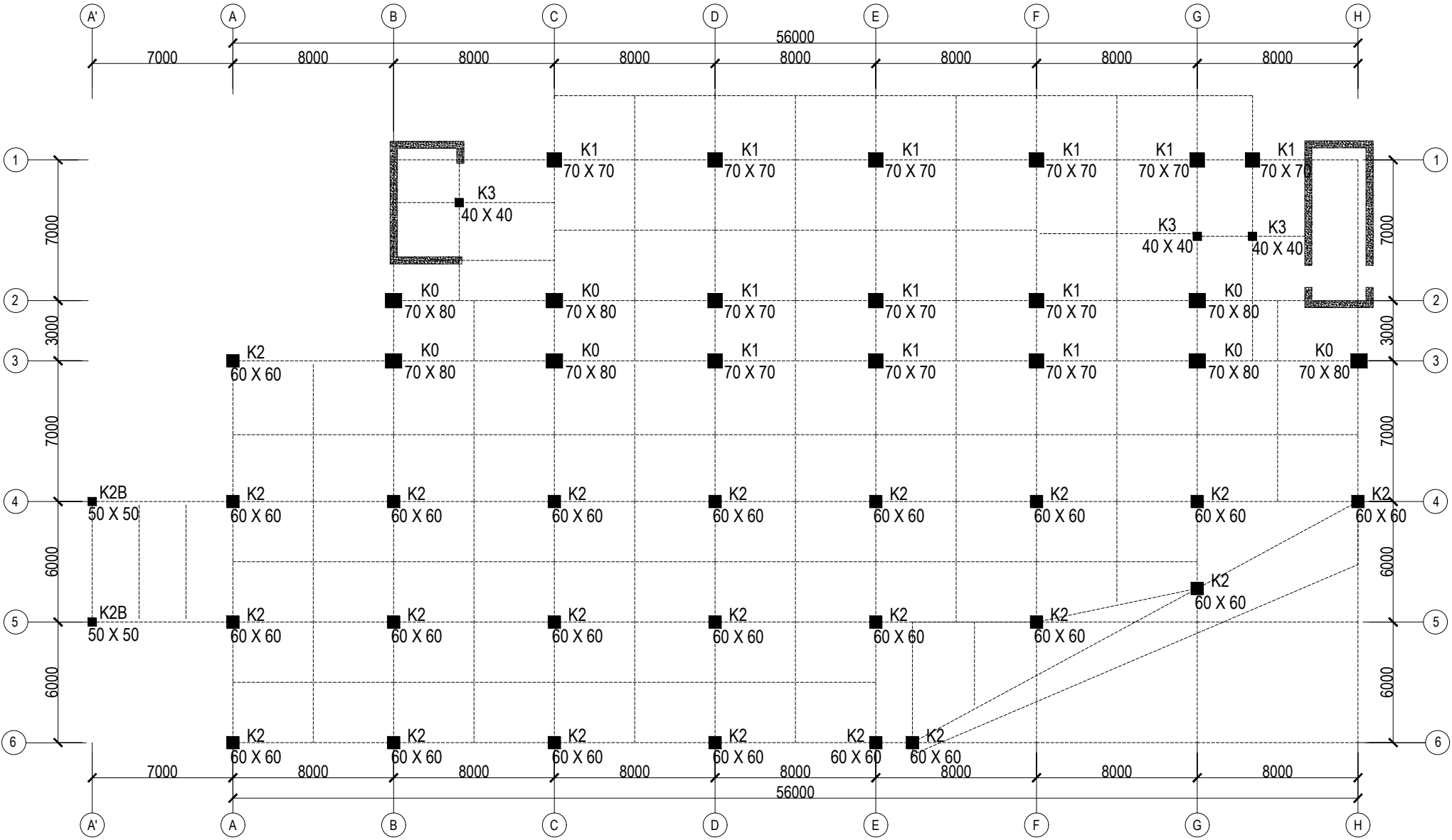
DOSEN

ANGGIT MAS ARIFUDIN, S.T., M.T.

Nomor Lembar	Jumlah lembar
14	26

SKALA

1:250



DENAH KOLOM LANTAI 1-3
SKALA 1:250



TUGAS AKHIR

PERANCANGAN ULANG GEDUNG
A RUMAH SAKIT UNIMUS

MAHASISWA

MUHAMAD JAISA M.

JUDUL GAMBAR

DENAH KOLOM LT 4

TELAH DI PERIKSA OLEH

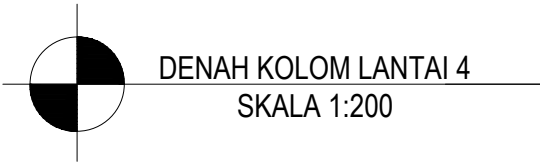
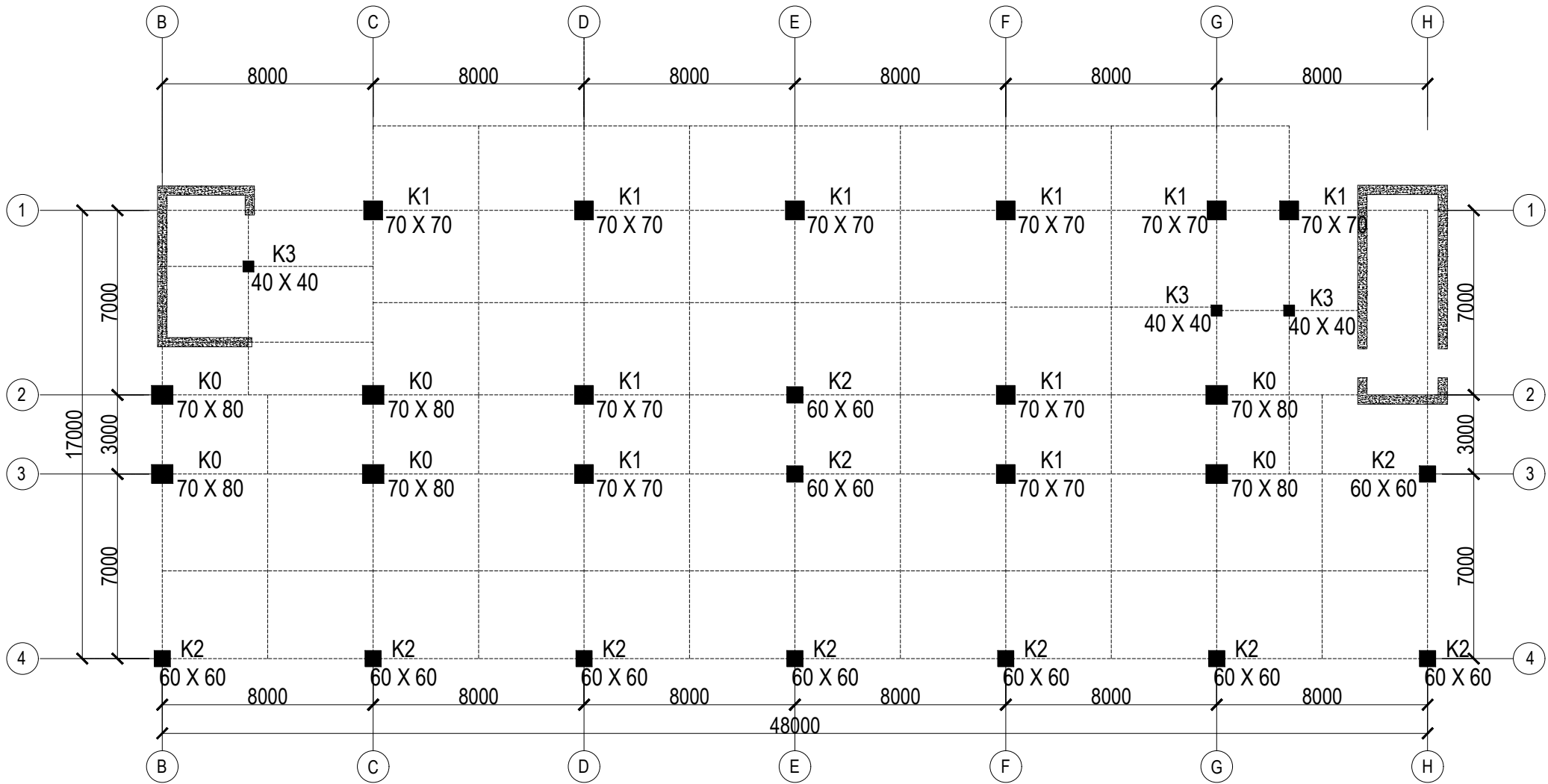
DOSEN

ANGGIT MAS ARIFUDIN, S.T., M.T.

Nomor Lembar	Jumlah lembar
15	26

SKALA

1:200





TUGAS AKHIR

PERANCANGAN ULANG GEDUNG
A RUMAH SAKIT UNIMUS

MAHASISWA

MUHAMAD JAISA M.

JUDUL GAMBAR

DENAH KOLOM LT 5-8

TELAH DI PERIKSA OLEH

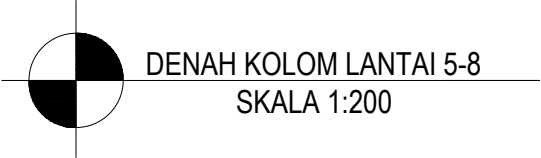
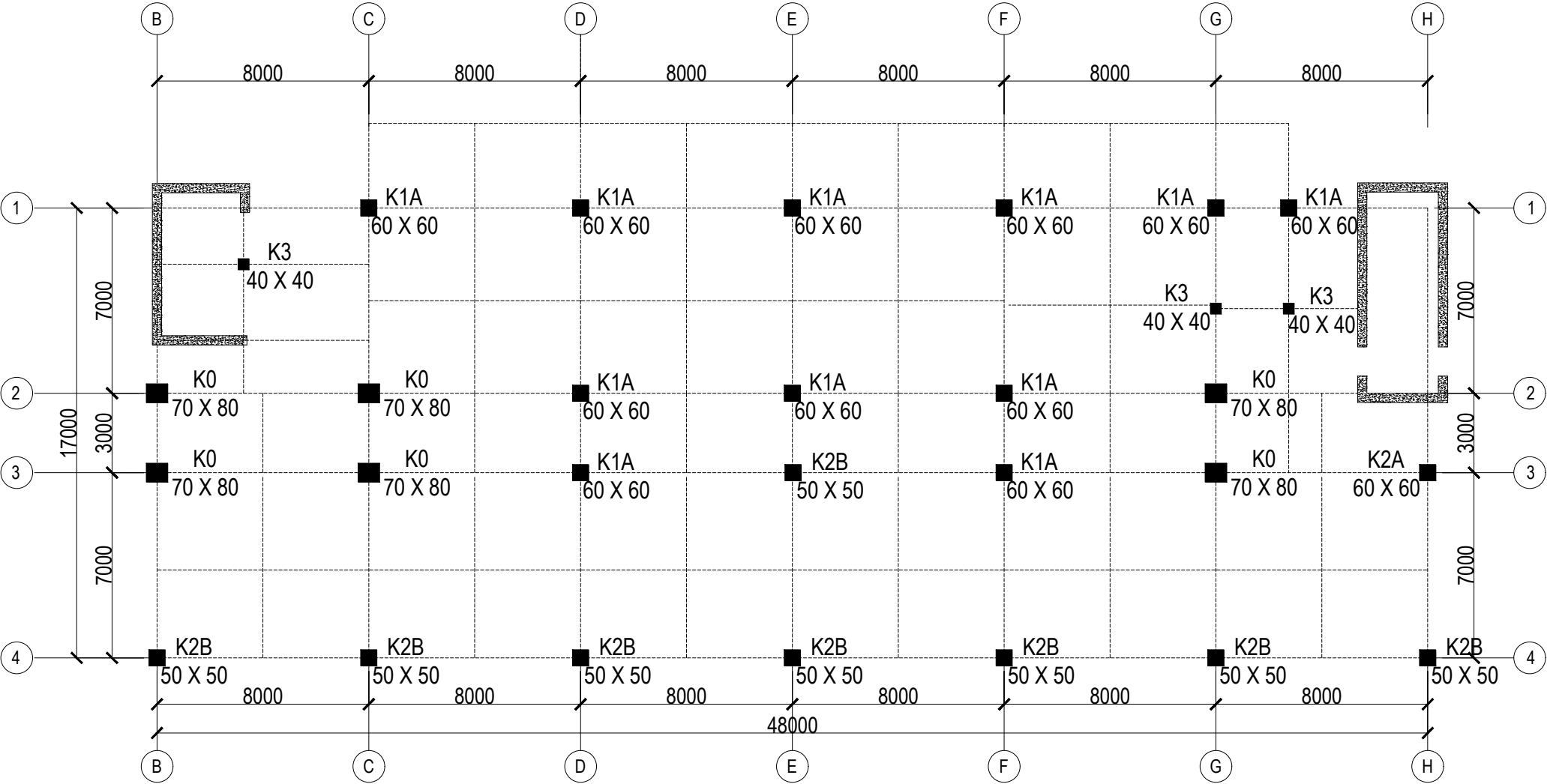
DOSEN

ANGGIT MAS ARIFUDIN, S.T., M.T.

Nomor Lembar	Jumlah lembar
16	26

SKALA

1:200



DENAH KOLOM LANTAI 5-8
SKALA 1:200



TUGAS AKHIR

PERANCANGAN ULANG GEDUNG
A RUMAH SAKIT UNIMUS

MAHASISWA

MUHAMAD JAISA M.

JUDUL GAMBAR

DENAH KOLOM LT 9

TELAH DI PERIKSA OLEH

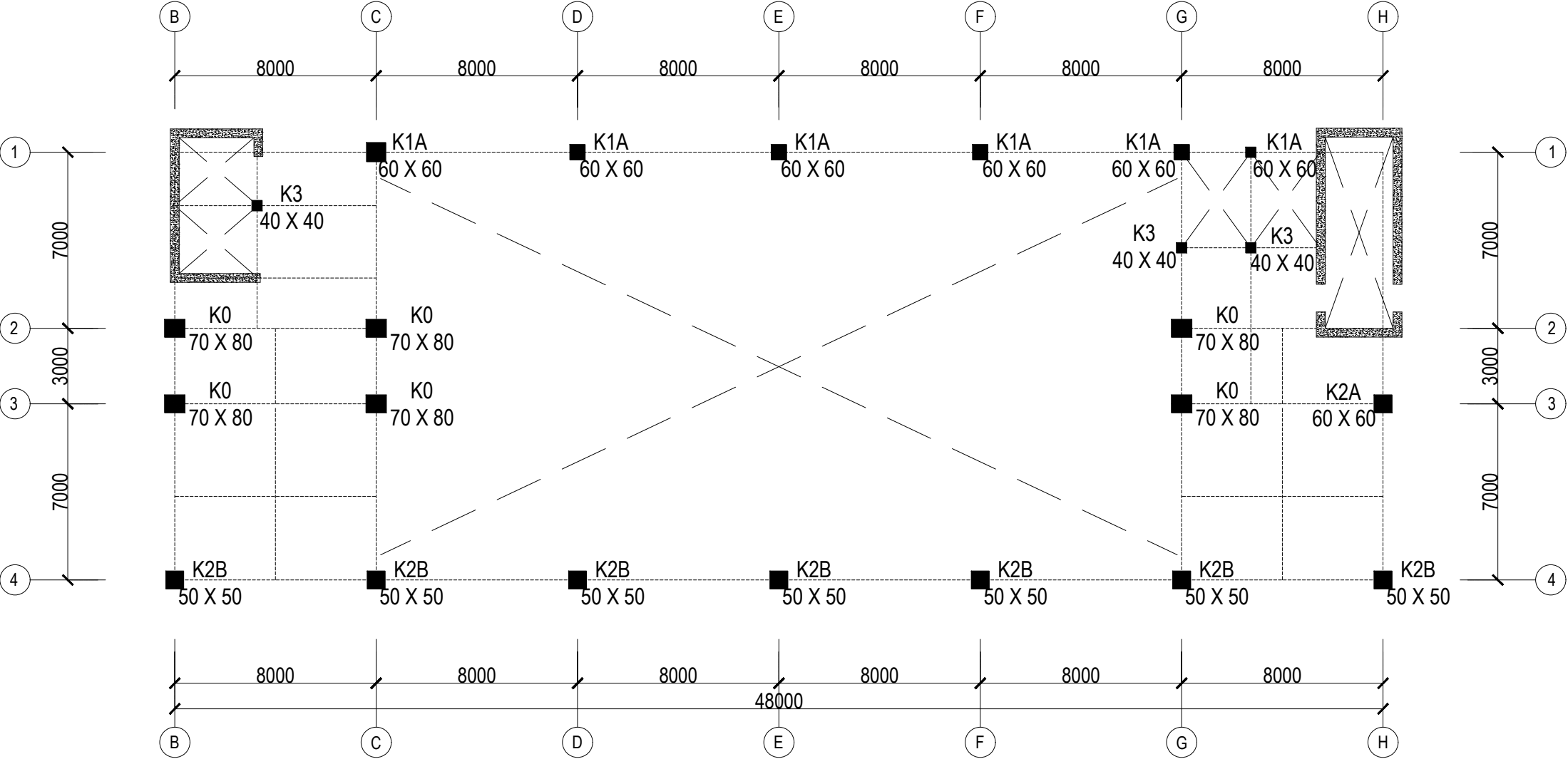
DOSEN

ANGGIT MAS ARIFUDIN, S.T., M.T.

Nomor Lembar	Jumlah lembar
17	26

SKALA

1:200



DENAH KOLOM LANTAI 9
SKALA 1:200



TUGAS AKHIR

PERANCANGAN ULANG GEDUNG
A RUMAH SAKIT UNIMUS

MAHASISWA

MUHAMAD JAISA M.

JUDUL GAMBAR

DENAH KOLOM LT 10

TELAH DI PERIKSA OLEH

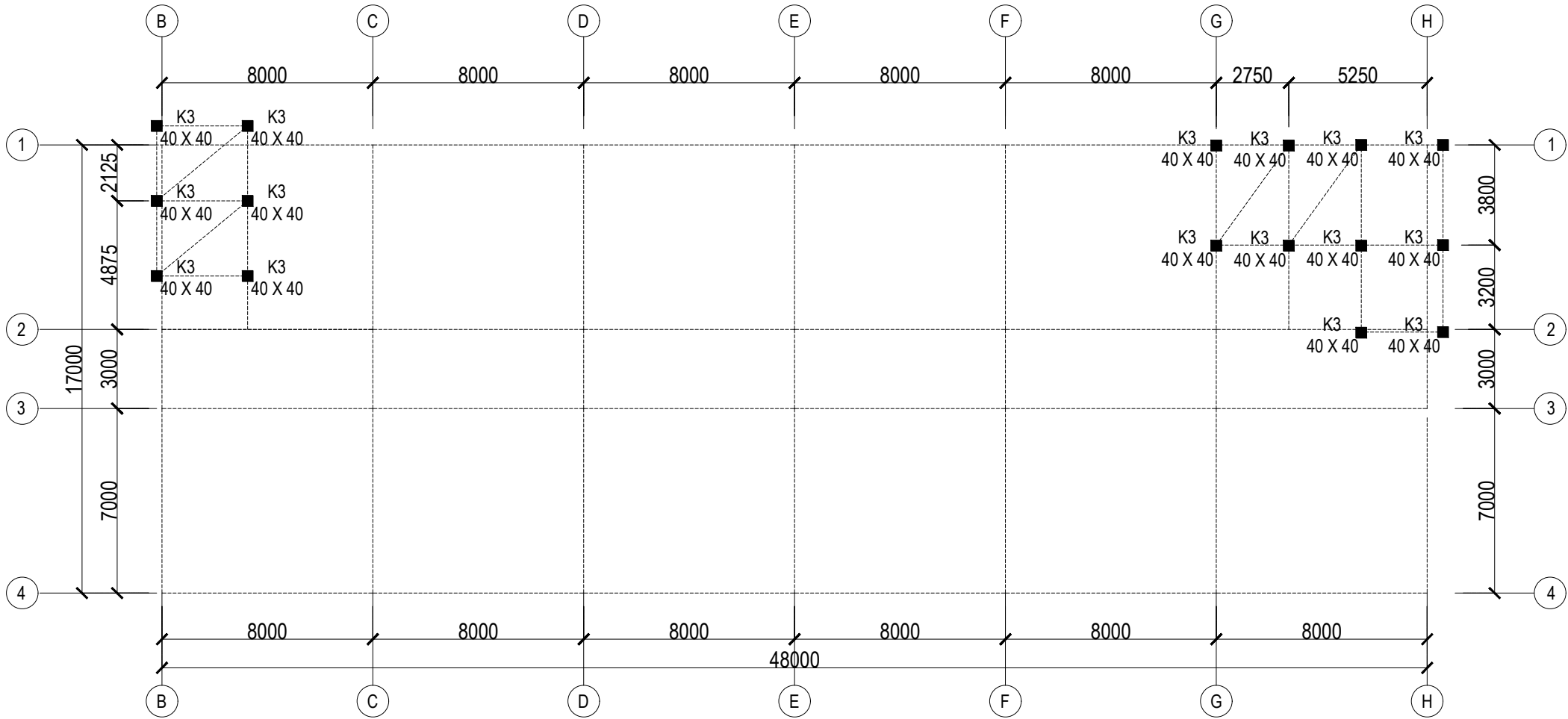
DOSEN

ANGGIT MAS ARIFUDIN, S.T., M.T.

Nomor Lembar	Jumlah lembar
18	26

SKALA

1:200



DENAH KOLOM LANTAI 10
SKALA 1:200



TUGAS AKHIR

PERANCANGAN ULANG GEDUNG
A RUMAH SAKIT UNIMUS

MAHASISWA

MUHAMAD JAISA M.

JUDUL GAMBAR

DETAIL KOLOM

TELAH DI PERIKSA OLEH

DOSEN

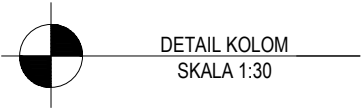
ANGGIT MAS ARIFUDIN, S.T., M.T.

Nomor Lembar	Jumlah lembar
19	26

SKALA

1:30

TIPE	K0			TIPE	K1		
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	HBK	POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	HBK
DIMENSI	700 X 800			DIMENSI	700 X 700		
TUL POKOK X	10D22	10D22	10D22	TUL POKOK X	13D22	13D22	13D22
TUL POKOK Y	10D22	10D22	10D22	TUL POKOK Y	13D22	13D22	13D22
TUL GESER	5D13-100	D13-100	5D13-100	TUL GESER	3D13-100	D13-100	3D13-100
TIPE	K2			TIPE	K2A		
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	HBK	POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	HBK
DIMENSI	600 X 600			DIMENSI	600 X 600		
TUL POKOK X	14D22	14D22	14D22	TUL POKOK X	8D22	8D22	8D22
TUL POKOK Y	14D22	14D22	14D22	TUL POKOK Y	8D22	8D22	8D22
TUL GESER	3D13-100	D13-100	3D13-100	TUL GESER	3D13-100	D13-100	3D13-100

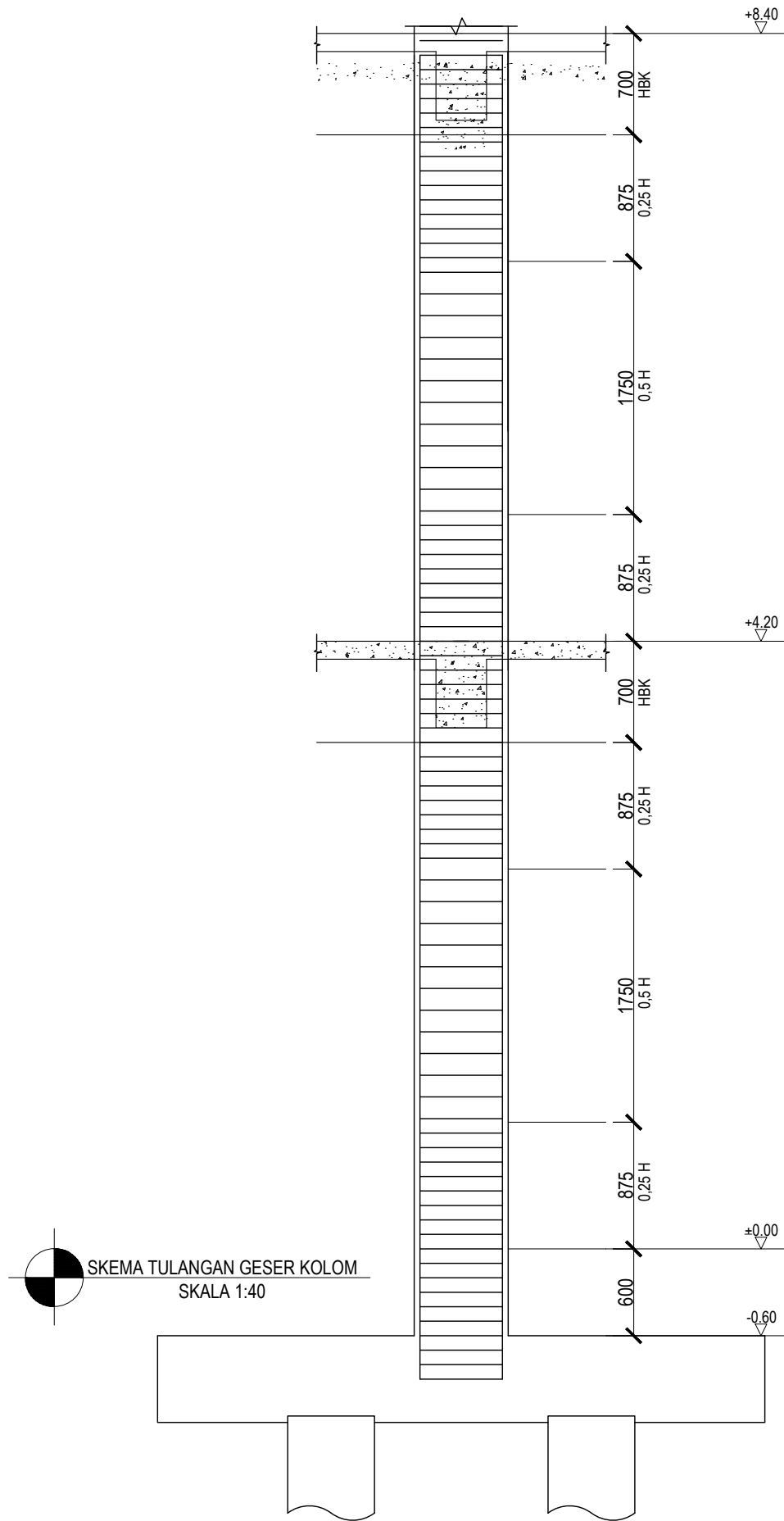
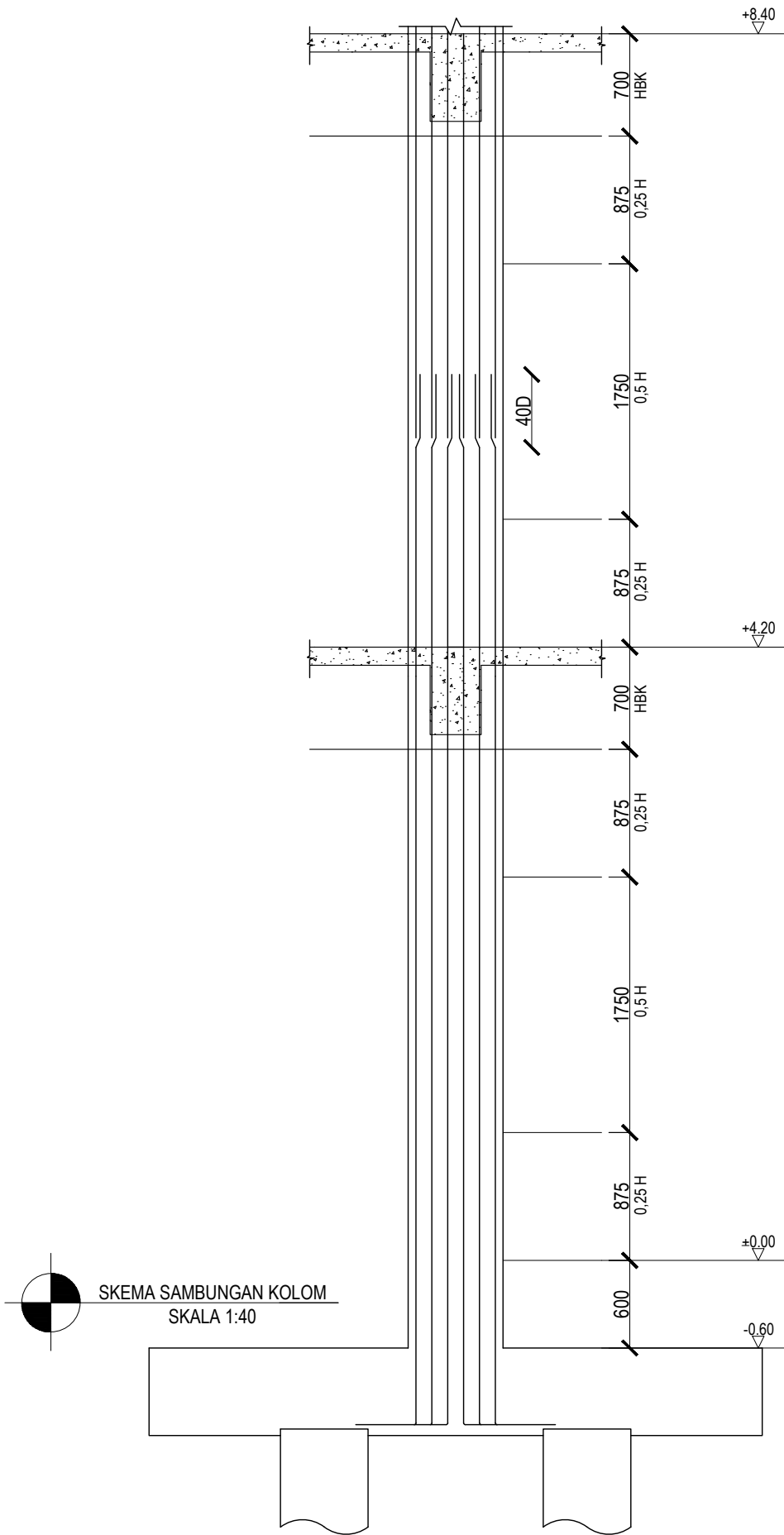




TIPE	K1A		
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	HBK
DIMENSI	600 X 600		
TUL POKOK X	12D22	12D22	12D22
TUL POKOK Y	12D22	12D22	12D22
TUL GESER	3D13-100	D13-100	3D13-100
TIPE	K2B		
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	HBK
DIMENSI	500 X 500		
TUL POKOK X	8D22	8D22	8D22
TUL POKOK Y	8D22	8D22	8D22
TUL GESER	3D13-100	D13-100	3D13-100
TIPE	K3		
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	HBK
DIMENSI	400 X 400		
TUL POKOK X	10D22	10D22	10D22
TUL POKOK Y	10D22	10D22	10D22
TUL GESER	4D13-100	D13-100	4D13-100



TUGAS AKHIR	
PERANCANGAN ULANG GEDUNG A RUMAH SAKIT UNIMUS	
MAHASISWA	
MUHAMAD JAISA M.	
JUDUL GAMBAR	
DETAIL KOLOM	
TELAH DI PERIKSA OLEH	
DOSEN	
ANGGIT MAS ARIFUDIN, S.T., M.T.	
Nomor Lembar	Jumlah lembar
20	26
SKALA	
1:25	



TUGAS AKHIR

PERANCANGAN ULANG GEDUNG
A RUMAH SAKIT UNIMUS

MAHASISWA

MUHAMAD JAISA M.

JUDUL GAMBAR

SKEMA KOLOM

TELAH DI PERIKSA OLEH

DOSEN

ANGGIT MAS ARIFUDIN, S.T., M.T.

Nomor Lembar	Jumlah lembar
21	26

SKALA

1:40



TUGAS AKHIR

PERANCANGAN ULANG GEDUNG
A RUMAH SAKIT UNIMUS

MAHASISWA

MUHAMAD JAISA M.

JUDUL GAMBAR

DENAH PONDASI

TELAH DI PERIKSA OLEH

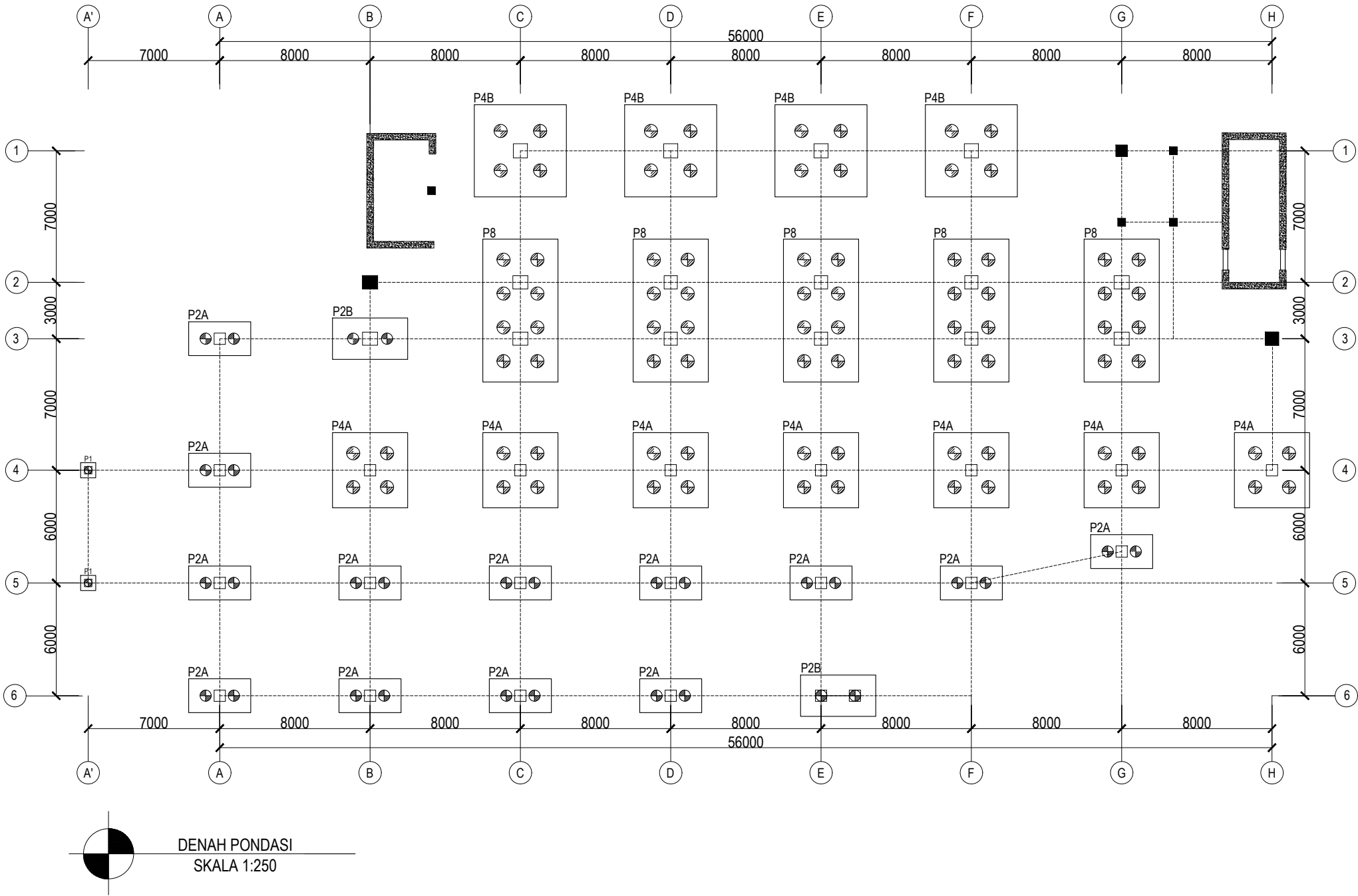
DOSEN

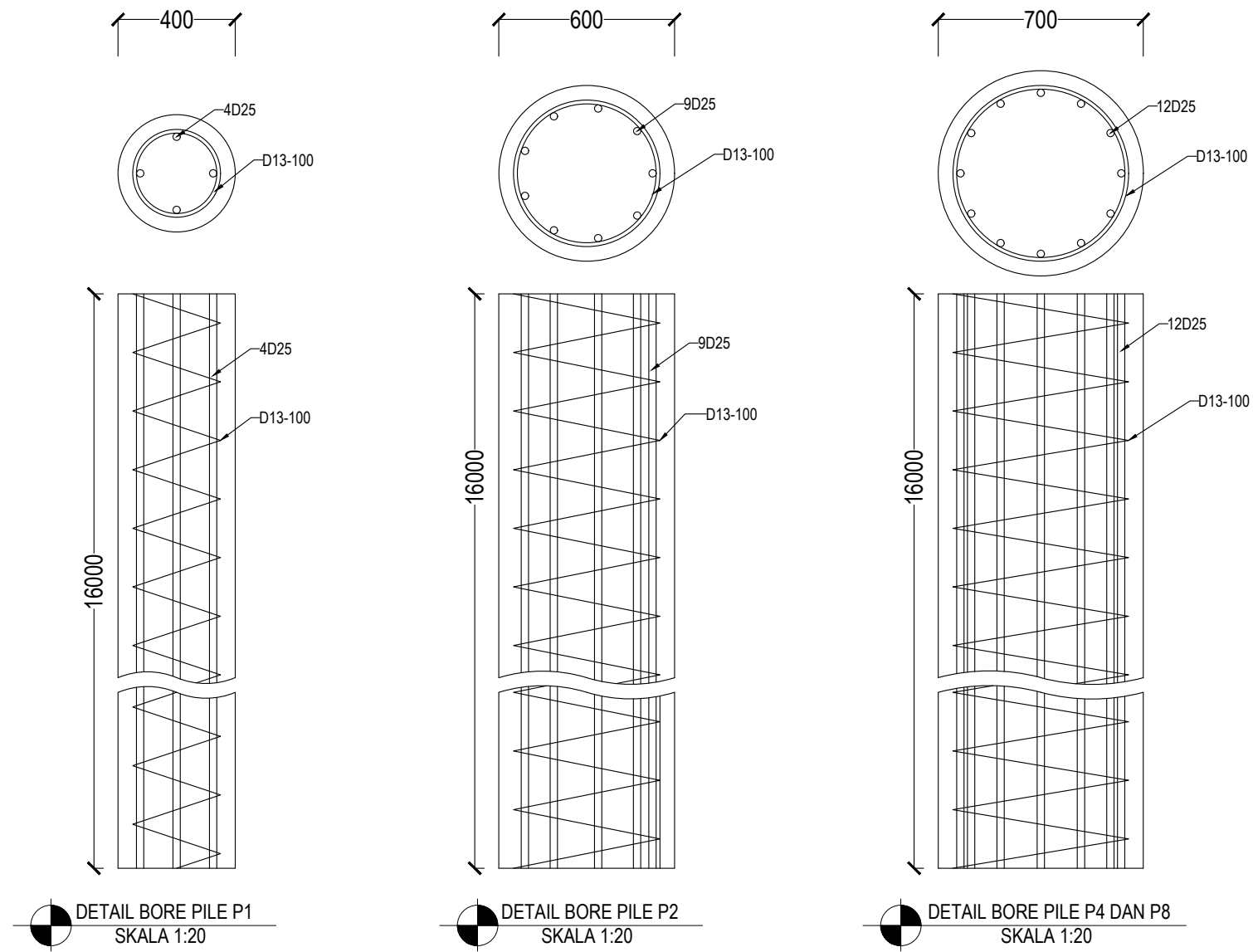
ANGGIT MAS ARIFUDIN, S.T., M.T.

Nomor Lembar	Jumlah lembar
22	26

SKALA

1:250





TUGAS AKHIR

PERANCANGAN ULANG GEDUNG
A RUMAH SAKIT UNIMUS

MAHASISWA

MUHAMAD JAISA M.

JUDUL GAMBAR

DETAIL BORE PILE

TELAH DI PERIKSA OLEH

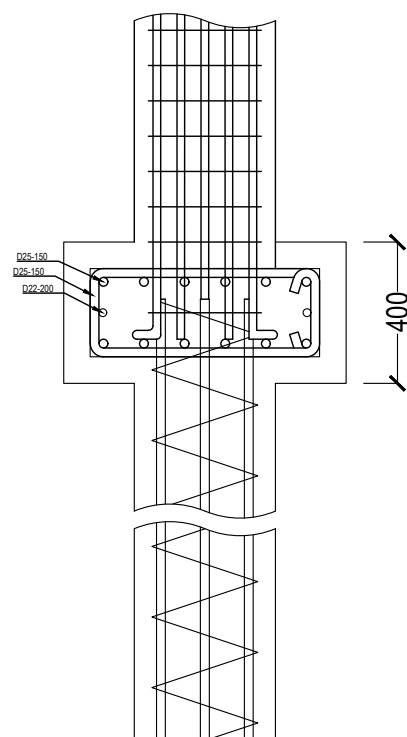
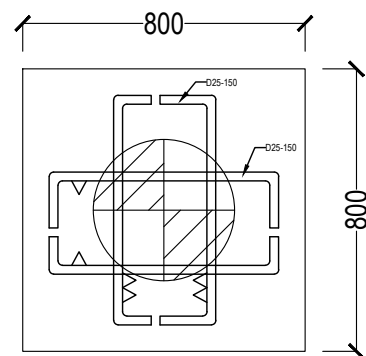
DOSEN

ANGGIT MAS ARIFUDIN, S.T., M.T.

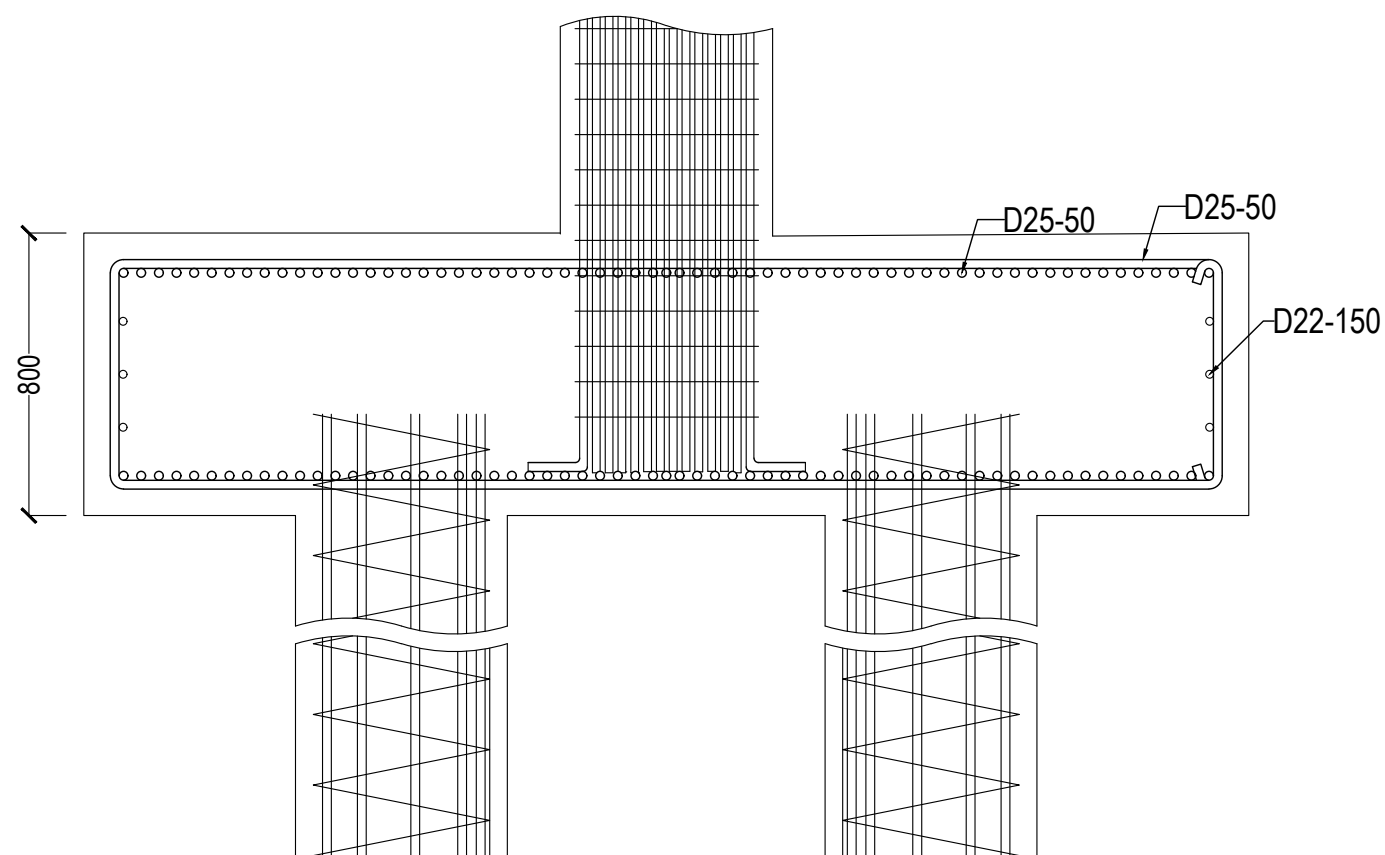
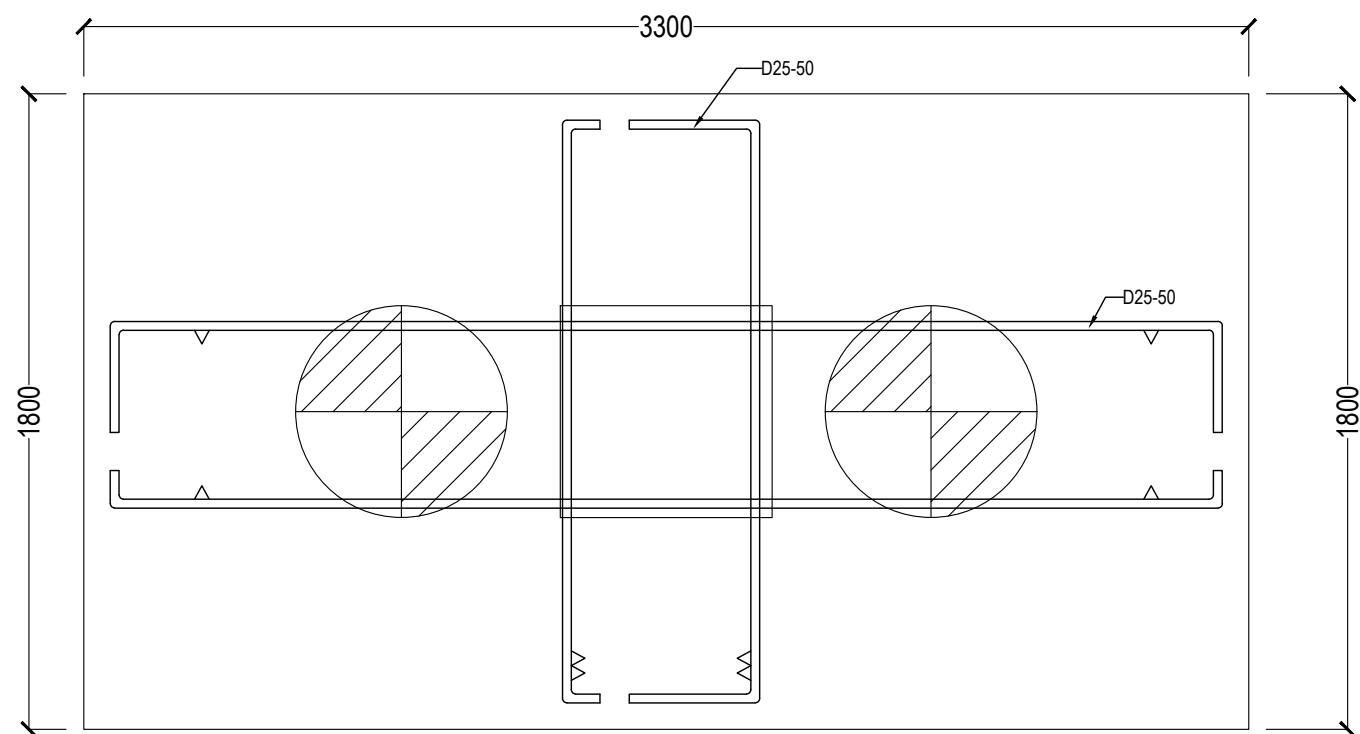
Nomor Lembar	Jumlah lembar
23	26

SKALA

1:20



DETAIL PILE CAP P1
SKALA 1:20



DETAIL PILE CAP P2A
SKALA 1:20



TUGAS AKHIR

PERANCANGAN ULANG GEDUNG
A RUMAH SAKIT UNIMUS

MAHASISWA

MUHAMAD JAISA M.

JUDUL GAMBAR

DETAIL PILE CAP 1 DAN 2A

TELAH DI PERIKSA OLEH

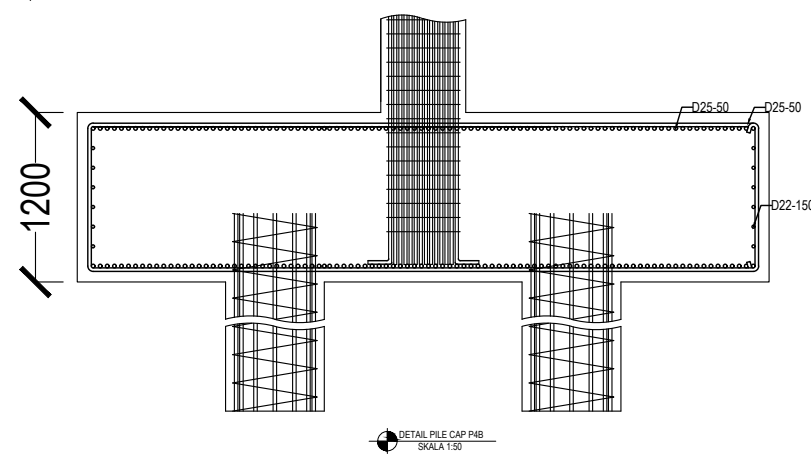
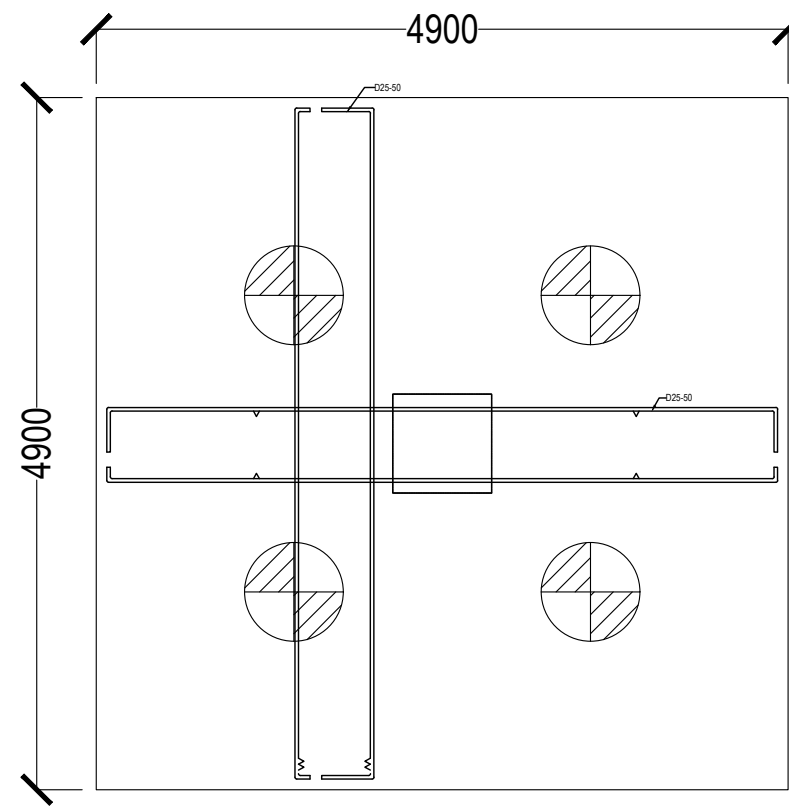
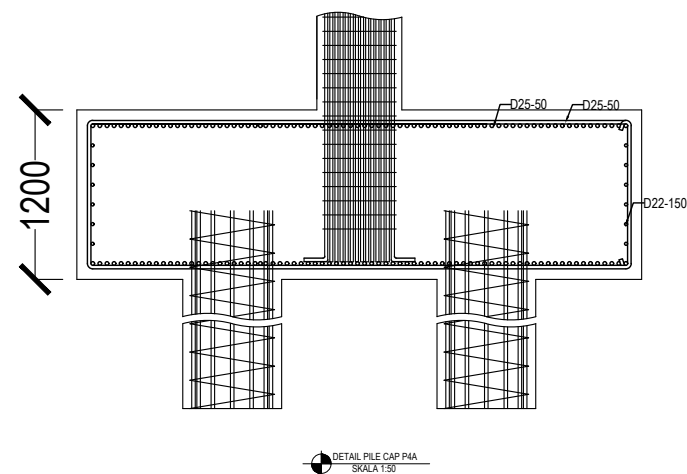
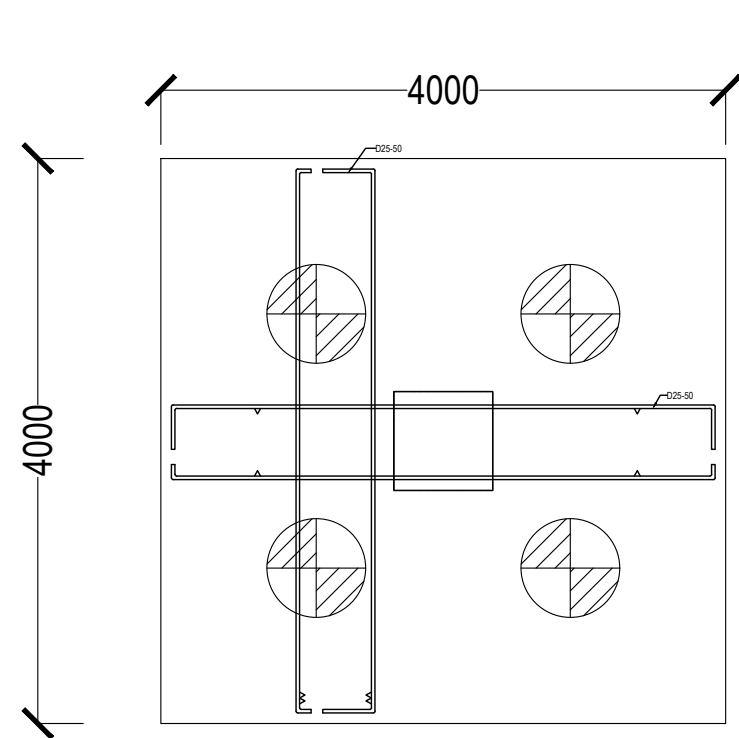
DOSEN

ANGGIT MAS ARIFUDIN, S.T., M.T.

Nomor Lembar	Jumlah lembar
24	26

SKALA

1:20



TUGAS AKHIR

PERANCANGAN ULANG GEDUNG
A RUMAH SAKIT UNIMUS

MAHASISWA

MUHAMAD JAISA M.

JUDUL GAMBAR

DETAIL PILE CAP 4A DAN 4B

TELAH DI PERIKSA OLEH

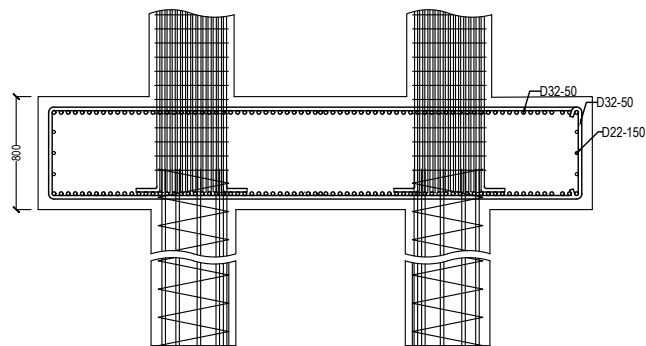
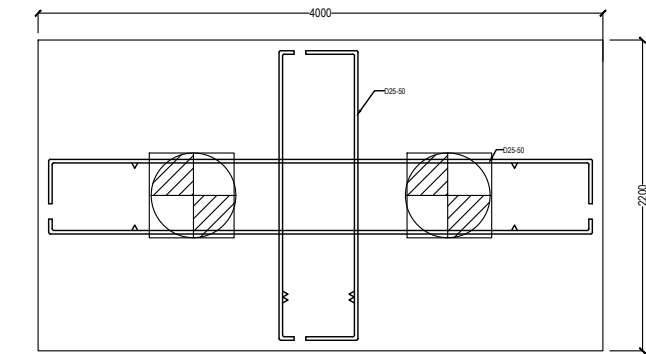
DOSEN

ANGGIT MAS ARIFUDIN, S.T., M.T.

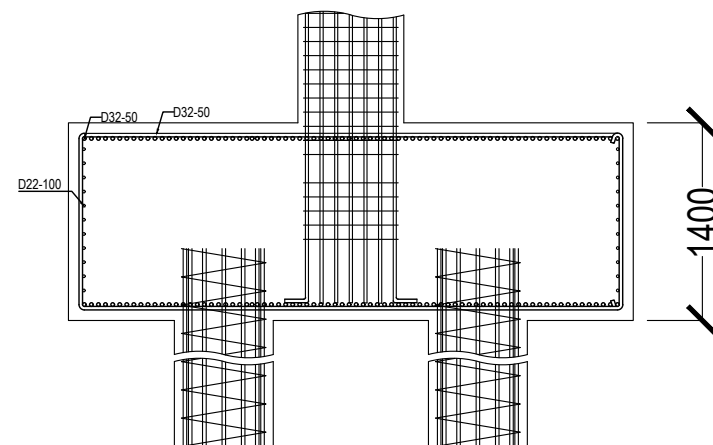
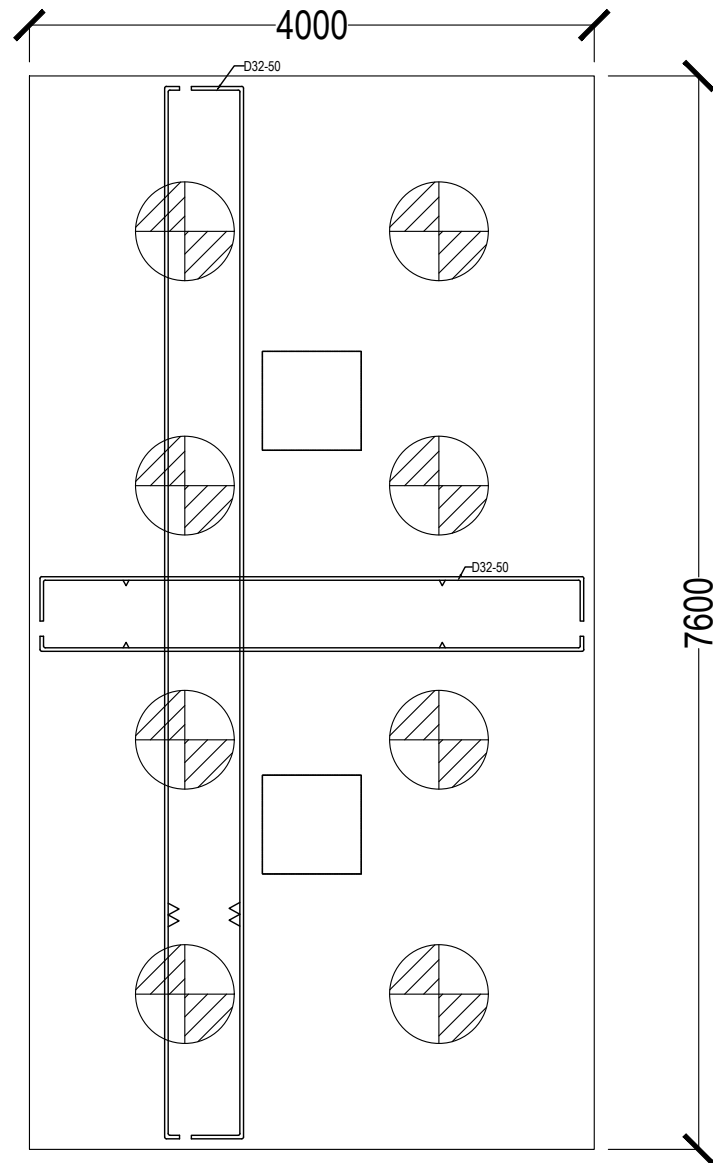
Nomor Lembar	Jumlah lembar
25	26

SKALA

1:50



DETAIL PILE CAP P2B
SKALA 1:50



DETAIL PILE CAP P8
SKALA 1:50



TUGAS AKHIR

PERANCANGAN ULANG GEDUNG
A RUMAH SAKIT UNIMUS

MAHASISWA

MUHAMAD JAISA M.

JUDUL GAMBAR

DETAIL PILE CAP 2B DAN 8

TELAH DI PERIKSA OLEH

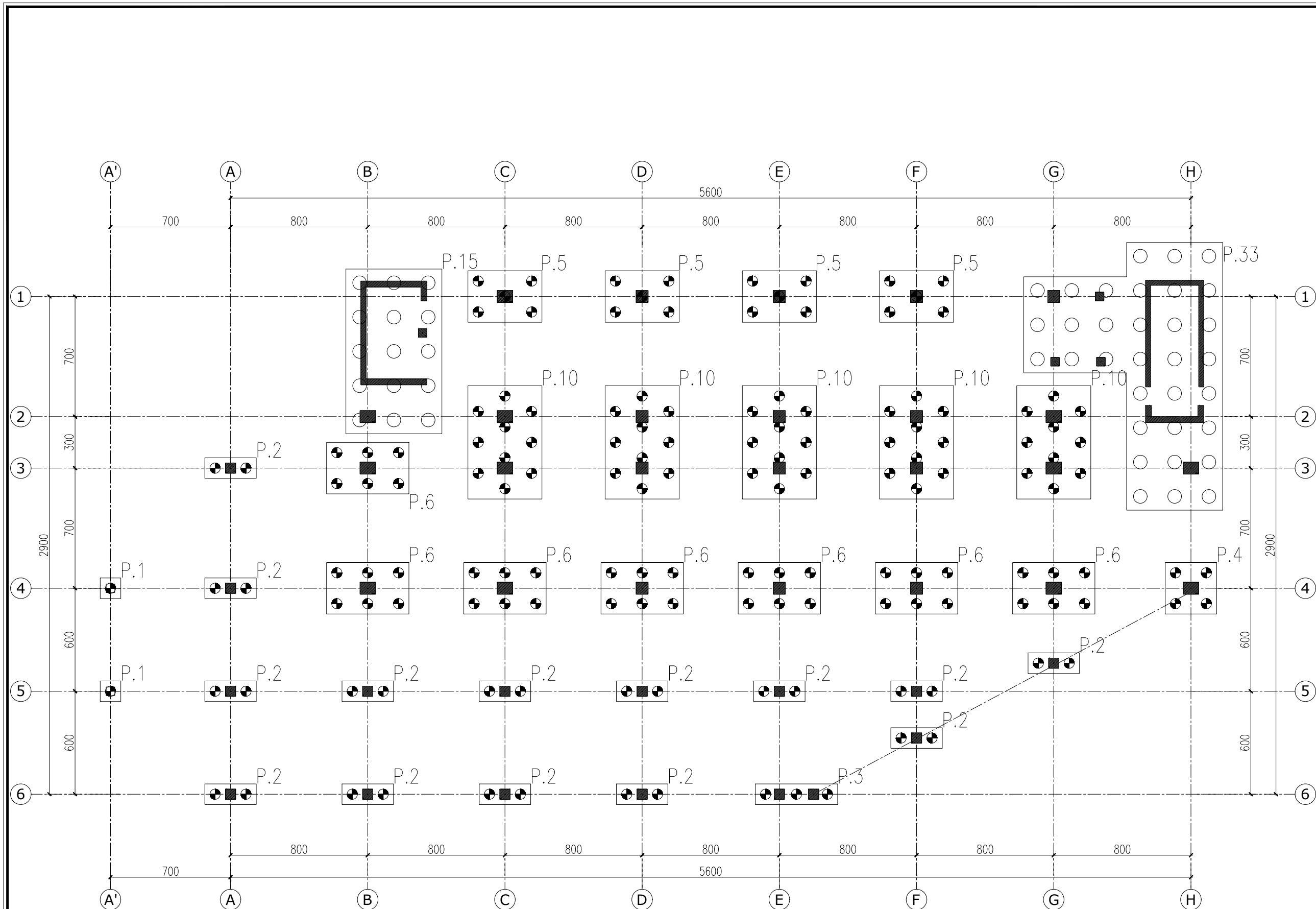
DOSEN

ANGGIT MAS ARIFUDIN, S.T., M.T.

Nomor Lembar	Jumlah lembar
26	26

SKALA

1:50



DENAH PONDASI BORED PILE

SKALA 1 : 225

DATA MUTU BAHAN :

- MUTU BETON BORED PILE:
- $\phi 600, \phi 800$ MM : K-350, $f_c' = 29.05$ Mpa
- MUTU BETON
- BALOK, PLAT DAN TANGGA : $f_c' 25$ MPa
- KOLOM DAN COREWALL : $f_c' 25$ MPa
- TIE BEAM DAN PILE CAP : $f_c' 25$ MPa
- MUTU BAJA TULANGAN :
BJTD 42, $f_y = 420$ Mpa

PEMBERI TUGAS



UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH
SEMARANG

NAMA KEGIATAN

PEMBANGUNAN RUMAH SAKIT PENDIDIKAN
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG

PEKERJAAN

PEMBANGUNAN
GEDUNG RUMAH SAKIT PENDIDIKAN
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH
SEMARANG

LOKASI

KAMPUS 1
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH
SEMARANG
Jln. Kedungmundu Raya No. 18, Semarang

MENGETAHUI DAN MENSETUJUI

KETUA BADAN PELAKSANA HARIAN
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG

H. WIDADI, SH.

NIP. -

REKTOR
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG

Prof. Dr. MASRUKHI, M.Pd

NIP. -

KONSULTAN PERENCANA



PT. MEDISAIN DADI SEMPURNA
JL. TUMPANG RAYA NO. 50 SEMARANG 50233
PHONE / FAX : 024 - 8500237
EMAIL : medisain_konsultan@yahoo.co.id
medisain.konsultan@gmail.com

IR. LIES HERAWATI, IAI.
DIREKTUR UTAMA

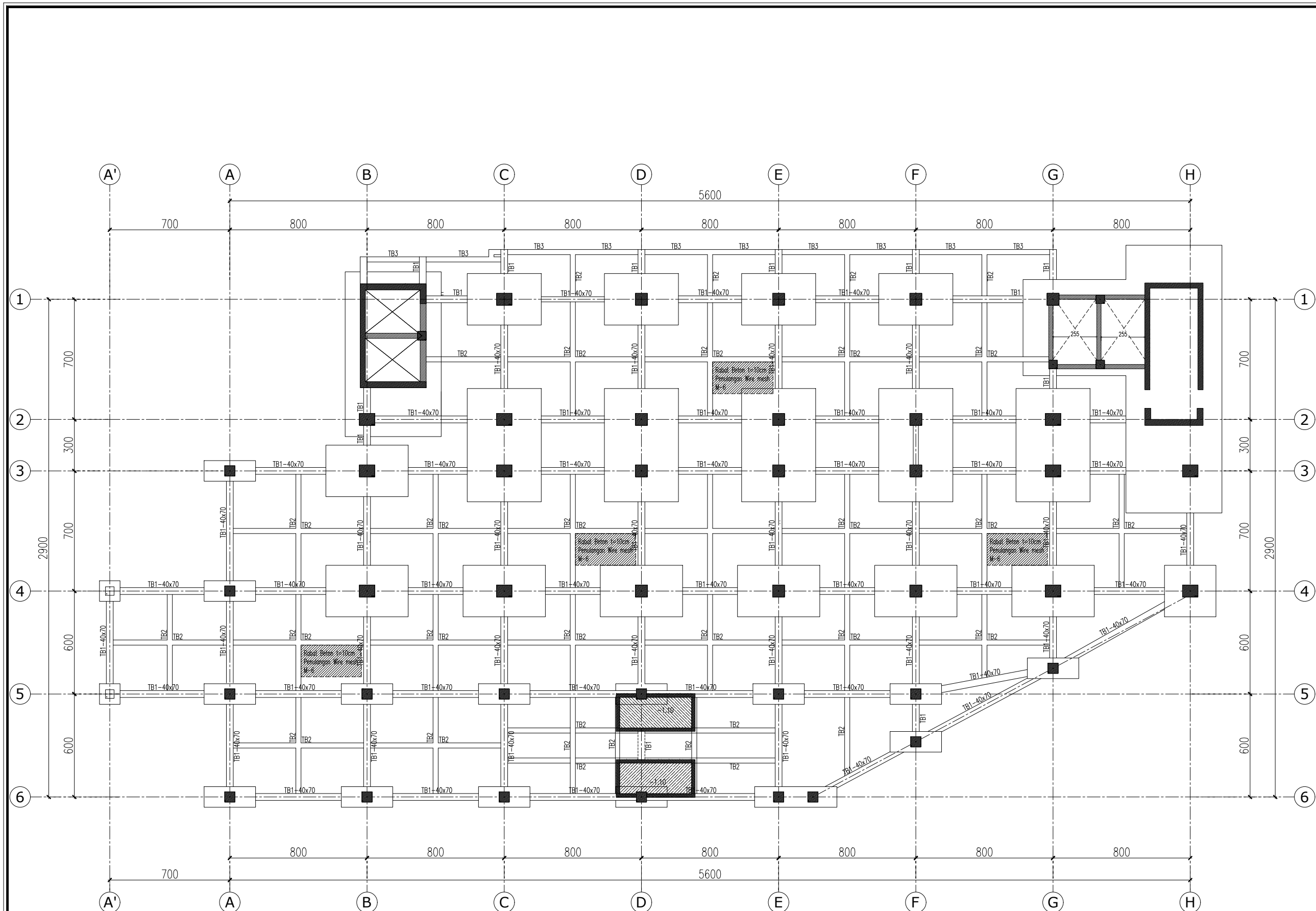
KETERANGAN

FOR INFO

SUB PEKERJAAN

STRUKTUR

GAMBAR	SKALA
DENAH PONDASI BOR PILE	1 : 225
KODE	HALAMAN
S.01	01



DENAH PILE CAP DAN PONDASI LAJUR

SKALA 1 : 225

DATA MUTU BAHAN :

- MUTU BETON BORED PILE:
- $\phi 600$, $\phi 800$ MM : K-350, $f_c' = 29.05$ Mpa
- MUTU BETON
- BALOK, PLAT DAN TANGGA : $f_c' = 25$ MPa
- KOLOM DAN COREWALL : $f_c' = 25$ MPa
- TIE BEAM DAN PILE CAP : $f_c' = 25$ MPa
- MUTU BAJA TULANGAN :
BJTD 42, $f_y = 420$ Mpa

PEMBERI TUGAS



UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH
SEMARANG

NAMA KEGIATAN

PEMBANGUNAN RUMAH SAKIT PENDIDIKAN
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG

PEKERJAAN

PEMBANGUNAN
GEDUNG RUMAH SAKIT PENDIDIKAN
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH
SEMARANG

LOKASI

KAMPUS 1
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH
SEMARANG
Jln. Kedungmundu Raya No. 18, Semarang

MENGETAHUI DAN MENSETUJUI

KETUA BADAN PELAKSANA HARIAN
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG

H. WIDADI, SH.

NIP. -

REKTOR
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG

Prof. Dr. MASRUKHI, M.Pd

NIP. -

KONSULTAN PERENCANA

MEDI Sain
PT. MEDISAIN DADI SEMPURNA
JL. TUMPANG RAYA NO. 50 SEMARANG 50233
PHONE / FAX : 024 - 8500237
EMAIL : medisain_konsultan@yahoo.co.id
medisain.konsultan@gmail.com

IR. LIES HERAWATI, IAI.
DIREKTUR UTAMA

KETERANGAN

FOR INFO

SUB PEKERJAAN

STRUKTUR

GAMBAR

DENAH PILECAP DAN
PONDASI LAJUR

KODE

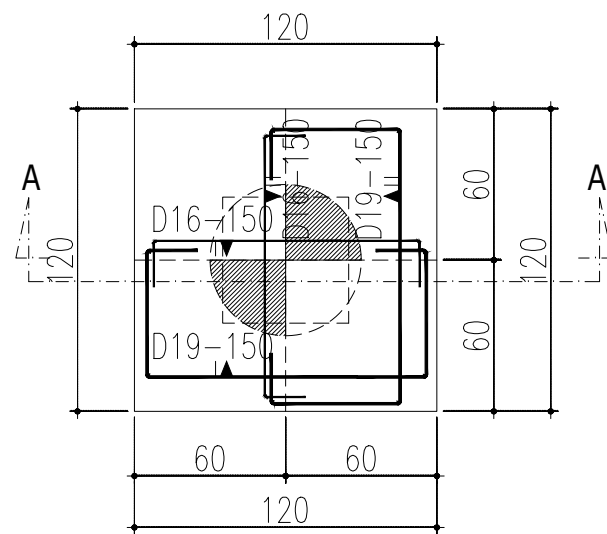
S.01

SKALA

1 : 225

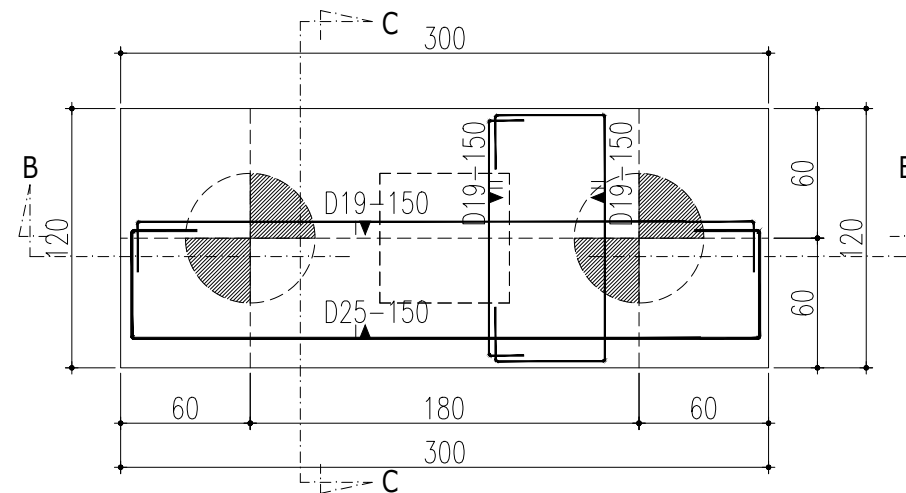
HALAMAN

02



DETAIL P.1

SKALA 1 : 30

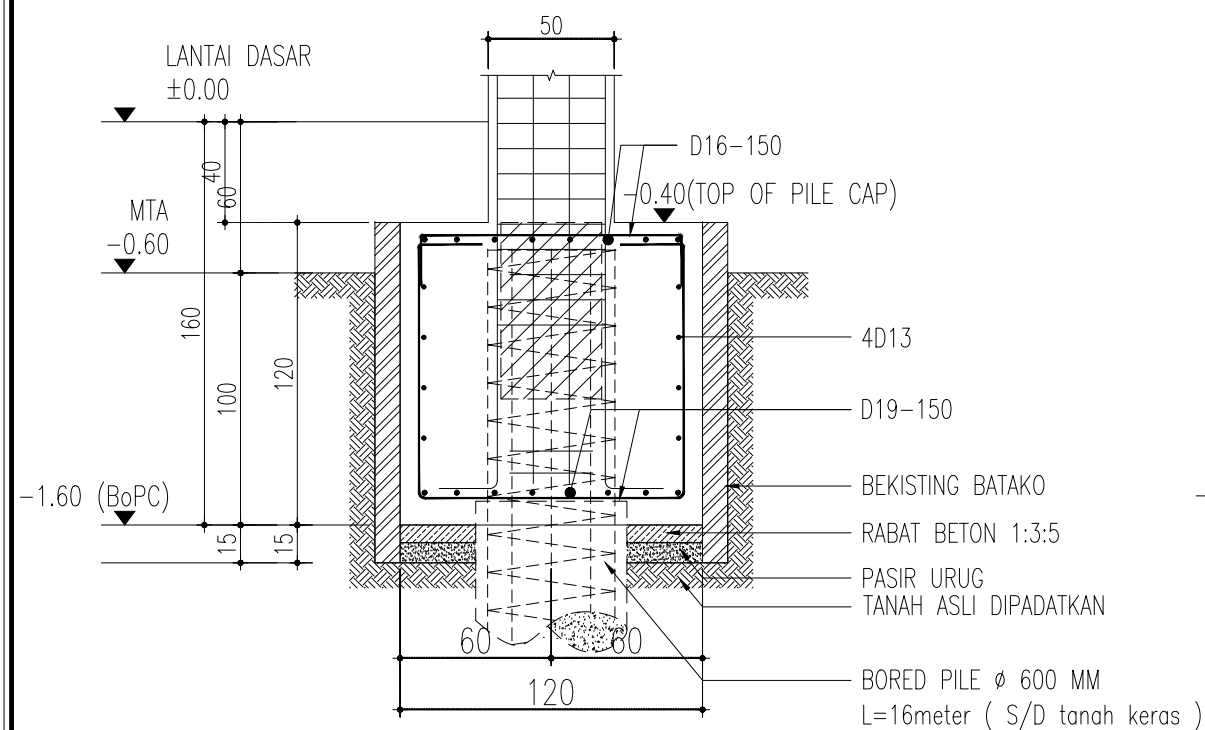


DETAIL P.2

SKALA 1 : 35

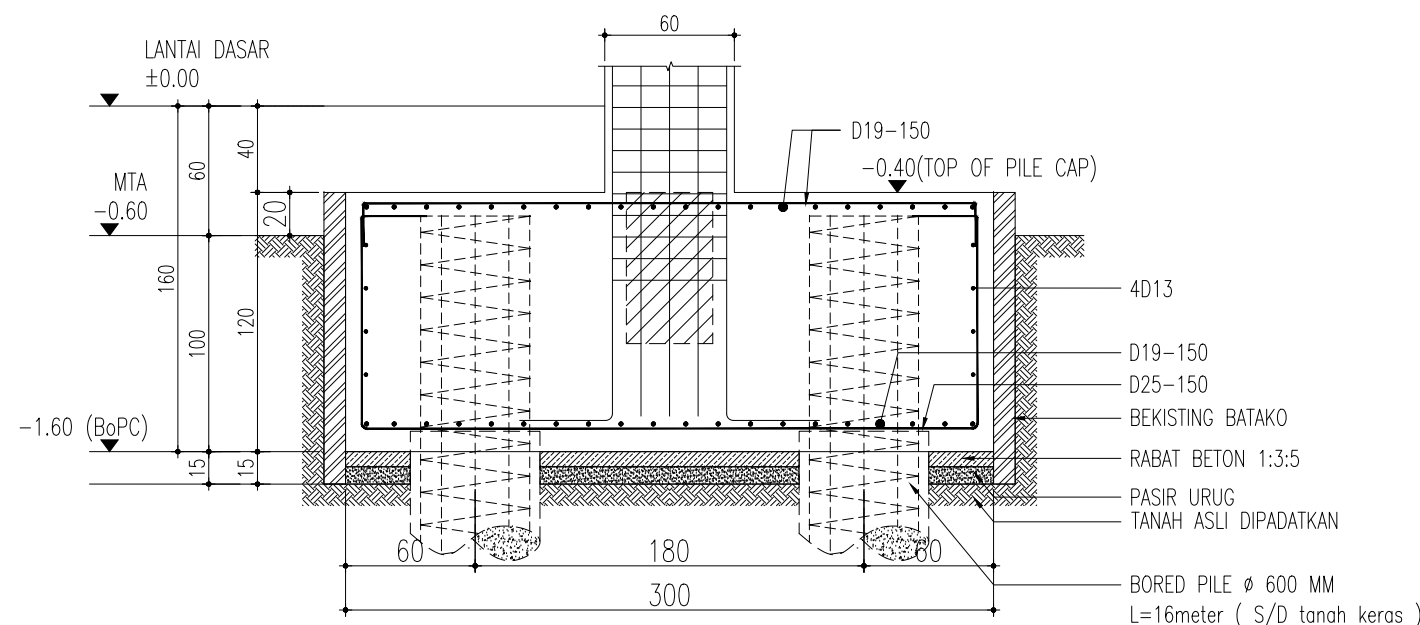
DATA MUTU BAHAN :

- MUTU BETON BORED PILE:
- $\phi 600$, $\phi 800$ MM : K-350, $f_c' = 29.05$ Mpa
- MUTU BETON
- BALOK, PLAT DAN TANGGA : $f_c' = 25$ MPa
- KOLOM DAN COREWALL : $f_c' = 25$ MPa
- TIE BEAM DAN PILE CAP : $f_c' = 25$ MPa
- MUTU BAJA TULANGAN :
BJTD 42, $f_y = 420$ Mpa



POTONGAN A

SKALA 1 : 30



POTONGAN B

SKALA 1 : 35

PEMBERI TUGAS



UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH
SEMARANG

NAMA KEGIATAN

PEMBANGUNAN RUMAH SAKIT PENDIDIKAN
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG

PEKERJAAN

PEMBANGUNAN
GEDUNG RUMAH SAKIT PENDIDIKAN
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH
SEMARANG

LOKASI

KAMPUS 1
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH
SEMARANG
Jln. Kedungmundu Raya No. 18, Semarang

MENGETAHUI DAN MENSETUJUI

KETUA BADAN PELAKSANA HARIAN
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG

H. WIDADI, SH.

NIP. -

REKTOR
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG

Prof. Dr. MASRUKHI, M.Pd

NIP. -

KONSULTAN PERENCANA

MEDI Sain
PT. MEDISAIN DADI SEMPURNA
JL. TUMPANG RAYA NO. 50 SEMARANG 50233
PHONE / FAX : 024 - 8500237
EMAIL : medisain_konsultan@yahoo.co.id
medisain.konsultan@gmail.com

IR. LIES HERAWATI, IAI.
DIREKTUR UTAMA

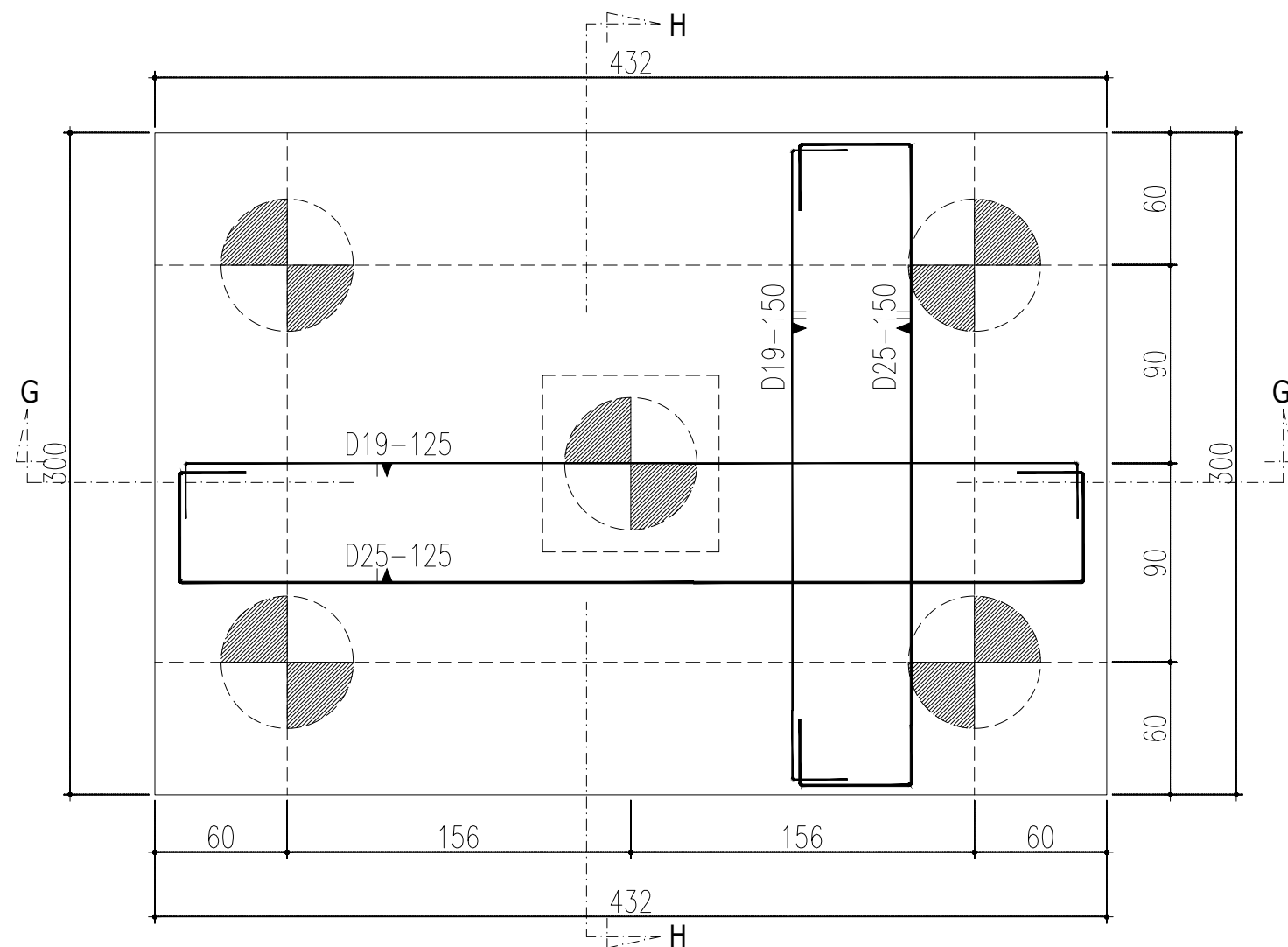
KETERANGAN

FOR INFO

SUB PEKERJAAN

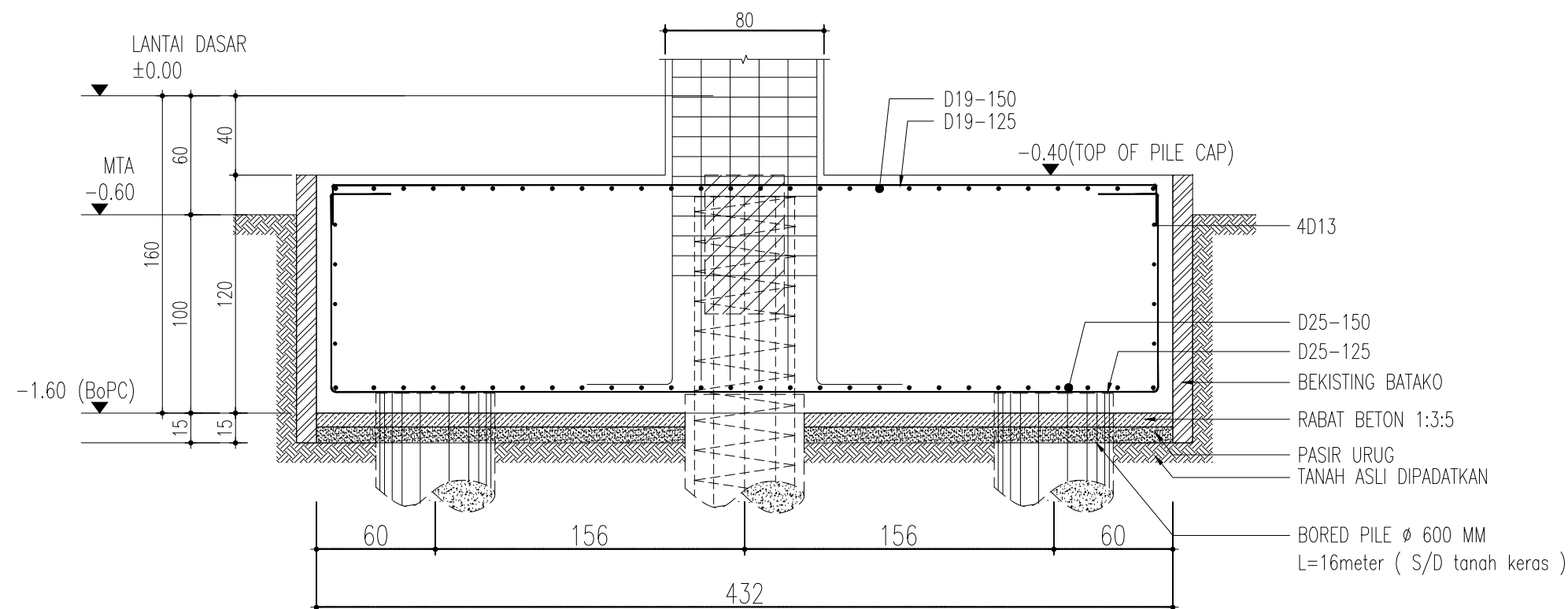
STRUKTUR

GAMBAR	SKALA
DETAIL P1, P2 DAN POTONGAN	1 : 30 1 : 35
KODE	HALAMAN
S.01	03



DETAIL P.5

SKALA 1 : 30



POTONGAN G

SKALA 1 : 30

DATA MUTU BAHAN :

- MUTU BETON BORED PILE:
- ϕ 600, ϕ 800 MM : K-350, $f_c' = 29.05$ Mpa
- MUTU BETON
- BALOK, PLAT DAN TANGGA : $f_c' = 25$ MPa
- KOLOM DAN COREWALL : $f_c' = 25$ MPa
- TIE BEAM DAN PILE CAP : $f_c' = 25$ MPa
- MUTU BAJA TULANGAN :
BJTD 42, $f_y = 420$ Mpa

PEMBERI TUGAS



UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH
SEMARANG

NAMA KEGIATAN

PEMBANGUNAN RUMAH SAKIT PENDIDIKAN
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG

PEKERJAAN

PEMBANGUNAN
GEDUNG RUMAH SAKIT PENDIDIKAN
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH
SEMARANG

LOKASI

KAMPUS 1
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH
SEMARANG
Jln. Kedungmundu Raya No. 18, Semarang

MENGETAHUI DAN MENSETUJUI

KETUA BADAN PELAKSANA HARIAN
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG

H. WIDADI, SH.

NIP. -

REKTOR
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG

Prof. Dr. MASRUKHI, M.Pd

NIP. -

KONSULTAN PERENCANA

MEDI Sain
PT. MEDISAIN DADI SEMPURNA
JL. TUMPANG RAYA NO. 50 SEMARANG 50233
PHONE / FAX : 024 - 8500237
EMAIL : medisain_konsultan@yahoo.co.id
medisain.konsultan@gmail.com

IR. LIES HERAWATI, IAI.
DIREKTUR UTAMA

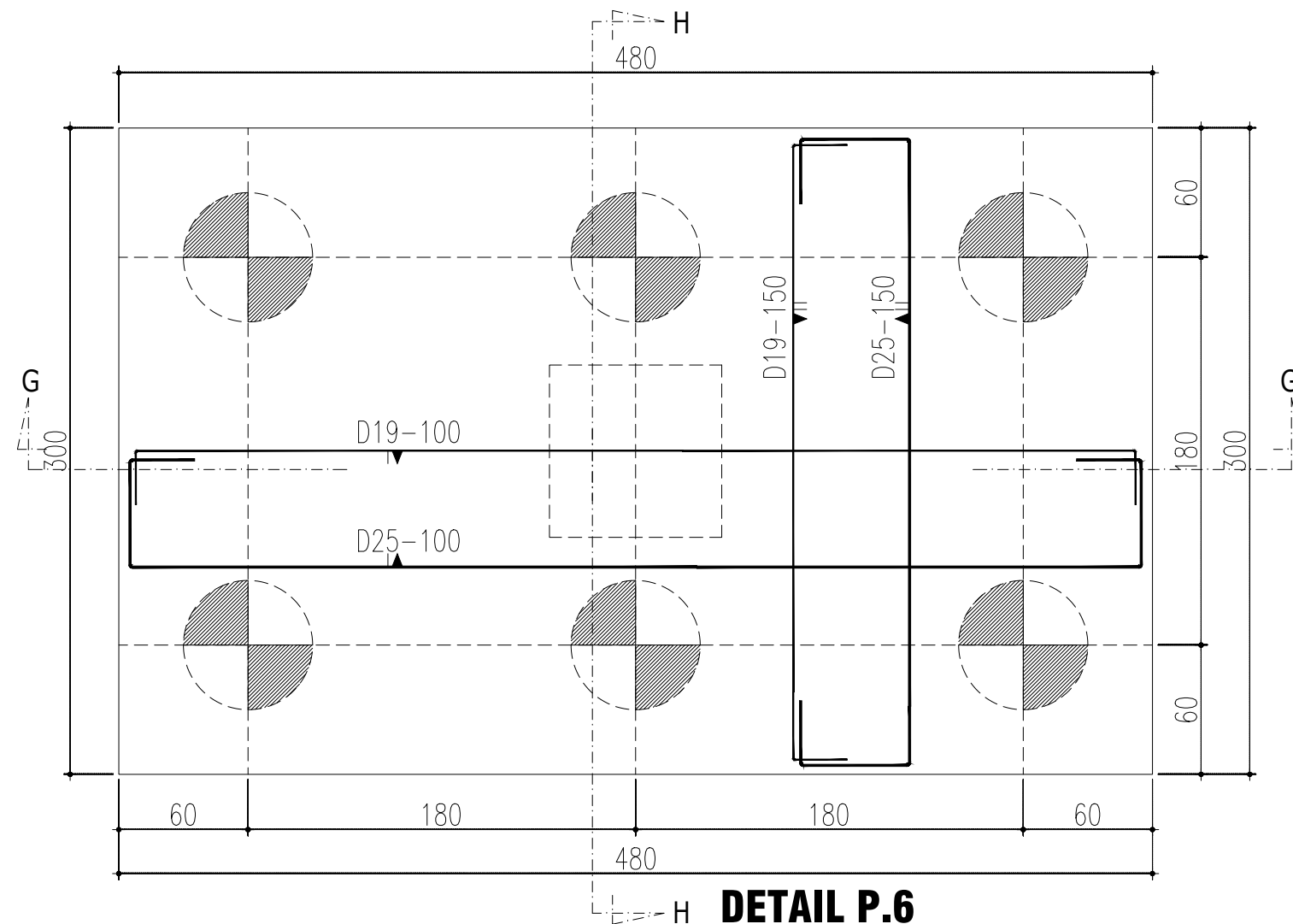
KETERANGAN

FOR INFO

SUB PEKERJAAN

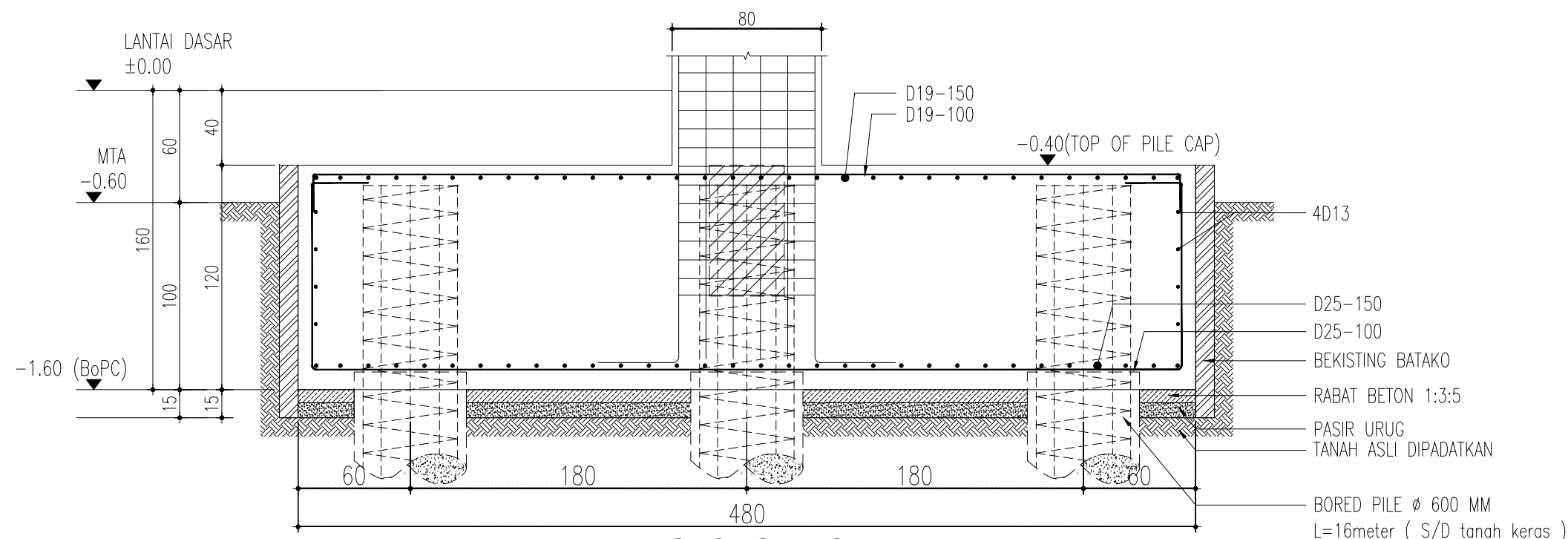
STRUKTUR

GAMBAR	SKALA
DETAIL P5	1 : 30
KODE	HALAMAN
S.01	06



DETAIL P.6

SKALA 1 : 30



POTONGAN G

SKALA 1 : 30

DATA MUTU BAHAN :

- MUTU BETON BORED PILE:
- $\phi 600$, $\phi 800$ MM : K-350, $f_c' = 29.05$ MPa
- MUTU BETON
- BALOK, PLAT DAN TANGGA : $f_c' = 25$ MPa
- KOLOM DAN COREWALL : $f_c' = 25$ MPa
- TIE BEAM DAN PILE CAP : $f_c' = 25$ MPa
- MUTU BAJA TULANGAN :
BJTD 42, $f_y = 420$ MPa

PEMBERI TUGAS



UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH
SEMARANG

NAMA KEGIATAN

PEMBANGUNAN RUMAH SAKIT PENDIDIKAN
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG

PEKERJAAN

PEMBANGUNAN
GEDUNG RUMAH SAKIT PENDIDIKAN
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH
SEMARANG

LOKASI

KAMPUS 1
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH
SEMARANG
Jln. Kedungmundu Raya No. 18, Semarang

MENGETAHUI DAN MENSETUJUI

KETUA BADAN PELAKSANA HARIAN
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG

H. WIDADI, SH.

NIP. -

REKTOR
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG

Prof. Dr. MASRUKHI, M.Pd

NIP. -

KONSULTAN PERENCANA



PT. MEDISAIN DADI SEMPURNA
JL. TUMPANG RAYA NO. 50 SEMARANG 50233
PHONE / FAX : 024 - 8500237
EMAIL : medisain_konsultan@yahoo.co.id
medisain.konsultan@gmail.com

IR. LIES HERAWATI, IAI.

DIREKTUR UTAMA

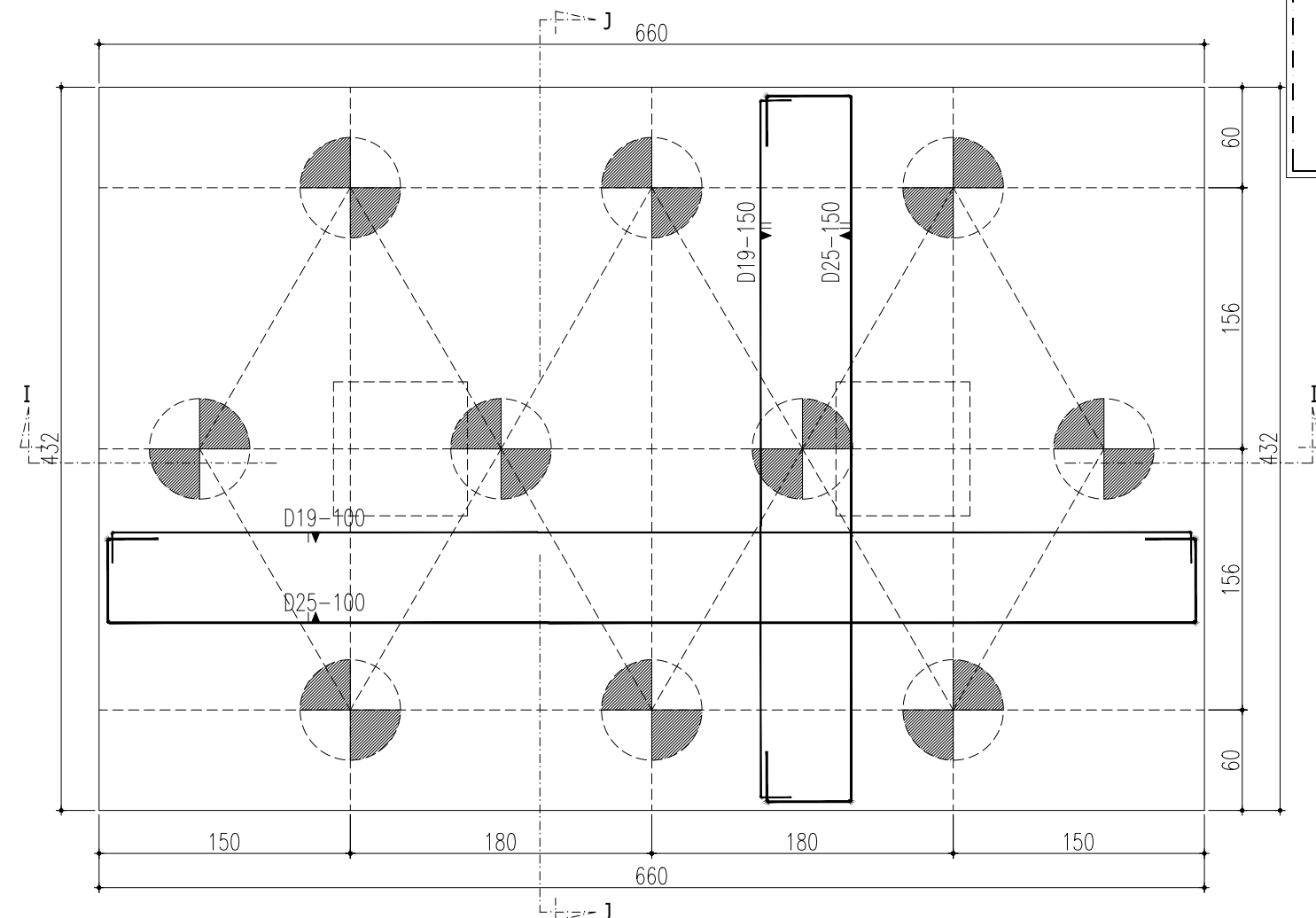
KETERANGAN

FOR INFO

SUB PEKERJAAN

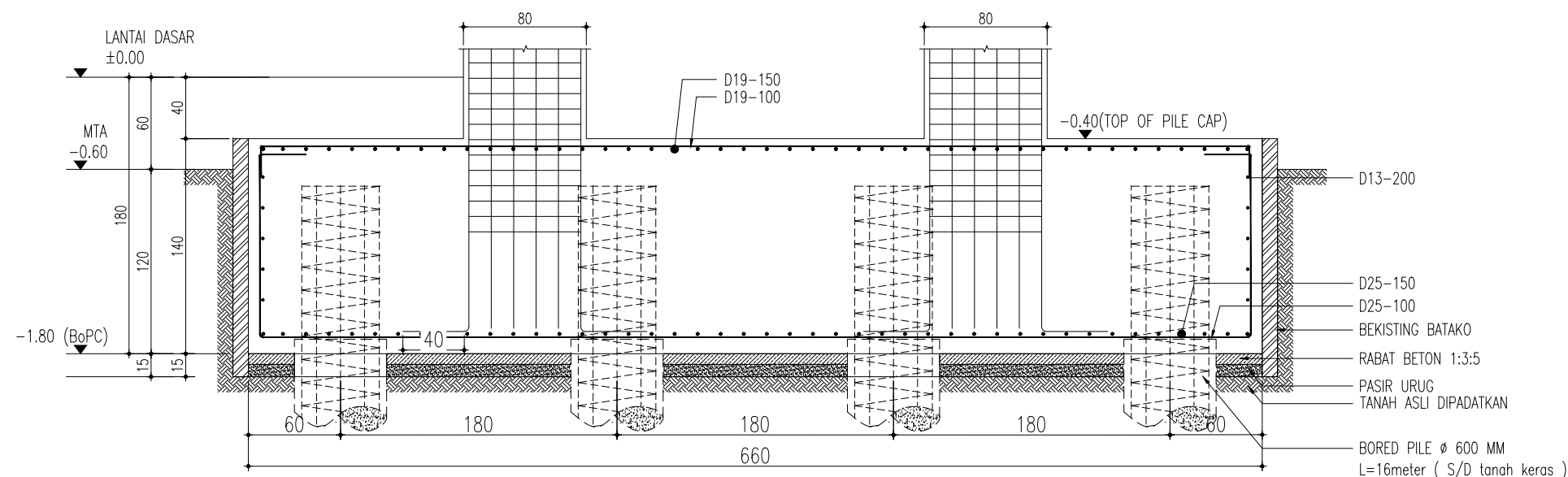
STRUKTUR

GAMBAR	SKALA
DETAIL P6	1 : 30
KODE	HALAMAN
S.01	07



DETAIL P.10

SKALA 1 : 40



POTONGAN I

SKALA 1 : 40

DATA MUTU BAHAN :

- MUTU BETON BORED PILE:
- Ø600, Ø800 MM : K-350, $f_c' = 29.05$ MPa
- MUTU BETON
- BALOK, PLAT DAN TANGGA : $f_c' = 25$ MPa
- KOLOM DAN COREWALL : $f_c' = 25$ MPa
- TIE BEAM DAN PILE CAP : $f_c' = 25$ MPa
- MUTU BAJA TULANGAN :
BJTD 42, $f_y = 420$ MPa

PEMBERI TUGAS



UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH
SEMARANG

NAMA KEGIATAN

PEMBANGUNAN RUMAH SAKIT PENDIDIKAN
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG

PEKERJAAN

PEMBANGUNAN
GEDUNG RUMAH SAKIT PENDIDIKAN
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH
SEMARANG

LOKASI

KAMPUS 1
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH
SEMARANG
Jln. Kedungmundu Raya No. 18, Semarang

MENGETAHUI DAN MENSETUJUI

KETUA BADAN PELAKSANA HARIAN
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG

H. WIDADI, SH.

NIP. -

REKTOR
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG

Prof. Dr. MASRUKHI, M.Pd

NIP. -

KONSULTAN PERENCANA

MEDISain
PT. MEDISAIN DADI SEMPURNA
JL. TUMPANG RAYA NO. 50 SEMARANG 50233
PHONE / FAX : 024 - 8500237
EMAIL : medisain_konsultan@yahoo.co.id
medisain.konsultan@gmail.com

IR. LIES HERAWATI, IAI.
DIREKTUR UTAMA

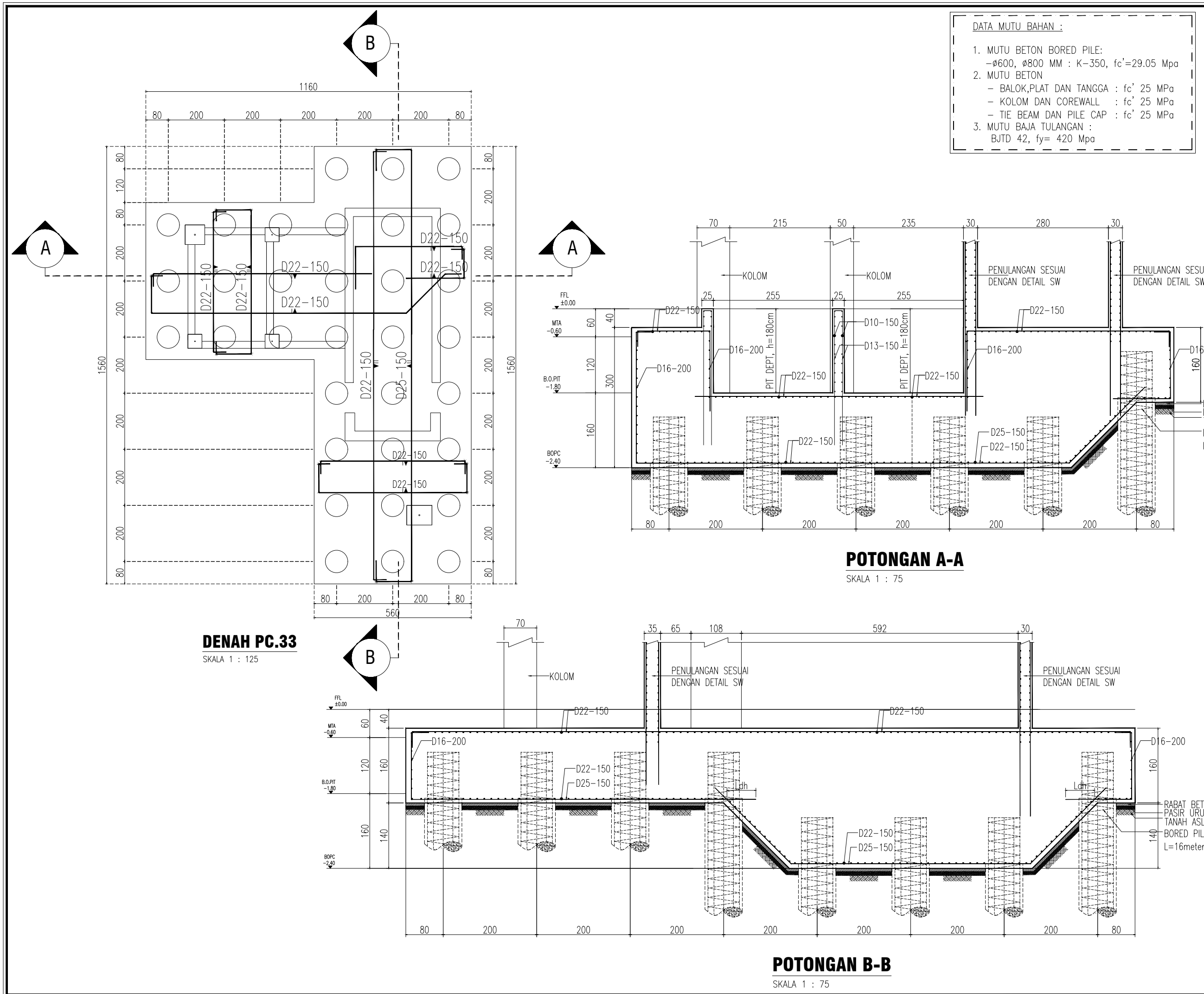
KETERANGAN

FOR INFO

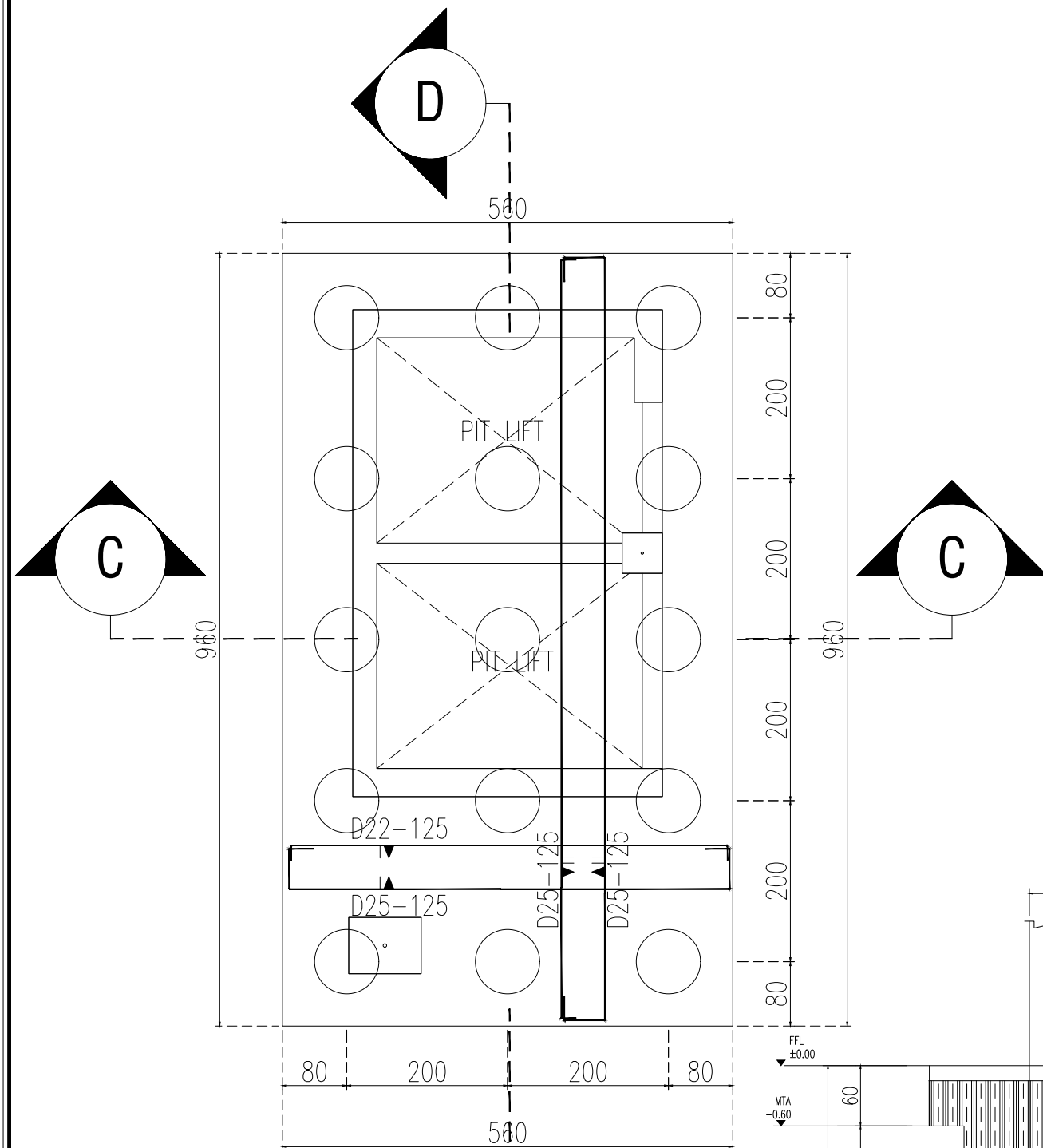
SUB PEKERJAAN

STRUKTUR

GAMBAR	SKALA
DETAIL P10	1 : 40
KODE	HALAMAN
S.01	08



PEMBERI TUGAS	
 UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG	
NAMA KEGIATAN	
PEMBANGUNAN RUMAH SAKIT PENDIDIKAN UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG	
PEKERJAAN	
PEMBANGUNAN GEDUNG RUMAH SAKIT PENDIDIKAN UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG	
LOKASI	
KAMPUS 1 UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG Jln. Kedungmundu Raya No. 18, Semarang	
MENGETAHUI DAN MENSETUJUI	
KETUA BADAN PELAKSANA HARIAN UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG	
H. WIDADI, SH. NIP. -	
REKTOR UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG	
Prof. Dr. MASRUKHI, M.Pd NIP. -	
KONSULTAN PERENCANA	
 PT. MEDISAIN DADI SEMPURNA JL. TUMPANG RAYA NO. 50 SEMARANG 50233 PHONE / FAX : 024 - 8500237 EMAIL : medisain_konsultan@yahoo.co.id medisain.konsultan@gmail.com IR. LIES HERAWATI, IAI. DIREKTUR UTAMA	
KETERANGAN	
FOR INFO	
SUB PEKERJAAN	
STRUKTUR	
GAMBAR	SKALA
DETAIL PC33 POTONGAN A-A,B-B	1 : 125 1 : 75
KODE	HALAMAN
S.01	09

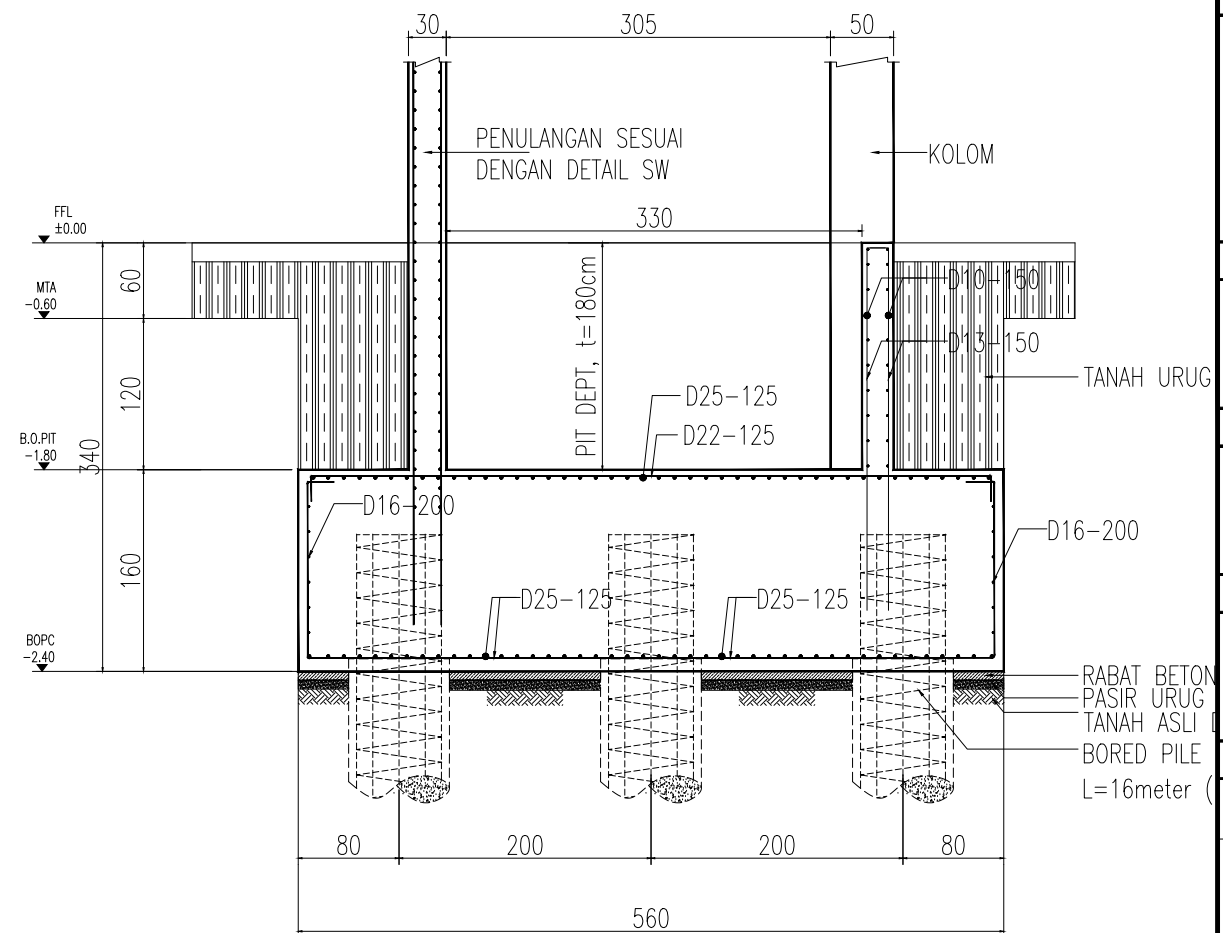


DENAH PC.15

SKALA 1 : 75

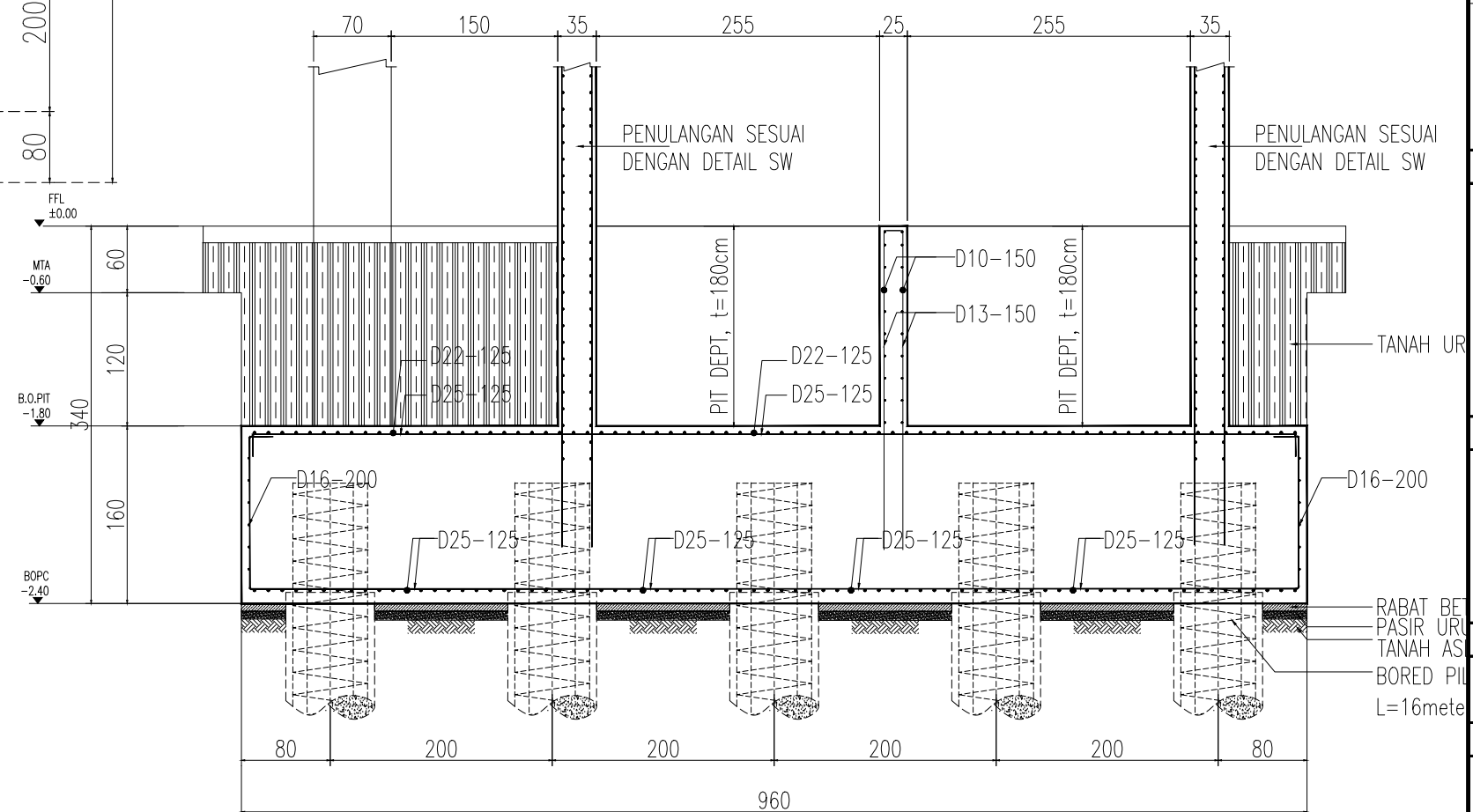
DATA MUTU BAHAN :

- MUTU BETON BORED PILE:
- $\phi 600$, $\phi 800$ MM : K-350, $f_c' = 29.05$ Mpa
- MUTU BETON
- BALOK, PLAT DAN TANGGA : $f_c' = 25$ MPa
- KOLOM DAN COREWALL : $f_c' = 25$ MPa
- TIE BEAM DAN PILE CAP : $f_c' = 25$ MPa
- MUTU BAJA TULANGAN :
BJTD 42, $f_y = 420$ Mpa



POTONGAN C-C

SKALA 1 : 60



POTONGAN D-D

SKALA 1 : 60

PEMBERI TUGAS



UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH
SEMARANG

NAMA KEGIATAN

PEMBANGUNAN RUMAH SAKIT PENDIDIKAN
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG

PEKERJAAN

PEMBANGUNAN
GEDUNG RUMAH SAKIT PENDIDIKAN
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH
SEMARANG

LOKASI

KAMPUS 1
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH
SEMARANG
Jln. Kedungmundu Raya No. 18, Semarang

MENGETAHUI DAN MENSETUJUI

KETUA BADAN PELAKSANA HARIAN
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG

H. WIDADI, SH.

NIP. -

REKTOR
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG

Prof. Dr. MASRUKHI, M.Pd

NIP. -

KONSULTAN PERENCANA



PT. MEDISAIN DADI SEMPURNA
JL. TUMPANG RAYA NO. 50 SEMARANG 50233
PHONE / FAX : 024 - 8500237
EMAIL : medisain_konsultan@yahoo.co.id
medisain.konsultan@gmail.com

IR. LIES HERAWATI, IAI.
DIREKTUR UTAMA

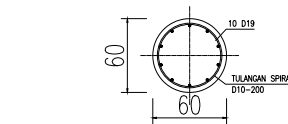
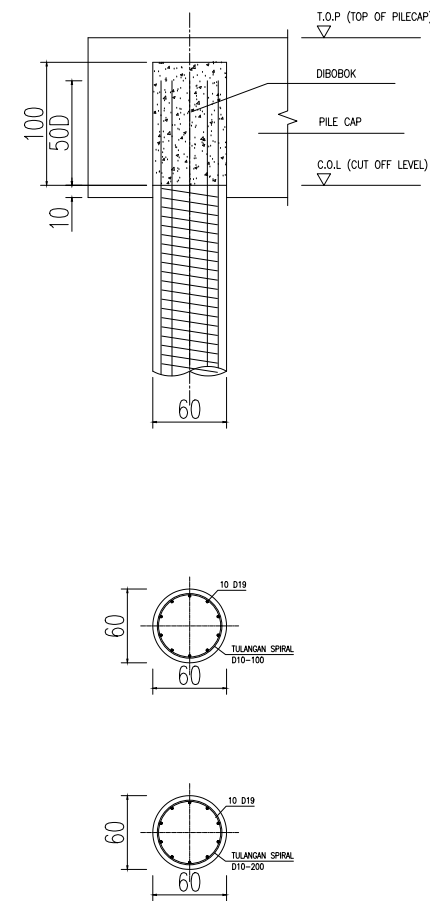
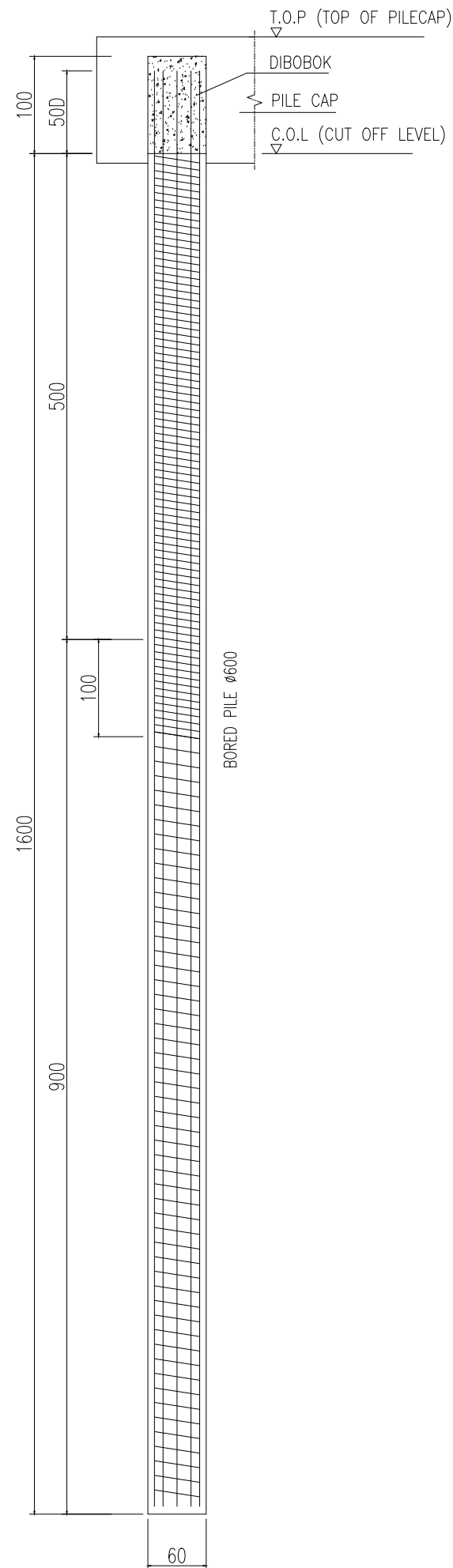
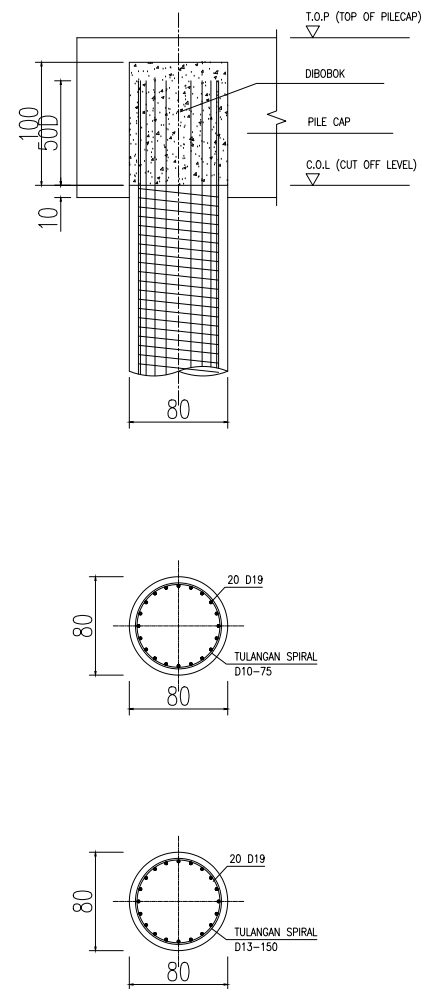
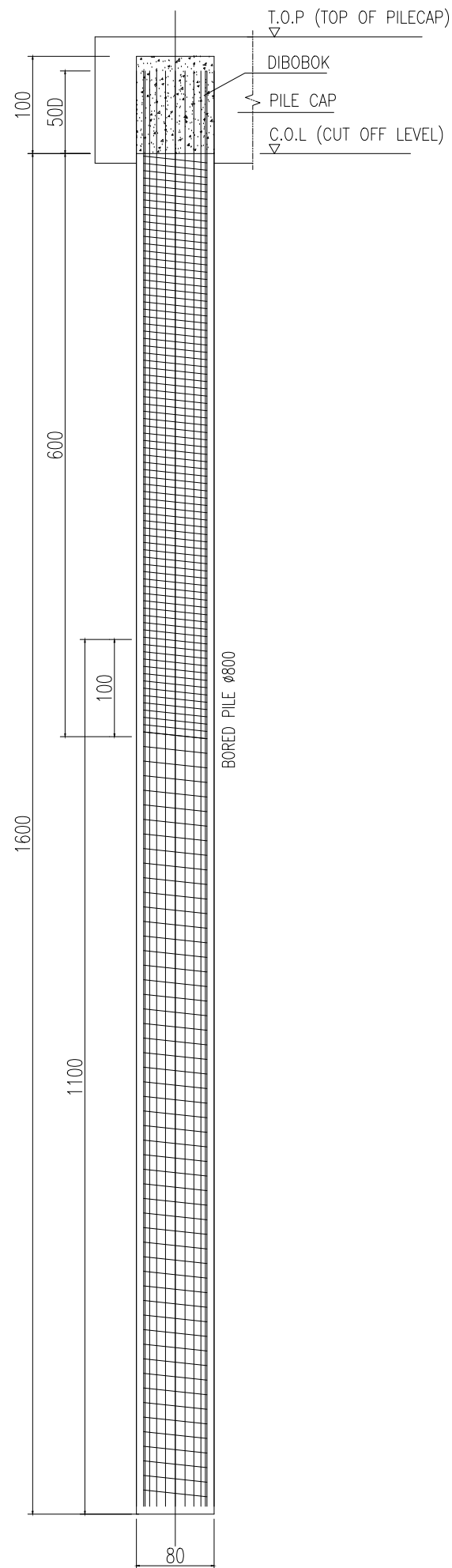
KETERANGAN

FOR INFO

SUB PEKERJAAN

STRUKTUR

GAMBAR	SKALA
DETAIL PC15 POTONGAN C-C, D-D	1 : 75 1 : 60
KODE	HALAMAN
S.01	10



- DATA MUTU BAHAN :
- MUTU BETON BORED PILE:
- $\phi 600$, $\phi 800$ MM : K-350, $f_c' = 29.05$ Mpa
 - MUTU BETON
- BALOK, PLAT DAN TANGGA : $f_c' = 25$ MPa
- KOLOM DAN COREWALL : $f_c' = 25$ MPa
- TIE BEAM DAN PILE CAP : $f_c' = 25$ MPa
 - MUTU BAJA TULANGAN :
BJTD 42, $f_y = 420$ Mpa

PEMBERI TUGAS



UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH
SEMARANG

NAMA KEGIATAN

PEMBANGUNAN RUMAH SAKIT PENDIDIKAN
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG

PEKERJAAN

PEMBANGUNAN
GEDUNG RUMAH SAKIT PENDIDIKAN
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH
SEMARANG

LOKASI

KAMPUS 1
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH
SEMARANG

Jln. Kedungmundu Raya No. 18, Semarang

MENGETAHUI DAN MENSETUJUI

KETUA BADAN PELAKSANA HARIAN
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG

H. WIDADI, SH.

NIP. -

REKTOR
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG

Prof. Dr. MASRUKHI, M.Pd

NIP. -

KONSULTAN PERENCANA



PT. MEDISAIN DADI SEMPURNA
JL. TUMPANG RAYA NO. 50 SEMARANG 50233
PHONE / FAX : 024 - 8500237
EMAIL : medisain_konsultan@yahoo.co.id
medisain.konsultan@gmail.com

IR. LIES HERAWATI, IAI.
DIREKTUR UTAMA

KETERANGAN

FOR INFO

SUB PEKERJAAN

STRUKTUR

GAMBAR

SKALA

DETAIL BORE PILE $\phi 60$
DAN $\phi 80$

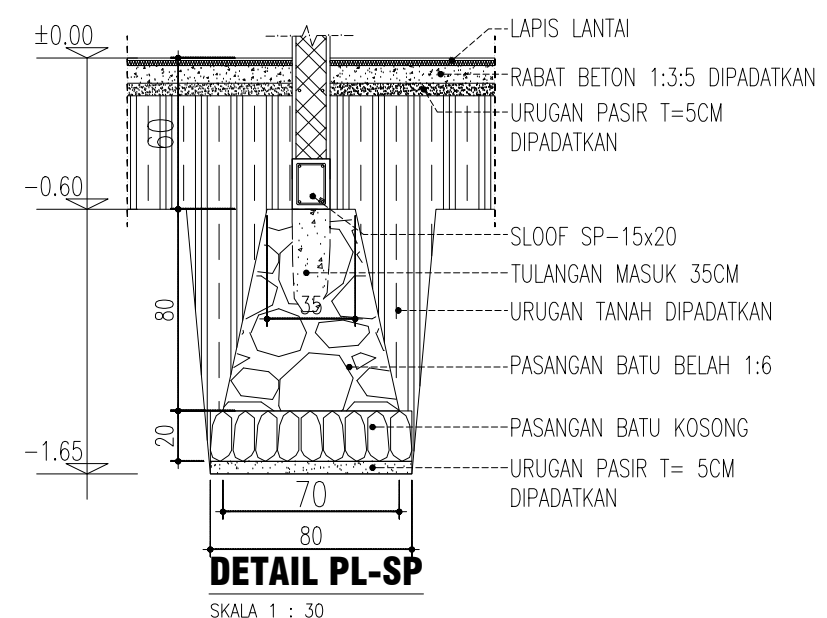
N T S

KODE

HALAMAN

S.01

11



- DATA MUTU BAHAN :
- MUTU BETON BORED PILE:
-Ø600, Ø800 MM : K-350, $f_c'=29.05$ Mpa
 - MUTU BETON
- BALOK,PLAT DAN TANGGA : f_c' 25 MPa
- KOLOM DAN COREWALL : f_c' 25 MPa
- TIE BEAM DAN PILE CAP : f_c' 25 MPa
 - MUTU BAJA TULANGAN :
BJTD 42, $f_y= 420$ Mpa

MUTU BETON f'_c (MPa)	TYPE SLOOF	TB1		
	DIMENSI	400x700		
	POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN
25 MPa				
LANTAI	TUL. ATAS	6D19	8D19	6D19
LT.DASAR	TUL. BAWAH	8D19	6D19	8D19
	TUL. PINGGANG	2D13	2D13	2D13
	SENGKANG	D10-100	D10-150	D10-100

MUTU BETON f'_c (MPa)	TYPE SLOOF	TB2		
	DIMENSI	300x600		
	POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN
25 MPa				
LANTAI	TUL. ATAS	5D19	7D19	5D19
LT.DASAR	TUL. BAWAH	7D19	5D19	7D19
	TUL. PINGGANG	2D13	2D13	2D13
	SENGKANG	D10-100	D10-150	D10-100

MUTU BETON f'_c (MPa)	TYPE SLOOF	TB3		
	DIMENSI	250x500		
	POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN
25 MPa				
LANTAI	TUL. ATAS	5D19	5D19	5D19
LT.DASAR	TUL. BAWAH	5D19	5D19	5D19
	TUL. PINGGANG	2D13	2D13	2D13
	SENGKANG	D10-100	D10-150	D10-100

MUTU BETON f'_c (MPa)	TYPE SLOOF	SP (SLOOF PRAKTIS)		
	DIMENSI	150x200		
	POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN
14.525				
LANTAI	TUL. ATAS	2D10	2D10	2D10
LT.DASAR	TUL. BAWAH	2D10	2D10	2D10
	TUL. PINGGANG	-	-	-
	SENGKANG	Ø8-150	Ø8-150	Ø8-150

DETAIL PENULANGAN TIEBEAM
SKALA 1:35

PEMBERI TUGAS



UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH
SEMARANG

NAMA KEGIATAN

PEMBANGUNAN RUMAH SAKIT PENDIDIKAN
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG

PEKERJAAN

PEMBANGUNAN
GEDUNG RUMAH SAKIT PENDIDIKAN
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH
SEMARANG

LOKASI

KAMPUS 1
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH
SEMARANG
Jln. Kedungmundu Raya No. 18, Semarang

MENGETAHUI DAN MENSETUJUI

KETUA BADAN PELAKSANA HARIAN
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG

H. WIDADI, SH.
NIP. -

REKTOR
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG

Prof. Dr. MASRUKHI, M.Pd
NIP. -

KONSULTAN PERENCANA



PT. MEDISAIN DADI SEMPURNA
JL. TUMPANG RAYA NO. 50 SEMARANG 50233
PHONE / FAX : 024 - 8500237
EMAIL : medisain_konsultan@yahoo.co.id
medisain.konsultan@gmail.com

IR. LIES HERAWATI, IAI.
DIREKTUR UTAMA

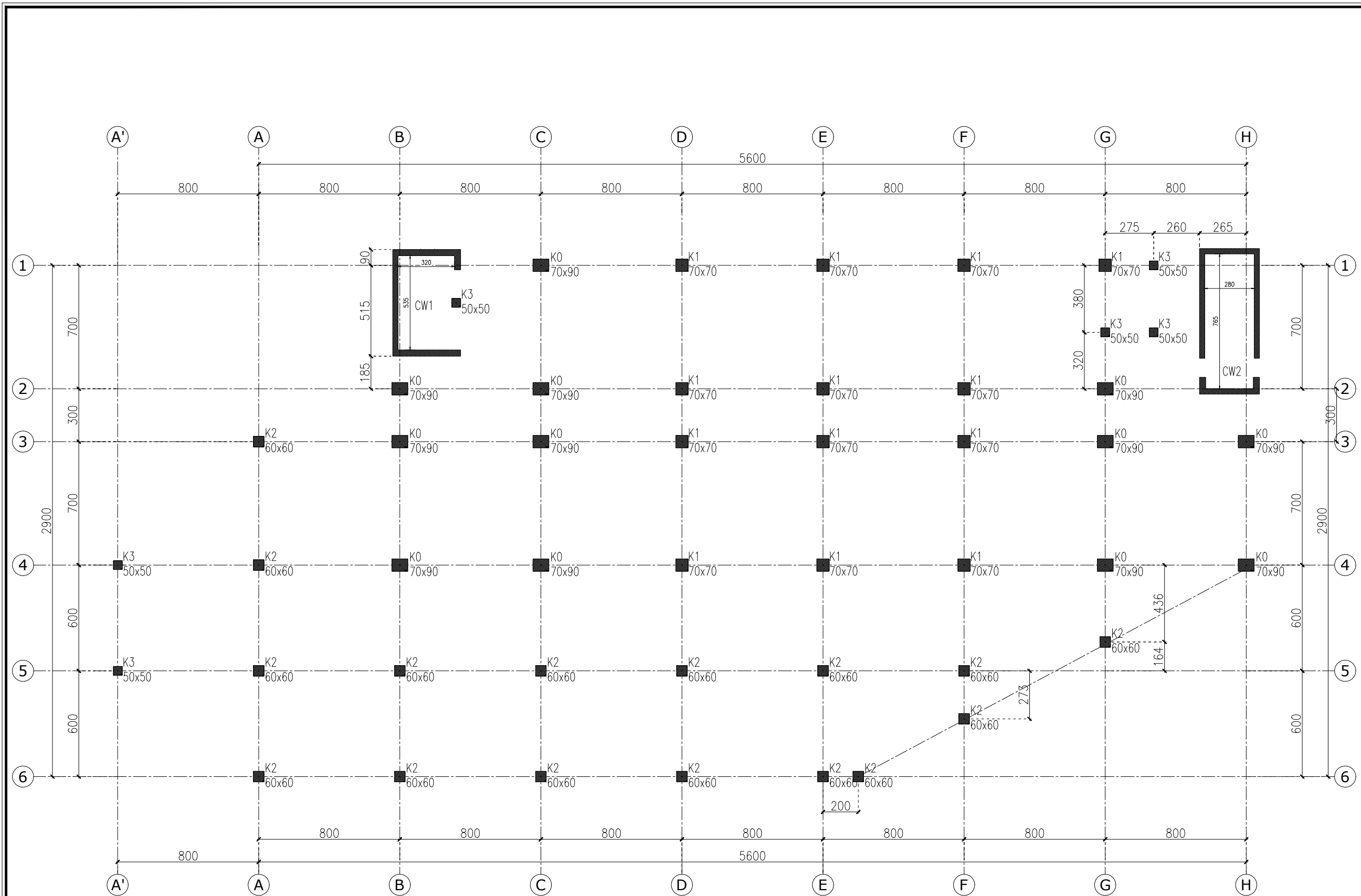
KETERANGAN

FOR INFO

SUB PEKERJAAN

STRUKTUR

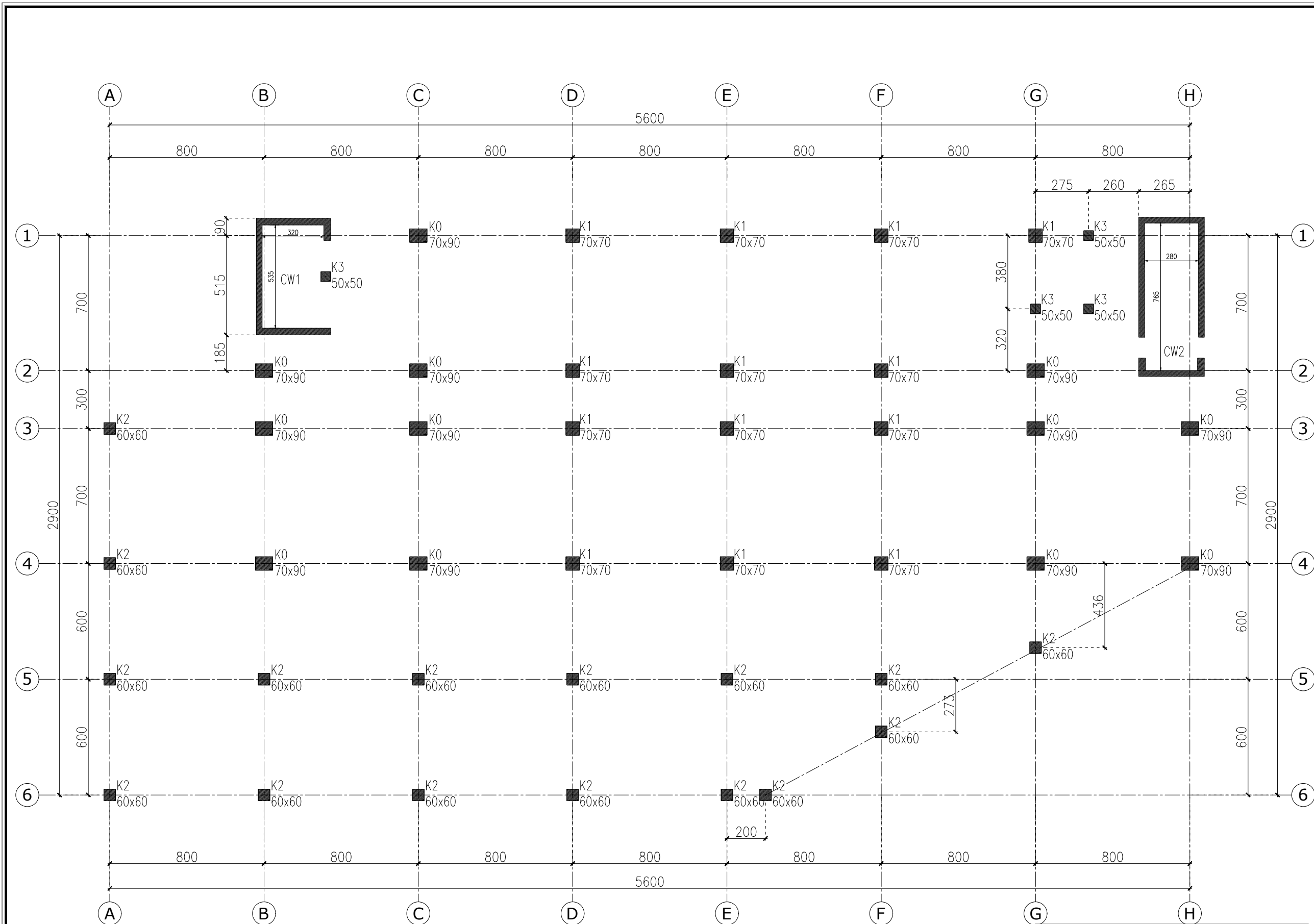
GAMBAR	SKALA
DETAIL PENULANGAN TIE BEAM DETAIL PL-SP	1 : 35 1 : 30
KODE	HALAMAN
S.01	12



STRUKTUR (S.02)
DENAH KOLOM LANTAI 1
SKALA 1 : 225

DATA MUTU BAHAN :	
1. MUTU BETON BORED PILE:	
– Ø600, Ø800 MM : K-350, $f_c' = 29.05$ Mpa	
2. MUTU BETON	
– BALOK, PLAT DAN TANGGA : $f_c' = 25$ MPa	
– KOLOM DAN COREWALL : $f_c' = 25$ MPa	
– TIE BEAM DAN PILE CAP : $f_c' = 25$ MPa	
3. MUTU BAJA TULANGAN :	
BJTD 42, $f_y = 420$ Mpa	

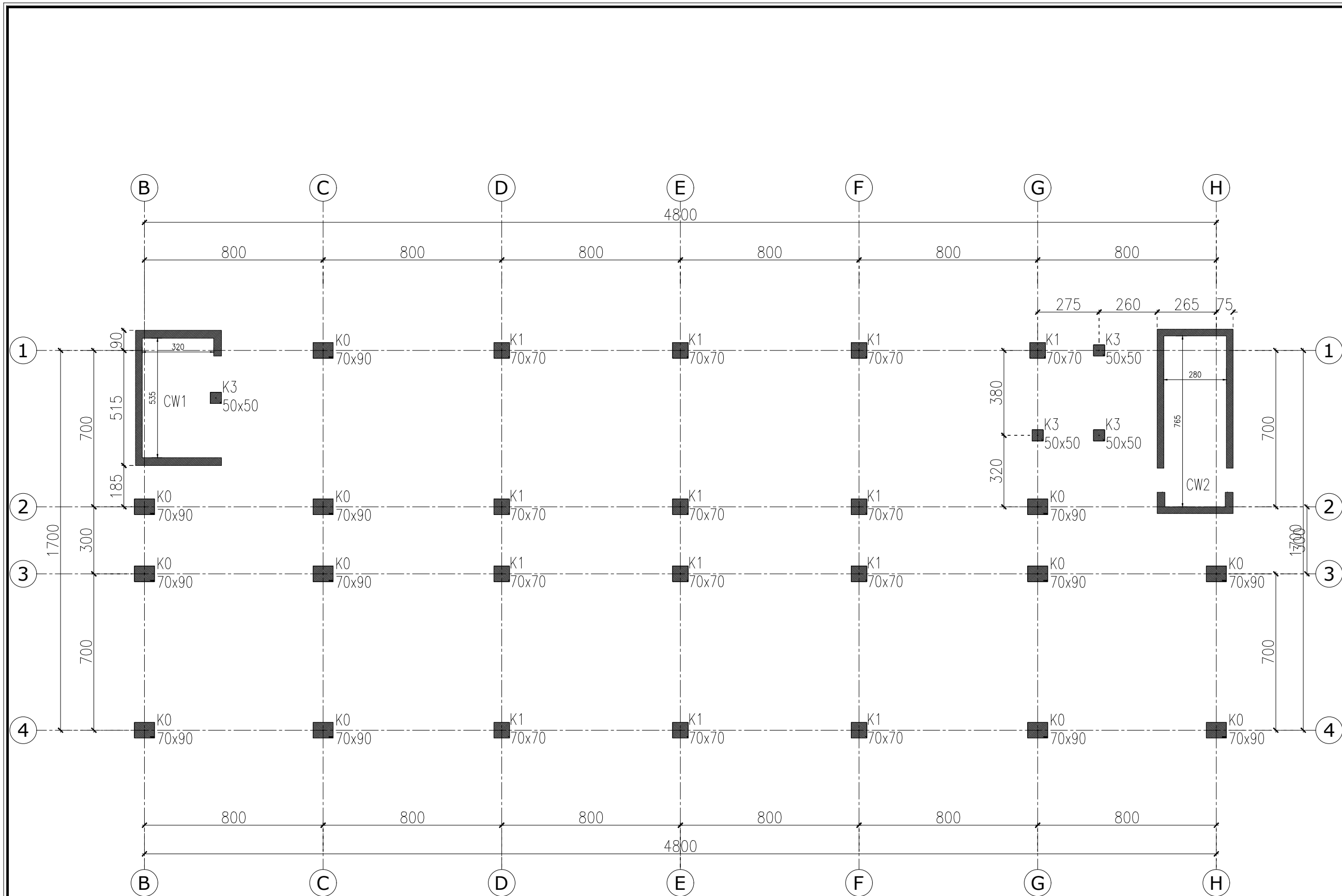
PEMBERI TUGAS	
	
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG	
NAMA KEGIATAN	
PEMBANGUNAN RUMAH SAKIT PENDIDIKAN UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG	
PEKERJAAN	
PEMBANGUNAN GEDUNG RUMAH SAKIT PENDIDIKAN UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG	
LOKASI	
KAMPUS 1 UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG Jln. Kedungmundu Raya No. 18, Semarang	
MENGETAHUI DAN MENSETUJUI	
KETUA BADAN PELAKSANA HARIAN UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG	
H. WIDADI, SH. NIP. -	
REKTOR UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG	
Prof. Dr. MASRUKHI, M.Pd NIP. -	
KONSULTAN PERENCANA	
 PT. MEDISAIN DADI SEMPURNA JL. TUMPANG RAYA NO. 50 SEMARANG 50233 PHONE / FAX : 024 - 8500237 EMAIL : medisain_konsultan@yahoo.co.id medisain.konsultan@gmail.com	
 IR. LIES HERAWATI, IAI. DIREKTUR UTAMA	
KETERANGAN	
FOR INFO	
SUB PEKERJAAN	
STRUKTUR	
GAMBAR	SKALA
DENAH KOLOM LANTAI 01	1:225
KODE	HALAMAN
S.02	01



STRUKTUR (S.02)
DENAH KOLOM LANTAI 2
SKALA 1 : 200

DATA MUTU BAHAN :	
1. MUTU BETON BORED PILE:	
-Ø600, Ø800 MM : K-350, $f_c' = 29.05$ Mpa	
2. MUTU BETON	
- BALOK, PLAT DAN TANGGA: $f_c' = 25$ MPa	
- KOLOM DAN COREWALL : $f_c' = 25$ MPa	
- TIE BEAM DAN PILE CAP: $f_c' = 25$ MPa	
3. MUTU BAJA TULANGAN :	
BJTD 42, $f_y = 420$ Mpa	

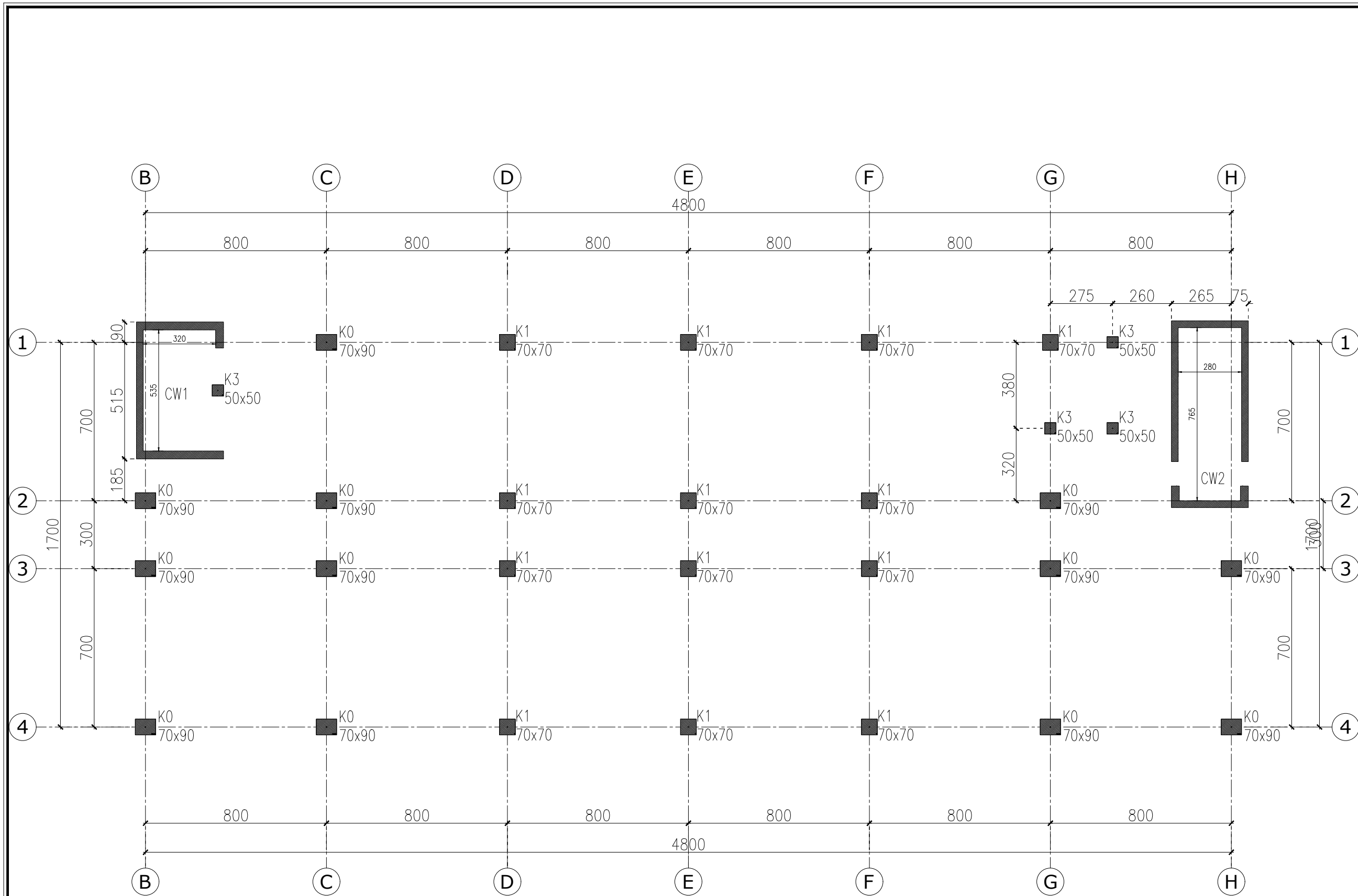
PEMBERI TUGAS	
	
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG	
NAMA KEGIATAN	
PEMBANGUNAN RUMAH SAKIT PENDIDIKAN UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG	
PEKERJAAN	
PEMBANGUNAN GEDUNG RUMAH SAKIT PENDIDIKAN UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG	
LOKASI	
KAMPUS 1 UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG Jln. Kedungmundu Raya No. 18, Semarang	
MENGETAHUI DAN MENSETUJUI	
KETUA BADAN PELAKSANA HARIAN UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG	
H. WIDADI, SH. NIP. -	
REKTOR UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG	
Prof. Dr. MASRUKHI, M.Pd NIP. -	
KONSULTAN PERENCANA	
 PT. MEDISAIN DADI SEMPURNA JL. TUMPANG RAYA NO. 50 SEMARANG 50233 PHONE / FAX : 024 - 8500237 EMAIL : medisain_konsultan@yahoo.co.id medisain.konsultan@gmail.com IR. LIES HERAWATI, IAI. DIREKTUR UTAMA	
KETERANGAN	
FOR INFO	
SUB PEKERJAAN	
STRUKTUR	
GAMBAR	SKALA
DENAH KOLOM LANTAI 02	1:200
KODE	HALAMAN
S.02	02



STRUKTUR (S.02)
DENAH KOLOM LANTAI 4
SKALA 1 : 175

DATA MUTU BAHAN :	
1. MUTU BETON BORED PILE:	
-Ø600, Ø800 MM : K-350, $f_c' = 29.05$ Mpa	
2. MUTU BETON	
- BALOK, PLAT DAN TANGGA : $f_c' = 25$ MPa	
- KOLOM DAN COREWALL : $f_c' = 25$ MPa	
- TIE BEAM DAN PILE CAP : $f_c' = 25$ MPa	
3. MUTU BAJA TULANGAN :	
BJTD 42, $f_y = 420$ Mpa	

PEMBERI TUGAS	
 UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG	
NAMA KEGIATAN	
PEMBANGUNAN RUMAH SAKIT PENDIDIKAN UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG	
PEKERJAAN	
PEMBANGUNAN GEDUNG RUMAH SAKIT PENDIDIKAN UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG	
LOKASI	
KAMPUS 1 UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG Jln. Kedungmundu Raya No. 18, Semarang	
MENGETAHUI DAN MENSETUJUI	
KETUA BADAN PELAKSANA HARIAN UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG	
H. WIDADI, SH. NIP. -	
REKTOR UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG	
Prof. Dr. MASRUKHI, M.Pd NIP. -	
KONSULTAN PERENCANA	
 PT. MEDISAIN DADI SEMPURNA JL. TUMPANG RAYA NO. 50 SEMARANG 50233 PHONE / FAX : 024 - 8500237 EMAIL : medisain_konsultan@yahoo.co.id medisain.konsultan@gmail.com IR. LIES HERAWATI, IAI. DIREKTUR UTAMA	
KETERANGAN	
FOR INFO	
SUB PEKERJAAN	
STRUKTUR	
GAMBAR	SKALA
DENAH KOLOM LANTAI 04	1:175
KODE	HALAMAN
S.02	04



STRUKTUR (S.02)
DENAH KOLOM LANTAI 7
SKALA 1 : 175

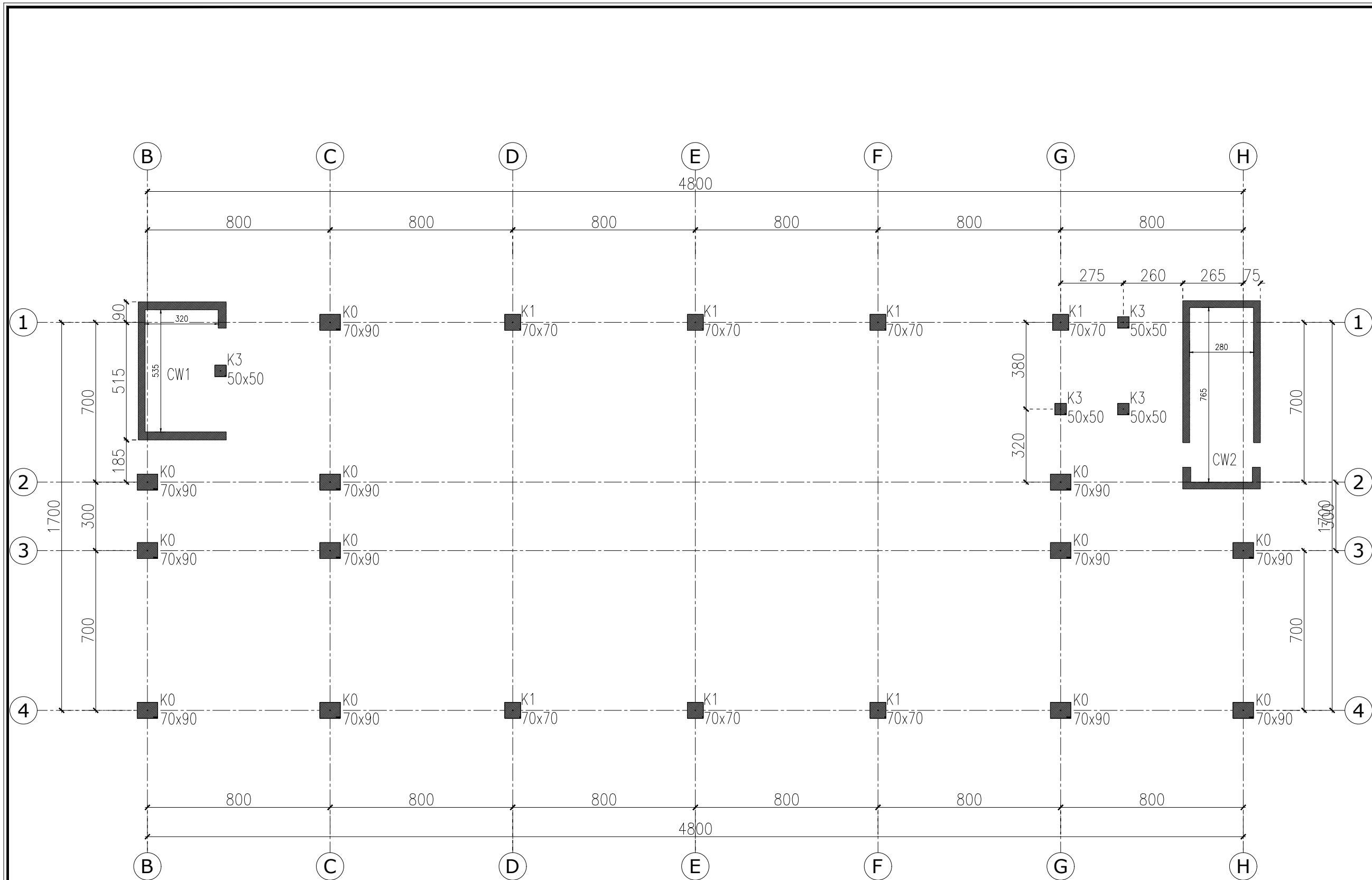
DATA MUTU BAHAN :	
1. MUTU BETON BORED PILE:	
-Ø600, Ø800 MM : K-350, $f_c' = 29.05$ Mpa	
2. MUTU BETON	
- BALOK, PLAT DAN TANGGA : $f_c' = 25$ MPa	
- KOLOM DAN COREWALL : $f_c' = 25$ MPa	
- TIE BEAM DAN PILE CAP : $f_c' = 25$ MPa	
3. MUTU BAJA TULANGAN :	
BJTD 42, $f_y = 420$ Mpa	

PEMBERI TUGAS	
 UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG	
NAMA KEGIATAN	
PEMBANGUNAN RUMAH SAKIT PENDIDIKAN UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG	
PEKERJAAN	
PEMBANGUNAN GEDUNG RUMAH SAKIT PENDIDIKAN UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG	
LOKASI	
KAMPUS 1 UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG Jln. Kedungmundu Raya No. 18, Semarang	
MENGETAHUI DAN MENSETUJUI	
KETUA BADAN PELAKSANA HARIAN UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG	
H. WIDADI, SH. NIP. -	
REKTOR UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG	
Prof. Dr. MASRUKHI, M.Pd NIP. -	
KONSULTAN PERENCANA	
 PT. MEDISAIN DADI SEMPURNA JL. TUMPANG RAYA NO. 50 SEMARANG 50233 PHONE / FAX : 024 - 8500237 EMAIL : medisain_konsultan@yahoo.co.id medisain.konsultan@gmail.com  IR. LIES HERAWATI, IAI. DIREKTUR UTAMA	
KETERANGAN	
FOR INFO	
SUB PEKERJAAN	
STRUKTUR	
GAMBAR	SKALA
DENAH KOLOM LANTAI 07	1:175
KODE	HALAMAN
S.02	07



1. MUTU BETON BORED PILE:
- $\phi 600, \phi 800$ MM : K-350, $f_c' = 29.05$ Mpa
2. MUTU BETON
- BALOK, PLAT DAN TANGGA : $f_c' = 25$ MPa
- KOLOM DAN COREWALL : $f_c' = 25$ MPa
- TIE BEAM DAN PILE CAP : $f_c' = 25$ MPa
3. MUTU BAJA TULANGAN :
BJTD 42, $f_y = 420$ Mpa

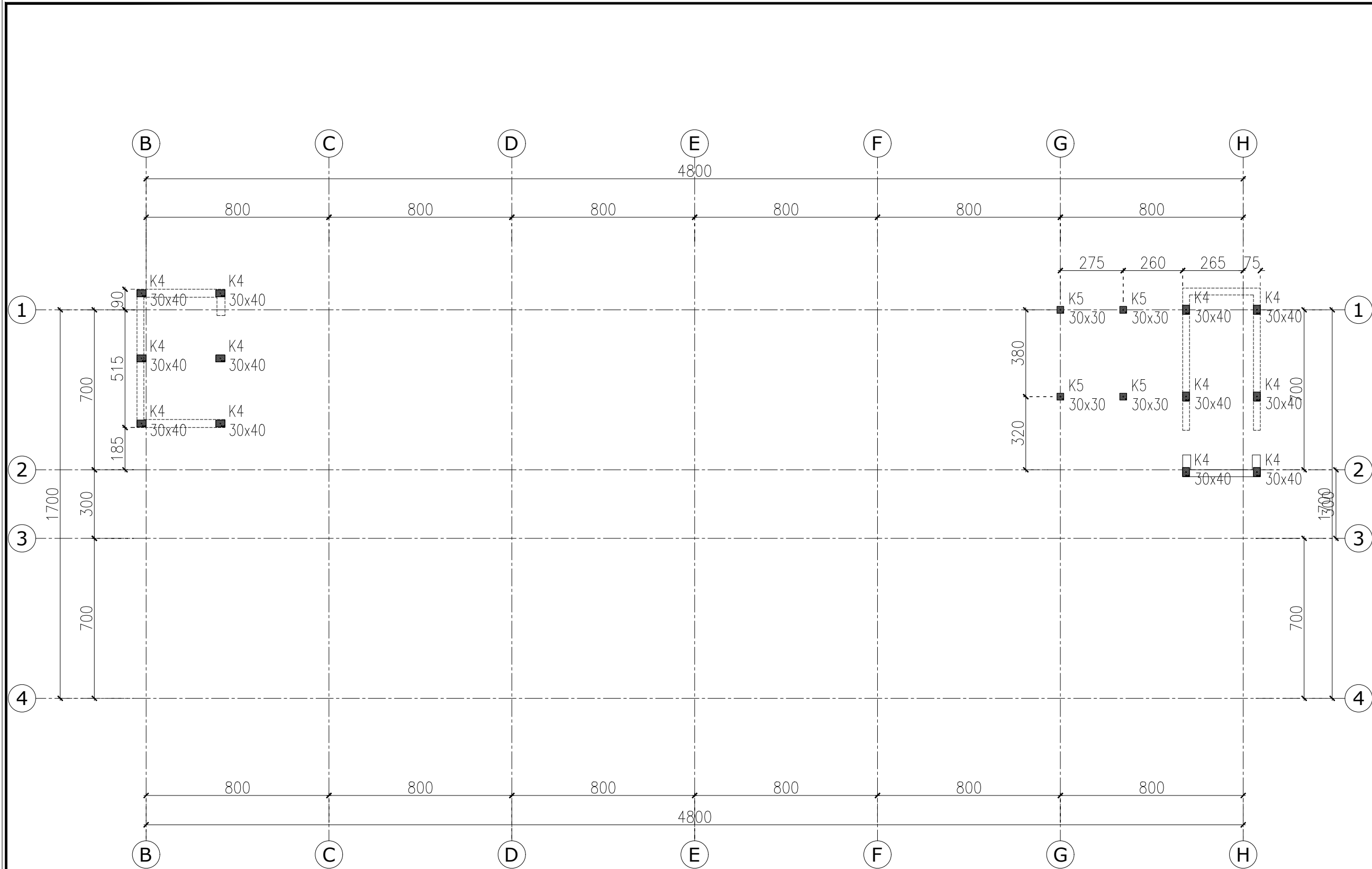
PEMBERI TUGAS	
 UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG	
NAMA KEGIATAN	
PEMBANGUNAN RUMAH SAKIT PENDIDIKAN UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG	
PEKERJAAN	
PEMBANGUNAN GEDUNG RUMAH SAKIT PENDIDIKAN UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG	
LOKASI	
KAMPUS 1 UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG Jln. Kedungmundu Raya No. 18, Semarang	
MENGETAHUI DAN MENSETUJUI	
KETUA BADAN PELAKSANA HARIAN UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG	
H. WIDADI, SH. - NIP. -	
REKTOR UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG	
Prof. Dr. MASRUKHI, M.Pd - NIP. -	
KONSULTAN PERENCANA	
 MEDISain PT. MEDISAIN DADI SEMPURNA JL. TUMPANG RAYA NO. 50 SEMARANG 50233 PHONE / FAX : 024 – 8500237 EMAIL : medisain_konsultan@yahoo.co.id medisain.konsultan@gmail.com  IR. LIES HERAWATI, IAI. DIREKTUR UTAMA	
KETERANGAN	
FOR INFO	
SUB PEKERJAAN	
STRUKTUR	
GAMBAR	SKALA
DENAH KOLOM LANTAI 08	1:175
KODE	HALAMAN
S.02	08



STRUKTUR (S.02)
DENAH KOLOM LANTAI 9
SKALA 1 : 175

DATA MUTU BAHAN :	
1. MUTU BETON BORED PILE:	
-Ø600, Ø800 MM : K-350, $f_c' = 29.05$ Mpa	
2. MUTU BETON	
- BALOK, PLAT DAN TANGGA: $f_c' 25$ MPa	
- KOLOM DAN COREWALL : $f_c' 25$ MPa	
- TIE BEAM DAN PILE CAP: $f_c' 25$ MPa	
3. MUTU BAJA TULANGAN :	
BJTD 42, $f_y = 420$ Mpa	

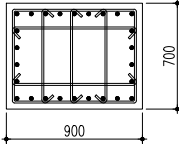
PEMBERI TUGAS	
 UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG	
NAMA KEGIATAN	
PEMBANGUNAN RUMAH SAKIT PENDIDIKAN UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG	
PEKERJAAN	
PEMBANGUNAN GEDUNG RUMAH SAKIT PENDIDIKAN UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG	
LOKASI	
KAMPUS 1 UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG Jln. Kedungmundu Raya No. 18, Semarang	
MENGETAHUI DAN MENSETUJUI	
KETUA BADAN PELAKSANA HARIAN UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG	
H. WIDADI, SH. NIP. -	
REKTOR UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG	
Prof. Dr. MASRUKHI, M.Pd NIP. -	
KONSULTAN PERENCANA	
 PT. MEDISAIN DADI SEMPURNA JL. TUMPANG RAYA NO. 50 SEMARANG 50233 PHONE / FAX : 024 - 8500237 EMAIL : medisain_konsultan@yahoo.co.id medisain.konsultan@gmail.com IR. LIES HERAWATI, IAI. DIREKTUR UTAMA	
KETERANGAN	
FOR INFO	
SUB PEKERJAAN	
STRUKTUR	
GAMBAR	SKALA
DENAH KOLOM LANTAI 09	1:175
KODE	HALAMAN
S.02	09

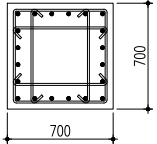


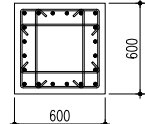
STRUKTUR (S.02)
DENAH KOLOM LANTAI ATAP
SKALA 1 : 175

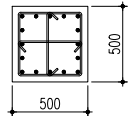
DATA MUTU BAHAN :	
1. MUTU BETON BORED PILE:	
-Ø600, Ø800 MM : K-350, $f_c' = 29.05$ Mpa	
2. MUTU BETON	
- BALOK, PLAT DAN TANGGA: $f_c' = 25$ MPa	
- KOLOM DAN COREWALL : $f_c' = 25$ MPa	
- TIE BEAM DAN PILE CAP: $f_c' = 25$ MPa	
3. MUTU BAJA TULANGAN :	
BJTD 42, $f_y = 420$ Mpa	

PEMBERI TUGAS	
	
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG	
NAMA KEGIATAN	
PEMBANGUNAN RUMAH SAKIT PENDIDIKAN UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG	
PEKERJAAN	
PEMBANGUNAN GEDUNG RUMAH SAKIT PENDIDIKAN UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG	
LOKASI	
KAMPUS 1 UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG Jln. Kedungmundu Raya No. 18, Semarang	
MENGETAHUI DAN MENSETUJUI	
KETUA BADAN PELAKSANA HARIAN UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG	
H. WIDADI, SH. NIP. -	
REKTOR UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG	
Prof. Dr. MASRUKHI, M.Pd NIP. -	
KONSULTAN PERENCANA	
 PT. MEDISAIN DADI SEMPURNA JL. TUMPANG RAYA NO. 50 SEMARANG 50233 PHONE / FAX : 024 - 8500237 EMAIL : medisain_konsultan@yahoo.co.id medisain.konsultan@gmail.com IR. LIES HERAWATI, IAI. DIREKTUR UTAMA	
KETERANGAN	
FOR INFO	
SUB PEKERJAAN	
STRUKTUR	
GAMBAR	SKALA
DENAH KOLOM LANTAI ATAP	1:175
KODE	HALAMAN
S.02	10

LANTAI	LEVEL	MUTU BETON f'c(MPa)	TIPE KOLOM TULANGAN		K0		
LT. ATAP ↑ LT.01		25 MPA	DIMENSI		700x900		
			TULANGAN		26 D25		
			SENGKANG	Lo	D13-100		
				½HO	D13-150		
			PENGIKAT	D13			
		X:5	Y:4				

LANTAI	LEVEL	MUTU BETON f'c(MPa)	TIPE KOLOM TULANGAN		K1		
LT. ATAP ↑ LT.01		25 MPA	DIMENSI		700x700		
			TULANGAN		20 D25		
			SENGKANG	Lo	D13-100		
				½HO	D13-150		
			PENGIKAT	D13			
		X:4	Y:4				

LANTAI	LEVEL	MUTU BETON f'c(MPa)	TIPE KOLOM TULANGAN		K2		
LT. 4 ↑ LT. 01		25 MPA	DIMENSI		600x600		
			TULANGAN		20 D22		
			SENGKANG	Lo	D10-100		
				½HO	D10-125		
			PENGIKAT	D10			
		X:4	Y:4				

LANTAI	LEVEL	MUTU BETON f'c(MPa)	TIPE KOLOM TULANGAN		K3		
LT. ATAP ↑ LT.01		25 MPA	DIMENSI		500x500		
			TULANGAN		16 D22		
			SENGKANG	Lo	D10-100		
				½HO	D10-125		
			PENGIKAT	D10			
		X:3	Y:3				

LANTAI	LEVEL	MUTU BETON f'c(MPa)	TIPE KOLOM TULANGAN		K4		
LT. ATAP LIFT ↑ LT.ATAP		25 MPA	DIMENSI		300x400		
			TULANGAN		10 D19		
			SENGKANG	Lo	D10-100		
				½HO	D10-125		
			PENGIKAT	D10			
		X:3	Y:4				

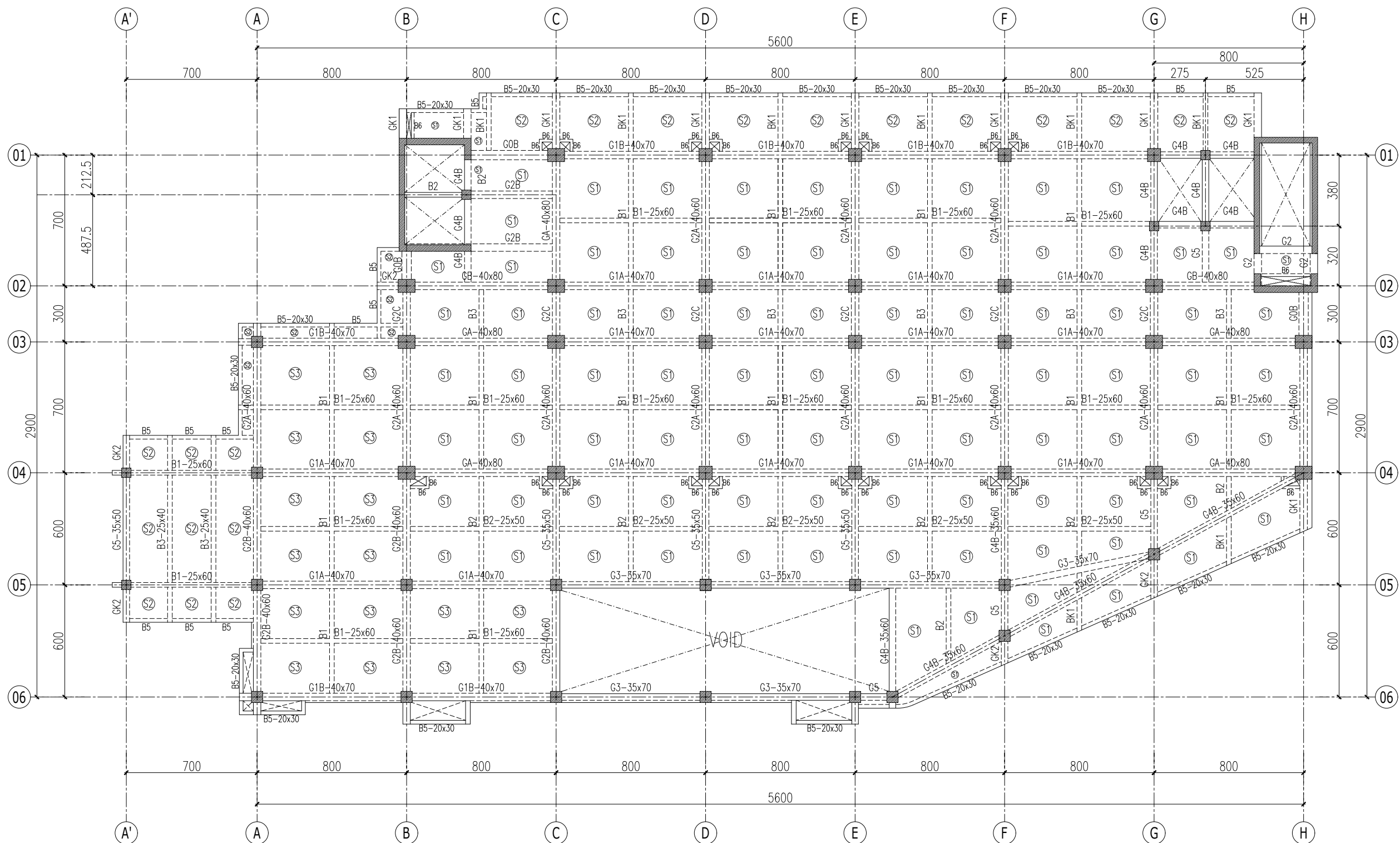
LANTAI	LEVEL	MUTU BETON f'c(MPa)	TIPE KOLOM TULANGAN		K5		
LT. ATAP LIFT ↑ LT.ATAP		25 MPA	DIMENSI		300x300		
			TULANGAN		8 D19		
			SENGKANG	Lo	D10-100		
				½HO	D10-125		
			PENGIKAT	D10			
		X:3	Y:3				

DETAIL KOLOM

DATA MUTU BAHAN :

1. MUTU BETON BORED PILE:
- $\phi 600, \phi 800 \text{ MM} : K-350, f_c' = 29.05 \text{ Mpa}$
2. MUTU BETON
- BALOK, PLAT DAN TANGGA: $f_c' = 25 \text{ MPa}$
- KOLOM DAN COREWALL : $f_c' = 25 \text{ MPa}$
- TIE BEAM DAN PILE CAP: $f_c' = 25 \text{ MPa}$
3. MUTU BAJA TULANGAN :
BJTD 42, $f_y = 420 \text{ Mpa}$

PEMBERI TUGAS	
 UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG	
NAMA KEGIATAN	
PEMBANGUNAN RUMAH SAKIT PENDIDIKAN UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG	
PEKERJAAN	
PEMBANGUNAN GEDUNG RUMAH SAKIT PENDIDIKAN UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG	
LOKASI	
KAMPUS 1 UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG Jln. Kedungmundu Raya No. 18, Semarang	
MENGETAHUI DAN MENYETUJUI	
KETUA BADAN PELAKSANA HARIAN UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG	
H. WIDADI, SH. - NIP. -	
REKTOR UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG	
Prof. Dr. MASRUKHI, M.Pd - NIP. -	
KONSULTAN PERENCANA	
 MEDI <i>Sain</i> PT. MEDISAIN DADI SEMPURNA JL. TUMPANG RAYA NO. 50 SEMARANG 50233 PHONE / FAX : 024 - 8500237 EMAIL : medisain_konsultan@yahoo.co.id medisain.konsultan@gmail.com  IR. LIES HERAWATI, IAI. DIREKTUR UTAMA	
KETERANGAN	
FOR INFO	
SUB PEKERJAAN	
STRUKTUR	
GAMBAR	SKALA
DETAIL KOLOM	NTS
KODE	HALAMAN
S.02	11



STRUKTUR (S.03)
DENAH BALOK DAN PLAT LT.02
SKALA 1 : 225

DATA MUTU BAHAN :	
1. MUTU BETON BORED PILE:	— $\phi 600$, $\phi 800$ MM : K=350, $f_c' = 29.05$ Mpa
2. MUTU BETON	— BALOK, PLAT DAN TANGGA : $f_c' = 25$ MPa
	— KOLOM DAN COREWALL : $f_c' = 25$ MPa
	— TIE BEAM DAN PILE CAP : $f_c' = 25$ MPa
3. MUTU BAJA TULANGAN :	BJTD 42, $f_y = 420$ Mpa

PEMBERI TUGAS



UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH
SEMARANG

NAMA KEGIATAN

PEMBANGUNAN RUMAH SAKIT PENDIDIKAN
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG

PEKERJAAN

PEMBANGUNAN
GEDUNG RUMAH SAKIT PENDIDIKAN
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH
SEMARANG

LOKASI

KAMPUS 1
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH
SEMARANG
Jln. Kedungmundu Raya No. 18, Semarang

MENGETAHUI DAN MENSETUJUI

KETUA BADAN PELAKSANA HARIAN
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG

H. WIDADI, SH.

NIP. -

REKTOR
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG

Prof. Dr. MASRUKHI, M.Pd

NIP. -

KONSULTAN PERENCANA



PT. MEDISAIN DADI SEMPURNA
JL. TUMPANG RAYA NO. 50 SEMARANG 50233
PHONE / FAX : 024 - 8500237
EMAIL : medisain_konsultan@yahoo.co.id
medisain.konsultan@gmail.com

IR. LIES HERAWATI, IAI.
DIREKTUR UTAMA

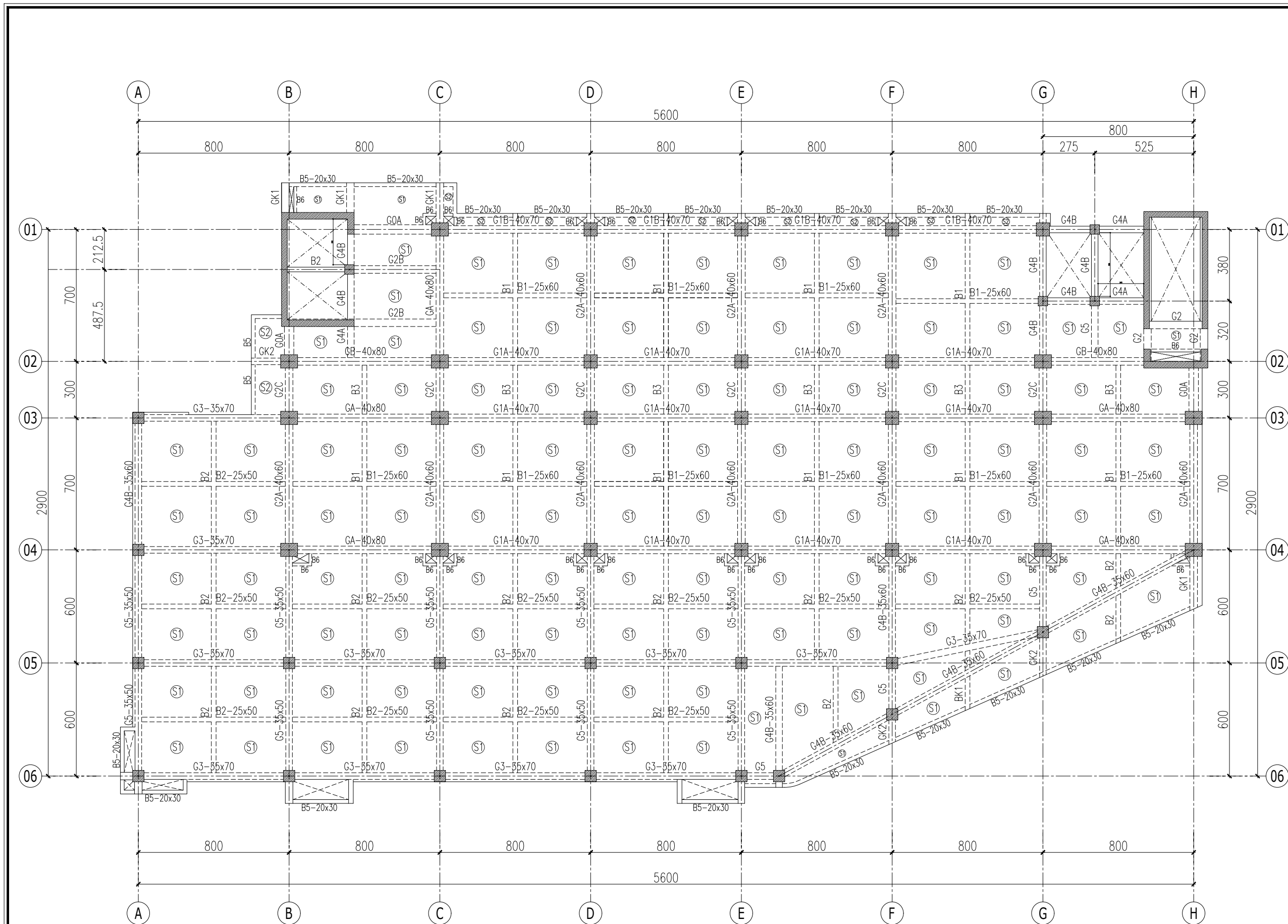
KETERANGAN

FOR INFO

SUB PEKERJAAN

STRUKTUR

GAMBAR	SKALA
DENAH BALOK DAN PLAT LANTAI 02	1:225
KODE	HALAMAN
S.03	01



STRUKTUR (S.03)
DENAH BALOK DAN PLAT LT.03
SKALA 1 : 200

- DATA MUTU BAHAN :
- MUTU BETON BORED PILE:
- $\phi 600$, $\phi 800$ MM : K-350, $f_c' = 29.05$ Mpa
 - MUTU BETON
- BALOK, PLAT DAN TANGGA : $f_c' = 25$ MPa
- KOLOM DAN COREWALL : $f_c' = 25$ MPa
- TIE BEAM DAN PILE CAP : $f_c' = 25$ MPa
 - MUTU BAJA TULANGAN :
BJTD 42, $f_y = 420$ Mpa

PEMBERI TUGAS



UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH
SEMARANG

NAMA KEGIATAN

PEMBANGUNAN RUMAH SAKIT PENDIDIKAN
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG

PEKERJAAN

PEMBANGUNAN
GEDUNG RUMAH SAKIT PENDIDIKAN
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH
SEMARANG

LOKASI

KAMPUS 1
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH
SEMARANG
Jln. Kedungmundu Raya No. 18, Semarang

MENGETAHUI DAN MENSETUJUI

KETUA BADAN PELAKSANA HARIAN
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG

H. WIDADI, SH.

NIP. -

REKTOR
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG

Prof. Dr. MASRUKHI, M.Pd

NIP. -

KONSULTAN PERENCANA



PT. MEDISAIN DADI SEMPURNA
JL. TUMPANG RAYA NO. 50 SEMARANG 50233
PHONE / FAX : 024 - 8500237
EMAIL : medisain_konsultan@yahoo.co.id
medisain.konsultan@gmail.com

IR. LIES HERAWATI, IAI.
DIREKTUR UTAMA

KETERANGAN

FOR INFO

SUB PEKERJAAN

STRUKTUR

GAMBAR

SKALA

DENAH BALOK DAN PLAT
LANTAI 03

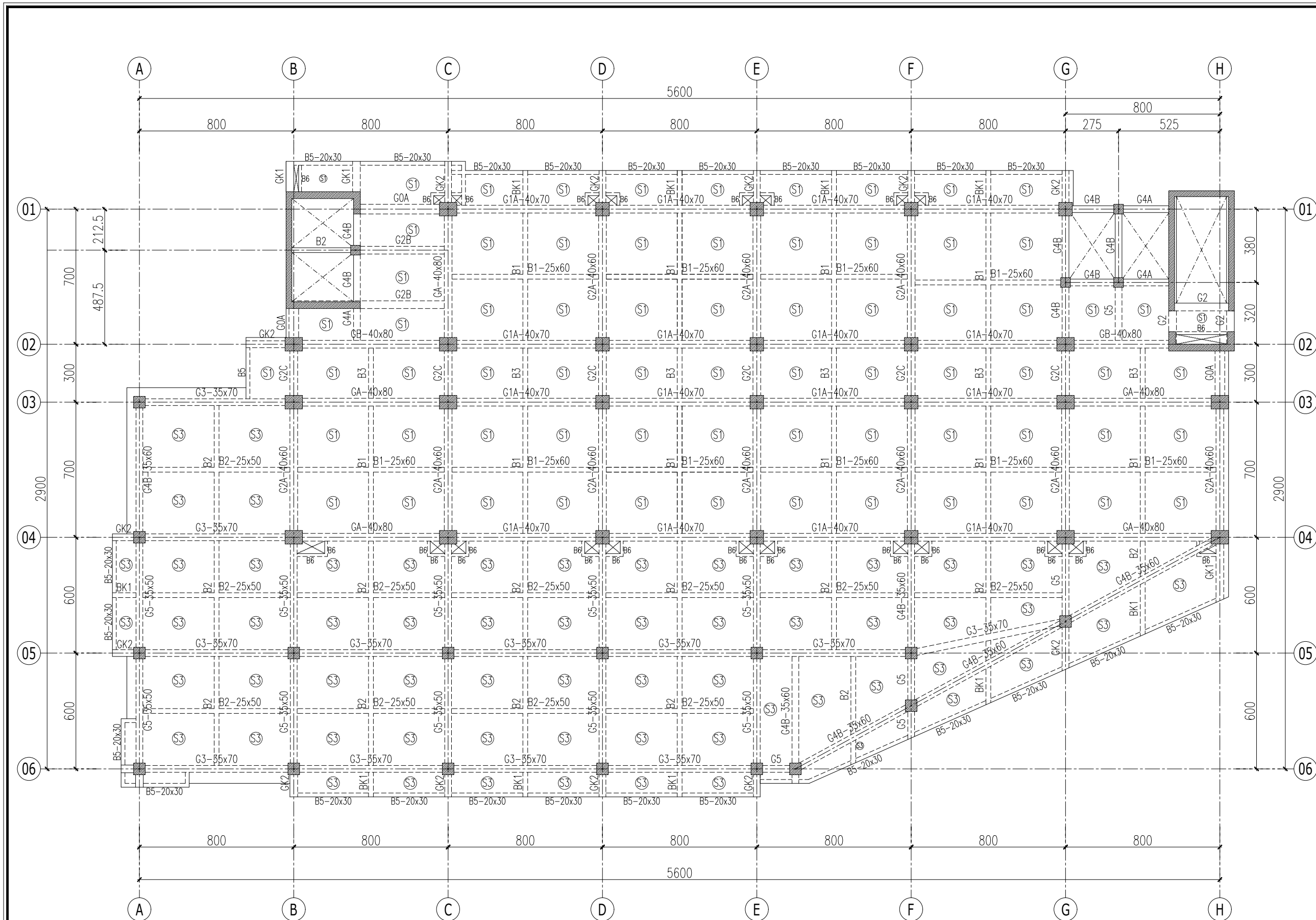
1:200

KODE

HALAMAN

S.03

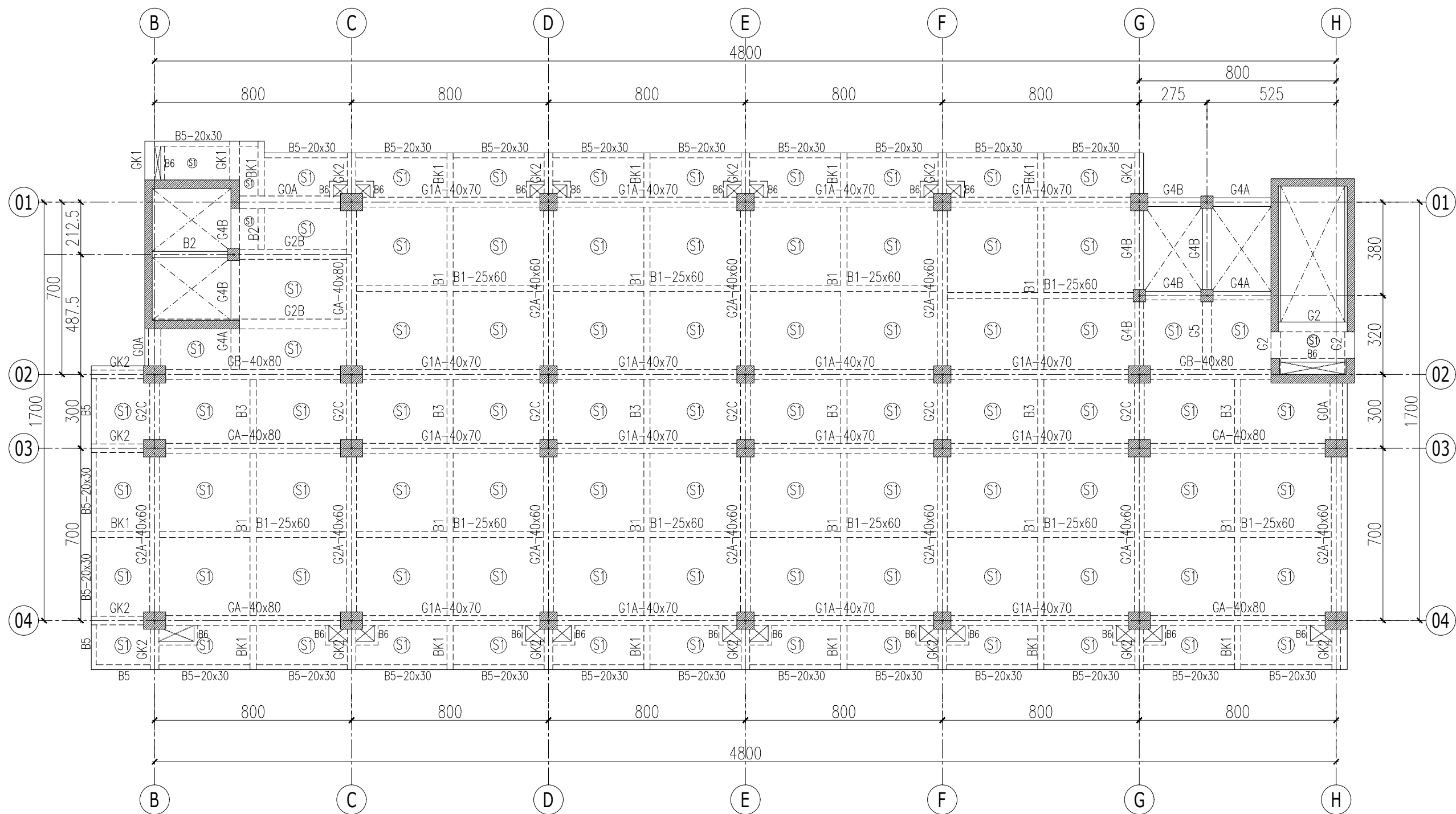
02



STRUKTUR (S.03)
DENAH BALOK DAN PLAT LT.04
SKALA 1 : 200

DATA MUTU BAHAN :	
1. MUTU BETON BORED PILE: -Ø600, Ø800 MM : K=350, $f_c'=29.05$ Mpa	
2. MUTU BETON - BALOK, PLAT DAN TANGGA : f_c' 25 MPa - KOLOM DAN COREWALL : f_c' 25 MPa - TIE BEAM DAN PILE CAP : f_c' 25 MPa	
3. MUTU BAJA TULANGAN : BJTD 42, $f_y= 420$ Mpa	

PEMBERI TUGAS	
 UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG	
NAMA KEGIATAN	
PEMBANGUNAN RUMAH SAKIT PENDIDIKAN UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG	
PEKERJAAN	
PEMBANGUNAN GEDUNG RUMAH SAKIT PENDIDIKAN UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG	
LOKASI	
KAMPUS 1 UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG Jln. Kedungmundu Raya No. 18, Semarang	
MENGETAHUI DAN MENSETUJUI	
KETUA BADAN PELAKSANA HARIAN UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG	
 <u>H. WIDADI, SH.</u> NIP. -	
REKTOR UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG	
 <u>Prof. Dr. MASRUKHI, M.Pd</u> NIP. -	
KONSULTAN PERENCANA	
 PT. MEDISAIN DADI SEMPURNA JL. TUMPANG RAYA NO. 50 SEMARANG 50233 PHONE / FAX : 024 - 8500237 EMAIL : medisain_konsultan@yahoo.co.id medisain.konsultan@gmail.com  I.R. LIES HERAWATI, IAI. DIREKTUR UTAMA	
KETERANGAN	
FOR INFO	
SUB PEKERJAAN	
STRUKTUR	
GAMBAR	SKALA
DENAH BALOK DAN PLAT LANTAI 04	1:200
KODE	HALAMAN
S.03	03



STRUKTUR (S.03)
DENAH BALOK DAN PLAT LT.05
SKALA 1 : 175

DATA MUTU BAHAN :	
1. MUTU BETON BORED PILE:	- $\phi 600$, $\phi 800$ MM : K-350, $f_c' = 29.05$ Mpa
2. MUTU BETON	- BALOK, PLAT DAN TANGGA : $f_c' = 25$ MPa
	- KOLOM DAN COREWALL : $f_c' = 25$ MPa
	- TIE BEAM DAN PILE CAP : $f_c' = 25$ MPa
3. MUTU BAJA TULANGAN :	BJTD 42, $f_y = 420$ Mpa

PEMBERI TUGAS



UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH
SEMARANG

NAMA KEGIATAN

PEMBANGUNAN RUMAH SAKIT PENDIDIKAN
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG

PEKERJAAN

PEMBANGUNAN
GEDUNG RUMAH SAKIT PENDIDIKAN
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH
SEMARANG

LOKASI

KAMPUS 1
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH
SEMARANG
Jln. Kedungmundu Raya No. 18, Semarang

MENGETAHUI DAN MENSETUJUI

KETUA BADAN PELAKSANA HARIAN
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG

H. WIDADI, SH.

NIP. -

REKTOR
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG

Prof. Dr. MASRUKHI, M.Pd

NIP. -

KONSULTAN PERENCANA



PT. MEDISAIN DADI SEMPURNA
JL. TUMPANG RAYA NO. 50 SEMARANG 50233
PHONE / FAX : 024 - 8500237
EMAIL : medisain_konsultan@yahoo.co.id
medisain.konsultan@gmail.com

IR. LIES HERAWATI, IAI.
DIREKTUR UTAMA

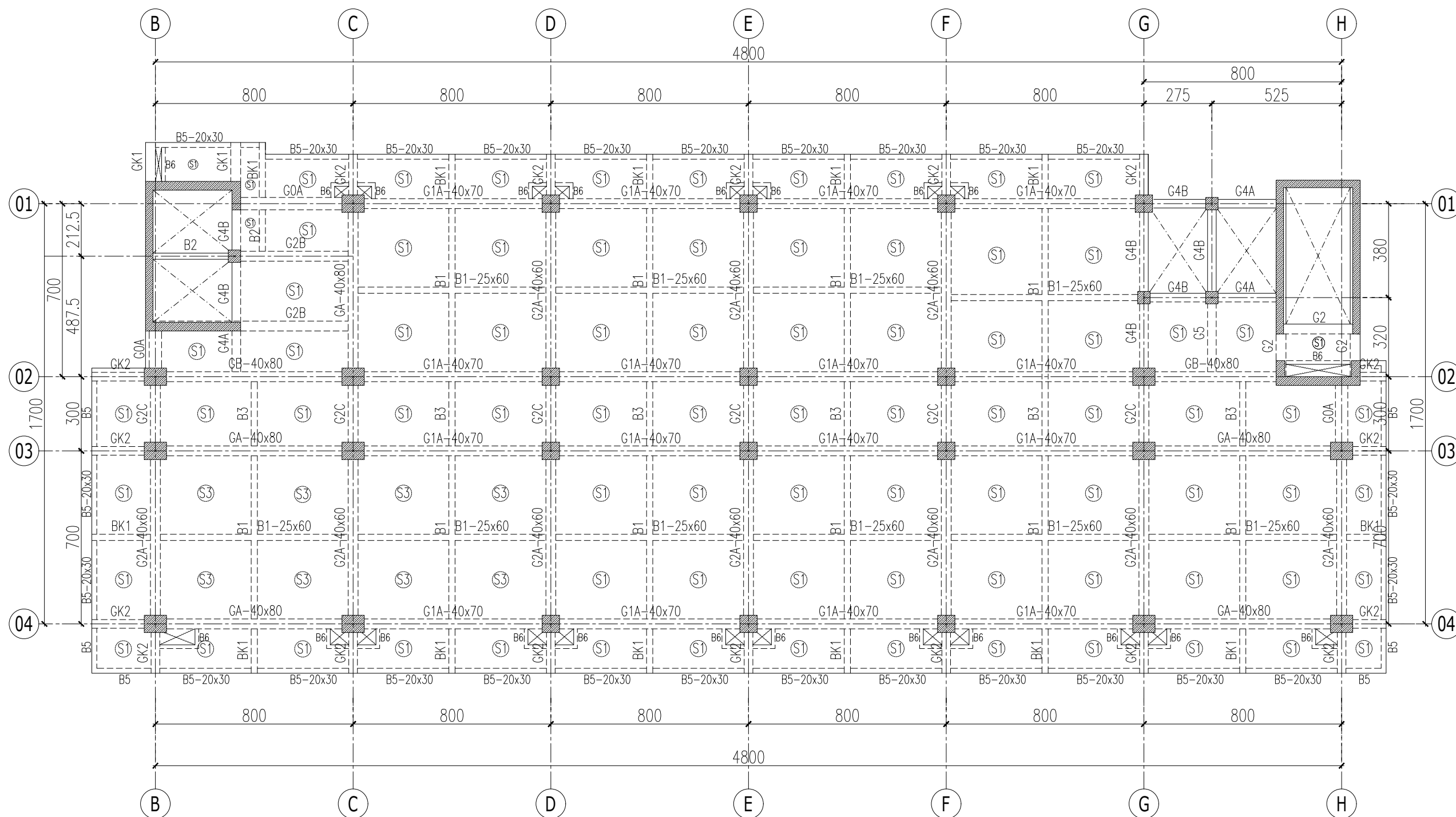
KETERANGAN

FOR INFO

SUB PEKERJAAN

STRUKTUR

GAMBAR	SKALA
DENAH BALOK DAN PLAT LANTAI 05	1:175
KODE	HALAMAN
S.03	04



STRUKTUR (S.03)
DENAH BALOK DAN PLAT LT.06
SKALA 1 : 175

- DATA MUTU BAHAN :
- MUTU BETON BORED PILE:
- $\phi 600$, $\phi 800$ MM : K-350, $f_c' = 29.05$ MPa
 - MUTU BETON
- BALOK, PLAT DAN TANGGA : $f_c' = 25$ MPa
- KOLOM DAN COREWALL : $f_c' = 25$ MPa
- TIE BEAM DAN PILE CAP : $f_c' = 25$ MPa
 - MUTU BAJA TULANGAN :
BJTD 42, $f_y = 420$ MPa

PEMBERI TUGAS



UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH
SEMARANG

NAMA KEGIATAN

PEMBANGUNAN RUMAH SAKIT PENDIDIKAN
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG

PEKERJAAN

PEMBANGUNAN
GEDUNG RUMAH SAKIT PENDIDIKAN
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH
SEMARANG

LOKASI

KAMPUS 1
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH
SEMARANG
Jln. Kedungmundu Raya No. 18, Semarang

MENGETAHUI DAN MENSETUJUI

KETUA BADAN PELAKSANA HARIAN
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG

H. WIDADI, SH.

NIP. -

REKTOR
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG

Prof. Dr. MASRUKHI, M.Pd

NIP. -

KONSULTAN PERENCANA



PT. MEDISAIN DADI SEMPURNA
JL. TUMPANG RAYA NO. 50 SEMARANG 50233
PHONE / FAX : 024 - 8500237
EMAIL : medisain_konsultan@yahoo.co.id
medisain.konsultan@gmail.com

IR. LIES HERAWATI, IAI.
DIREKTUR UTAMA

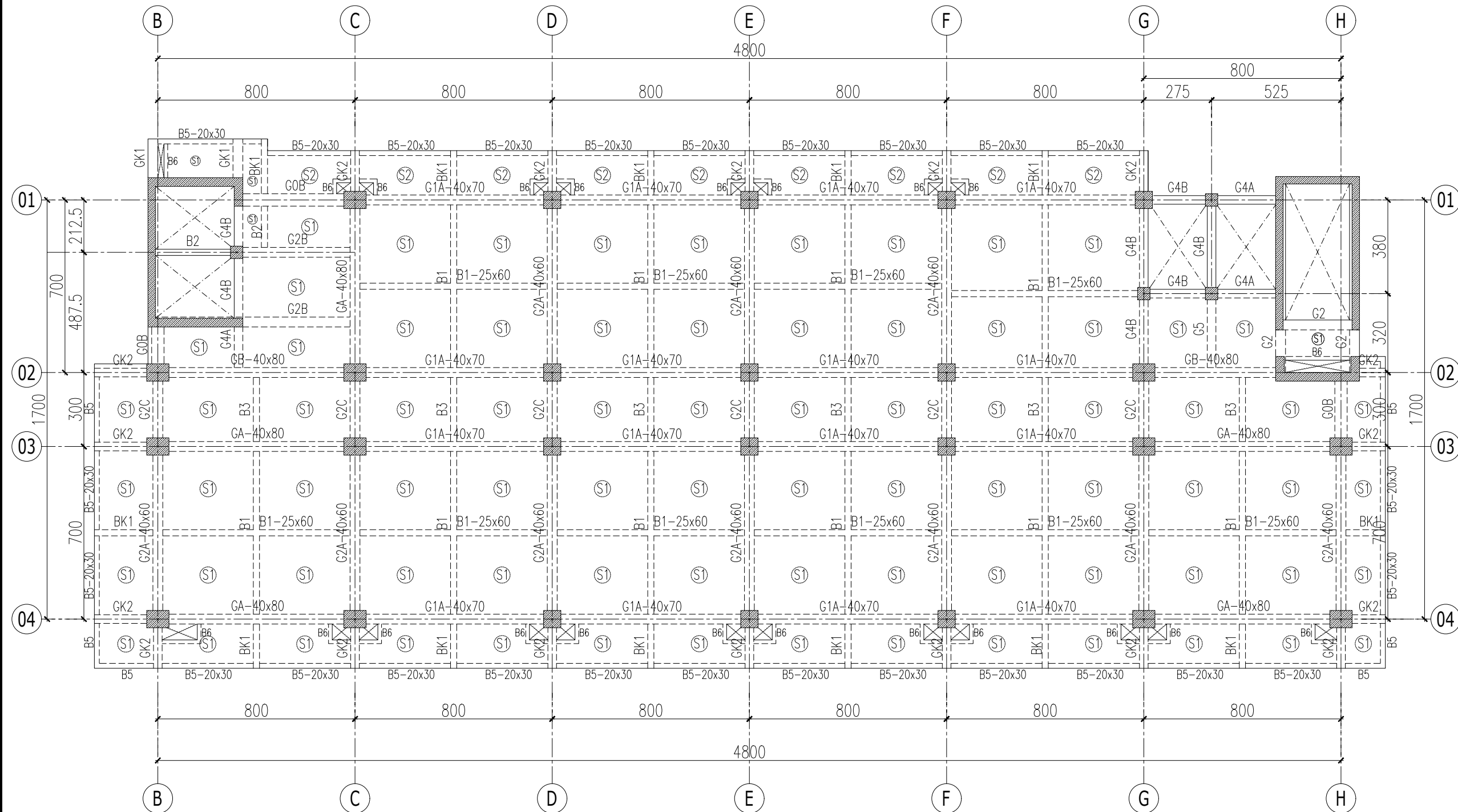
KETERANGAN

FOR INFO

SUB PEKERJAAN

STRUKTUR

GAMBAR	SKALA
DENAH BALOK DAN PLAT LANTAI 06	1:175
KODE	HALAMAN
S.03	05



STRUKTUR (S.03)
DENAH BALOK DAN PLAT LT.07
SKALA 1 : 175

- DATA MUTU BAHAN :
- MUTU BETON BORED PILE:
- $\phi 600$, $\phi 800$ MM : K-350, $f_c' = 29.05$ Mpa
 - MUTU BETON
- BALOK, PLAT DAN TANGGA : $f_c' = 25$ MPa
- KOLOM DAN COREWALL : $f_c' = 25$ MPa
- TIE BEAM DAN PILE CAP : $f_c' = 25$ MPa
 - MUTU BAJA TULANGAN :
BJTD 42, $f_y = 420$ Mpa

PEMBERI TUGAS



UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH
SEMARANG

NAMA KEGIATAN

PEMBANGUNAN RUMAH SAKIT PENDIDIKAN
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG

PEKERJAAN

PEMBANGUNAN
GEDUNG RUMAH SAKIT PENDIDIKAN
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH
SEMARANG

LOKASI

KAMPUS 1
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH
SEMARANG
Jln. Kedungmundu Raya No. 18, Semarang

MENGETAHUI DAN MENSETUJUI

KETUA BADAN PELAKSANA HARIAN
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG

H. WIDADI, SH.

NIP. -

REKTOR
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG

Prof. Dr. MASRUKHI, M.Pd

NIP. -

KONSULTAN PERENCANA



PT. MEDISAIN DADI SEMPURNA
JL. TUMPANG RAYA NO. 50 SEMARANG 50233
PHONE / FAX : 024 - 8500237
EMAIL : medisain_konsultan@yahoo.co.id
medisain.konsultan@gmail.com

IR. LIES HERAWATI, IAI.
DIREKTUR UTAMA

KETERANGAN

FOR INFO

SUB PEKERJAAN

STRUKTUR

GAMBAR

DENAH BALOK DAN PLAT
LANTAI 07

KODE

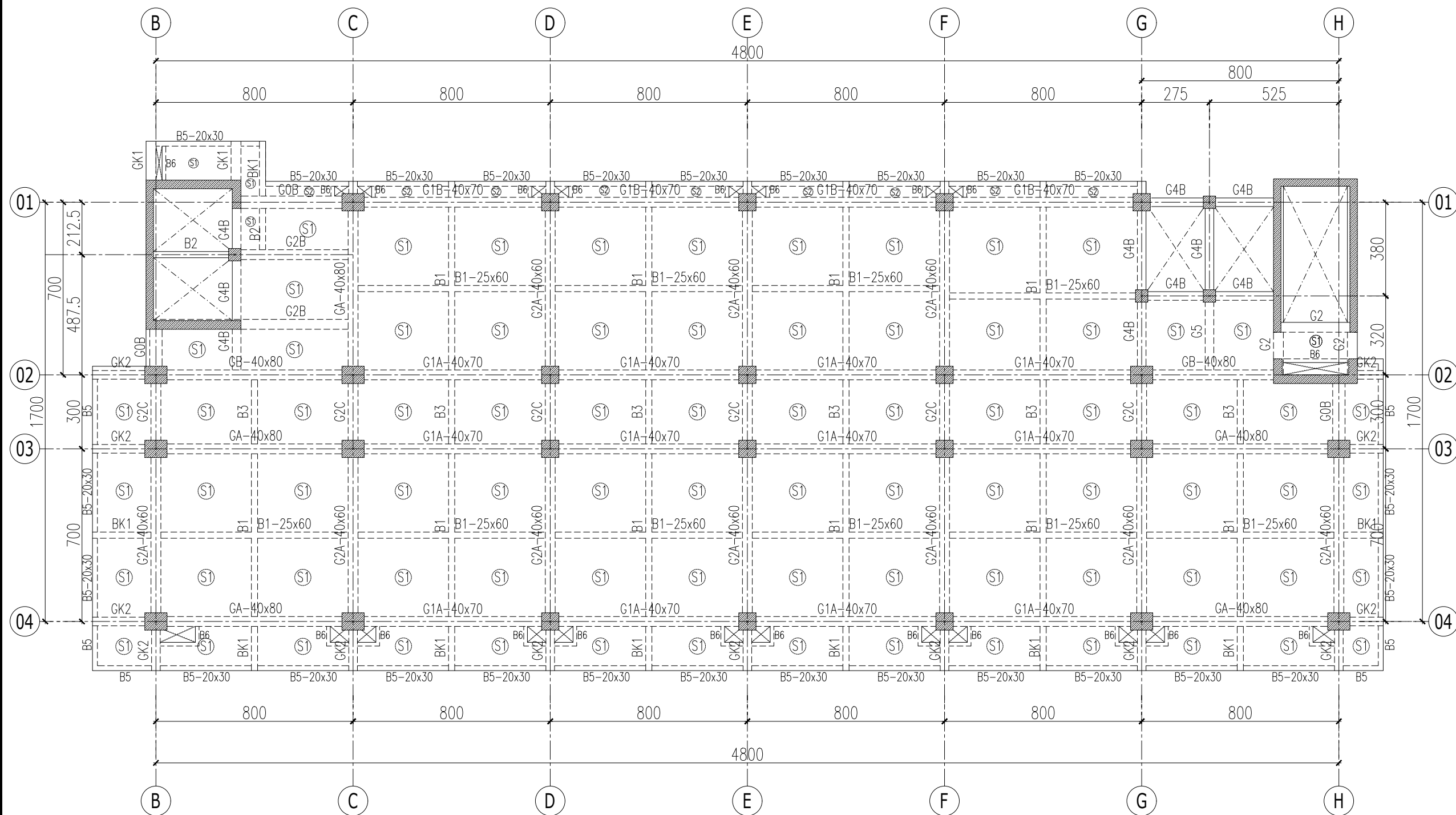
S.03

SKALA

1:175

HALAMAN

06



STRUKTUR (S.03)
DENAH BALOK DAN PLAT LT.08
SKALA 1 : 175

- DATA MUTU BAHAN :
- MUTU BETON BORED PILE:
- $\phi 600$, $\phi 800$ MM : K-350, $f_c' = 29.05$ MPa
 - MUTU BETON
- BALOK, PLAT DAN TANGGA : $f_c' = 25$ MPa
- KOLOM DAN COREWALL : $f_c' = 25$ MPa
- TIE BEAM DAN PILE CAP : $f_c' = 25$ MPa
 - MUTU BAJA TULANGAN :
BJTD 42, $f_y = 420$ MPa

PEMBERI TUGAS



UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH
SEMARANG

NAMA KEGIATAN

PEMBANGUNAN RUMAH SAKIT PENDIDIKAN
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG

PEKERJAAN

PEMBANGUNAN
GEDUNG RUMAH SAKIT PENDIDIKAN
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH
SEMARANG

LOKASI

KAMPUS 1
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH
SEMARANG
Jln. Kedungmundu Raya No. 18, Semarang

MENGETAHUI DAN MENSETUJUI

KETUA BADAN PELAKSANA HARIAN
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG

H. WIDADI, SH.

NIP. -

REKTOR
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG

Prof. Dr. MASRUKHI, M.Pd

NIP. -

KONSULTAN PERENCANA



PT. MEDISAIN DADI SEMPURNA
JL. TUMPANG RAYA NO. 50 SEMARANG 50233
PHONE / FAX : 024 - 8500237
EMAIL : medisain_konsultan@yahoo.co.id
medisain.konsultan@gmail.com

IR. LIES HERAWATI, IAI.
DIREKTUR UTAMA

KETERANGAN

FOR INFO

SUB PEKERJAAN

STRUKTUR

GAMBAR

DENAH BALOK DAN PLAT
LANTAI 08

KODE

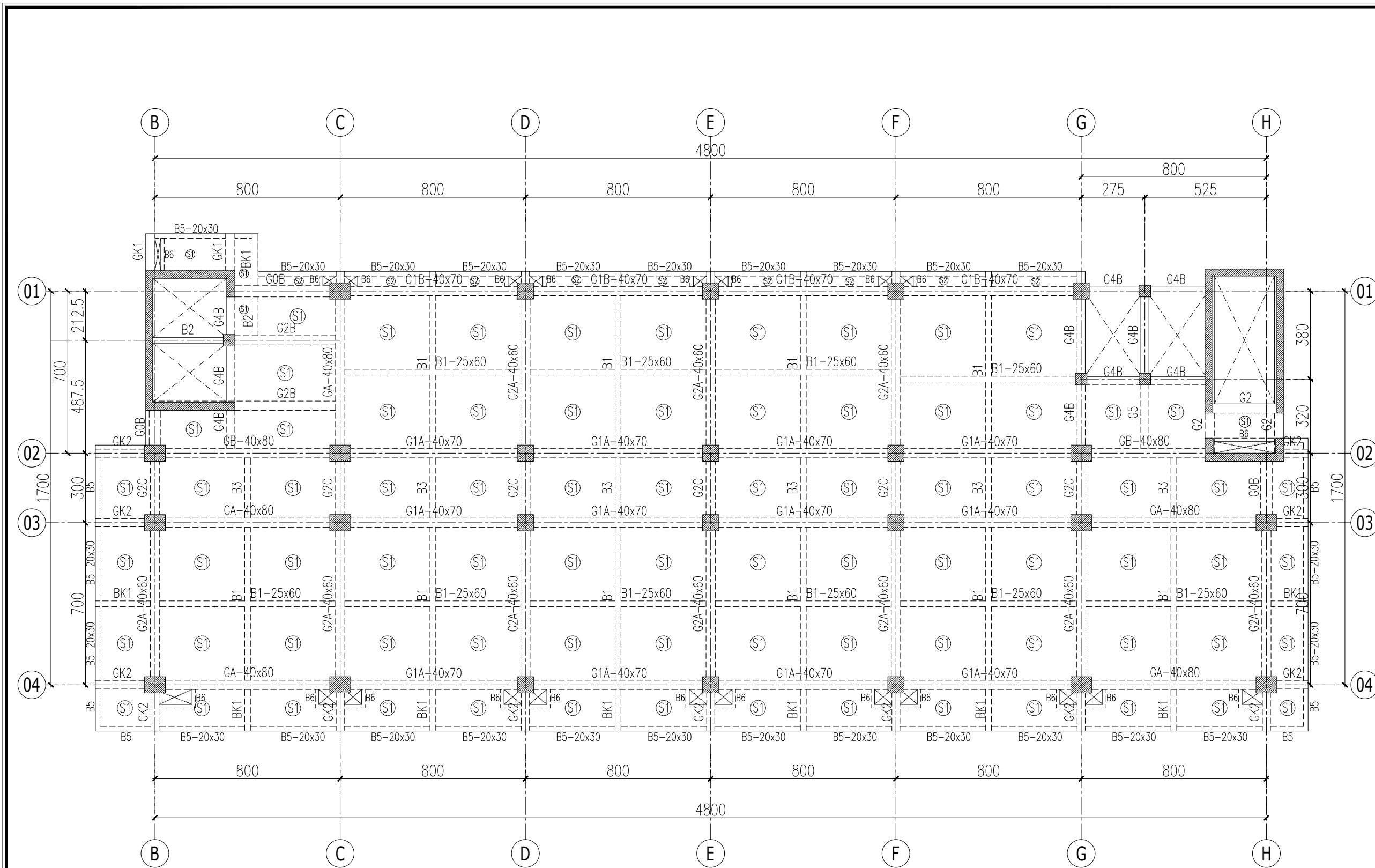
S.03

SKALA

1:175

HALAMAN

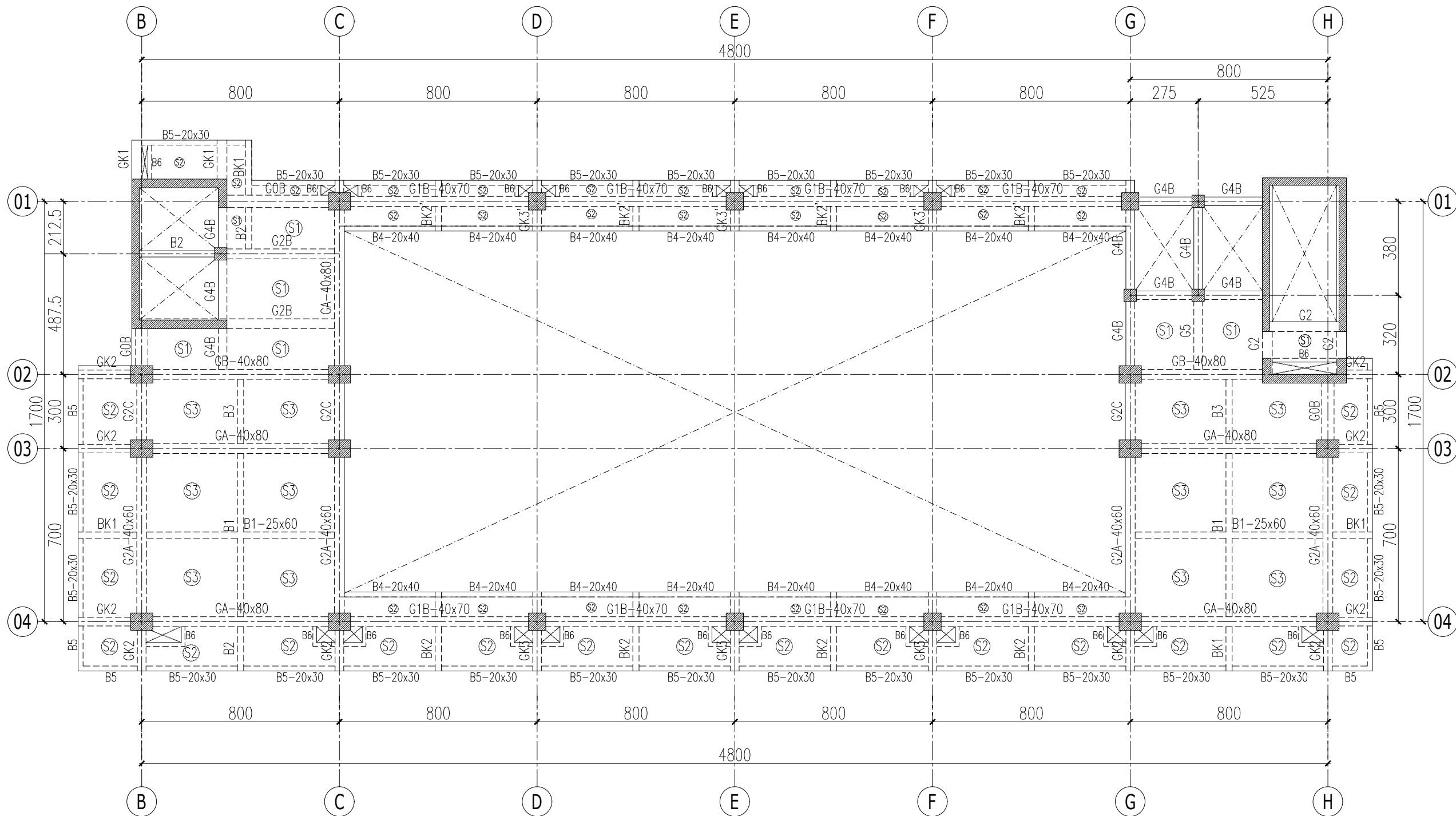
07



STRUKTUR (S.03)
DENAH BALOK DAN PLAT LT.09
SKALA 1 : 175

- DATA MUTU BAHAN :
- MUTU BETON BORED PILE:
- $\phi 600$, $\phi 800$ MM : K-350, $f_c' = 29.05$ MPa
 - MUTU BETON
- BALOK, PLAT DAN TANGGA : $f_c' = 25$ MPa
- KOLOM DAN COREWALL : $f_c' = 25$ MPa
- TIE BEAM DAN PILE CAP : $f_c' = 25$ MPa
 - MUTU BAJA TULANGAN :
BJTD 42, $f_y = 420$ MPa

PEMBERI TUGAS	
	
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG	
NAMA KEGIATAN	
PEMBANGUNAN RUMAH SAKIT PENDIDIKAN UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG	
PEKERJAAN	
PEMBANGUNAN GEDUNG RUMAH SAKIT PENDIDIKAN UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG	
LOKASI	
KAMPUS 1 UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG Jln. Kedungmundu Raya No. 18, Semarang	
MENGETAHUI DAN MENSETUJUI	
KETUA BADAN PELAKSANA HARIAN UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG	
H. WIDADI, SH. NIP. -	
REKTOR UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG	
Prof. Dr. MASRUKHI, M.Pd NIP. -	
KONSULTAN PERENCANA	
 PT. MEDISAIN DADI SEMPURNA JL. TUMPANG RAYA NO. 50 SEMARANG 50233 PHONE / FAX : 024 - 8500237 EMAIL : medisain_konsultan@yahoo.co.id medisain.konsultan@gmail.com  IR. LIES HERAWATI, IAI. DIREKTUR UTAMA	
KETERANGAN	
FOR INFO	
SUB PEKERJAAN	
STRUKTUR	
GAMBAR	SKALA
DENAH BALOK DAN PLAT LANTAI 09	1:175
KODE	HALAMAN
S.03	08



STRUKTUR (S.03)
DENAH BALOK DAN PLAT LT. ATAP
SKALA 1 : 175

- DATA MUTU BAHAN :
- MUTU BETON BORED PILE:
- $\phi 600$, $\phi 800$ MM : K-350, $f_c' = 29.05$ MPa
 - MUTU BETON
- BALOK, PLAT DAN TANGGA : $f_c' = 25$ MPa
- KOLOM DAN COREWALL : $f_c' = 25$ MPa
- TIE BEAM DAN PILE CAP : $f_c' = 25$ MPa
 - MUTU BAJA TULANGAN :
BJTD 42, $f_y = 420$ MPa

PEMBERI TUGAS



UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH
SEMARANG

NAMA KEGIATAN

PEMBANGUNAN RUMAH SAKIT PENDIDIKAN
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG

PEKERJAAN

PEMBANGUNAN
GEDUNG RUMAH SAKIT PENDIDIKAN
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH
SEMARANG

LOKASI

KAMPUS 1
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH
SEMARANG
Jln. Kedungmundu Raya No. 18, Semarang

MENGETAHUI DAN MENYETUJUI

KETUA BADAN PELAKSANA HARIAN
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG

H. WIDADI, SH.

NIP. -

REKTOR
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG

Prof. Dr. MASRUKHI, M.Pd

NIP. -

KONSULTAN PERENCANA



PT. MEDISAIN DADI SEMPURNA
JL. TUMPANG RAYA NO. 50 SEMARANG 50233
PHONE / FAX : 024 - 8500237
EMAIL : medisain_konsultan@yahoo.co.id
medisain.konsultan@gmail.com

IR. LIES HERAWATI, IAI.
DIREKTUR UTAMA

KETERANGAN

FOR INFO

SUB PEKERJAAN

STRUKTUR

GAMBAR

DENAH BALOK DAN PLAT
LANTAI ATAP

KODE

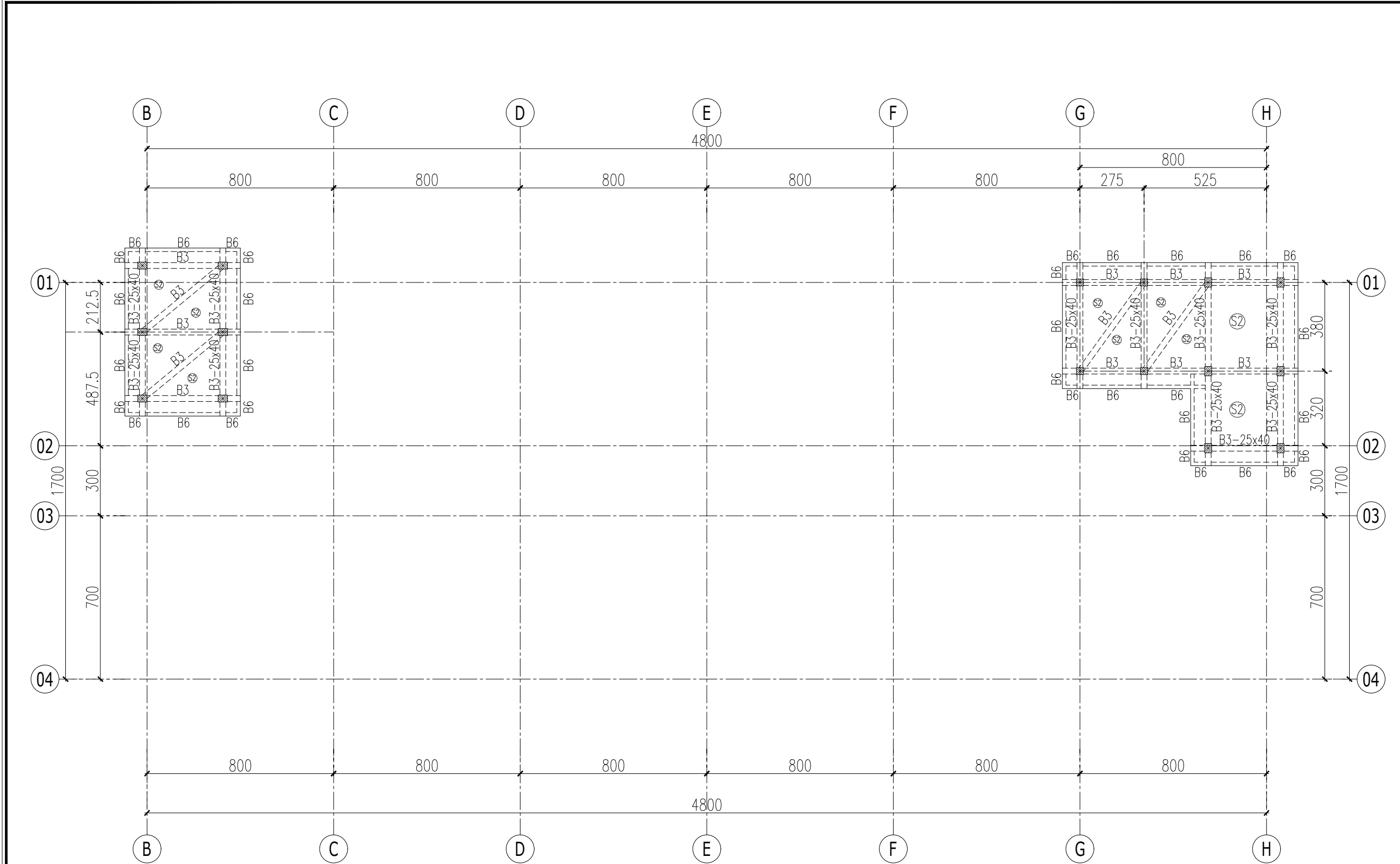
S.03

SKALA

1:175

HALAMAN

09



STRUKTUR (S.03)
DENAH BALOK DAN PLAT LT. ATAP LIFT
SKALA 1 : 175

- DATA MUTU BAHAN :
- MUTU BETON BORED PILE:
- $\phi 600$, $\phi 800$ MM : K-350, $f_c' = 29.05$ Mpa
 - MUTU BETON
- BALOK, PLAT DAN TANGGA : $f_c' = 25$ MPa
- KOLOM DAN COREWALL : $f_c' = 25$ MPa
- TIE BEAM DAN PILE CAP : $f_c' = 25$ MPa
 - MUTU BAJA TULANGAN :
BJTD 42, $f_y = 420$ Mpa

PEMBERI TUGAS	
 UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG	
NAMA KEGIATAN	
PEMBANGUNAN RUMAH SAKIT PENDIDIKAN UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG	
PEKERJAAN	
PEMBANGUNAN GEDUNG RUMAH SAKIT PENDIDIKAN UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG	
LOKASI	
KAMPUS 1 UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG Jln. Kedungmundu Raya No. 18, Semarang	
MENGETAHUI DAN MENSETUJUI	
KETUA BADAN PELAKSANA HARIAN UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG	
H. WIDADI, SH. NIP. -	
REKTOR UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG	
Prof. Dr. MASRUKHI, M.Pd NIP. -	
KONSULTAN PERENCANA	
 PT. MEDISAIN DADI SEMPURNA JL. TUMPANG RAYA NO. 50 SEMARANG 50233 PHONE / FAX : 024 - 8500237 EMAIL : medisain_konsultan@yahoo.co.id medisain.konsultan@gmail.com IR. LIES HERAWATI, IAI. DIREKTUR UTAMA	
KETERANGAN	
FOR INFO	
SUB PEKERJAAN	
STRUKTUR	
GAMBAR	SKALA
DENAH BALOK DAN PLAT LANTAI ATAP LIFT	1:175
KODE	HALAMAN
S.03	10

MUTU BETON f'c(MPa)	TYPE BALOK	GA		
	DIMENSI	400x800		
	POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN
25 MPa				
		DET. KEKANG		
LANTAI	TUL. ATAS	10D22	5D22	10D22
ALL	TUL. BAWAH	5D22	5D22	5D22
	TUL. PINGGANG	4D16	4D16	4D16
	SENGKANG	2.5D10-100	2.5D10-150	2.5D10-100

MUTU BETON f'c(MPa)	TYPE BALOK	G0B		
	DIMENSI	500x800		
	POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN
25 MPa				
		DET. KEKANG		
LANTAI	TUL. ATAS	8D22	5D22	8D22
ALL	TUL. BAWAH	8D22	5D22	8D22
	TUL. PINGGANG	4D16	4D16	4D16
	SENGKANG	2D13-100	2D13-100	2D13-100

MUTU BETON f'c(MPa)	TYPE BALOK	G2A		
	DIMENSI	400x600		
	POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN
25 MPa				
		DET. KEKANG		
LANTAI	TUL. ATAS	8D22	4D22	8D22
ALL	TUL. BAWAH	4D22	5D22	4D22
	TUL. PINGGANG	2D16	2D16	2D16
	SENGKANG	2D10-100	2D10-125	2D10-100

MUTU BETON f'c(MPa)	TYPE BALOK	GB		
	DIMENSI	400x800		
	POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN
25 MPa				
		DET. KEKANG		
LANTAI	TUL. ATAS	9D22	5D22	9D22
ALL	TUL. BAWAH	7D22	5D22	7D22
	TUL. PINGGANG	4D16	4D16	4D16
	SENGKANG	2.5D10-100	2.5D10-150	2.5D10-100

MUTU BETON f'c(MPa)	TYPE BALOK	G1A		
	DIMENSI	400x700		
	POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN
25 MPa				
		DET. KEKANG		
LANTAI	TUL. ATAS	8D22	3D22	8D22
ALL	TUL. BAWAH	4D22	5D22	4D22
	TUL. PINGGANG	4D16	4D16	4D16
	SENGKANG	2D10-100	1.5D10-150	2D10-100

MUTU BETON f'c(MPa)	TYPE BALOK	G2B		
	DIMENSI	400x600		
	POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN
25 MPa				
		DET. KEKANG		
LANTAI	TUL. ATAS	5D22	4D22	5D22
ALL	TUL. BAWAH	3D22	4D22	3D22
	TUL. PINGGANG	2D16	2D16	2D16
	SENGKANG	1.5D10-100	1.5D10-125	1.5D10-100

MUTU BETON f'c(MPa)	TYPE BALOK	G0A		
	DIMENSI	500x800		
	POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN
25 MPa				
		DET. KEKANG		
LANTAI	TUL. ATAS	10D22	5D22	10D22
ALL	TUL. BAWAH	10D22	5D22	10D22
	TUL. PINGGANG	4D16	4D16	4D16
	SENGKANG	2D13-100	2D13-100	2D13-100

MUTU BETON f'c(MPa)	TYPE BALOK	G1B		
	DIMENSI	400x700		
	POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN
25 MPa				
		DET. KEKANG		
LANTAI	TUL. ATAS	6D22	3D22	6D22
ALL	TUL. BAWAH	4D22	5D22	4D22
	TUL. PINGGANG	4D16	4D16	4D16
	SENGKANG	2D10-100	1.5D10-150	2D10-100

MUTU BETON f'c(MPa)	TYPE BALOK	G2C		
	DIMENSI	400x600		
	POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN
25 MPa				
		DET. KEKANG		
LANTAI	TUL. ATAS	7D22	4D22	7D22
ALL	TUL. BAWAH	7D22	4D22	7D22
	TUL. PINGGANG	2D16	2D16	2D16
	SENGKANG	2D10-100	1.5D10-125	2D10-100

DETAIL PENULANGAN BALOK
SKALA 1:50

DATA MUTU BAHAN :

- MUTU BETON BORED PILE:
- $\phi 600$, $\phi 800$ MM : K-350, $f_c' = 29.05$ Mpa
- MUTU BETON
- BALOK, PLAT DAN TANGGA : $f_c' = 25$ MPa
- KOLOM DAN COREWALL : $f_c' = 25$ MPa
- TIE BEAM DAN PILE CAP : $f_c' = 25$ MPa
- MUTU BAJA TULANGAN :
BJTD 42, $f_y = 420$ Mpa

PEMBERI TUGAS



UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH
SEMARANG

NAMA KEGIATAN

PEMBANGUNAN RUMAH SAKIT PENDIDIKAN
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG

PEKERJAAN

PEMBANGUNAN
GEDUNG RUMAH SAKIT PENDIDIKAN
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH
SEMARANG

LOKASI

KAMPUS 1
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH
SEMARANG
Jln. Kedungmundu Raya No. 18, Semarang

MENGETAHUI DAN MENSETUJUI

KETUA BADAN PELAKSANA HARIAN
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG

H. WIDADI, SH.

NIP. -

REKTOR
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SEMARANG

Prof. Dr. MASRUKHI, M.Pd

NIP. -

KONSULTAN PERENCANA



PT. MEDISAIN DADI SEMPURNA
JL. TUMPANG RAYA NO. 50 SEMARANG 50233
PHONE / FAX : 024 - 8500237
EMAIL : medisain_konsultan@yahoo.co.id
medisain.konsultan@gmail.com

IR. LIES HERAWATI, IAI.
DIREKTUR UTAMA

KETERANGAN

FOR INFO

SUB PEKERJAAN

STRUKTUR

GAMBAR

DETAIL PENULANGAN
BALOK

KODE

S.03

SKALA

1:50

HALAMAN

11

