TUGAS AKHIR (RC18-1501)

STUDI PERANCANGAN BANGUNAN TEMPAT EVAKUASI SEMENTARA TSUNAMI SHELTER DI KOTA PALU

ALI MARKISWAH
NRP. 03111640000120

Dosen Pembimbing I
Ir. Faimun, MSc, Ph.D.

Dosen Pembimbing II
Harun Al Rasyid, ST, MT, Ph.D.

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan, dan Kebumian
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya
2020

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

TUGAS AKHIR (RC18-1501)

STUDI PERANCANGAN BANGUNAN TEMPAT EVAKUASI SEMENTARA TSUNAMI SHELTER DI KOTA PALU

ALI MARKISWAH
NRP. 03111640000120

Dosen Pembimbing I
Ir.Faimun, M.Sc, Ph.D

Dosen Pembimbing II
Harun Al Rasyid, ST, MT, Ph.D

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan, dan Kebumian
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya
2020

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

FINAL PROJECT (RC18-1501)

STUDY OF DESIGN TEMPORARY EVACUATION SITE BUILDING TSUNAMI SHELTER IN PALU CITY

ALI MARKISWAH
NRP. 03111640000120

Academic Supervisor I
Ir. Faimun, M.Sc, Ph.D.

Academic Supervisor II
Harun Al Rasyid, ST, MT, Ph.D

CIVIL ENGINEERING DEPARTEMENT
Faculty of Civil Engineering , Planning, and Earth
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya
2020

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

LEMBAR PENGESAHAN

STUDI PERANCANGAN BANGUNAN TEMPAT EVAKUASI SEMENTARA TSUNAMI SHELTER DI KOTA PALU

TUGAS AKHIR

Diajukan untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
pada
Program Studi S-1 Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan, dan Kebumian
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh:

ALI MARKISWAH
NRP. 03111640000120

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir:

1. Ir. Faimun, MSc, Ph.D (Pembimbing I)

2. Harun Al Rasyid, ST, MT, Ph.D (Pembimbing II)

KEMENTERIAN PENDIDIKAN DAN KEBUDAYAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN, DAN KEBUMIAN
DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

SURABAYA
AGUSTUS 2020

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

STUDI PERANCANGAN BANGUNAN TEMPAT EVAKUASI SEMENTARA TSUNAMI SHELTER DI KOTA PALU

Nama Mahasiswa	**: Ali Markiswah**
NRP	**: 03111640000120**
Departemen	**: Teknik Sipil FTSPK – ITS**
Dosen Pembimbing	**: Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D**
	Harun Al Rasyid, ST. MT. Ph.D

Abstrak

Palu adalah salah kota di Indonesia yang sering dilanda bencana gempa bumi dan tsunami karena letaknya yang berada pada sesar aktif palu koro. Gempa bumi dan tsunami menyebabkan kerusakan berbagai sarana dan prasarana di daerah-daerah yang terkena dampak bencana tersebut. Kejadian tsunami juga seringkali menimbulkan korban jiwa yang tidak sedikit. Biasanya terjadinya tsunami didahului dengan adanya gempa. Oleh karena itu, perlu untuk mendesign bangunan yang dapat tahan terhadap tsunami setelah terjadinya gempa agar dapat dijadikan sebagai tempat evakuasi saat tsunami datang.

Perencanaan bangunan yang akan didesain sebagai tempat evakuasi saat tsunami akan memperhitungkan kriteria penerimaan struktur berdasarkan performance level dari struktur setelah terkena gempa. Performance level akan didapatkan dengan analisa non-linear static dengan metode pushover analysis. Sedangkan kriteria penerimaan struktur dan tata cara dalam mendesain dilakukan sesuai peraturan yang berlaku diantaranya FEMA P646 tentang Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis, ASCE 7-16 tentang Minimum design loads and associated criteria for building and other structures, SNI 1726:2019 tentang Tata Cara Perencanaan Tahan Gempa Untuk Bangunan Gedung dan Non

Gedung, SNI 2847:2019 tentang Persyaratan beton struktual untuk bangunan gedung, dan SNI 1727:2019 tentang Beban Minimum Untuk Perencanaan Bangunan Gedung dan Struktur Lain. Perancangan ini juga memperhitungakan desain pondasi yang berpotensi mengalami pengaruh likuifaksi.

Dari perancangan yang telah dilakukan didapatkan kesimpulan bahwa bangunan shelther tsunami selain harus memperhitungkan gaya pengaruh akibat tsunami juga harus memperhitungkan kriteria penerimaan Immediate Occupancy Level (IO) setelah terkena gempa. Bangunan untuk kriteria penerimaan tersebut dapat menggunakan R=5 dan dapat dianalisa dengan menggunakan pushover analysis pada program bantu SAP2000/ETABS. Dari hasil perancangan didapatkan desain untuk shelther tsunami memberikan kapasitas struktur yang jauh lebih besar dari kapasitas struktur bangunan pada umumnya.

Kata Kunci : Gaya Tsunami, Perancangan Gedung, Performance Level, Pushover Analysis, Shelter Tsunami.

STUDY OF DESIGN TEMPORARY EVACUATION SITE BUILDING TSUNAMI SHELTER IN PALU CITY

Student Name : **Ali Markiswah**

NRP : **03111640000120**

Department : **Civil Engineering FTSPK – ITS**

Academic Supervisor : **Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D**

Harun Al Rasyid, ST. MT. Ph.D

Abstract

Palu is one of the cities in Indonesia that is often hit by earthquakes and tsunamis. That is because the location of the city is on a major active fault named palu koro. The earthquake and tsunami can cause damage to various facilities and infrastructure in the areas affected by the disaster. Tsunami also can kill many people. Tsunami are often preceded by earthquakes. Therefore, it is necessary to design tsunami shelter. Tsunami shelter can withstand from tsunamis forced and it can be used after an earthquake as evacuation sites.

Designing the building as an evacuation site during tsunami must consider the acceptance criteria of the structures based on the performance level of the structure after earthquake. Performance level can be obtained by static non-linear analysis using pushover analysis. The acceptance criteria and procedures for designing the structure based on applicable codes including FEMA P646 Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis, ASCE 7-16 Minimum design loads and associated criteria for building and other structures, SNI 1726:2019 Tata Cara Perencanaan Tahan Gempa Untuk Bangunan Gedung dan Non Gedung, SNI 2847:2019 Persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung, dan SNI 1727:2019

Beban Minimum Untuk Perencanaan Bangunan Gedung dan Struktur Lain. This design also consider the effects of liquefaction for foundation design.

Based on the building design, it can be concluded that the tsunami shelter must be design to resist tsunami force and it have to meet acceptance criteria for Immediate Occupancy Level (IO) after the earthquake. For those acceptance criteria, we can use R = 5 and we can analyzed by using pushover analysis at SAP2000 / ETABS. Based on the design results, it provides a structure capacity that is greater than the capacity of building structures in general.

Keywords : Design Building, Performance Level, Pushover Analysis, Tsunami Shelter, Tsunami Force.

KATA PENGANTAR

Puji syukur penulis panjatkan kehadirat Allah SWT karena atas berkat rahmat dan karunia-Nya, penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini dengan judul "Studi Perencanaan Bangunan Tahan Gempa Dan Tsunami Di Kota Palu".

Dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini, penulis ingin mengucapkan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada :

1. Bapak Ir. Faimun, M.Sc, Ph.D selaku dosen pembimbing Tugas Akhir.
2. Bapak Harun Al Rasyid, ST, MT, Ph.D selaku dosen pembimbing Tugas Akhir.
3. Ibu Prof.Ir.Noor Endah, M.Sc.,Ph.D selaku dosen wali.
4. Bapak Dr. techn. Umboro Lasminto, ST., M.Sc. selaku Kepala Departemen Teknik Sipil FTSPK-ITS.
5. Bapak dan Ibu dosen serta staf pengajar Departemen Teknik Sipil FTSPK-ITS.
6. Rekan-rekan S59, segenap AHMS serta semua pihak yang telah membantu penyusunan Tugas Akhir ini.

Dalam penulisan Tugas Akhir ini, saya menyadari bahwa masih ada kekurangan. Maka kritik dan saran yang bersifat membangun sangat saya harapkan demi tugas akhir ini.

Semoga tugas akhir ini dapat memberikan manfaat bagi pembaca, penulis dan semua pihak yang terkait.

Surabaya, Mei 2020

(Penulis)

DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN vii
Abstrak ix
Abstract xi
KATA PENGANTAR xiii
DAFTAR ISI xiv
DAFTAR TABEL xix
DAFTAR GAMBAR xxi
BAB I PENDAHULUAN 1
1.1 Latar Belakang 1
1.2 Rumusan Masalah 2
1.3 Tujuan 3
1.4 Batasan Masalah 4
1.5 Manfaat 4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA 5
2.1 Umum 5
2.2 Peraturan yang Digunakan 5
2.3 Kriteria Desain Struktur 5
2.4 Pembebanan dan Kombinasi 7
2.4.1 Beban Mati 7
2.4.2 Beban Hidup 7
2.4.3 Beban Gempa 8
2.4.4 Beban Tsunami 16
2.5 Prosedur Desain Elemen Struktur 18
2.6 Performance Based Design 19

2.7 Pushover Analysis 20
2.8 Potensi Likuifaksi 21
2.9 Perencanaan Pondasi 23
2.8.1 Tiang pancang 23
2.8.2 Pile Cap 23
2.8.3 Daya Dukung 23
BAB III METODOLOGI 27
3.1 Umum 27
3.2 Alur Perencanaan 28
3.3 Studi Literature 29
3.4 Data Umum Bangunan 29
3.5 Preliminary Design 29
3.6 Pembebanan 29
3.6.1 Beban Mati 29
3.6.2 Beban Hidup 30
3.6.3 Beban Gempa 31
3.6.4 Beban Tsunami 32
3.7 Prosedur Desain Strukur Tsunami 34
3.8 Pemilihan Faktor Modifikasi Respon (R) 34
3.9 Perencanaan Pelat 34
3.10 Perencanaan Balok 35
3.11 Perencanaan Kolom 35
3.12 Perencanaan Pondasi 35
3.13 Gambar Teknik 36
BAB IV PEMBAHASAN 37
4.1 Preliminary Design 37

4.1.1 Umum 37
4.1.2 Data Perencanaan 37
4.1.3 Pembebanan 37
4.1.4 Perencanaan Dimensi Balok 38
4.1.5 Perencanaan Pelat Lantai 40
4.1.6 Perencanaan Kolom 40
4.1.7 Perencanaan *Shear Wall* 45
4.1.8 Perencanaan Tangga 45
4.2 Perhitungan Struktur Sekunder 46
4.2.1 Perencanaan Plat Lantai 46
4.2.2 Perencanaan Balok Anak 49
4.2.3 Perencanaan Tangga 53
4.3 Pembebanan 60
4.3.1 Umum 60
4.3.2 Beban Mati 60
4.3.3 Beban Hidup 61
4.3.4 Beban Gempa 61
4.3.5 Beban Tsunami 66
4.4 Permodelan Struktur 70
4.4.1 Umum 70
4.4.2 Kontrol Berat Bangunan 71
4.4.3 Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental 72
4.4.4 Kontrol Gaya Geser Dasar Seismik (Base Shear) 73
4.4.5 Kontrol Partisipasi Massa 76
4.4.6 Kontrol Drift 77
4.4.7 Kontrol Dual System 80

4.5 Perhitungan Struktur Balok 80
4.5.1 Perhitungan Tulangan Lentur 81
4.5.2 Penulangan Geser Balok Induk 84
4.5.3 Perhitungan Penulangan Torsi Balok Induk 87
4.5.4 Panjang Penyaluran Tulangan 91
4.6 Perhitungan Struktur Kolom.....92
4.6.1 Kontrol Dimensi Kolom 93
4.6.2 Penulangan Longitudinal Kolom.....93
4.6.3 Kontrol Rasio Tulangan Longitudinal Kolom.....95
4.6.4 Kontrol Strong Column Weak.....95
4.6.5 Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom 97
4.6.6 Kontrol Gaya Geser Kolom.....97
4.6.7 Perhitungan Tulangan *Convinement*.....98
4.6.8 Perhitungan Tulangan Geser 101
4.6.9 Penulangan Torsi Pada Kolom 102
4.6.10 Sambungan Lewatan.....103
4.7 Hubungan Balok-Kolom 104
4.8 Perencanaan Dinding Geser 107
4.8.1 Data Perencanaan 108
4.8.2 Kontrol Ketebalan Minimum Dinding Geser 108
4.8.3 Kontrol Dimensi Terhadap Gaya Geser 108
4.8.4 Kontrol Dimensi terhadap Gaya Aksial.....109
4.8.5 Penulangan *longitudinal* shear wall.....109
4.8.6 Penulangan Geser Shear wall 111
4.8.7 Perencanaan Komponen Batas 112
4.9 Kriteria Penerimaan (Acceptance Criteria) 114

4.9.1 Model Analisis.....114
4.9.2 Hasil Analisa 115
4.10 Perencanaan Pondasi 118
4.10.1 Umum.....118
4.10.2 Beban Struktur.....118
4.10.3 Spesifikasi Tiang Pancang.....120
4.10.4 Data Tanah.....120
4.10.5 Identifikasi Potensi Likuifaksi.....120
4.10.6 Daya Dukung.....123
4.10.7 Perencanaan Poer pada Kolom.....136
4.10.8 Perencanaan *Pile Head Treatment* 146
4.10.9 Perencanaan Sloof 148
BAB V Penutup.....151
5.1 Resume 151
5.2 Saran.....154
DAFTAR PUSTAKA.....155
LAMPIRAN 157

DAFTAR TABEL

Tabel 2. 1 Klasifikasi Situs....8
Tabel 2. 2 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non Gedung Untuk Bangunan Tahan Gempa 9
Tabel 2. 3 Faktor Keutamaan Gempa....11
Tabel 2. 4 Koefisien Situs Fa 13
Tabel 2. 5 Koefisien Situs Fv 13
Tabel 2. 6 Kategori Risiko S_{DS} 14
Tabel 2. 7 Kategori Risiko S_{D1} 14

Tabel 3. 1 Berat Sendiri Bangunan dan Komponen Gedung....30
Tabel 3. 2 Beban Hidup Pada Lantai Bangunan Gedung 31
Tabel 3. 3 Kategori Risiko Tsunami....32
Tabel 3. 4 Tebal Minimum Plat....35

Tabel 4. 1 Beban Mati Lantai 41
Tabel 4. 2 Beban Hidup Lantai....42
Tabel 4. 3 Beban Mati Atap 42
Tabel 4. 4 Beban Hidup Atap 43
Tabel 4. 5 Rekapitulasi Dimensi Kolom 45
Tabel 4. 6 Klasifikasi Situs (SNI 1726-2019, Tabel 3) 62
Tabel 4. 7 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respon percepatan pada perioda pendek....64
Tabel 4. 8 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respon percepatan pada perioda 1 detik 64
Tabel 4. 9 Gaya Apung Tiap Elemen 70
Tabel 4. 10 Nilai Parameter Perioda Pendekatan C_t dan x 72
Tabel 4. 11 Koefisien untuk batas atas pada perioda yang di hitung 72
Tabel 4. 12 Periode Fundamental 73
Tabel 4. 13 Berat efektif struktur 74
Tabel 4. 14 Gaya Geser akibat Gempa Arah X dan Arah Y....75
Tabel 4. 15 Gaya Geser akibat Gempa arah X dan Y dengan skala gaya 75
Tabel 4.16 Partisipasi Massa 76

Tabel 4. 17 Simpangan antar lantai ijin.....78
Tabel 4. 18 Deflesi Akibat Gaya Gempa X.....79
Tabel 4. 19 Defleksi Akibat Gaya Gempa Y.....79
Tabel 4. 20 Persentase Distribusi Gaya Geser Dasar 80
Tabel 4. 21 Perhitungan Momen Probable Balok.....85
Tabel 4. 22 Rekapitulasi Tulangan Balok Induk 91
Tabel 4. 23 Rekapitulasi Penulangan Kolom 104
Tabel 4. 24 Resume Tulangan Shear Wall 113
Tabel 4. 25 Performance Leves Arah X Sesuai SAP2000.....117
Tabel 4. 26 Performance Leves Arah Y Sesuai SAP2000.....117
Tabel 4. 27 Joint Reaction pada Kolom 119
Tabel 4. 28 Joint Reaction pada Shear wall.....119
Tabel 4. 29 Potensi Likuifaksi Tiap Kedalaman 122
Tabel 4. 30 Rekapitulasi Beban Maksimum dalam 1 group (tipe 1) 131
Tabel 4. 31 Rekapitulasi Beban Maksimum dalam 1 group (tipe 2) 131
Tabel 4. 32 Rekapitulasi Defleksi dan Momen pada Poer Tipe I 136
Tabel 4. 33 Rekapitulasi Defleksi dan Momen pada Poer Tipe II 136

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2. 1 Koefisien Risiko Terpetakan, Perioda Respon Spektral 0,2 Detik 12
Gambar 2. 2 Koefisien Risiko Terpetakan, Perioda Respon Spektral 1 Detik 12
Gambar 2. 3 Grafik Respon Spektrum 15
Gambar 2. 4 Level Kinerja Menurut FEMAP646 19
Gambar 2. 5 Grafik parameter tanah yang digunakan untuk menganalisa likuifaksi 22

Gambar 3. 1 Diagram Alir Perencanaan 28

Gambar 4. 1 Plat S1 40
Gambar 4. 2 Plat S1 47
Gambar 4. 3 Distribusi beban pada balok anak 50
Gambar 4. 4 Permodelan Tangga 54
Gambar 4. 5 Kontur Momen M22 Tangga 55
Gambar 4. 6 Kontur Momen M11 Tangga 55
Gambar 4. 7 Grafik respon spektrum SAP2000 66
Gambar 4. 8 Gaya Apung 69
Gambar 4. 9 Permodelan Struktur 71
Gambar 4. 10 Detail Ikatan Untuk Penyaluran Kait Standart 91
Gambar 4. 11 Diagram Interaksi P-Mx Kolom K1 94
Gambar 4. 12 Diagram Interaksi P-My Kolom K1 94
Gambar 4. 13 Join Pada Lantai 2 95
Gambar 4. 14 Luas Joint Efektif 105
Gambar 4. 15 Diagram Interaksi P-Mx Shear Wall 110
Gambar 4. 16 Diagram Interaksi P-My Shear Wall 110
Gambar 4. 17 Kriteria Penerimaan Berdasarkan Deformasi 114
Gambar 4. 18 Base Shear vs Displacement Arah X dan Y 115
Gambar 4. 19 Pushover Curve ATC-40 Arah X dan Y 115
Gambar 4. 20 Rasio Deformasi Batas Sesuai ATC-40 116
Gambar 4. 21 Letak Sendi Plastis Pushover Arah X 116
Gambar 4. 22 Letak Sendi Plastis Pushover Arah Y 117

Gambar 4. 23 Grafik Qijin tanah 127
Gambar 4. 24 Denah Pondasi 128
Gambar 4. 25 Grafik Immediate Settlement of Isolating Footing 133
Gambar 4. 26 Grafik *influence value for laterally loaded pile* .. 134
Gambar 4. 27 Grafik Influence value for laterally loaded pile .. 135
Gambar 4. 28 M11 dan M22 Poer Tipe 1 140
Gambar 4. 29 M11 dan M22 Poer Tipe 2 143
Gambar 4. 30 Analisa PHT pada SpColoumn 147
Gambar 4. 31 Analisa Sloof pada Sp Column 150

BAB I
PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Beberapa wilayah Indonesia memiliki tingkat kerawanan yang tinggi terhadap bencana gempa bumi dan tsunami. Palu adalah salah kota di Indonesia yang berisiko tinggi terjadi gempa bumi dan tsunami (Sutopo,2018). Badan Nasional Penanggulangan Bencana (BNPB) menyebut, kawasan Sulawesi Tengah (Sulteng) khususnya Kota Palu dan Kabupaten Donggala, merupakan daerah yang rawan dilanda gempa bumi dan tsunami dikarenakan daerah-daerah tersebut dilalui jalur sesar aktif Palu Koro. Berdasarkan data BNPB gempa dan tsunami pernah terjadi beberapa kali di wilayah tersebut. Gempa pernah terjadi di Teluk Palu pada 1 Desember 1927, menyebabkan 14 orang meninggal dan 50 luka-luka. Kemudian pada 30 Januari 1930, tsunami menerjang pantai barat Donggala. Delapan tahun kemudian, tepatnya 14 Agustus 1938, tsunami kembali menerjang Teluk Bambu, Kecamatan Balaesang, Donggala. Tsunami juga menyapu pantai barat Donggala dan Toli-Toli pada 1 Januari 1966. Terjangan tsunami setinggi 4 meter menyebabkan 9 orang meninggal dunia. Lalu, pada 11 Oktober 1998, gempa juga terjadi di Donggala. Pada 17 November 2008 terjadi di Laut Sulawesi. Empat orang meninggal dunia dan 18 Agustus 2012 di Kabupaten Sigi dan Parigi Montong sebanyak 8 orang meninggal dunia. Lalu pada 29 September 2018 Gempa dan tsunami palu kembali terjadi dengan intensitas 7.4 SR dengan jumlah korban meninggal sekitar 2.113 orang.

Berdasarkan pengalaman kejadian gempa bumi dan tsunami tersebut perlu dilakukan upaya atau strategi untuk meminimalkan risiko tejadinya gempa bumi dan tsunami. Pengurangan risiko bencana tsunami dapat dilakukan dalam bentuk penyediaan Tempat Evakuasi Sementara (TES) di

kawasan rawan tsunami sebagai tempat evakuasi dan berlindung saat bencana tsunami terjadi.

Upaya penyediaan TES sesuai dengan salah satu program/kegiatan utama pemerintah yang tertuang di dalam Master Plan Pengurangan Risiko Bencana Tsunami untuk tahun 2013-2019 pada program ketiga, yaitu Pembangunan dan Peningkatan TES Tsunami (BNPB, 2012). Upaya ini sangat strategis untuk antisipasi bencana tsunami, mengingat penyelamatan diri secara vertikal ke tempat evakuasi sementara perlu dilakukan jika waktu yang tersisa untuk penyelamatan diri sangat pendek.

Berdasarkan hasil identifikasi, interval waktu gempa dan tsunami yang terjadi di palu pada 2018 hanya sekitar 10 menit (Tagaki dkk,2018). Bisa dikatakan waktu penyelamatan diri di palu saat itu sangat singkat.

Oleh karena itu, untuk meminimalisir dampak terjadinya gempa bumi dan tsunami sekaligus untuk menunjang upaya pemerintah dalam mengurangi risiko bencana tsunami perlu untuk mendesign bangunan yang dapat tahan terhadap gempa dan tsunami di kota palu. Hal ini juga bermanfaat sebagai acuan dalam mendesain rumah tahan gempa dan tsunami di daerah rawan bencana lainnya.

1.2 Rumusan Masalah

1.1.1. Permasalahan Umum

Bagaimana mendesain struktur bangunan tahan gempa dan tsunami?

1.1.2. Detail Masalah

Detail masalah yang akan ditinjau pada perencanaan ini adalah :

1) Bagaimana menentukan perencanaan awal untuk struktur primer dan struktur sekunder?
2) Bagaimana perhitungan pembebanan untuk struktur tahan gempa dan tsunami?

3) Bagaimana permodelan struktur bangunan tahan gempa dan tsunami?
4) Bagaimana merencanakan struktur sekunder dan primer?
5) Bagaimana kriteria penerimaan struktur bangunan tahan gempa dan tsunami?
6) Bagaimana merencanakan pondasi yang sesuai dengan besar beban yang dipikul dan kondisi tanah di lapangan?
7) Bagaimana hasil perencanaan dan perhitungan struktur gedung dalam gambar teknik?

1.3 Tujuan

1.1.3. Tujuan Umum

Mengetahui desain struktur bangunan tahan gempa dan tsunami.

1.1.4. Detail Tujuan

Detail Tujuan pada perencanaan ini adalah :

1) Menentukan perencanaan awal untuk struktur primer dan struktur sekunder.
2) Mengetahui perhitungan pembebanan untuk struktur tahan gempa dan tsunami.
3) Mendapatkan permodelan struktur bangunan tahan gempa dan tsunami.
4) Mendapatkan dimensi dan tulangan struktur sekunder dan primer.
5) Mengetahui kriteria penerimaan bangunan tahan gempa dan tsunami.
6) Mendapatkan rencana pondasi yang sesuai dengan beban yang dipikul dan kondisi tanah.
7) Mendapatkan gambar teknik sesuai hasil perencanaan dan perhitungan struktur.

1.4 Batasan Masalah

Batasan masalah dalam perencanaan bangunan tahan gempa dan tsunami di kota palu hanya menjelaskan perencanaan bangunan dari sudut pandang teknik sipil di bidang struktur, antara lain:

1. Prosedur desain struktur merujuk pada FEMA P646 *Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunami*.
2. Perhitungan beban dan analisa struktur berdasarkan SNI dan ASCE.
3. Penentuan besarnya gelombang tsunami diasumsikan berdasarkan data sejarah yang pernah terjadi.
4. Pertimbangan efisiensi desain serta perhitungan rencana anggaran biaya tidak diperhitungkan.

1.5 Manfaat

Tugas akhir ini dapat menjadi acuan dalam mendesain bangunan tahan gempa dan gelombang tsunami di daerah rawan bencana khususnya kota palu. Serta dapat memberikan kontribusi yang berarti bagi pemerintah dalam merencanakan pembangunan nasional.

BAB II
TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Dalam tinjauan pustaka ini akan dibahas jurnal-jurnal dan dasar teori tentang perencanaan bangunan tahan gempa dan tsunami secara umum.

2.2 Peraturan yang Digunakan

Peraturan yang digunakan dalam mendesain struktur bangunan tahan gempa dan tsunami adalah sebagai berikut:

- FEMA P646, Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunami
- ASCE 7-16, Minimum Design Loads and Associated Criteria for Building and Other Structures
- ASCE 41-17, Seismic Evaluation and Retrovit of Existing Structures
- SNI 2847:2013 dan SNI 2847:2019, Persyaratan beton struktual untuk bangunan gedung
- SNI 1727:2019, Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain
- SNI 1726-2019, Tata Cara Perancangan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung.

2.3 Kriteria Desain Struktur

Bangunan gedung untuk penyelamatan sebelum gelombang tsunami tiba adalah mengevakuasi dari zona bencana baik secara horisontal ataupun vertikal. Di beberapa daerah, evakuasi vertikal kemungkinan merupakan satu-satunya cara evakuasi dari bahaya tsunami setempat dengan waktu peringatan yang singkat. Upaya evakuasi vertikal dilakukan dengan memanfaatkan bangunan bertingkat atau bangunan khusus evakuasi tsunami yang didesain dan dirancang saat bencana tsunami terjadi. Proses evakuasi

merupakan cara tanggap darurat dan persiapan darurat sehingga pertimbangan mitigasi yang utama adalah menentukan lokasi, mendesain, dan membangun bangunan yang dapat menahan gaya-gaya tsunami yang diperkirakan dan gaya gempa yang terjadi. Desain struktur yang tahan tsunami akan mengurangi kemungkinan jatuhnya korban jiwa. Untuk mengurangi risiko tsunami, dipilih alternative pencegahan daerah dari genangan dengan membiarkan tsunami melewati suatu daerah tanpa menimbulkan kerusakan maksimum penentuan lokasi bangunan pada elevasi yang lebih tinggi dari genangan banjir atau menempatkan bangunan di atas elevasi genangan tsunami dengan tiang atau panggung yang diperkuat dan diperbesar dimensinya. Material utama yang digunakan pada struktur gedung ini adalah material beton bertulang. Elemen-elemen dari struktur beton bersifat monolit, sehingga struktur ini mempunyai perilaku yang baik karena elemen beton mempunyai sifat kaku dan kuat di dalam memikul beban gempa dan tsunami. Sebagai material struktur, beton bertulang memiliki kelemahan :

- Terjadinya pengurangan kekuatan dan kekakuan akibat beban berulang.
- Sifat daktail dari beton didapat dengan memasang tulangan-tulangan baja yang cukup pada elemen-elemen struktur beton, sehingga dalam perancangan struktur beton bertulang tahan gempa, perlu diperhatikan adanya detail penulangan yang baik dan benar.
- Waktu pengerjaan beton bertulang lebih lama.
- Kualitas beton bertulang variatif bergantung pada kualifikasi para pembuatnya
- Dibutuhkan bekisting penahan pada saat pengecoran beton agar tetap ditempatnya sampai beton tersebut mengeras. Berat beton sendiri sangat besar (2,4 t/m^3), sehingga konstruksi harus memiliki penampang yang besar.
- Diperlukannya penopang sementara untuk menjaga agar bekisting tetap berada pada tempatnya sampai beton

mengeras dan cukup kuat untuk menahan beratnya sendiri.

- Biaya bekisting relatif mahal hingga sepertiga atau dua pertiga dari total biaya sebuah struktur beton.
- Rendahnya kekuatan per satuan berat dari beton mengakibatkan beton bertulang menjadi berat. Ini akan sangat berpengaruh pada struktur-struktur bentang-panjang dimana berat beban mati beton yang besar akan sangat mempengaruhi momen lentur.
- Bervariasinya sifat-sifat beton dan proporsi-campuran serta pengadukannya.
- Proses penulangan dan perawatan beton tidak bisa kontrol dengan ketepatan maksimal, berbeda dengan proses produksi material struktur lain. Pada struktur gedung beton bertulang, hubungan balok-kolom (beamcolumn joint) merupakan satu-satunya pemegang peran agar sistem pengekangan terhadap free rotations of beam tidak akan terjadi. Sistem pengekangan akan terjadi dengan baik jika balok, joint dan kolom merupakan satu kesatuan yang monolit dan kaku.

2.4 Pembebanan dan Kombinasi

2.4.1 Beban Mati

Beban mati adalah berat sendiri struktur dan seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap, finishing, komponen arsitektural serta peralatan layan terpasang lain.

2.4.2 Beban Hidup

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.

2.4.3 Beban Gempa

Beban gempa rencana ditetapkan berdasarkan respons spektrum pada SNI 1726:2019:

- Kelas Situs

  SNI 1726:2019 pasal 5.3 mengatur tata cara untuk menentukan klasifikasi situs. Salah satu cara yang dapat dilakukan yaitu dengan menentukan nilai N berdasarkan data hasil SPT. Adapun definisi parameter kelas situs yang menggunakan data SPT dapat dilihat pada tabel 2.1.

Tabel 2. 1 Klasifikasi Situs

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

(Sumber : Tabel 5 SNI 1726:2019)

- Kategori Risiko Struktur Bangunan (SNI 1726:2019 Pasal 4.1.2)

Tabel 2. 2 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non Gedung Untuk Bangunan Tahan Gempa

Jenis Pemafaatan	**Kategori Resiko**
Gedung dan non gedung yang memiliki resiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk, antara lain: -Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan -Fasilitas sementara -Gudang penyimpanan -Rumah jaga dan struktur kecil lainnya	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk : - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ Rumah susun - Pusat perbelanjaan/ Mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik	II
Gedung dan non gedung yang memiliki resiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: -Bioskop -Gedung pertemuan -Stadion -Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat -Fasilitas penitipan anak	III

Jenis Pemafaatan	Kategori Resiko
-Penjara -Bangunan untuk orang jompo Gedung dan struktur lainnya, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk: -Pusat pembangkit listrik biasa -Fasilitas penanganan air -Fasilitas penanganan limbah -Pusat telekomunikasi Gedung dan non gedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.	
Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk: - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat	IV

Jenis Pemafaatan	Kategori Resiko
- Pusat pembangkit energi dan fasilitas public lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat - Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.	

(Sumber : Tabel 3 SNI 1726:2019)

- Faktor Keutamaan Gempa (SNI 1726:2019 Pasal 4.1.2)

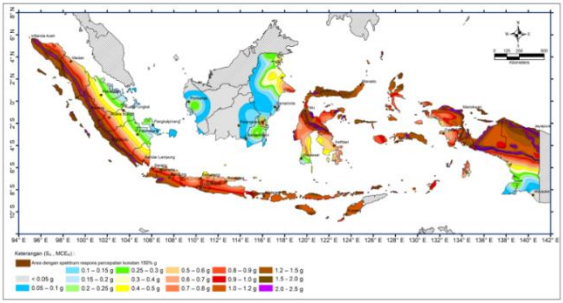
Tabel 2. 3 Faktor Keutamaan Gempa

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

(Sumber : Tabel 4 SNI 1726:2019)

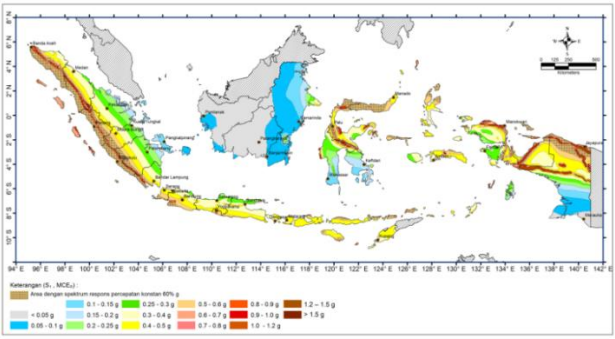
- Wilayah

  Pada gambar dapat dilihat nilai parameter percepatan respon spectral MCER terpetakan untuk perioda pendek T= 0,2 detik (Ss) dan nilai parameter percepatan respon spectral MCER terpetakan untuk perioda panjang T= 1.0 detik (S_1).



Gambar 2. 1 Koefisien Risiko Terpetakan, Perioda Respon Spektral 0,2 Detik

(Sumber : SNI 1726:2019)



Gambar 2. 2 Koefisien Risiko Terpetakan, Perioda Respon Spektral 1 Detik

(Sumber : SNI 1726:2019)

- Koesfisien Situs (SNI 1726:2019 Pasal 6.2)

Tabel 2. 4 Koefisien Situs Fa

Kelas Situs	**Parameter Respon Spektral Percepatan Gempa (MCE_R) terpetakan pada perioda pendek, T=0,2 detik, Ss**				
	Ss ≤ 0,25	**Ss = 0,5**	**Ss = 0,75**	**Ss = 1,0**	**Ss ≥ 1,25**
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS^B				

(Sumber : Tabel 6 SNI 1726:2019)

Tabel 2. 5 Koefisien Situs Fv

Kelas Situs	**Parameter Respon Spektral Percepatan Gempa (MCE_R)terpetakan pada periode 1 detik, S1**				
	S_1≤ 0,1	**S_1= 0,2**	**S_1= 0,3**	**S_1= 0,4**	**S_1≥ 0,5**
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS^B				

(Sumber : Tabel 7 SNI 1726:2019)

- Parameter Percepatan Desain (S_{DS}, S_{D1}) (SNI 1726:2019 Pasal 6.3)

Parameter percepatan desain untuk periode pendek (S_{DS}) dan pada periode 1 detik (S_{D1}) harus ditetapkan sebagai berikut :

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad \textbf{(2. 1)}$$

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

- Kategori Desain Seismik (SNI 1726:2019 Pasal 6.5)

Tabel 2. 6 Kategori Risiko S_{DS}

Nilai S_{DS}	**Kategori Resiko**	
	I atau II atau III	**IV**
S_{DS}< 0,167	A	A
0,167 ≤ S_{DS}< 0,33	B	C
0,33 ≤ S_{DS}< 0,50	C	D
0,50 ≤ S_{DS}	D	D

(Sumber : Tabel 8 SNI 1726:2019)

Tabel 2. 7 Kategori Risiko S_{D1}

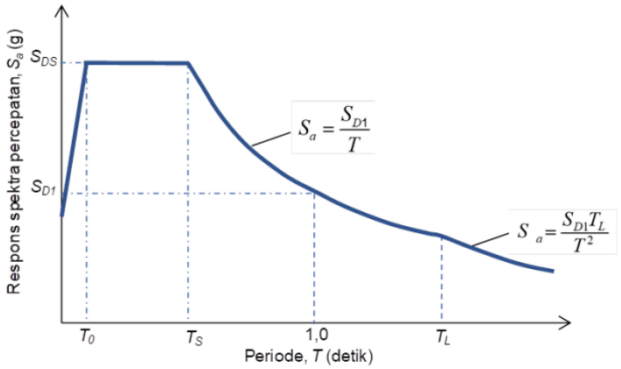
Nilai S_{D1}	**Kategori Resiko**	
	I atau II atau III	**IV**
S_{D1}< 0,067	A	A
0,067 ≤ S_{D1}< 0,133	B	C
0,133 ≤ S_{D1}< 0,20	C	D
0,20 ≤ S_{D1}	D	D

(Sumber : Tabel 9 SNI 1726:2019)

- Faktor Koefisien Modifikasi Respon (R), Faktor Pembesaran Defleksi (Cd) dan Faktor Kuat Lebih Sistem (Ω_0) Untuk Sistem Penahan Gaya Gempa (SNI 1726:2019 Pasal 7.2.2)

- Model Respon Spektrum

Analisis modal respons spektrum dilakukan menggambar grafik respons spektrum rencana ke dalam program analisis struktur. Ketentuan mengenai penggambaran grafik respons spectrum.



Gambar 2. 3 Grafik Respon Spektrum

(Sumber : SNI 1726:2019)

Pada periode T<T0, respons spektra percepatan :

$$S_a = S_{DS}(0{,}4 + 0{,}6\frac{T}{T_0}) \quad \textbf{(2. 3)}$$

Pada periode T0<T<Ts, respons spektra percepatan :

$$S_a = S_{DS} \quad \textbf{(2. 4)}$$

Pada periode T>Ts, respons spektra percepatan :

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad \textbf{(2. 5)}$$

Dimana

$$T_0 = \frac{0{,}25 S_{D1}}{S_{DS}} \quad \textbf{(2. 6)}$$

$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad \textbf{(2. 7)}$$

2.4.4 Beban Tsunami

Menurut SNI 1727-2019 mengemukakan Gaya-gaya yang harus diperhitungkan dalam desain bangunan agar dapat menahan gelombang tsunami diantaranya meliputi:

- Gaya Hidrostatis

  Gaya hidrostatis muncul saat air yang bergerak stabil/perlahan mengenai struktur. Gaya hidrostatis ini biasanya penting untuk struktur-struktur panjang seperti dinding laut dan bendungan, atau untuk evaluasi dinding/panel dimana ketinggian air di satu sisi sangat berbeda dengan ketinggian air di sisi yang lain. Gaya hidrostatis dan gaya apung/buoyant harus diperhitungkan saat lantai dasar dari gedung terkepung air, dimana dinding bangunan menahan air tidak masuk ke lantai dasar. Gaya hidrostatik horisontal yang bekerja pada dinding dapat dihitung dengan persamaan :

  $F_h = ½ \gamma_s b h_{max}^2$ **(2. 8)**

  Dimana:

  $\gamma_s = k_s \gamma_{sw}$ = berat jenis fluida ; $k_{s = 1,1,} \gamma_{sw = 10\ kN/m^3}$

  b = lebar dinding

  h_{max} = ketinggian air maksimum dari dasar dinding.

- Gaya Apung

  Gaya apung ini merupakan pertimbangan penting untuk struktur yang mempunyai ketahanan kecil terhadap gaya angkat/keatas (semisal: bangunan dengan rangka kayu yang ringan, ruang bawah tanah, tangki kosong yang berada di atas maupun bawah tanah, kolam

renang, dan komponen-komponen yang didesain hanya mempertimbangkan gaya berat gravitasi saja) Untuk bangunan/struktur yang tergenang/terkepung oleh air, gaya apung total diberikan pada persamaan berikut:

$F_v = \gamma_s \ V_w$ **(2. 9)**

Dimana:

$\gamma_s = k_s \gamma_{sw}$ = berat jenis air tsunami ; $k_{s = 1,1,} \gamma_{sw = 10\ kN/m^3}$

V_w = volume air yang dipindahkan oleh volume bangunan atau struktur yang tergenang

Jika berat dari struktur tidak mampu menahan gaya apung maka tiang pancang dapat digunakan untuk meningkatkan ketahanan terhadap pengapungan, tetapi reduksi gesekan pada sisi tiang terkait dengan antisipasi gerusan pada sisi atas tiang pancang harus dipertimbangkan juga.

- Gaya Hidrodinamik

Saat air mengalir disekeliling bangunan/struktur, gaya hidrodinamis dikenakan terhadap struktur tersebut sebagai keseluruhan ataupun masing-masing komponen struktur. Gaya ini dipengaruhi oleh massa jenis air, kecepatan aliran dan bentuk struktur. gaya hidrodinamis ini dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut:

$F_d = ½ \ \rho_s I_{TSU} \ C_d \ C_{cx} \ B \ (hu^2)$ **(2. 10)**

Dimana:

$\rho_s = k_s \ \rho_{sw}$ = massa jenis air tsunami

$k_s = 1,1,$ $\rho_{sw} = 1025\ kg/m^3$

Cd = koefisien drag

B = lebar struktur pada bidang normal arah aliran

h =kedalaman aliran

u = kecepatan aliran pada lokasi struktur

$C_{cx} = \frac{\sum(Acol + Awall) + 1,5\ Abeam}{B \text{hsx}}$

- Gaya Tumbukan Debris atau Hanyutan Puing

  Gaya tumbukan dari puing-puing hanyutan (semisal: batang pohon, kapal, mobil, dan lain lain) dapat menjadi faktor terbesar penyebab kerusakan pada bangunan. Namun hal ini sulit, untuk memperkirakan secara akurat gaya yang disebabkan oleh tumbukan ini.

  Gaya tumbukan oleh puing hanyutan ini dapat diperkirakan dengan menggunakan persamaan berikut:

  $$Fi = 1470\ C_o\ I_{TSU}\ [kN] \quad \textbf{(2. 11)}$$

  Dimana:

  Co = koefisien orientasi = 0,65

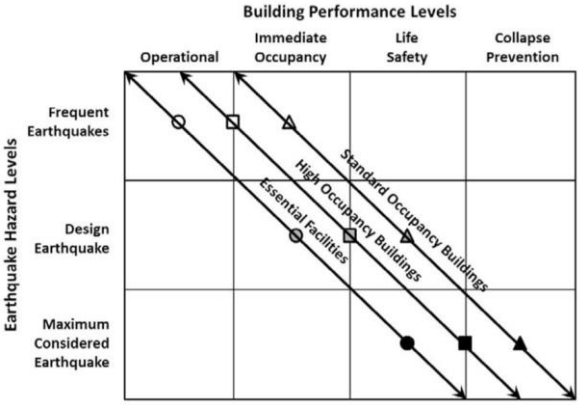
  Tidak seperti gaya-gaya yang lain, gaya tumbukan ini diasumsikan hanya bekerja pada salah satu bagian dari struktur, pada ketinggian muka air. Gaya ini harus diterapkan pada titik-titik kritis untuk lentur dan geser pada semua komponen struktur.

2.5 Prosedur Desain Elemen Struktur

Struktur bangunan gedung terdiri dari struktur atas dan bawah. Struktur atas adalah bagian dari struktur bangunan gedung yang berada di atas muka tanah. Prosedur analisis dan desain seismik yang digunakan dalam perencanaan struktur bangunan gedung dan komponennya harus memiliki sistem penahan gaya lateral dan vertical yang lengkap, yang mampu memberikan kekuatan, kekakuan, dan kapasitas disipasi energi yang cukup untuk menahan gerak tanah desain dalam batasan-batasan kebutuhan deformasi dan kekuatan yang disyaratkan. Gaya gempa desain, dan distribusinya di sepanjang ketinggian struktur bangunan gedung, harus ditetapkan berdasarkan salah satu prosedur yang sesuai yakni analisis gaya lateral ekivalen atau analisis spektrum respons ragam, dan gaya dalam serta deformasi yang terkait pada komponen-elemen struktur tersebut harus ditentukan.

2.6 Performance Based Design

Level kinerja suatu bangunan dapat dinilai berdasarkan gempa yang direncanakan menggunakan *Performance Based Design.* *Performance Based Design* memudahkan perencana untuk menentukan level kinerja struktur yang diharapkan, alur metode ini dimulai dari pemilihan level kinerja yang diinginkan, mendesain sesuai level kinerja, dan setelah desain selesai, target desain tersebut dapat menjadi kriteria penerimaan (*Acceptance Criteria)* melalui evaluasi kinerja untuk level sasaran kinerja yang diatur oleh FEMA 356, ditunjukan pada gambar 2.4 dan disesuaikan dengan SNI 1726-2019.



Gambar 2. 4 Level Kinerja Menurut FEMAP646

Dimana pengertian untuk level-level kinerjanya :

- Operational: kondisi dimana setelah gempa terjadi struktur dapat langsung digunakan kembali karena struktur utama tetap utuh dan elemen non-struktural hanya mengalami kerusakan yang sangat kecil.
- Immediate Occupancy (IO): Bila terjadi gempa struktur masih aman, hanya terjadi sedikit kerusakan minor dimana untuk memperbaikinya tidak mengganggu pengguna, kekuatan dan kekakuannya kira-kira hampir

sama dengan kondisi sebelum gempa, sistem pemikul gaya vertikal dan lateral pada struktur masih mampu memikul gaya gempa yang terjadi.

- Life Safety (LS): Saat gempa terjadi, pada struktur timbul kerusakan yang cukup signifikan tetapi belum mengalami keruntuhan, komponen-komponen struktur utama tidak runtuh dan struktur masih stabil mampu menahan gempa kembali, bangunan masih dapat digunakan jika dilakukan perbaikan.
- Collapse Prevention (CP): Kondisi dimana merupakan batas kemampuan dari struktur dimana struktural dan nonstruktural sudah mengalami kerusakan yang parah, namun stuktur tetap berdiri dan tidak runtuh, struktur sudah tidak lagi mampu menahan gaya lateral.

Ada beberapa metode yang umumnya digunakan dalam *Performance Based Design* salah satunya dapat dilakukan dengan *Pushover Analysis*.

2.7 Pushover Analysis

Pushover Analysis (PA) adalah metode untuk memprediksi perilaku non-linear struktur akibat pengaruh beban gempa yang terjadi. PA dapat menggambarkan kegagalan pada sendi plastis tiap peningkatan beban dorong yang diberikan. Tujuan PA adalah mengevaluasi perilaku seismik struktur terhadap beban gempa rencana, memperlihatkan kurva kapasistas rencana (*Capacity Curve*) dan memperlihatkan tahapan kelelehan sendi plastis.

Kurva kapasitas hasil pushover analisis akan menunjukan hubungan antara gaya geser dasar (base shear) dan perpindahan atap akibat beban lateral yang diberikan pada struktur.

Tahapan utama dalam analisa pushover adalah :

1) Menentukan titik kontrol untuk memonitor besarnya perpindahan struktur. Rekaman besarnya perpindahan

titik kontrol dan gaya geser dasar digunakan untuk menyusun kurva pushover.

2) Membuat kurva pushover berdasarkan pola distribusi gaya lateral terutama yang ekivalen dengan distribusi dari gaya inersia, sehingga diharapkan deformasi yang terjadi hampir sama atau mendekati deformasi yang terjadi akibat gempa.
3) Estimasi besarnya perpindahan lateral saat gempa rencana (target perpindahan). Titik kontrol didorong sampai taraf perpindahan tersebut, yang mencerminkan perpindahan maksimum yang diakibatkan oleh intensitas gempa rencana yang ditentukan.
4) Mengevaluasi level kinerja struktur ketika titik kontrol tepat berada pada target perpindahan. Komponen struktur dan aksi perilakunya dapat dianggap memuaskan jika memenuhi kriteria yang dari awal sudah ditetapkan, baik terhadap persyaratan deformasi maupun kekuatan. Karena yang dievaluasi adalah komponen maka jumlahnya relatif sangat banyak, oleh karena itu proses ini sepenuhnya harus dikerjakan oleh komputer (fasilitas pushover dan evaluasi kinerja yang terdapat secara built-in pada program bantu, mengacu pada FEMA dan ATC-40)

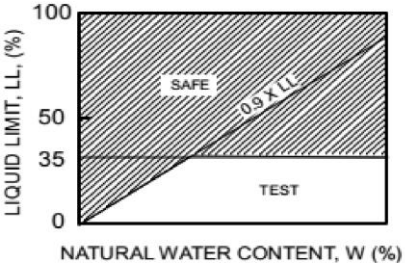
2.8 Potensi Likuifaksi

Untuk mengetahui potensi likuifaksi pada suatu wilayah maka dapat dilakukan berdasarkan identifikasi awal berikut :

1. Jenis dan sifat tanah yang berpotensi likuifaksi

   Tidak semua jenis tanah berpotensi mengalami likuifaksi. Menurut Ishihara (1985) bahaya yang terkait dengan pencairan tanah selama gempa bumi telah diketahui dalam endapan yang terdiri dari pasir halus sampai sedang dan pasir yang mengandung plastisitas rendah. Akan tetapi,

beberapa kasus yang ada likuifaksi dapat terjadi di tanah berkerikil. Menurut Seed et al. (1983) menyatakan bahwa berdasarkan pengujian laboratorium dan kinerja lapangan, sebagian besar tanah kohesif tidak akan mencair selama gempa bumi. Dengan demikian, jenis-jenis tanah yang rentan terhadap likuifaksi adalah tanah-tanah non-plastis (tanpa kohesi). Pada tahun 1999 Youd dan Gilstrap mengkonfirmasi teori Seed bahwa likuifaksi tidak hanya terjadi pada tanah non kohesi tetapi tanah berkohesi juga berpotensi likuifaksi apabila memenuhi kriteria seperti pada gambar berikut :



Gambar 2. 5 Grafik parameter tanah yang digunakan untuk menganalisa likuifaksi

Berdasarkan Gambar 2.5 tanah yang berpotensi terhadap likuifaksi adalah :

a) Tanah yang memiliki batas cair (LL) yang kurang dari 35.
b) Kadar air dari tanah yang lebih besar dari 0,9 batas cairan LL.

2. Aspek Fine Content & PI

Menururt Seed & Idriss, 1982, tanah cohesionless yang memiliki kurang dari 15 persen (berat) partikel , lebih kecil dari 0.005 mm, liquid limit kurang dari 35 persen, dan kandungan air lebih besar dari 0,9 kali batas cair dapat berpotensi terhadap likuifaksi .

2.9 Perencanaan Pondasi

Pondasi adalah struktur bagian bawah yang sentuhan langsung dengan tanah. Fungsi pondasi adalah meneruskan beban konstruksi ke lapisan tanah yang berada di bawah pondasi dan tidak melampaui kekuatan tanah yang bersangkutan (Siti.2016). Pada sub-bab berikut ini hanya akan membahas pondasi yang digunakan yaitu pondasi tiang pancang.

2.8.1 Tiang pancang

Tiang pancang merupakan jenis pondasi yang berbentuk tiang silinder atau tiang kotak dengan panjang sekitar 10 m samapi 30 m. Penggunaan tiang pancang sebagai pondasi dikarenakan daya dukung *(bear capacity)* yang tidak cukup kuat untuk menahan beban dari struktur di atasnya.

2.8.2 Pile Cap

Pile Cap merupakan bagian dari pondasi yang berfungsi menyalurkan beban dari struktur atas tiang pancang. Pile cap bertujuan agar beban kolom berada di pusat kekuatan pondasi sehingga tidak akan terjadi eksentrisitas yang dapat menyebabkan tambahan beban pada pondasi.

2.8.3 Daya Dukung

Daya dukung pada pondasi tiang pancang ditentukan oleh dua hal, yaitu daya dukung perlawanan tanah dari unsur dasar tiang pondasi (Q_p) dan daya dukung tanah dari lekatan lateral dari tanah (Q_s). Oleh 2 hal tersebut, daya dukung total tanah adalah $Q_u = Q_s + Q_p$.

Selain meninjau kekuatan tanah pada lokasi dimana tiang akan ditanam, kekuatan atau daya dukung suatu tiang pancang harus ditinjau berdasarkan kekuatan dari bahan tiang pancang yang dipakai. Hasil daya dukung tiang pancang yang digunakan dalam perancangan adalah daya dukung tiang pancang ijin.

Daya dukung hasil SPT lapangan tidak dapat digunakan secara langsung. Hasil SPT harus dikoreksi dengan metode perhitungan dari Terzaghi Bazaraa 1960, adapun perhitungannya adalah sebagai berikut :

1. Koreksi terhadap muka air tanah
   Untuk tanah berpasair halus, pasir lanau, dan pasir berlempung, yang berada dibawah muka air tanah dan hanya bila N> 15. Nilai N_1 digunakan yang terkecil dari persamaan berikut :
   - N_1 = 15 + 0.5(N-15)
   - N_1 = 0.6 N

   Diambil nilai yang paling kecil
2. Koreksi terhadao overburden pressure dari tanah
   Hasil dari N_1 dikoreksi kembali untuk pengaruh tekanan tanah vertikal efektif pada lapisan dimana nilai N tersebut didapatkan, dengan rumus sebagai berikut :
   - $N_2 = \frac{4N_1}{1+0.4P_o}$, untuk $P_o \leq 7.5$ ton/m^2
   - $N_2 = \frac{4N_1}{3.25+0.1P_o}$, untuk $P_o \geq 7.5$ ton/m^2

   Nilai dari N_2 yang sudah dihitung harus lebih kecil dari $2N_1$, apabila $N_2 > 2N_1$, maka nilai N_2 dibuat menjadi $2N_1$.
3. Menghitung daya dukung *ultimate* tanah
   $P_{ult} = C_n A_{ujung} + \Sigma C_{li} A_{si}$
   Dimana :
   C_{li} = Hamabtan geser selimut tiang pada segmen i
   = $\frac{N_i}{2}$ untuk tanah lempung / lanau
   = $\frac{N_i}{5}$ untuk tanah pasir
   A_{si} = Luas selimut tiang pada segmen I = O_i x h_i
   O_i = Keliling tiang
   C_n = 40 $\bar{N}$
   $\bar{N}$ = Harga rata rata N_2 4D dibawah ujung hingga 8D diatas
   Maka :
   .$P_{ult} = 40\ \bar{N}\ A_{ujung} + \Sigma \frac{N_i}{2\ atau\ 5} A_{si}$

Daya dukung ijin dari satu tiang pancang yang berdiri sendiri adalah daya dukung tiang total dibagi dengan angka keamanan (SF = 3).

$$P_{ult} = \frac{P_{ult}}{SF}$$

"Halaman ini sengaja dikosongkan"

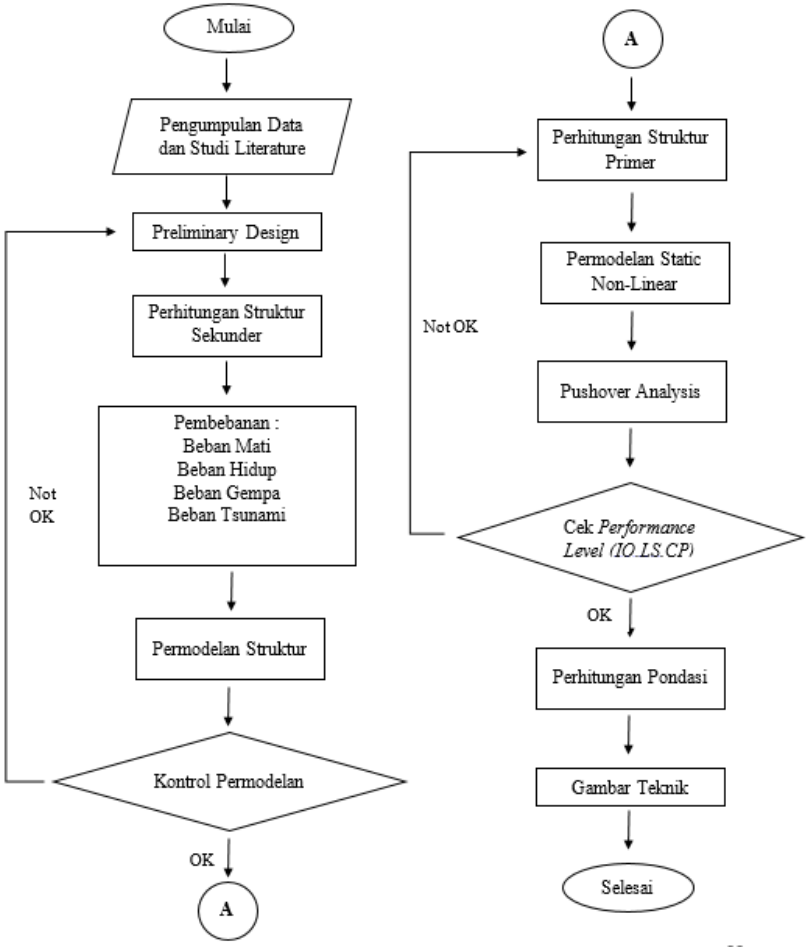
BAB III
METODOLOGI

3.1 Umum

Perancangan shelter tsunami ini diawali dengan penentuan wilayah gempa dan tanah dasar yang akan digunakan sebagai dasar untuk perhitungan analisis struktur. Tugas akhir ini akan memilih daerah Palu dan berada pada tanah lunak. Urutan pelaksaan dimulai dari pengumpulan data sampai gambar teknik.

3.2 Alur Perencanaan

Alur perencanaan analisis struktur yang diperlukan pada gambar:



Gambar 3. 1 Diagram Alir Perencanaan

3.3 Studi Literature

Literatur yang digunakan dalam pengerjaan tugas akhir ini bersumber dari beberapa buku, jurnal dan peraturan seperti yang dibahas pada Bab II.

3.4 Data Umum Bangunan

Data umum dari perencanaan bangunan ini sebagai berikut:
Nama Bangunan : Bangunan Tahan Gempa dan Tsunami
Lokasi bangunan : Palu
Fungsi Bangunan : Tempat Evakuasi
Jumlah Lantai : 10 lantai
Kelas Situs : SE

3.5 Preliminary Design

Dalam tahap preliminary design akan direncanakan dimensi struktur primer maupun struktur sekunder. Struktur primer yang akan direncanakan ialah balok dan kolom.

Tinggi balok diperkirakan, h = L/12 (SNI:2847-2013)

Lebar balok diperkirakan, b = 2/3 h.

Sedangkan untuk perencanaan kolom diperkirakan, b.h = 2P/fc'.

3.6 Pembebanan

Dalam melakukan perencanaan struktur bangunan harus memperhatikan beban- beban yang akan terjadi pada bangunan tersebut. Sehingga diperlukannya suatu pendekatan dengan asumsi yang mendekati keadaan yang sesungguhnya.

3.6.1 Beban Mati

Berdasarkan SNI 1727:2013 Pasal 3.1.1 yang dimaksud 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 keran. Serta berdasarkan SNI

1727:2013 Pasal 3.1.2, dalam menentukan beban mati untuk perancangan harus digunakan berat bahan dan konstruksi yang sebenarnya, dengan ketentuan bahwa jika tidak ada informasi yang jelas, nilai yang harus digunakan adalah nilai yang disetujui oleh pihak yang berwenang. Untuk detail pembebanan beban mati akan digunakan peraturan PPIUG 1983.

Tabel 3. 1 Berat Sendiri Bangunan dan Komponen Gedung

Nama bahan bangunan dan komponen gedung	Berat sendiri
Bahan bangunan	
Baja	7850 kg/m^3
Beton	2200 kg/m^3
Beton bertulang	2400 kg/m^3
Komponen gedung	
Adukan per cm tebal dari semen	21 kg/m^2
Aspal, per cm tebal	14 kg/m^2
Dinding setengah bata	250 kg/m^2
Plafond	11 kg/m^2
Penggantung langit – langit	7 kg/m^2
Penutup lantai tanpa adukan per cm tebal	3 kg/m^2

(*Sumber : PPIUG 1983*)

3.6.2 Beban Hidup

Berdasarkan SNI 1727:2013 Pasal 4.1 yang dimaksud 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. Serta berdasarkan SNI 1727:2013 Pasal 4.3.1, beban hidup yang digunakan dalam perancangan bangunan gedung dan struktur lain harus beban maksimum yang diharapkan terjadi akibat penghunian dan penggunaan bangunan gedung, akan tetapi tidak

boleh kurang dari beban merata minimum yang ditetapkan dalam Tabel 3.3.

Tabel 3. 2 Beban Hidup Pada Lantai Bangunan Gedung

No	Keterangan	Merata psf(kN/m^2)
	Apartemen (lihat rumah tinggal)	
a.	Lantai koridor	100(4,79)
b.	Loteng yang dapat didiami dan ruang tidur	40(1,92)
c.	Atap datar, berhubung, lengkung	20(0.96)

(Sumber : SNI 1727:2013)

3.6.3 Beban Gempa

Beban gempa rencana ditetapkan berdasarkan respons spektrum pada SNI 1726:2019 dimana langkah-langkah perhitungannya adalah sebagai berikut :

- Menentukan Kelas Situs (SNI 1726:2019 pasal 5.3)
- Menentukan Kategori Risiko Struktur Bangunan (SNI 1726:2019 Pasal 4.1.2)
- Menentukan Faktor Keutamaan Gempa (SNI 1726:2019 Pasal 4.1.2)
- Menentukan Koesfisien Situs (SNI 1726:2019 Pasal 6.2)
- Menghitung Parameter Percepatan Desain (S_{DS}, S_{D1}) (SNI 1726:2019 Pasal 6.3)
- Menentukan Kategori Desain Seismik (SNI 1726:2019 Pasal 6.5)
- Faktor Koefisien Modifikasi Respon (R), Faktor Pembesaran Defleksi (Cd) dan Faktor Kuat Lebih Sistem (Ω_0) Untuk Sistem Penahan Gaya Gempa (SNI 1726:2019 Pasal 7.2.2)
- Analisis Model Respon Spektrum

3.6.4 Beban Tsunami

- Menentukan Kategori Risiko Tsunami
  Berdasarkan Pasal 6.4 RSNI 1727-2019 untuk struktur pengungsian evakuasi vertical dalam Kategori Risiko Tsunami IV.
- Menentukan kedalaman redaman maksimum dan kecepatan aliran
  Kedalaman maksimum rendaman dan kecepatan maksimum aliran sepanjang profil elevasi tanah hingga batas rendaman harus ditentukan dengan menggunakan analisis garis tingkat energi. Kecepatan aliran yang dihitung tidak boleh diambil kurang dari 3 m/s dan tidak perlu diambil lebih besar dari yang lebih kecil antara 1,5 $(gh_{max})^{1/2}$ dan 15,2 m/s
- Faktor penting tsunami
  Faktor-faktor penting tsunami, I_{TSU} harus diterapkan pada beban hidrodinamika tsunami dan beban impak.

Tabel 3. 3 Kategori Risiko Tsunami

Kategori Risiko Tsunami	**I_{TSU}**
Kategori Risiko Tsunami II	1,0
Kategori Risiko Tsunami III	1,25
Pengungsian Evakuasi Vertikal Kategori Risiko Tsunami IV, dan Fasilitas Kritis Kategori Risiko Tsunami III	1,25

- Menghitung Gaya-gaya efek tsunami
  i. Gaya Hidrostatis

$$F_h = \tfrac{1}{2}\, \gamma_s\, b\, h_{max}^2 \qquad (3.\ 1)$$

  Keterangan :
  $\gamma_s = k_s\, \gamma_{sw}$ = berat jenis fluida ; $k_{s\,=\,1,1},\ \gamma_{sw\,=\,10\ kN/m^3}$
  b = lebar dinding
  h_{max} = ketinggian air maksimum dari dasar dinding.

  ii. Gaya Apung

$$F_v = \gamma_s \ V_w \quad (3.2)$$

Keterangan :

$\gamma_s = k_s \gamma_{sw}$ = berat jenis air tsunami ; $k_{s = 1,1,} \gamma_{sw = 10\ kN/m^3}$

V_w = volume air yang dipindahkan oleh volume bangunan atau struktur yang tergenang

iii. Gaya Hidrodinamik

$$F_d = ½ \rho_s I_{TSU} C_d C_{cx} B (hu^2) \quad (3.3)$$

Keterangan :

$\rho_s = k_s \rho_{sw}$ = massa jenis air tsunami ; $k_{s = 1,1,} \rho_{sw = 1025\ kg/m^3}$

Cd = koefisien drag

B = lebar struktur pada bidang normal arah aliran

h =kedalaman aliran

u = kecepatan aliran pada lokasi struktur

$$C_{cx} = \frac{\sum(Acol+Awall)+1{,}5\ Abeam}{B\text{hsx}}$$

iv. Gaya Tumbukan Debris atau Hanyutan Puing

$$Fi = 1470\ C_o\ I_{TSU}\ [kN] \quad (3.4)$$

Keterangan :

Co = koefisien orientasi = 0,65

- Kombinasi beban

Kombinasi pembebanan untuk tsunami sesuai SNI 1727-2019 yaitu:

$$0{,}9D + F_{TSU} + H_{TSU} \quad (3.5)$$

$$1{,}2D + F_{TSU} + 0{,}5L + 0{,}2S + H_{TSU} \quad (3.6)$$

Keterangan :

F_{TSU} = efek beban tsunami untuk arah aliran masuk dan keluar, dan

H_{TSU} = beban yang disebabkan oleh tekanan fondasi lateral yang diinduksi tsunami yang timbul/berkembang di bawah kondisi terendam. Dimana efek netto dari H_{TSU} melawam efek beban utama, factor beban untuk H_{TSU} adalah 0,9

3.7 Prosedur Desain Strukur Tsunami

Selain memperhitungkan gaya akibat tsunami, perencanaan bangunan tahan gempa dan tsunami juga perlu mengikuti prosedur yang telah diatur dalam FEMA P-646. Dalam FEMA P-646, bangunan yang didesain tahan terhadap gempa tsunami juga harus memperhitungkan target kinerja struktur (*performance objective*). Target kinerja struktur tahan gempa dan tsunami telah diatur dalam FEMA P-646. Untuk mengevaluasi target kinerja yang telah ditetapkan, sesuai ASCE/SEI 41-17, dapat dilakukan dengan kontrol deformasi struktur. Deformasi struktur dianalisa menggunakan nonlinear static analysis atau sering dikenal "*Pushover Analysis*". Pada *pushover analysis* struktur dimodelkan menggunakan komponen nonlinear yang telah tersedia secara default pada program aplikasi SAP2000 dan dikenai beban dorong secara bertahap sampai target maksimum displacement tercapai.

3.8 Pemilihan Faktor Modifikasi Respon (R)

Karena peraturan yang ada tidak mengatur faktor modifikasi respon untuk bangunan tahan gempa dan tsunami maka nilai R diestimasi berdasarkan studi empiris yang disesuaikan dengan target kinerja struktur.

3.9 Perencanaan Pelat

Tebal minimum ditentukan berdasarkan Pasal 9.5.3.2 SNI 2847-2013 sebagai berikut :

Tabel 3. 4 Tebal Minimum Plat

Tegangan leleh, f_y Mpa	Panel Eksterior		Panel Interior
	Tanpa balok pinggir	Dengan balok pinggir	
280	$\ell_n/33$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$
420	$\ell_n/30$	$\ell_n/33$	$\ell_n/33$
520	$\ell_n/28$	$\ell_n/31$	$\ell_n/31$

Dimana : l_n = Panjang Bentang Bersih

Tebal pelat minimum dengan balok yang menghubungkan tumpuan pada semua sisinya harus memenuhi SNI 2847 2013 pasal 9.5.3 butir 3.(b) dan (c).

3.10 Perencanaan Balok

Gaya dalam yang telah didapatkan dari program bantu SAP2000 dijadikan input dalam perhitungan tulangan lentur lapangan, tumpuan dan tulangan geser balok. Penulangan pada balok sesuai SNI 2847:2013

3.11 Perencanaan Kolom

Penulangan pada kolom menggunakan program bantu SPColumn. Gaya yang telah didapatkan dari program bantu SAP2000 dijadikan input pada program bantu SPColumn. Penulangan pada kolom harus sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.6.2 termasuk persyaratan *Strong Column Weak Beam* pada pasal 21.6.2.2.

3.12 Perencanaan Pondasi

Perencanaan pondasi ditentukan berdasarkan gaya-gaya dari struktur atas dan daya dukung tanah yang disesuaikan dengan dimensi tiang pancang yang dipakai. Perhitungan gaya-gaya dari struktur atas didapatkan dari join reaction hasil analisa struktur pada sap2000. Daya dukung tanah ditentukan oleh daya dukung perlawanan tanah dari unsur

dasar tiang pondasi (Q_p) dan daya dukung tanah dari lekatan lateral dari tanah (Q_s).

Daya dukung dari lekatan lateral pada kedalaman yang berpotensi likuifaksi akan dianggap nol. Penentuan potensi likuifaksi ditentukan berdasarkan teori sesuai yang ada dalam tinjauan pustaka. Secara detail, tahapan perencanaan pondasi adalah sebagai berikut :

a. Menghitung total beban dari struktur atas,
b. Mencari daya dukung tanah dengan memperhitungkan likuifaksi,
c. Menentukan jumlah tiang pancang dan efisiensi dari pondasi grup tiang pancang,
d. Merencanakan pilecap,
e. Merencanakan *pile head treatment*,
f. Merencanakan sloof.

3.13 Gambar Teknik

Penggambaran permodelan dan hasil analisa struktur dengan menggunakan program bantu AutoCAD.

BAB IV
PEMBAHASAN

4.1 Preliminary Design

4.1.1 Umum

Preliminary design dilakukan untuk mengetahui dimensi awal elemen struktur. Elemen struktur yang akan direncanakan diawal antara lain plat, balok, dan kolom. Perencanaan awal dilakukan mengikuti peraturan yang berlaku. Agar dapat merencanakan struktur awal perlu untuk mengumpulkan data perencanaan terlebih dahulu.

4.1.2 Data Perencanaan

Data rencana bangunan tahan gempa dan tsunami sebagai berikut:

- Lokasi : Kota Palu
- Fungsi Bangunan : Tempat Evakuasi
- Jumlah lantai : 10
- Tinggi antar lantai : 4.5 m
- Tinggi bangunan : 49.5 m
- Luas per lantai : 1687.5 m^2
- Struktur Bangunan : Beton
- Sistem Struktur : *Dual System* (Rangka Penahan Momen dan Dinding Geser)

4.1.3 Pembebanan

Pembebanan bangunan tahan gempa dan tsunami sebagai berikut :

1) Beban Mati (PPIUG 1983)
    - Beton bertulang : 2400 kg/m^3
    - Tegel/Ubin : 24 kg/m^2
    - Spesi : 21 kg/m^2
    - Plafond : 7 kg/m^2

- Penggantung Plafond: 7 kg/m^2
- Ducting Plumbing : 30 kg/m^2

2) Beban Hidup (SNI 1727-2019)
   - Ruang Evakuasi : 4.79 kN/m^2
   - Helipad : 2.87 kN/m^2
3) Beban Gempa (SNI 1726 – 2019)
4) Beban Tsunami (SNI 1727-2019)

4.1.4 Perencanaan Dimensi Balok

Balok yang digunakan direncanakan sebagai balok persegi. Perencanaan balok dilakukan dengan mengacu pada SNI 2847-2013 pasal 9.5.2.

1) Perencanaan Dimensi Balok Anak (B1)

Dimensi balok induk direncanakan dengan :

$$h\ min = \frac{L}{21} \quad \textbf{(4. 1)}$$

$$b = \frac{2}{3}h \quad \textbf{(4. 2)}$$

Keterangan :

h min : tinggi minimum balok (mm)
b : lebar balok (mm)
L : panjang balok (mm)

Balok Induk (B1), L = 7500 mm

$$h\ min = \frac{L}{21} = \frac{7500}{21} = 357 = 450\ mm$$

$$b = \frac{2}{3}h = \frac{2}{3}\ 450 = 300 = 350\ mm$$

Dipakai balok induk B1 350 x 450 mm

2) Perencanaan Dimensi Balok Induk Melintang (B2)

Dimensi balok induk direncanakan dengan :

$$h\ min = \frac{L}{16} \quad \textbf{(4. 3)}$$

$$b = \frac{2}{3}h \quad \textbf{(4. 4)}$$

Keterangan :

h min : tinggi minimum balok (mm)
b : lebar balok (mm)
L : panjang balok (mm)

Balok Induk (B2), L = 7500 mm

$$h\,min = \frac{L}{16} = \frac{7500}{16} = 468 \approx 500\,mm$$

$$b = \frac{2}{3}h = \frac{2}{3}\,500 = 333 \approx 350\,mm$$

Dipakai balok induk B2 350 x 500 mm

3) Perencanaan Balok Induk Memanjang (B3)

Dimensi balok direncanakan dengan :

$$h\,min = \frac{L}{16} \quad \textbf{(4. 5)}$$

$$b = \frac{2}{3}h \quad \textbf{(4. 6)}$$

Keterangan :

h min : tinggi minimum balok (mm)
b : lebar balok (mm)
L : panjang balok (mm)

Balok Anak (B2), L = 7500 mm

$$h\,min = \frac{L}{16} = \frac{7500}{16} = 468\,mm \approx 600\,mm$$

$$b = \frac{2}{3}h = \frac{2}{3}\,600 = 400mm \approx 400\,mm$$

Dipakai balok induk B3 500 x 900 mm

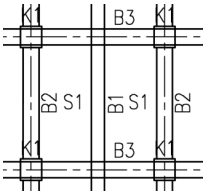
(Revised)

4.1.5 Perencanaan Pelat Lantai

Perencanaan plat menggunakan acuan SNI 2847-2013 pasal 9.5.2. tabel 9.5(a). Pelat yang direncanakan menggunakan spesifikasi :

- Mutu Beton : 26 MPa
- Mutu Baja : 420 MPa

Plat yang di rencanakan adalah plat (S1)



Gambar 4. 1 Plat S1

Ln = 7500 – 400 = 7100 mm
Sn = 3750 – 350 = 3400 mm

$$\beta = \frac{Ln}{Sn} = 2.08\ (\ Satu\ arah)$$

Tebal plat direncanakan sebagai plat 1 arah sehingga, perhitungan ketebalan plat lantai didasarkan pada SNI 2847-2013 pasal 9.5.2 tabel 9.5 (a).

$$h\,\text{min} = \frac{l}{28} \qquad \textbf{(4. 7)}$$

Ln = 7100 mm
Sn = 3400 mm

$$h\,\text{min} = \frac{Sn}{20} = \frac{3400}{28} = 121\ mm \approx 130\ mm$$

Tebal pelat lantai rencana dipakai 13 cm

4.1.6 Perencanaan Kolom

Perencanaan kolom yang menggunakan kolom bentuk persegi dan memiliki 2 jenis ukuran.

- Data Perencanaan
  - Tebal Plat : 130 mm
  - Balok B1 : 350/450
  - Balok B2 : 350/500
  - Balok B3 : 500/900
  - Berat beton : 2400 kg/m^3
  - Beban Hidup Ruang Evakuasi : 479 kg/m^2
  - Beban Helipad : 287 kg/m^2
- Perhitungan Pembebanan
  - Beban Mati Lantai

Tabel 4. 1 Beban Mati Lantai

Beban Mati Lantai						
Keterangan	Lebar (m)	Tinggi (m)	Panjang (m)	Berat Jenis (kg/m3)	Beban (kg/m2)	Berat (kg)
Plat Lantai	7.5	0.2	7.5	2400		27000
Penggantung	7.5		7.5		7	393.75
Plafond	7.5		7.5		7	393.75
B1	0.35	0.45	7.5	2400		2835
B2	0.35	0.5	7.5	2400		3150
B3	0.4	0.6	7.5	2400		4320
Dinding	0.35	0.45	7.5	2400		2835
Tegel	7.5		7.5		24	1350
Spesi	7.5		7.5		21	1181.25
Kolom	1	4.5	1	2400		10800
Ducting dan Plumbing	7.5		7.5		30	1687.5
DL Lantai						55946.25

– Beban Hidup Lantai

Tabel 4. 2 Beban Hidup Lantai

Beban Hidup Lantai				
Keterangan	Lebar	Panjang	Beban (kg/m2)	Berat (kg)
Tempat Evakuasi	7.5	7.5	479	26943.75
LL Lantai				26943.75

– Beban Mati Atap

Tabel 4. 3 Beban Mati Atap

Beban Mati Atap						
Keterangan	Lebar (m)	Tinggi (m)	Panjang (m)	Berat Jenis (kg/m3)	Beban (kg/m2)	Berat (kg)
Plat Lantai	7.5	0.2	7.5	2400		27000
Penggantung	7.5		7.5		7	393.75
Plafond	7.5		7.5		7	393.75
B1	0.35	0.45	7.5	2400		2835
B2	0.35	0.5	7.5	2400		3150
B3	0.4	0.6	7.5	2400		4320
Dinding	0.35	0.45	7.5	2400		2835
Tegel	7.5		7.5		24	1350
Spesi	7.5		7.5		21	1181.25
Kolom	0.75	2.25	0.75	2400		3037.5
Ducting dan Plumbing	7.5		7.5		30	1687.5
DL Lantai						48183.75

– Beban Hidup Atap

Tabel 4. 4 Beban Hidup Atap

Beban Hidup Atap				
Keterangan	Lebar	Panjang	Beban (kg/m^2)	Berat (kg)
Tempat Evakuasi	7.5	7.5	479	26943.75
LL Atap				26943.75

- Perhitungan Dimensi Kolom

a) Lantai 1-3 (K1)

Beban Mati 1 Lantai (DL Lantai) : 55946.25 kg
Beban Mati 10 Lantai : 559462.5 kg
Beban Mati Atap (DL Atap) : 48183.75 kg
Beban Hidup 1 Lantai (LL Lantai) : 26943.75kg

Beban Hidup 10 Lantai : 269437.5 kg
Beban Hidup Atap (LL Atap) : 26943.75 kg
Beban pada K1

DL total : 559462.5 + 48183.75 = 607646.25 kg
LL total : 269437.5 + 26943.75 = 296381.25 kg
Wu total = 1.2 DL + 1.6 LL = 1203385.5 kg

Mutu beton yang digunakan adalah 35 MPa,
maka $A = \frac{3Wu}{f_c} = \frac{3x\ 1203385.5}{350} = 10314.73\ cm^2$
$B = \sqrt{A} = \sqrt{10314.73} = 101\ cm, pakai\ 110\ cm$

b) Lantai 3-6 (K2)

Beban Mati 1 Lantai (DL Lantai) : 55946.25 kg
Beban Mati 8 Lantai : 447570 kg
Beban Mati Atap (DL Atap) : 48183.75 kg

Beban Hidup 1 Lantai (LL Lantai) : 26943.75kg

Beban Hidup 8 Lantai : 215550 kg
Beban Hidup Atap (LL Atap) : 26943.75 kg
Beban pada K1
DL total : 447570 + 48183.75 = 495753.75 kg
LL total : 215550 + 26943.75 = 242493.75 kg
Wu total = 1.2 DL + 1.6 LL = 982894.5 kg
Mutu beton yang digunakan adalah 35 MPa,
maka $A = \frac{3Wu}{f_c} = \frac{3x\ 982894.5}{350} = 8424.81\ cm^2$
$B = \sqrt{A} = \sqrt{8424.81} = 92\ cm, pakai\ 95\ cm$

c) Lantai 6-Atap (K3)
Beban Mati 1 Lantai (DL Lantai) : 55946.25 kg
Beban Mati 5 Lantai : 279731.25 kg
Beban Mati Atap (DL Atap) : 48183.75 kg
Beban Hidup 1 Lantai (LL Lantai) : 26943.75kg

Beban Hidup 5 Lantai : 134718.75 kg
Beban Hidup Atap (LL Atap) : 26943.75 kg
Beban pada K1
DL total : 279731.25 + 48183.75 = 327915 kg
LL total : 134718.75 + 26943.75 = 161662.5 kg
Wu total = 1.2 DL + 1.6 LL = 652158 kg
Mutu beton yang digunakan adalah 35 MPa, maka$A = \frac{3Wu}{f_c} = \frac{3x\ 652158}{350} = 5589.93\ cm^2$
$B = \sqrt{A} = \sqrt{5589.93} = 74.8\ cm, pakai\ 75\ cm$

Tabel 4. 5 Rekapitulasi Dimensi Kolom

Kolom	Lantai	b (cm)	h (cm)
K1	1-3	110	110
K2	3-6	95	95
K3	6-Atap	75	75

4.1.7 Perencanaan *Shear Wall*

Perencanaan dinding *shear wall* dilakukan dengan mengacu pada SNI 2847-2013 pasal 14.5.3, yaitu tebal dinding geser tidak boleh kurang dari 1/25 tinggi atau panjang bentang tertumpu, yang mana yang lebih pendek, atau kurang dari 100 mm. Perencanaan *shear wall* sebagai berikut:

- Lebar Bentang : 750 cm
- Tinggi Bentang : 450 cm

Tebal dinding geser minimum = 750/25 = 30 cm. Dipakai tebal dinding geser sebesar 40 cm.

4.1.8 Perencanaan Tangga

Dalam perencanaan struktur tangga direncanakan sebagai struktur statis tertentu dengan perletakan sendi dan rol. Berikut adalah data awal perencanaan:

- Tinggi lantai : 4.5 m
- Tinggi bordes : 2.25 m
- Lebar Tangga : 2 m
- Tinggi Injakan (t) : 17 cm
- Lebar Injakan (i) : 30 cm
- Tebal Plat Tangga : 14 cm
- Tebal Plat bordes : 14 cm
- Jumlah anak tangga : 13 buah
- Panjang horizontal bidang miring : 390 cm
- Lebar Bordes : 210 cm

- Kemiringan tangga : arc tan $\left(\frac{225}{320}\right)$ = 35.11^0
- Mutu Beton (f_c') : 35 Mpa
- Mutu Baja (f_y) : 420 Mpa
- Tebal tangga rata rata : Tebal tangga + tr
- Tr (tinggi rata rata) : $\frac{i}{2}\sin \propto$

  : $\frac{30}{2}\sin 35.11$

  : 8.6 cm
- Tebal tanga rata rata : 14 + 8.6 = 22.6 cm

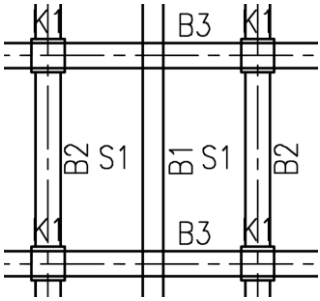
4.2 Perhitungan Struktur Sekunder

4.2.1 Perencanaan Plat Lantai

Data perencanaan yang digunakan dalam perencanaan plat lantai adalah sebagai berikut :

- Tebal Plat : 13 cm
- Mutu beton (f'c) : 28 Mpa
- Mutu Baja (fy) : 420 Mpa
- Diameter tulangan rencana : 13 mm
- Panjang Plat : 7.5 m
- Lebar Plat : 3.75 m
- Ln : 7.1 m
- Sn : 3.4 m
- β : 2.08(Satu arah)

Plat yang di rencanakan adalah plat (S1)



Gambar 4. 2 Plat S1

a) Pembebanan Plat Lantai

o Beban Mati

- Berat Plat : 0.13 x 2400 : 312 kg/m^2
- Spesi 2 cm : 21 x 2 : 42 kg/m^2
- Penggantung : 7 x 1 : 7 kg/m^2
- Plafond : 11 x 1 : 11 kg/m^2
- Plumbing : 10 x 1 : 10 kg/m^2
- Ducting : 20 x 1 : 20 kg/m^2
- ME : 8 x 1 : 8 kg/m^2

Q_D : 410 kg/m^2

o Beban Hidup

- Beban Tempat Evakuasi : 479 kg/m^2

Qll : 479 kg/m^2

o Kombinasi Beban

Kombinasi pembebanan yang digunakan yaiu:

Qu = 1.2 DL + 1.6 LL

= 1.2 (410) + 1.6 (479)

= 1258.4 kg/m^2

b) Perhitungan Tulangan Plat Lantai

Perhitungan momen yang terjadi mengacu pada PBI 1971 tabel 13.3.2.

- Mulx : 0.001Qu lx^2 x

Mulx : 0.001 x 1258.4 x 3.4^2 x 62 = 901.92 kg.m
- Mutx : -0.001Qu lx^2 x
  Mutx : -0.001 x 1258.4 x 3.4^2 x 62 = -901.92 kg.m
- Muly : 0.001Qu lx^2 x
  Muly : 0.001 x 1258.4 x 3.4^2 x 34 = 494.6 kg.m
- Muty : -0.001Qu lx^2 x
  Muty : -0.001 x 1258.4 x 3.4^2 x 34 = -494.6 kg.m

- dx = 130 – 25 – 0.5x13 = 98.5 mm
  dy = 130 – 25 – 1.5x13 = 85.5 mm
- Untuk mutu beton fc 28 Mpa , berdasarkan SNI 2847-2013pasal 10.2.7.3 maka nilai β sebesar 0.85
- Maka dapat didapatkan nilai ρ

$\rho\, min = 0.0018$ (SNI 2847 − 2013 pasal 7.12.2.1)

- Penulangan Arah X

dx :98.5 mm
Mu : 901.92 kg.m
Rn : $\frac{Mu}{0.9\ x\ b\ x\ dx^2} = \frac{901.92x\ 10000}{0.9\ x\ 1000\ x\ 98.5^2} = 1.03\ Mpa$
ρ perlu : $\frac{0.85\ fc}{fy}\ x\ \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ Rn}{0.85\ fc}}\right)$
: $\frac{0.85\ x\ 28}{420}\ x\ \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ x\ 1.03}{0.85x28}}\right)$ = 0.0025
As perlu : $\rho\, perlu\ x\ b\ x\ dx$
: $0.0025\ x\ 1000\ x\ 98.5\ =$
$246.25\ mm^2$
Jumlah tulangan (n) : $\frac{As\ perlu}{As\ (13)} = \frac{246.25}{132.732} = 3buah$
As pakai : 3 x As (13) = 398.19 mm^2
Menurut SNI 7.6.5, jarak tulangan
S < 3 x tebal plat = 390 mm
S = 1000/n = 333 mm
S pakai = 200 mm

Maka digunakan tulangan lapangan dan tumpuan arah X D13- 200 mm.

- Penulangan Arah Y

dy : 85.5 mm
Mu : 494.6 kg.m
Rn : $\frac{Mu}{0.9\ x\ b\ x\ dy^2} = \frac{494.6\ x\ 10000}{0.9\ x\ 1000\ x\ 85.5^2} = 0.75\ Mpa$

ρ perlu : $\frac{0.85\ fc}{fy}\ x\ \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ Rn}{0.85\ fc}}\right)$

: $\frac{0.85\ x\ 28}{420}\ x\ \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ x0.75}{0.85x28}}\right) = 0.0018$

As perlu : $\rho\ perlu\ x\ b\ x\ dy$

: $0.0018x\ 1000\ x\ 85.5 = 153.9\ mm^2$

Jumlah tulangan (n) : $\frac{As\ perlu}{As\ (13)} = \frac{153.9}{132.732} \approx 2\ buah$

As pakai : 2 x As (13) = 265.33 mm^2

Menurut SNI 7.6.5, jarak tulangan

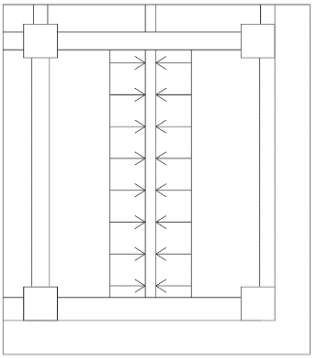
S < 3 x tebal plat = 390 mm
S = 1000/n = 500 mm
S pakai = 200 mm

Maka digunakan tulangan lapangan dan tumpuan arah Y D13- 200 mm.

4.2.2 Perencanaan Balok Anak

Data perencanaan yang digunakan dalam perencanaan balok anak adalah sebagai berikut :

- Dimensi Balok : 35 cm x 45 cm
- Mutu beton (f'c) : 28 Mpa
- Mutu Baja (fy) : 420 Mpa
- Tulangan longitudinal : 25 cm
- Tulangan transversal : 13 cm



Gambar 4. 3 Distribusi beban pada balok anak

a) Pembebanan

- Beban Mati
  - Berat Plat : 458 kg/m^2 x 3.75 m : 1717.5 kg/m
  - Berat Balok : 2400 kg/m^3 x 0.35m x 0.45m: 378 kg/m

Q_{DL} : 2095.5 kg/m

- Beban Hidup
  - Tempat Evakuasi: 479 kg/m^2 x 3.75m : 1796.25 kg/m

Q_{LL} : 1796.25kg/m

- Kombinasi Beban

Kombinasi pembebanan yang digunakan yaiu:

Qu = 1.2 DL + 1.6 LL
= 1.2 (2095.5) + 1.6 (1796.25)
= 5388.6 kg/m

b) **P**erhitungan Tulangan

- Mu lapangan :1/12 Q L^2
  :1/12 . 5388.6 . 7.5^2 = 23278.75 kg.m
- Mu tumpuan :1/12 Q L^2
  :1/12 . 5388.6 . 7.5^2 = 23278.75 kg.m

dx = tinggi balok – decking – tranversal – 0.5 longitudinal
dx = 450 – 45 – 13 – 0.5x25 = 379.5 cm
Untuk mutu beton fc 28 Mpa , berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 10.2.7.3 maka nilai β sebesar 0.85.
Maka didapatkan nilai ρ

$$\rho \text{ min} = \frac{1.4}{fy} = 0.0048$$

$$\rho \text{ min} = \frac{0.25\sqrt{fc}}{fy} = 0.0032$$

ρ min = 0.0032

- Penulangan Negatif Tumpuan

dx : 379.5 cm
Mu : 23278.75 kg.m
Rn : $\frac{Mu}{0.9\ x\ b\ x\ dx^2} = \frac{23278.75\ x\ 10000}{0.9\ x\ 350\ x\ 379.5^2} = 5.13\ Mpa$

ρ perlu : $\frac{0.85\ fc}{fy}\ x\ \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ Rn}{0.85\ fc}}\right)$

: $\frac{0.85\ x\ 28}{420}\ x\ \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ x5.13}{0.85x28}}\right)$ = 0.0139

$\rho \text{min} < \rho perlu$
Sehingga digunakan $\rho perlu = 0.0139$

As perlu : $\rho perlu\ x\ b\ x\ dx$
: $0.0139\ x\ 350\ x\ 379.5 = 1846.26\ mm^2$
Jumlah tulangan (n) : $\frac{As\ perlu}{As\ (25)} = 3.76 \approx 4\ buah$
As pakai : 4 x As (25) = 1962.5 mm^2
S min : D = 25 mm

$$\text{S tulangan} = \frac{bw\ - n\ x\ D(25) - 2\ x\ d'\ - 2\ x\ D'}{n - 1}$$

$$= \frac{350 - 4\,x\,25 - 2\,x\,45 - 2\,x\,13}{4-1} = 45\,mm$$

S tulangan > S min (OK)
Maka digunakan tulangan negatif tumpuan 4D25.

o Penulangan Positif Lapangan

dx : 379.5 cm
Mu : 23278.75 kg.m
Rn : $\frac{Mu}{0.9\,x\,b\,x\,dx^2} = \frac{23278.75\,x\,10000}{0.9\,x\,350\,x\,379.5^2} = 5.13\,Mpa$
ρ perlu : $\frac{0.85\,fc}{fy}\,x\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,Rn}{0.85\,fc}}\right)$
: $\frac{0.85\,x\,28}{420}\,x\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,x\,5.13}{0.85x28}}\right)$ = 0.0139
$\rho\min < \rho perlu$
Sehingga digunakan $\rho perlu = 0.0139$
As perlu : $\rho perlu\ x\ b\ x\ dx$
: $0.0139\,x\,350\,x\,379.5 = 1846.26\,mm^2$
Jumlah tulangan (n) : $\frac{As\ perlu}{As\ (25)} = 3.76 \approx 4\ buah$
As pakai : 4 x As (25) = 1962.5 mm^2
S min : D = 25 mm

$$\text{S tulangan} = \frac{bw - n\,x\,D(25) - 2\,x\,d' - 2\,x\,D'}{n-1}$$

$$= \frac{350 - 4\,x\,25 - 2\,x\,45 - 2\,x\,13}{4-1} = 45\,mm$$

S tulangan > S min (OK)
Maka digunakan tulangan positif lapangan 4D25.

Kontrol Regangan Batas

$$a = \frac{As\,x\,fy'}{0.85\,x\,fc\,x\,b} = \frac{1962.5\,x\,420}{0.85\,x\,28x\,350} = 98.95\,mm$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{98.95}{0.85} = 116.41\ mm$$

$$\varepsilon t = 0.003\left(\frac{dt-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{375.5-116.41}{116.41}\right) = 0.0066$$

$$\varepsilon t > 0.005 \text{ (OKE)}$$

4.2.3 Perencanaan Tangga

Pada perancangan tangga, struktur tangga dimodelkan sebagai struktur statis tertentu dengan ujung tangga sendi dan rol.

- Tinggi lantai : 4.5 m
- Tinggi bordes : 2.25 m
- Lebar Tangga : 2 m
- Tinggi Injakan (t) : 17 cm
- Lebar Injakan (i) : 30 cm
- Tebal Plat Tangga : 14 cm
- Tebal Plat bordes : 14 cm
- Jumlah anak tangga : 13 buah
- Panjang horizontal bidang miring : 390 cm
- Lebar Bordes : 210 cm
- Kemiringan tangga : arc tan $\left(\frac{225}{320}\right)$ = 35.11^0
- Mutu Beton (f_c') : 35 Mpa
- Mutu Baja (f_y) : 420 Mpa
- Tebal tangga rata rata : Tebal tangga + tr
- Tr (tinggi rata rata) : $\frac{i}{2}\sin \propto$
  : $\frac{30}{2}\sin 35.11$
  : 8.6 cm
- Tebal tanga rata rata : 14 + 8.6 = 22.6 cm

Cek Syarat:

- $60 \leq 2(t+i) \leq 65$
  $60 \leq 64 \leq 65$
- $25 \leq \alpha \leq 40$ (OK)

a. Pembebanan

- Pembebanan Anak Tangga
  - Beban Mati (D)

Plat tangga = 0.226 x 2400	= 1084.8 kg/m^2
Spesi Horizontal	= 21 kg/m^2
Spesi vertikal	= 21 kg/m^2
Tegel Horizontal	= 24 kg/m^2
Tegel Vertikal	= 24 kg/m^2
Total	= 1174.8 kg/m^2

  - Beban Hidup (L)

Beban hidup	= 479 kg/m^2

- Pembebanan Plat Bordes
  - Beban Mati (D)

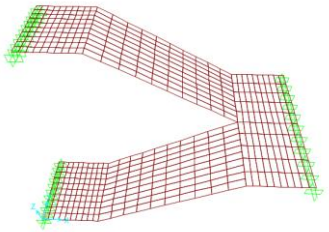
Plat tangga = 0.14 x 2400	= 336 kg/m^2
Spesi Horizontal	= 21 kg/m^2
Tegel Horizontal	= 24 kg/m^2
Total	= 381 kg/m^2

  - Beban Hidup (L)

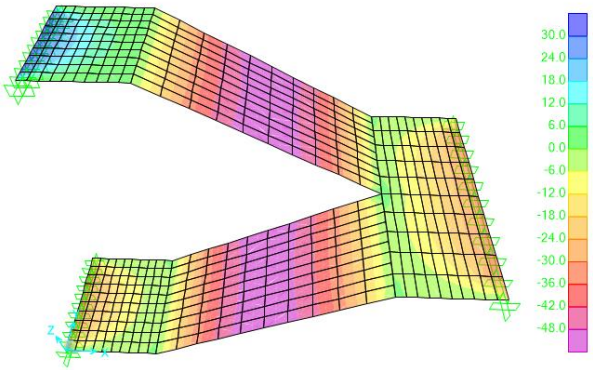
Beban hidup	= 479 kg/m^2

b. Perhitungan Gaya Dalam Tangga

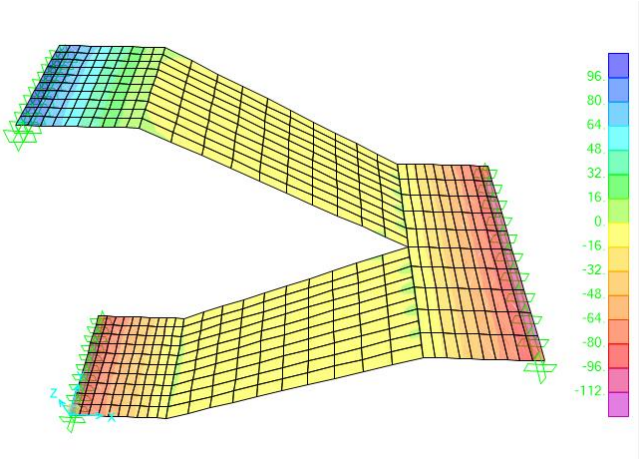
Pehitungan gaya dalam tangga dengan menggunakan program bantu SAP2000.



Gambar 4. 4 Permodelan Tangga



Gambar 4. 5 Kontur Momen M22 Tangga (min = -52.96 kNm ; max = 33.512 kNm)



Gambar 4. 6 Kontur Momen M11 Tangga (min = -117.15 kNm ; max = 111.71 kNm)

c. Perhitungan Tulangan Tangga

f'c = 35 Mpa

fy = 420 Mpa

d longitudinal = 19 mm

d susut = 13 mm

dx = tebal – selimut – d tulangan/2

= 140 – 20 – 19/2

= 110.5 mm

$\beta = 0.85 - 0.05\left(\frac{fc - 28}{7}\right)$

$= 0.85 - 0.05\left(\frac{35 - 28}{7}\right)$

$= 0.8$

$\rho \min = \frac{1.4}{fy} = 0.0033$

- Tulangan Lentur Anak Tangga

dx : 110.5 mm

Mu : 11715 kg.m

17977.32 kg.m

Rn : $\frac{Mu}{0.9\ x\ b\ x\ dx^2} = \frac{17977.32 \times 10^4}{0.9\ x\ 2000\ x\ 110.5^2} = 8.18\ Mpa$

ρ perlu : $\frac{0.85\ fc}{fy}\ x\ \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ Rn}{0.85\ fc}}\right)$

: $\frac{0.85\ x\ 35}{420}\ x\ \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ x8.18}{0.85x35}}\right) = 0.0233$

$\rho \min < \rho\ perlu$

Sehingga digunakan $\rho\ perlu = 0.0233$

As perlu : $\rho\ perlu\ x\ b\ x\ dx$

: $0.0233x\ 2000\ x\ 110.5 = 5149.3\ mm^2$

Jumlah tulangan (n) : $\frac{As\ perlu}{As\ (19)} = \frac{5149.3}{283.52} = 18.16 \approx 19$

As pakai : 19 x As (19) = 5386.88 mm^2

S max : 3 tebal plat
: 3 x 14
: 420 mm
S max : 450 mm
S perlu : $\frac{b}{jumlah\ tulangan}$
: $\frac{2000}{19} = 105.26\ mm$
S pakai : 100 mm

Maka tulangan lentur untuk anak tangga adalah D19-100 mm

- Penulangan Geser

Vc = $0{,}17\ x\ \sqrt{fc'}\ x\ bw\ x\ d$
= $0{,}17\ x\ \sqrt{35}\ x\ 2000\ x\ 110.5$
= 222267.12 N
0.5 ϕ . Vc = 0,5 x 0,6 x 222267.12 N
= 66680.14 N
Vu = 42332,7 N
Vu ≤ 0.5 . ϕ . Vc
53232.8 < 66680.14 (OK)

Sehingga tidak dibutuhkan perkuatan geser

- Penulangan Susut

ρ_{min} = 0.0018 (SNI 2847 2013)
As_{perlu} = ρ x bw x h
= 0.0018 x 1000 x 140
= 252 mm^2
As (D 13) = $\frac{1}{4}\ x\ \pi\ x\ D^2$
= $\frac{1}{4}\ x\ \pi\ x\ 13^2$
= 132.73 mm^2
$n_{tulangan}$ = $\frac{\text{As perlu}}{\text{As (D 13)}}$

$$= \frac{252\ mm2}{132.73\ mm2}$$
$$= 2$$

S $= \frac{1000}{2}$ mm
$= 500$ mm

Sehingga digunakan tulangan susut Ø13-400 mm

d. Perhitungan Tulangan Plat Bordes

f'c = 35 Mpa
fy = 420 Mpa
d longitudinal = 19 mm
d susut = 13 mm
dx = tebal – selimut – d tulangan/2
= 140 – 20 – 19/2
= 110.5 mm

- Tulangan Lentur Plat Bordes

Mu : 15862.4 kg.m

Rn : $\frac{Mu}{0.9\ x\ b\ x\ dx^2} = \frac{15862.4\ x\ 10^4}{0.9\ x\ 2000\ x\ 110.5^2} = 7.22\ Mpa$

ρ perlu : $\frac{0.85\ fc}{fy}\ x\ \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ Rn}{0.85\ fc}}\right)$

: $\frac{0.85\ x\ 35}{420}\ x\ \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ x7.22}{0.85x35}}\right) = 0.02$

ρ min $<$ ρ $perlu$

Sehingga digunakan $\rho perlu = 0.02$

As perlu : ρ $perlu\ x\ b\ x\ dx$
: $0.02x\ 2000\ x\ 110.5 = 4420\ mm^2$

Jumlah tulangan (n) : $\frac{As\ perlu}{As\ (19)} = \frac{4420}{283.52} = 15.58 \approx 16$

As pakai : 16 x As (19) = 4536.32 mm^2

S max : 3 tebal plat
: 3 x 14

: 420 mm

S max : 450 mm

S perlu : $\frac{b}{jumlah\ tulangan}$

: $\frac{2000}{16} = 125\ mm$

S pakai : 100 mm

Maka tulangan lentur untuk plat bordes adalah D19-100 mm

- Penulangan Geser

Vc = $0.17\ x\ \sqrt{fc'}\ x\ bw\ x\ d$

= $0.17\ x\ \sqrt{35}\ x\ 2000\ x\ 110.5$

= 222267.12 N

0.5 ϕ . Vc = 0.5 x 0.6 x 222267.12 N

= 66680.14 N

Vu = 53232.8 N

Vu ≤ 0.5 . ϕ . Vc

53232.8 < 66680.14

Sehingga tidak dibutuhkan perkuatan geser

- Penulangan Susut

ρ_{min} = 0.0018 (SNI 2847 2013)

As_{perlu} = ρ x bw x h

= 0.0018 x 1000 x 140

= 252 mm^2

As (D 13) = $\frac{1}{4}\ x\ \pi\ x\ D^2$

= $\frac{1}{4}\ x\ \pi\ x\ 13^2$

= 132.73 mm^2

$n_{tulangan}$ = $\frac{\text{As perlu}}{\text{As (D 13)}}$

= $\frac{252\ mm2}{132.73\ mm2}$

= 2

S $= \frac{1000}{2}$ mm

= 500 mm

Sehingga digunakan tulangan susut Ø13-400 mm

4.3 Pembebanan

4.3.1 Umum

Pembebanan berdasarkan PPIUG 1983, SNI 1727-2019, SNI 1726-2019 dan ASCE/SEI 7-16. Beban-beban yang akan diperhitungkan adalah beban mati, beban hidup, beban tsunami dan beban gempa. Sesuai dengan ASCE/SEI 7-16 dan SNI 1727-2019 beban-beban tersebut memiliki kombinasi sebagai berikut:

- 1,4 D
- 1,2 D + 1,6 L
- 1,2 D + 1,0 L + 1,0 Ev + 1,0 Eh
- 1,0 D + 1,0 L
- 0,9 D - 1,0 Ev + 1,0Eh
- 1,2D + F_{TSU} + 0,5L

Dimana :
D = Beban Mati
Eh = Beban Gempa Horizontal
Ev = Beban Gempa Vertikal
F_{TSU} = Beban Efek Tsunami
L = Beban Hidup

4.3.2 Beban Mati

Beban mati terdiri dari dari berat sendiri struktur dan beban mati tambahan.

- Berat Sendiri Struktur

  Berat sendiri struktur berupa berat sendiri balok, pelat dan kolom. Berat sendiri struktur secara otomatis masuk kedalam permodelan ETABS dengan berat jenis beton bertulang sebesar 2400 kg/m^3.
- Beban Mati Tambahan

Beban mati tambahan berupa bagian bangunan yang tetap tidak terpisahkan dari bangunan dan non structural.

- Tegel/Ubin : 24 kg/m^2
- Spesi : 21 kg/m^2
- Penggantung Plafond : 7 kg/m^2
- Plafond : 7 kg/m^2
- Ducting Plumbing : 30 kg/m^2

  Total Beban Mati Tambahan : 89 kg/m^2

4.3.3 Beban Hidup

Beban hidup adalah semua beban bergerak termasuk orang, peralatan dan perlengkapan lain yang sifatnya disimpan sementara. Beban hidup menyesuaikan dengan fungsi bangunan. Beban hidup direncanakan untuk tempat evakuasi sebesar 4.79 kN/m^2 (SNI 1727-2019).

4.3.4 Beban Gempa

Peninjauan beban gempa pada perencanaan struktur bangunan ini ditinjau secara analisa dinamis 3 dimensi. Fungsi response spectrum ditetapkan sesuai peta wilayah gempa yang diambil dari SNI 1726-2019. Sesuai dengan SNI 1726-2019 zonasi peta gempa yang dipakai berdasarkan data gempa dengan probabilitas 2% terlampaui dalam 50 tahun atau memiliki periode ulang 2500 tahun. Sasaran kinerja untuk bangunan evakuasi vertikal yang terkena bahaya gempa harus mengikuti fasilitas esensial kategori risiko IV, seperti rumah sakit, stasiun pemadam kebakaran, dan pusat operasi darurat.

- Faktor Keutamaan Bangunan (Ie)

  Besarnya nilai Faktor Keutamaan Gempa (Ie) untuk bangunan esensial kategori risiko IV sebesar 1.50.
- Parameter Percepatan Batuan Dasar

Parameter Ss (percepatan batuan dasar pada periode pendek) dan S1 (percepatan batuan dasar pada periode 1 detik) harus ditetapkan masing-masing dari percepatan 0,2 detik dan 1 detik dalam peta gempa untuk periode ulang 2500 tahun. Kota Palu memiliki nilai S_S dan S_1 secara berurutan adalah 2.087 dan 0.751.

- Parameter Kelas Situs
  Berdasarkan sifat-sifat tanah pada situs, maka situs harus diklasifikasikan sebagai kelas situs SA, SB, SC, SD, SE, dan SF seperti yang ditunjukkan pada Tabel 4. 6. Berdasarkan data tanah yang ada dan berdasarkan hasil analisa penyelidikan tanah didapatkan bahwa nilai NSPT rata-rata adalah 5.9908 sehingga masuk kedalam situs kelas SE (tanah lunak).

Tabel 4. 6 Klasifikasi Situs (SNI 1726-2019, Tabel 3)

Kelas situs	$\overline{v}_s$ (m/detik)	$\overline{N}$ atau $\overline{N}_{ch}$	$\overline{s}_u$ (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	<175	<15	<50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karateristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, PI > 20 2. Kadar air, w ≥ 40% 3. Kuat geser niralir $\overline{s}_u$ < 25 kPa		

- Koefisien-Koefisien Situs dan Parameter-Parameter Respon Spektra Percepatan Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Resiko Tertarget (MCER)

  Untuk penentuan respon spektra percepatan gempa (MCER) dipermukaan tanah diperlukan suatu faktor amplifikasi seismik pada periode 0,2 detik (Fa) dan periode 1 detik (Fv). Untuk kategori kelas situs tanah lunak (SE), besarnya nilai Fa dan Fv secara berurutan adalah sebesar 0.9 dan 2.4. Besarnya nilai S_{MS} dan S_{M1} secara berurutan adalah 1.878 dan 1.802.

- Parameter Percepatan Spektra Rencana
  Parameter percepatan spektra disain untuk periode pendek (S_{DS}) dan periode 1 detik (S_{D1}). Semua parameter respon rencana diplot dalam grafik dan menghasilkan respon spektra rencana. Besarnya nilai S_{DS} dan S_{D1} secara berurutan adalah 1.252 dan 1.201.

- Kategori Desain Seismik

  Setiap struktur harus ditetapkan memiliki suatu kategori desain seismik. Kategori desain seismik yang untuk bangunan tahan gempa dan tsunami harus diambil sebesar IV.

Tabel 4. 7 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respon percepatan pada perioda pendek

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

Tabel 4. 8 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respon percepatan pada perioda 1 detik

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

Berdasarkan perhitungan dengan nilai S_{DS} = 1.252 dan S_{D1} = 1.201 struktur ini dapat dikategorikan sebagai desain seismik D.

- Penentuan Faktor Modifikasi Respon (R)

  Dalam peraturan desain bangunan tahan gempa telah diatur nilai R untuk setiap sistem penahan gaya gempa. Penggunaan nilai R tersebut dilakukan untuk mereduksi gaya gempa dari gaya gempa aktual yang mungkin terjadi. Semakin besar nilai R maka semakin besar reduksi gaya gempa. Hal ini dilakukan dengan anggapan bahwa struktur akan memiliki daktilitas yang cukup sebelum mengalami keruntuhan. Filosofi perencanaan bangunanan tahan gempa dalam peraturan adalah jika terjadi gempa kuat maka bangunan boleh rusak tetapi tidak boleh mengalami runtuh total. Hal ini

tentunya tidak dapat diterapkan dalam perencanaan bangunan tahan gempa dan tsunami karena gaya tsunami biasanya datang setelah gempa. Maka dilakukan pengurangan nilai R untuk mengurangi reduksi gaya gempa sehingga struktur diharapkan memiliki daktilitas yang cukup untuk menahan gaya tsunami setelah terkena gempa. Merujuk pada studi yang dilakukan Ertanto (2017:202) untuk bangunan tahan gempa yang didesain dengan target kinerja immediate occupancy dapat menggunakan R=4.8. Berdasarkan hal tersebut penulis mengambil R=5.

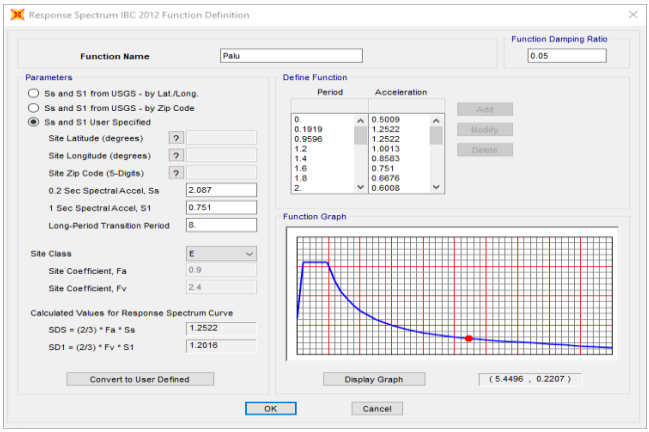
- Faktor Redudansi ρ
  Karena struktur dirancang untuk kategori seismik E, maka ρ sama dengan 1,3 (SNI 1726-2019 Pasal 7.3.4.2).

- Beban Gempa Horisontal
  Gempa horizontal harus ditentukan sesuai Pasal 7.4.2.1 SNI 1726-2019 :
  $Eh = \rho Q_E$
  Keterangan :
  Q_E = Pengaruh gaya gempa horizontal dari gaya geser dasar (V) dalam arah yang ditinjau
  ρ = Faktor redudansi
  Pembebanan gempa horizontal (Eh) dibagi kedalam dua arah yaitu:
  Gempa arah x dengan komposisi 100% Ex + 30% Ey
  Gempa arah y dengan komposisi 100% Ey + 30% Ex

- Beban Gempa Vertikal
  Gempa vertikal harus ditentukan sesuai Pasal 7.4.2.2 SNI 1726-2019 :
  $Ev = 0.25 S_{DS}D$

Keterangan :
S_{DS}= Parameter percepatan spectrum respon desain pada periode pendek
D = Beban mati

- Grafik respon spectrum
  Parameter respon spectra selanjutnya diinput pada program aplikasi SAP2000/ETABS. Berikut gambar grafik respon spectrum sesuai parameter respon spectra:



Gambar 4. 7 Grafik respon spektrum pada SAP2000 sesuai parameter respon spektra desain

4.3.5 Beban Tsunami

Asumsi untuk memperkirakan beban dan efek tsunami diatur dalam SNI 1727-2019. Beban tsunami ditentukan dengan menggunakan asumsi utama berikut:

- Aliran tsunami terdiri dari campuran sedimen dan air laut. Aliran transpor sedimen tersuspensi tidak melebihi konsentrasi sedimen 7%. Berdasarkan asumsi konsentrasi sediment volume rata-rata vertikal 7% dalam air laut,

kepadatan fluida aliran tsunami diambil sebesar 1,1 kali kepadatan air laut, atau ρs = 1.128 kg/m3.

- Kedalaman dan kecepatan aliran tsunami tergantung pada batimetri dan topografi di lokasi struktur. Asumsi ketinggian runup tsunami di garis pantai adalah 10m dan elevasi dasar struktur berada 5m diatas garis pantai. Hal ini berdasar pada data sejarah penggenangan (*inundation*) dan tingkat ketinggian yang diambil dari peta topografis.

Berdasarkan ASCE 7-16 efek akibat tsunami harus memperhitungkan gaya hidrostatik, gaya apung, gaya hidrodinamik, dan kekuatan dampak puing. Gaya hidrostatik tidak akan diperhitungkan karena struktur bangunan tidak didesain untuk menahan air dari salah satu sisi. Berikut perhitungan untuk gaya-gaya efek tsunami:

1.) Gaya Hidrodinamik

$$F_d = ½\ \rho_s\ I_{TSU}\ C_d\ C_{cx}\ B\ (hu^2) \quad \textbf{(4. 8)}$$

Dengan :

$\rho_s = k_s\ \rho_{sw}$ = massa jenis air tsunami ; $k_{s = 1,1,}\ \rho_{sw = 1025\ kg/m^3}$

Cd = koefisien drag

B = lebar struktur pada bidang normal arah aliran

h =kedalaman aliran

u = kecepatan aliran pada lokasi struktur

$$C_{cx} = \frac{\sum(Acol+Awall)+1{,}5\ Abeam}{B\text{hsx}} \quad \textbf{(4. 9)}$$

Rasio antara lebar dengan kedalaman rendaman B/Hsx	Koefisien *drag*
<12	1,25
16	1,3
26	1,4
36	1,5
60	1,75
100	1,8
≥120	2,0

B/Hsx = 37,5/6,5 = 5,76. Koefisien drag Cd diambil sebesar 1,25

$C_{cx} = \frac{\sum(300,3+48,75)+1,5\ x\ 18,75}{37.5x6,5}$

C_{cx} = 1,36

Sesuai ASCE 7-16, C_{cx} tidak perlu diambil lebih besar dari 1,00. Maka dipakai C_{cx} = 1,00

- Kecepatan aliran maksimum diambil dari persamaan berikut :

(4. 10)

$$hu^2 = g\ R^2\ (0.125\text{-}0.235\ \frac{Z}{R} + 0.11\ (\frac{Z}{R})^2)$$

- Tinggi runup tsunami di garis pantai (R) sebesar 10 m
- Elevasi bangunan dari tinggi muka laut rata-rata (z) = 5 m
- Percepatan gravitasi bumi g = 9,8 m/s^2
- hu^2 = 34,3 m^3/s^2

$F_d = ½\ \rho_s\ I_{TSU}\ C_d\ C_{cx}\ B\ (h\ u^2)$ **(4. 11)**

F_d = ½ x 11,28 x 1,25 x 1,25 x 1,00 x B (34,3)

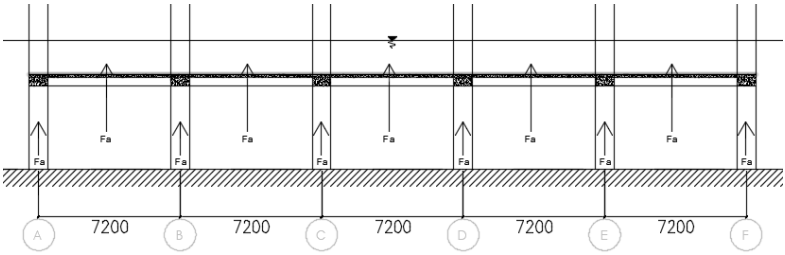
- Kolom
  Lebar Kolom, B = 1.1m
  F_d = 332,5 kN
  (Input beban pada ETABS sebagai Frame Load sebesar 332,5kN/5m = 66,5kN/m)

- *Shear Wall*
  Lebar Shear Wall = 7.5m
  F_d = 2267 kN
  (Input beban pada ETABS sebagai Area Load sebesar 2267kN/(7,5mx5m) = 60,45kN/m^2)

2.) Gaya Apung
Gaya apung akan dikombinasikan dengan gaya yang bekerja lateral pada struktur untuk mencegah terjadinya overturning.

$$F_v = \gamma_s \ V_w \quad \textbf{(4. 12)}$$

Dengan :
$\gamma_s = k_s \ \gamma_{sw}$ = berat jenis air tsunami
V_w = volume air yang dipindahkan oleh volume bangunan atau struktur yang tergenang



Gambar 4. 8 Gaya Apung

Volume struktur bangunan yang tergenang adalah sebagai berikut:

Tabel 4. 9 Gaya Apung Tiap Elemen

Keterangan	Lebar (m)	Tinggi (m)	Panjang (m)	Volume (m^3)	Berat Jenis Fluida (kN/m^3)	Gaya Apung (kN)
Plat Lantai	3.75	0.15	7.5	4.21875	11.28	47.5875
B1	0.35	0.45	7.5	1.18125	11.28	13.3245
B2	0.35	0.5	7.5	1.3125	11.28	14.805
B3	0.4	0.6	7.5	1.8	11.28	20.304
Kolom	0.95	0.95	6.5	5.86625	11.28	66.1713
Shear Wall	0.3	6.5	15.5	30.225	11.28	340.938

3.) Gaya Tumbukan Debris atau Hanyutan Puing
Gaya tumpukan debris ini diterapkan pada titik kritis untuk lentur dan geser pada semua komponen struktur yang terendam.

$$Fi = 1470\ C_o\ I_{TSU}\ [kN] \quad \textbf{(4. 13)}$$

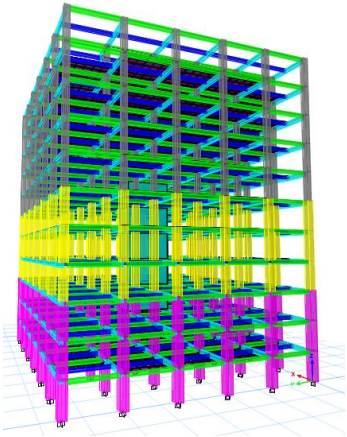
Fi = 1470 x 0.65 x 1,25 = 1194 kN

4.4 Permodelan Struktur

4.4.1 Umum

Permodelan Struktur dilakukan secara 3 dimensi dengan menggunakan program bantu ETABS v.17. Input dimensi dan sistem struktur sesuai subbab 4.1 dan input beban sesuai subbab 4.3. Pada permodelan ini, pelat dimodelkan sebagai *shell-thin*, balok-kolom sebagai *frame* dan *shearwall* sebagai *wall* serta perletakan dimodelkan sebagai jepit. Pengaruh keretakan pada beton juga diperhitungkan terhadap kekakuannya sehingga momen inersia ditentukan sebesar momen inersia penampang utuh dikalikan dengan presentase efektivitas penampang berdasarkan SNI 2847:2019 tabel 6.6.3.1.1. Untuk balok

digunakan sebesar 0.35Ig, kolom sebesar 0.7Ig, pelat digunakan sebesar 0.25Ig dan dinding geser sebesar 0.7Ig. Permodelan dapat dilihat pada gambar di bawah ini:



Tipe	Dimensi (mm)	Warna
K1	1100x1100	
K2	950x950	
K3	750x750	
B1	350x450	
B2	350x500	
B3	500x900	
SW	400	
S1	130	

Gambar 4. 9 Permodelan Struktur

4.4.2 Kontrol Berat Bangunan

Pada perencanaan tugas akhir ini dilakukan perbandingan berat struktur dari ETABS dengan perhitungan secara manual. Agar permodelan dapat dinyatakan benar maka hasil perbandingan tidak boleh lebih dari 5%. Berikut hasil perhitungan beban secara manual dan permodelan ETABS :

- Beban Mati + Beban Hidup = 22.193.329,5 kg (Manual)
- Beban Mati + Beban Hidup = 21.772.165,8 kg (ETABS)
- Rasio $= \left(\frac{22.193.329,5}{21.772.165,8} - 1\right) = 1.9\% < 5\%$

Sehingga dapat disimpulkan bahwa pembebanan pada ETABS sudah benar.

4.4.3 Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental

Waktu getar fundamental adalah waktu yang dibutuhkan oleh struktur untuk mencapai 1 siklus getaran. Penentuan periode didasarkan pada peraturan SNI 1726-2019 pasal 7.8.2

$$Ta = C_t\, hn^x \qquad \textbf{(4. 14)}$$

Dimana
hn : ketinggian struktur (m)
C_t dan x didapatkan dari SNI 1726-2019 tabel 14 dan 15.

Tabel 4. 10 Nilai Parameter Perioda Pendekatan C_t dan x

Tipe Struktur	C_t	X
Sistem rangka pemikul momen dimana rangka memikul 100 persen gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan kompnen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa		
Rangka baja pemikul momen	0.0724	0.8
Rangka beton pemikul momen	0.0466	0.9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0.0731	0.75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0.0731	0.75
Semua sistem struktur lainnya	0.0488	0.75

$Ta = 0.0466\ x\ (45^{0.9}) = 1.433\ s$ (batas bawah)

Penentutkan terhadap batas atas perioda. Penentuan periode atas didasarkan pada dari SNI 1726-2019.

Tabel 4. 11 Koefisien untuk batas atas pada perioda yang di hitung

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, S_{D1}	Koefisien Cu
≥ 0.4	1.4
0.3	1.4
0.2	1.5
0.15	1.6
≤ 0.1	1.7

Cu = 1.4 , Cu Ta = 2.006 s (batas atas)

Dari hasil menggunakan program ETABS, didapatkan periode struktur :

Tabel 4. 12 Periode Fundamental

Case	Mode	Period (Sec)	UX	UY
Modal	1	1.824	0	0.1491
Modal	2	1.457	0.6941	0

Dan didapatkan Periode untuk arah X sebesar Tx = 1.457 s dan periode untuk arah Y sebesar Ty = 1.824 s. Sehingga :

Arah X : $Ta < Tx < Cu\ Ta$

$1.433 < 1.457 < 2.006$ (OK)

Arah Y : $Ta < Ty < Cu\ Ta$

$1.433 < 1.824 < 2.006$ (OK)

Perioda fundamental dari program ETABS telah memenuhi syarat SNI 1726:2019 sehingga dapat dipakai.

4.4.4 Kontrol Gaya Geser Dasar Seismik (Base Shear)

Koefisien respon seismic Cs, didasarkan dari SNI 1726-2019 pasal 7.8.1.1.

$$Cs = \frac{Sds}{\left(\frac{R}{I}\right)} \qquad \textbf{(4. 15)}$$

Dimana :

Sds : Percepatan spectrum respons desain dalam rentan periode pendek.

R : faktor modifikasi respons

Ie : faktor keutamaan gempa

Nilai R sesuai pada penentuan subbab 4.3.4 yaitu sebesar 5.

$$Cs = \frac{Sds}{\left(\frac{R}{I}\right)} = \frac{1.391}{\left(\frac{5}{1.5}\right)} = 0.417$$

Dan nilai Cs tidak perlu melebihi :

$$Cs = \frac{Sds}{T\left(\frac{R}{I}\right)} \quad \textbf{(4. 16)}$$

Arah X : $Cs = \frac{Sds}{Tx\left(\frac{R}{I}\right)} = \frac{1.391}{1.457 \text{ x } \left(\frac{5}{1.5}\right)} = 0.286$

Arah Y : $Cs = \frac{Sds}{Ty\left(\frac{R}{I}\right)} = \frac{1.391}{1.824 \text{ x } \left(\frac{5}{1.5}\right)} = 0.228$

Dan nilai Cs tidak kurang dari :

$Cs = 0.044\, SDS\, Ie > 0.01$

$Cs = 0.044\, x\, 1.39\, x\, 1.5 = 0.092 > 0.01$

Sehingga koefisien respon seismic untuk arah X dan Y adalah :

Arah X : 0.092 < 0.286 < 0.417 ; Cs = 0.286

Arah Y : 0.092 < 0.228 < 0.417 ; Cs = 0.228

Untuk mendapatkan berat seismic efektif gedung, beban hidup harus dikali dengan faktor reduksi sebesar 0.5 sehingga didapatkan berat efektif struktur.

Tabel 4. 13 Berat efektif struktur

Load Case/Combo	FZ
	kN
D + 0.5L	181659.5193

Perhitungan gaya geser yang didapatkan dari perhitungan sebelumnya didistribusikan secara vertikal ke masing masing lantai sesuai dengan SNI 1726-2019 pasal 7.8.1

$$V = Cs \text{ x } Wt \quad (4.\ 17)$$

Gaya geser arah X :

$$Vx = Csx \text{ x } Wt = 0.286 \text{ x } 181659.52 = 51954.62 \text{ kN}$$

Gaya geser arah Y :

$$Vy = Csy \text{ x } Wt = 0.228 \text{ x } 181659.52 = 41418.37 \text{ kN}$$

Didapatkan hasil gaya geser arah X dan Y dari program bantu ETABS sebesar :

Tabel 4. 14 Gaya Geser akibat Gempa Arah X dan Arah Y

Load Case/Combo	FX	FY
	kN	kN
Earthquake X Max	40494.63	8914.48
Earthquake Y Max	10067.68	31689.65

Berdasarkan SNI 1726-2019 pasal 7.9.1.4.1, jika kombinasi beban gempa untuk gaya geser dasar hasil analisis ragam (Vt) kurang dari 100% gaya geser dasar yang dihitung melalui statik ekivalen (V), maka gaya tersebut harus dikalikan dengan V/Vt.

Maka untuk gaya geser arah X :

Vtx = Vx

31326.09 < 51954.62 (Gaya gempa harus dikali V/Vt)

$$\frac{Vx}{Vtx} = \frac{51954.62}{40494.63} = 1.283$$

Maka untuk gaya geser arah Y :

Vty = Vy

24760.93 < 41418.37 (Gaya gempa harus dikali V/Vt)

$$\frac{Vy}{Vty} = \frac{41418.37}{31689.65} = 1.307$$

Tabel 4. 15 Gaya Geser akibat Gempa arah X dan Y dengan skala gaya

Load Case/Combo	FX	FY
	kN	kN
Earthquake X Max	51954.617	12256.658
Earthquake Y Max	15506.412	41418.367

Berdasarkan tabel diatas, gaya geser dasar hasil analisis ragam (Vt) sudah 100% gaya geser dasar yang dihitung melalui statik ekivalen (V).

4.4.5 Kontrol Partisipasi Massa

Berdasarkan SNI 1726-2019 pasal 7.9.1, analisis yang dilakukan harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi minimal sebesar 90% dari massa aktual dalam masing-masing arah horizontal orthogonal dari respon yang ditinjau oleh model.

Tabel 4.16 Partisipasi Massa

Case	Mode	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY
		sec				
Modal	1	1.824	0	0.1491	0	0.1491
Modal	2	1.457	0.6941	0	0.6941	0.1491
Modal	3	1.348	0	0.5354	0.6941	0.6845
Modal	4	0.58	0	0.0199	0.6941	0.7045
Modal	5	0.421	0.1498	0	0.8439	0.7045
Modal	6	0.376	0	0.1508	0.8439	0.8552
Modal	7	0.312	0	0.0077	0.8439	0.863
Modal	8	0.207	0.0628	0	0.9067	0.863
Modal	9	0.199	0	0.0005	0.9067	0.8634
Modal	10	0.197	0	0.0482	0.9067	0.9117
Modal	11	0.146	0	0.0069	0.9067	0.9186
Modal	12	0.144	0	0.0099	0.9067	0.9284

Dari Tabel 4.16 dapat dilihat bahwa partisipasi massa untuk arah X sebesar 90.87% pada modal ke 8 dan arah Y sebesar

91.17% pada modal ke 10. Maka dapat disimpulkan analisis struktur telah memenuhi persyaratan yang ada.

4.4.6 Kontrol Drift

Berdasarkan SNI 1726-2019 pasal 7.9.3, simpangan pada gedung harus memenuhi syarat Δi < Δi ijin, yang bertujuan untuk menjaga kenyamanan penghuni dan mencegah kerusakan non-struktur.

Perhitungan Δi untuk tingkat 1 :

$$\Delta i = \frac{\text{Cd x } \delta ei}{\text{Ie}} \quad \textbf{(4. 18)}$$

Perhitungan Δi untuk tingkat 2 :

$$\Delta i = \frac{\text{Cd x } (\delta e2 - \delta e1)}{\text{Ie}} \quad \textbf{(4. 19)}$$

Dimana :

δe1 = Perpindahan elastis lantai 1 akibat gaya gempa
δe2 = Perpindahan elastis lantai 2 akibat gaya gempa
Cd = Faktor pembesar defleksi
Ie = Faktor keutamaan gempa

Contoh perhitungan Δi pada lantai 1 :

Gempa X :

$$\Delta i = \frac{Cd\ x\ \delta ei}{Ie} = \frac{5.5\ x\ 4.33}{1.5} = 15.88\ mm$$

Contoh perhitungan Δi pada lantai 2 :

Gempa X :

$$\Delta i = \frac{\text{Cd x } (\delta e2 - \delta e1)}{\text{Ie}} = \frac{5.5 \text{ x } (13.613 - 4.333)}{1.5} = 34.02 \text{ mm}$$

Untuk perhitungan Δi ijin sesuai dengan SNI 1726-2019 pasal 7.12 tabel 16.

Tabel 4. 17 Simpangan antar lantai ijin

Sturktur	Kategori Risiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar lantai tingkat	$0.025h_{sx}^{c}$	$0.020h_{sx}$	$0.015h_{sx}^{c}$
Sturktur dinding geser kantilever batu bata	$0.010h_{sx}^{c}$	$0.010h_{sx}$	$0.010h_{sx}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	$0.007h_{sx}^{c}$	$0.007h_{sx}$	$0.007h_{sx}$
Semua struktur lainnya	$0.020h_{sx}^{c}$	$0.015h_{sx}$	$0.010h_{sx}$

Dimana :

hx = tinggi tingkat dibawah tingkat x.

Contoh perhitungan Δi ijin :

hx = 4.5 m.

$\Delta i\ ijin = 0.015\ h_{sx}^{c} = 0.015\ x\ 4500 = \ 67.5\ mm$

Rekapitulasi defleksi akibat beban gempa arah X dan arah Y dapat dilihat pada Tabel 4. 18 dan Tabel 4. 19.

Tabel 4. 18 Deflesi Akibat Gaya Gempa X

Story	Tinggi	δex	δi	Δi	Δijin	Kontrol
	mm	mm	mm	mm	mm	
Atap	4500	141.292	518.07067	39.042667	67.5	OK
Story10	4500	130.644	479.028	42.269333	67.5	OK
Story9	4500	119.116	436.75867	48.799667	67.5	OK
Story8	4500	105.807	387.959	54.725	67.5	OK
Story7	4500	90.882	333.234	59.242333	67.5	OK
Story6	4500	74.725	273.99167	61.534	67.5	OK
Story5	4500	57.943	212.45767	60.687	67.5	OK
Story4	4500	41.392	151.77067	54.882667	67.5	OK
Story3	4500	26.424	96.888	46.973667	67.5	OK
Story2	4500	13.613	49.914333	34.026667	67.5	OK
Story1	4500	4.333	15.887667	15.887667	67.5	OK
Base	4500	0	0	0	67.5	OK

Tabel 4. 19 Defleksi Akibat Gaya Gempa Y

Story	Tinggi	δex	δi	Δi	Δijin	Kontrol
	mm	mm	mm	mm	mm	
Atap	4500	136.42	500.20667	30.807333	67.5	OK
Story10	4500	128.018	469.39933	45.668333	67.5	OK
Story9	4500	115.563	423.731	52.613	67.5	OK
Story8	4500	101.214	371.118	56.001	67.5	OK
Story7	4500	85.941	315.117	57.900333	67.5	OK
Story6	4500	70.15	257.21667	58.157	67.5	OK
Story5	4500	54.289	199.05967	56.499667	67.5	OK
Story4	4500	38.88	142.56	50.281	67.5	OK
Story3	4500	25.167	92.279	44.11	67.5	OK
Story2	4500	13.137	48.169	33.080667	67.5	OK
Story1	4500	4.115	15.088333	15.088333	67.5	OK
Base	4500	0	0	0	67.5	OK

Dari hasil perhitungan defleksi akibat gaya gempa X dan gempa Y sudah sesuai dengan SNI 1726-2019 pasal 7.12.

4.4.7 Kontrol Dual System

Pada sistem ganda, sistem rangka pemikul momen khusus mengacu pada SNI 1726-2019 pasal 7.2.5.1 harus memikul minimum 25 persen dari beban gaya geser dasar yang bekerja pada arah beban gempa X dan Y. Berikut distribusi gaya geser dasar struktur rangka dan *shear wall* :

Tabel 4. 20 Persentase Distribusi Gaya Geser Dasar

Pemikul Gaya	Arah X	Persentase	Arah Y	Persentase
Shear Wall	58848.4585	44%	48725.46	60%
Rangka	76076.9035	56%	31928.66	40%
Total	134925.362	100%	80654.12	100%

Berdasarkan Tabel 4. 20 tersebut dapat disimpulkan bahwa sistem ganda sudah memenuhi syarat.

4.5 Perhitungan Struktur Balok

Berikut contoh perhitungan untuk balok B2 :

- Data Perencanaan
  - Dimensi = 350 x 500 mm
  - Bentang = 7.5 m
  - f_c’ = 40 Mpa
  - f_y = 420 Mpa
  - Tulangan longitudinal = 25 mm
  - Tulangan transversal = 13 mm
  - Tulangan torsi = 25 mm

- Decking = 40 mm

- Gaya Dalam (*Internal Forces*)
  - Mu tumpuan - = -571.74 KNm
  - Mu tumpuan + = 456.34 KNm
  - Mu lapangan - = -410.18 KNm
  - Mu lapangan + = 565.27 KNm
  - Vu = 359.17 KN
  - Tu = 92 KNm

4.5.1 Perhitungan Tulangan Lentur

- dx = h – deck – tranv – 1.5 long *(2 Layer)*
  dx = 500 – 40 – 13 – 1.5x25 = 409.5 mm
- Untuk mutu beton fc 38 Mpa , berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 10.2.7.3 maka nilai β sebesar 0.79
- Maka didapatkan nilai ρ

$\rho \text{min} = \frac{1.4}{fy} = 0.0033$

$\rho \text{ min} = \frac{0.25\sqrt{fc}}{fy} = 0.00376$

ρ min = 0.0033

- Penulangan Negatif Tumpuan

dx : 409.5 mm

Mu : 57174 kg.m

Rn : $\frac{Mu}{0.9\ x\ b\ x\ dx^2} = \frac{57174\ \ x\ 10000}{0.9\ x\ 350\ x\ 409.5^{\ 2}} = 10.82\ Mpa$

ρ perlu : $\frac{0.85\ fc}{fy}\ x\ \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ Rn}{0.85\ fc}}\right)$

: $\frac{0.85\ x\ 40}{420}\ x\ \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ x10.82}{0.85x40}}\right) = 0.032$

As perlu : $\rho perlu\ x\ b\ x\ dx$

: $0.032x\ 350\ x\ 409.5 = 4586.4\ mm^2$

Jumlah tulangan (n) : $\frac{As\ perlu}{As\ (25)} = \frac{4586.4}{490.87} \approx 9.34 = 10\ buah$

As pakai : 10 x As (25) = 4908.7 mm^2

S min : D = 25 mm

S tulangan = $\frac{bw\ - n\ x\ D(25) - 2\ x\ d'\ - 2\ x\ D'}{n-1}$

= $\frac{350\ - 5\ x\ 25 - 2\ x\ 40\ - 2\ x\ 13}{5-1} = 29.75\ mm$

S tulangan > S min (OK)

Maka digunakan tulangan negatif tumpuan 10D25.

- Penulangan Positif Tumpuan

dx : 409.5 mm

Mu : 45634 kg.m

Rn : $\frac{Mu}{0.9\ x\ b\ x\ dx^2} = \frac{45634\ \ x\ 10000}{0.9\ x\ 350\ x\ 409.5^{\ 2}} = 8.64\ Mpa$

ρ perlu : $\frac{0.85\ fc}{fy}\ x\ \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ Rn}{0.85\ fc}}\right)$

: $\frac{0.85\ x\ 40}{420}\ x\ \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ x\ 8.64}{0.85x40}}\right) = 0.0242$

As perlu : $\rho\ perlu\ x\ b\ x\ dx$

: $0.024x\ 350\ x\ 409.5 = 3439.8\ mm^2$

Jumlah tulangan (n) : $\frac{As\ perlu}{As\ (25)} = \frac{3439.8}{490.87} \approx 7\ buah$

As pakai : 7 x As (25) = 3436.09 mm^2

S min : D = 25 mm

S tulangan = $\frac{bw\ - n\ x\ D(25) - 2\ x\ d'\ - 2\ x\ D'}{n-1}$

= $\frac{350\ - 4\ x\ 25 - 2\ x\ 40\ - 2\ x\ 13}{4-1} = 324\ mm$

S tulangan > S min (OK)

Maka digunakan tulangan positif tumpuan 7D25.

- Penulangan Positif Lapangan

dx : 409.5 mm
Mu : 56527 kg.m
Rn : $\frac{Mu}{0.9\ x\ b\ x\ dx^2} = \frac{56527\ x\ 10000}{0.9\ x\ 350\ x\ 409.5^2} = 10.7\ Mpa$
ρ perlu : $\frac{0.85\ fc}{fy}\ x\ \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ Rn}{0.85\ fc}}\right)$
: $\frac{0.85\ x\ 40}{420}\ x\ \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ x\ 10.7}{0.85x40}}\right) = 0.029$

$\rho \min < \rho perlu$

Sehingga digunakan $\rho perlu = 0.029$
As perlu : $\rho perlu\ x\ b\ x\ dx$
: $0.029\ x\ 350\ x\ 409.5 = 4156.42\ mm^2$
Jumlah tulangan (n) : $\frac{As\ perlu}{As\ (25)} = \frac{4156.42}{490.87} \approx 8.46 = 9\ buah$
As pakai : 9 x As (25) = 4417.83 mm^2
S min : D = 25 mm
S tulangan = $\frac{bw\ -n\ x\ D(25) - 2\ x\ d'\ - 2\ x\ D'}{n-1}$
= $\frac{500\ -4\ x\ 25 - 2\ x\ 50\ - 2\ x\ 13}{4-1} = 92\ mm$

S tulangan > S min (OK)
Maka digunakan tulangan positif lapangan 9D25.

- Penulangan Negatif lapangan

dx : 409.5 mm
Mu : 41018 kg.m
Rn : $\frac{Mu}{0.9\ x\ b\ x\ dx^2} = \frac{41018\ x\ 10000}{0.9\ x\ 350\ x\ 409.5^2} = 7.76\ Mpa$
ρ perlu : $\frac{0.85\ fc}{fy}\ x\ \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ Rn}{0.85\ fc}}\right)$

$$: \frac{0.85\ x\ 40}{420}\ x\ \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ x\ 7.76}{0.85x40}}\right) = 0.020$$

$\rho \min < \rho perlu$

Sehingga digunakan $\rho perlu = 0.02$

As perlu : $\rho perlu\ x\ b\ x\ dx$

$: 0.02\ x\ 350\ x\ 409.5 = 2866.5\ mm^2$

Jumlah tulangan (n) : $\frac{As\ perlu}{As\ (25)} = \frac{2866.5}{490.87} \approx 5.83 = 6\ buah$

As pakai : 6 x As (25) = 2945.22 mm^2

S min : D = 25 mm

S tulangan = $\frac{bw\ -n\ x\ D(25) - 2\ x\ d'\ - 2\ x\ D'}{n-1}$

$= \frac{350\ -4\ x\ 25 - 2\ x\ 40\ - 2\ x\ 13}{4-1} = 48\ mm$

S tulangan > S min (OK)

Maka digunakan tulangan negatif lapangan 6D25.

4.5.2 Penulangan Geser Balok Induk

Perhitungan tulangan geser mengacu pada SNI 2847-2013 pasal 21.6.5.1. Gaya geser rencana Ve harus ditentukan dari peninjauan gaya statik pada bagian tumpuan. Momen lentur mungkin (Mpr) dari suatu komponen struktur ditentukan menggunakan sifat-sifat komponen struktur pada muka join dengan mengganggap kuat tarik pada tulangan longitudinal sebesar minimum 1,25 fy.

$$Mpr = (As\ x\ 1.25\ fy\ )x\ (d - \frac{a}{2})$$

$$a = \frac{As\ x\ 1.25\ fy}{0.85\ fc\ bw}$$

Untuk tumpuan dengan tulangan bawah sejumlah 7D25

$$a = \frac{As\ x\ 1.25\ fy}{0.85\ fc\ bw}$$

$$= \frac{3436.9\ \ x\ 1.25\ x\ 420}{0.85\ x\ 40\ x\ 350}$$

$$= 151.59\ mm$$

$$Mpr = \left(3436.9\ x\ 1.25\ (420)\right) x\ (409.5 - \frac{151.59}{2})$$

$$= 602.13\ kNm$$

Tabel 4. 21 Perhitungan Momen Probable Balok

Lokasi		n	D (mm)	As (mm^2)	a (mm)	Mpr (kNm)
Tumpuan	Atas	10	25	4908.7	216.56	776.26
	Bawah	7	25	3436.9	151.59	602.13

M_{pr1} = 776.26 kNm
M_{pr2} = 602.13 kNm
L = 7.5 m

$V_u = \frac{Mpr1+Mpr2}{Ln} \pm Vu\ reaksi$

$V_{u1} = \frac{776.26+602.13}{7.5} + 359.17$

$= 542.95\ kN$

$V_{u2} = \frac{776.26+602.13}{7.5} - 359.17$

$= -175.38\ kN$

$V_{u\ pakai} = 542.95$ kN

- Daerah sendi plastis (tumpuan)

  Berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 21.5.3.1 daerah sendi plastis memiliki jarak sebesar :

  2h = 2 x 500mm = 1000 mm dari tepi balok

Berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 21.5.4.2 kekuatan geser akibat beton (Vc) tidak perlu diperhitungkan jika :

$$\frac{Mpr1 + Mpr2}{Ln} > 0.5\ Vu$$

$$\frac{776.26 + 602.13}{7.5} > 0.5\ x\ 542.95$$

$$183.78 < 271.47\ (Not\ oke)$$

$$Pu \leq 0.2\ fc\ Ag$$

$$294.55\ kN \leq 1330\ kN\ (OK)$$

Sehingga geser beton harus diperhitungkan

$$Vc = 0.17\sqrt{fc}\ b\ d$$
$$= 0.17\sqrt{40}\ x\ 350\ x\ 409.5 = 154.09\ kN$$
$$0.5ØVc = 0.5\ x\ 0.75\ x\ Vc = 57.78\ kN$$
$$ØVc = 0.75\ x\ Vc = 43.33\ kN$$
$$Vs\ min = 0.062\sqrt{fc}x\ b\ x\ d = 562.00\ kN$$

Berdasarkan SNI 2847-2012 pasal 11.4.7, kekuatan tulangan geser adalah :

$$Vs = \frac{Vu}{Ø} - Vc$$
$$Vs = \frac{542.95}{0.75} - 154.09$$

$= 569.84\ kN$

Kebutuhan tulangan geser perlu pada tumpuan adalah :

$$\frac{Av}{S} = \frac{Vs}{fy\ d}$$

$$= \frac{569840}{420\ x\ 409.5}$$

$$= 3.31\ mm2/mm$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 21.5.3.2 jarak tulangan sengkang adalah :

Tumpuan

- S : d / 4 = 102.37 mm
- S : 6 d_b = 150 mm
- S : 150 mm
- S pakai : 100 mm

Maka digunakan tulangan geser 3D13-100 mm (Av = 398.19 mm^2) pada bagian tumpuan.

Lapangan

- S : d / 2 = 204.6 mm
- S : 300

Maka digunakan tulangan geser 3D13 – 150 mm pada bagian lapangan.

4.5.3 Perhitungan Penulangan Torsi Balok Induk

Pada perencanaan penulangan balok induk ini akan dicontohkan melalui perhitungan balok induk B2.

Tu = 92.31 kN.m

Vu = 359.17 kN

a. Perhitungan Luas dan Keliling Penampang

Acp = Luas bruto penampang beton
= b x h
= 350 x 500 = 175000 mm^2

Pcp = keliling luar penampang beton
= 2 x (b + h)
= 2 x (350 + 500) = 1700 mm

bh = (b – 2.cover – Øgeser)
= 257 mm

hh = (h – 2.cover – Øgeser)
= 407 mm

Aoh = Luasan penampang yang dibatasi tulangan sengkang
= bh x hh = 104599 mm^2

Poh = Keliling penampang yang dibatasi tulangan sengkang
= 2 x (bh + hh) = 1328 mm

b. Kontrol kebutuhan tulangan torsi

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 11.5.1 pengaruh torsi dapat diabaikan jika momen torsi terfaktor Tu kurang dari perumusan berikut:

$Tu < \emptyset . 0{,}083\lambda\sqrt{fc}\ (\frac{Acp^2}{Pcp})$

Dimana:

Acp = Luas penampang total

Pcp = Keliling penampang total

λ = 1 (beton normal) SNI 2847:2013 pasal 8.6.1

$\emptyset$ = 0,75 (faktor reduksi beban torsi) (SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.3

Sehingga dapat dihitung:

Tu < ∅. 0,083$\lambda\sqrt{fc}$ ($\frac{Acp^2}{Pcp}$)

Tu < ∅. 0,083.1.$\sqrt{38}$ ($\frac{175000^2}{1700}$)

92.310.000 N.mm > 6.921.197 N.mm (Butuh tulangan torsi)

Cek penampang balok

$$\sqrt{(\frac{Vu}{bw\ x\ d})^2 + (\frac{Tu\ x\ Poh}{1{,}7\ x\ Aoh^2})^2} \leq \emptyset\ (\frac{Vc}{bw\ x\ d} + 0{,}66\ \sqrt{fc})$$

Dimana:

Vc = 0,17.$\sqrt{fc}$.bw.d = 154099 N

Sehingga:

$$\sqrt{(\frac{Vu}{bw\ x\ d})^2 + (\frac{Tu\ x\ Poh}{1{,}7\ x\ Aoh^2})^2}$$

$$\sqrt{(\frac{359.17}{350\ x\ 409.5})^2 + (\frac{92310000\ x\ 1328}{1{,}7\ x\ 150197^2})^2} = 3.19 \text{ MPa}$$

$$\emptyset\ (\frac{Vc}{bw\ x\ d} + 0{,}66\ \sqrt{fc})$$

$$0{,}75.(\frac{154099}{350\ x\ 409.5} + 0{,}66\ \sqrt{40}) = 3{,}93 \text{ MPa}$$

3,19 ≤ 3,93 **(OK)**

c. Perhitungan tulangan transversal penahan torsi

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 11.5.3.6 pada perhitungan tulangan transversal penahan torsi nilai Ao dapat diambil sama dengan 0,85 Aoh dan nilai Θ = 45°

Ao = 0,85 x Aoh = 0,85 x 150197 mm^2 = 127667 mm^2

∅Tn ≥ Tu

$\frac{Tu}{\emptyset} = \frac{2.Ao.At.fyt}{S}$.cot Θ

$\frac{At}{S} = \frac{Tu}{Ø.2.Ao.fyt.cot\ \Theta}$ = 0.76 mm^2/mm

Kebutuhan tulangan transversal penahan geser dan torsi:

- Pada daerah sendi plastis (<2h = 1000 mm)

  $\frac{Av}{s} + 2x\frac{At}{s}$ = $\frac{331}{100}$ + 2 x 0,76 = 4.17 mm^2/mm

  $A_{(v+t)}$ = 4.83 mm^2/mm x 100 mm = 483 mm^2

  Jumlah kaki = $\frac{483}{0{,}25\ x\ \pi x 13^2} = 3.64 \approx 4$ buah

  Sehingga digunakan 4D13-100 pada daerah sendi plastis (<2h = 1000 mm)

- Di luar sendi plastis (>2h = 1000 mm)

  $\frac{Av}{s} + 2x\frac{At}{s}$ = $\frac{331}{150}$ + 2 x 0,76 = 3.72 mm^2/mm

  $A_{(v+t)}$ = 3.72 mm^2/mm x 100 mm = 372 mm^2

  Jumlah kaki = $\frac{372}{0{,}25\ x\ \pi x 13^2} = 2.8 \approx 3$ buah

  Sehingga digunakan 3D13-150 pada daerah luar sendi plasis (>2h = 1000 mm)

d. Perhitungan tulangan longitudinal penahan torsi

A_1 = $\frac{At}{s}$. Poh . $(\frac{fyt}{fy})$. cot^2 Θ

= 0,76 . 1328 . $(\frac{420}{420})$. cot^{2}45

= 1009.28 mm^2 (menentukan)

A_{1min} = $\frac{0{,}42\ .\ \sqrt{fc}\ .\ Acp}{fy} - (\frac{At}{s})$. poh . $(\frac{fyt}{fy})$

= $\frac{0{,}42\ .\ \sqrt{40}\ .\ 175000}{420}$ – 0.76. 1328 . $(\frac{420}{420})$

= 69.49 mm^2

A longitudinal untuk torsi dibagi menjadi 4 bagian, 25% didistribusikan ke kiri, 25% ke kanan, 25% ke atas, dan 25% ke bawah bagian balok. A_1 torsi untuk kiri kanan = 0,5 x 1009.28 =504.64 mm^2.

Dikarenakan tulangan minimum 2, maka digunakan tulangan 2D25 (As = 981,774 mm^2), dipasang masing-masing 1 batang di sisi samping kiri dan kanan balok disepanjang bentang.

4.5.4 Panjang Penyaluran Tulangan

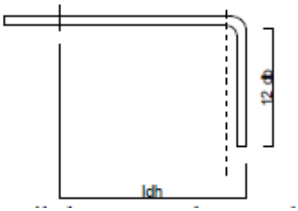
Menurut SNI 2847:2013 pasal 12.5.1, panjang penyaluran ldh untuk tulangan tarik dengan kait standar 90° dalam beton berat normal adalah sebagai berikut:

Ldh > 8.db = 200 mm

Ldh > 150 mm

Ldh > $\frac{0{,}24.fy.db}{\sqrt{fc}}$ = 400 mm

Maka digunakan Ldh = 500 mm masuk ke dalam kolom, dengan panjang kait 12.db = 300 mm



Gambar 4. 10 Detail Ikatan Untuk Penyaluran Kait Standart

Dengan perhitungan yang sama didapatkan penulangan untuk balok lainnya seperti yang ditunjukkan pada Tabel 4. 22

Tabel 4. 22 Rekapitulasi Tulangan Balok Induk

Jenis Balok	Dimensi		Tulangan Longitudinal						Tulangan Tranversal	
	b	h	Tumpuan			Lapangan			Tumpuan	Lapangan
	mm	mm	T.Atas	T.Bawah	T.Badan	T.Atas	T.Bawah	T.Badan		
B2	350	500	10D25	7D25	2D25	6D25	9D25	2D25	D13-100	D13-150
B3	500	900	22D25	18D25	6D25	12D25	20D25	6D25	4D13-100	4D13-150

4.6 Perhitungan Struktur Kolom

Kolom merupakan salah satu komponen struktur primer yang berfungsi untuk menerima seluruh beban yang diterima sturktur dan kemudian akan diteruskan ke pondasi.

Kolom yang digunakan dalam tugas akhir ini adalah kolom pracetak yang dibagi menjadi 3 tipe kolom, yaitu :

- Kolom lantai 1-3 (K1) : 110 x 110 cm
- Kolom lantai 3-7 (K2) : 95 x 95 cm
- Kolom lantai 7- Atap (K3) : 75 x 75 cm

- Data Perencanaan

  Berikut adalah data perencanaan kolom lantai 1-3 (K1) :

  - Dimensi Kolom : 110 x 110 cm
  - f'_c : 50 Mpa
  - f_y : 420 Mpa
  - Tinggi kolom : 4.5 m
  - D longitudinal : 25 mm
  - D transversal : 13 mm
  - Cover : 50 mm

- Beban pada kolom

  Berdasarkan hasil perhitungan dari program bantu ETABS didapatkan beban aksial dan momen yang bekerja pada kolom tipe K1 sebagai berikut :

  - Pu_{max} : 24047 kN
  - Vu : 1057 kN
  - Tu : 301.28 kNm
  - Mu_x : 2486 kNm
  - Mu_y : 4012 kNm

4.6.1 Kontrol Dimensi Kolom

- Berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 21.6.1, komponen struktur SRPMK yang menahan gaya tekan aksial terfaktor akibat berbagai kombinasi harus ≥ $Ag\ x\ \frac{f'_c}{10}$:

$$\text{Pu} \geq \text{Ag}\ \frac{\text{f'c}}{10}$$

$$24047\ KN \geq 1100\ x\ 1100\ \frac{50}{10}$$

$$24047\ KN \geq 6050\ KN \text{ (OK)}$$

- Berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 21.6.1.1 dimensi penampang terpendek tidak boleh kurang dari 300 mm:

$$1100 > 300 \text{ mm (OK)}$$

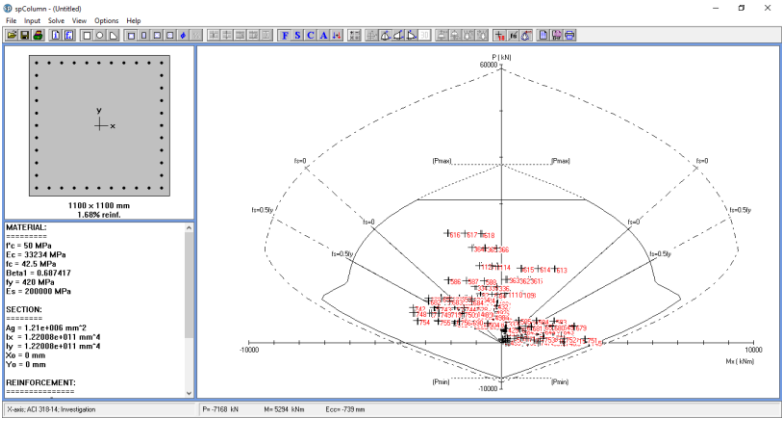
- Berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 21.6.1.2 Rasio dimensi penampang terpendek terhadap dimensi tegak lurus tidak boleh kurang dari 0.4 :

$$\frac{b}{h} \geq 0.4$$

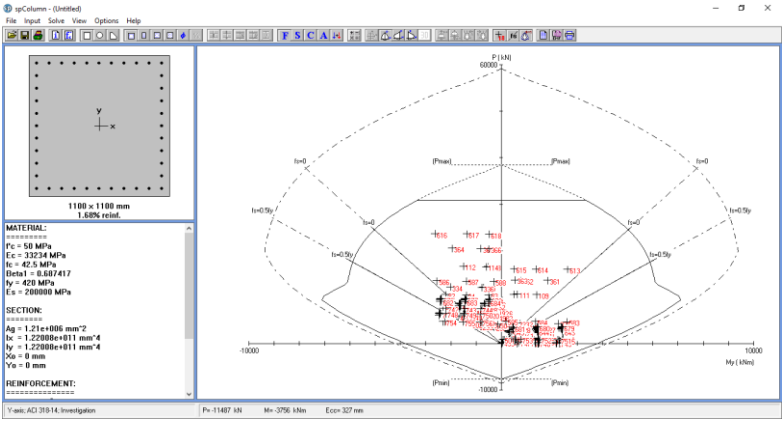
$$1 \geq 0.4 \text{ (OK)}$$

4.6.2 Penulangan Longitudinal Kolom

Dari hasil ETABS didapatkan beban aksial dan momen, kemudian dilakukan perhitungan tulangan longitudinal pada kolom dengan program bantu Sp Column, dan didapatkan hasil diagram interaksi yang dapat dilihat pada gambar dibawah ini:



Gambar 4. 11 Diagram Interaksi P-Mx Kolom K1



Gambar 4. 12 Diagram Interaksi P-My Kolom K1

Dari hasil perhitungan tulangan longitudinal kolom dengan program bantu Sp Column didapatkan tulangan longitudinal sebanyak 40D25.

4.6.3 Kontrol Rasio Tulangan Longitudinal Kolom

Berdasarkan pada SNI 2847-2013 pasal 21.6.3.1, luas tulangan longitudinal tidak boleh kurang dari 0.01 A_g dan tidak boleh lebih dari 0.06 A_g.

A_{st} = 40 x D25

= 40 x 0.25 x π x 25 x 25

= 19625 mm^2

A_g = 1100 x 1100

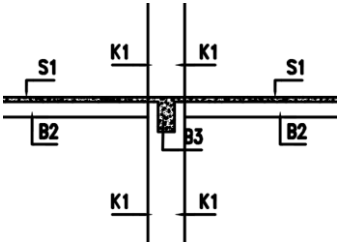
= 1210000 mm^2

Rasio tulangan = A_{st} = 0.0168 A_g

$0.01A_g \leq A_{st} \leq 0.06\ A_g$ (OK)

4.6.4 Kontrol Strong Column Weak

Mengacu pada SNI 2847-2013 pasal 21.6.1 , Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus harus memiliki momen kapasitas kolom yang lebih besar 1.2 kali momen kapasitas balok yang sesuai dengan arah gempa. Perhitungan *strong column weak beam* mengambil contoh pada join di lantai 2 dalam arah x seperti terlihat pada gambar 4.13.



Gambar 4. 13 Join Pada Lantai 2

- Momen Balok Negatif

  Momen negative balok memperhitungkan pengaruh plat yang diambil sebesar lebar efektif. Sesuai SNI 2847:2013

daerah lebar efektif pelat yang diambil tidak boleh melebihi :

- $be1 = \frac{1}{4}L$ = 1875 mm (menentukan)
- $be2 = bw + 8t$ = 1390 mm
- $be3 = bw + \frac{1}{2}s$ = 4100 mm

Lebar plat efektif (be) diambil sebesar 1875 mm

$$A_{s,pelat} = \frac{b_{eff}}{S_{tul.pelat}} x\ 0.25\pi\ x\ d^2 = 1243.73$$

$$A_{s,neg} = 10x\ 0.25\ x\ \pi\ x\ 25^2 = 4908.74\ mm$$

$$a = \frac{(A_{s,neg} + A_{s,pelat})\ x\ 1.25\ x\ f_{yt}}{0.85\ x\ f_c\ x\ b_{beff}}$$

$a = 50.66$ mm

$d_{eff} = h_b - t_s - d_{s1} - d_{b1} = 422$

$\phi Mn_{b1} = \left(A_{s,neg} + A_{s,plat)}\ x\ 1.25\ x\ f_{yt}\ x\ (d_{eff} - \frac{a}{2}\right) x\ 0.9$

ϕMn_{b1} = 1153.13 kNm

- Momen Balok Positif

$A_{s,pos} = 7\ x\ 0.25\ x\ \pi\ x\ 25^2 = 3436.12\ mm$

$$a = \frac{(A_{s,pos} + A_{s,pelat})\ x\ 1.25\ x\ f_{yt}}{0.85\ x\ f_c\ x\ b_{beff}}$$

$a = 38.54$ mm

$d_{eff} = h_b - t_s - d_{s1} - d_{b1} = 422$

$\phi Mn_{b2} = \left(A_{s,pos} + A_{s,pelat)}\ x\ 1.25\ x\ f_{yt}\ x\ (d_{eff} - \frac{a}{2}\right) x\ 0.9$

ϕMn_{b2} = 890.52 kNm

- Total Momen Balok
  $\Sigma Mn_b = 2043.65\ mm^2$
  $1.2\ \Sigma Mn_b = 2451.6\ mm^2$

- Momen Nominal Kolom
  Momen nominal kolom didapatkan dari diagram interaksi P-M pada spColumn.
  Mn_c =1449.8 kNm (Pu terkecil)
  $\Sigma Mn_c = 2 \times 1449.8 = 2899.6$ kNm
  $\Sigma Mn_c > 1.2\ \Sigma Mn_b$ (OK)

4.6.5 Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom

Mengacu pada SNI 2847-2013 pasal 10.3.6, kapasitas dari aksial pada beton tidak boleh kurang dari gaya aksial yang dihasilkan dari analisa struktur

$$\emptyset Pn = 0.8\ x\ \emptyset\ x\ ((0.85\ fc\ (\ Ag\ -\ Ast\ ) + fy\ Ast)$$
$$\emptyset Pn = 0.8\ x\ 0.65\ x\ ((0.85\ x\ 38\ (\ 1210000\ -\ 19625\ ) + 420\ x\ 19625)$$
$$\emptyset Pn\ = 24279\ KN$$
$$\emptyset Pn = 24279\ KN\ > Pu = 23673\ KN$$

4.6.6 Kontrol Gaya Geser Kolom

Mengacu pada SNI 2847-2013 pasal 21.6.5.1, gaya geser desain (V_e) tidak boleh kurang dari geser terfaktor yang didapatkan dari hasil perhitungan analisa struktur. Momen probabilistik (Mpr) digunakan untuk memperoleh gaya geser desain (Ve). Nilai Mpr pada ujung-ujung kolom diperoleh dari diagram interaksi dengan faktor kuat lebih pada material tulangan longitudinal sebesar 25% (fs =1,25fy). Sehingga gaya geser desain yang digunakan untuk menentukan jarak dan luas tulangan transversal ditentukan dari nilai (a), tetapi tidak perlu lebih besar dari nilai (b) dan harus melebihi nilai (c). Berikut perhitungannya:

(a) $V_{e1} = \frac{M_{prc\ atas} + M_{prbawah}}{lu}$

$M_{prc.atas}$ dan $M_{prc.bawah}$ didapatkan dari diagram interaksi Pn-Mpr kolom. Diagram interaksi didapat dengan menggunakan fs = 1,25 fy dan ϕ = 1. Kolom yang dijadikan contoh adalah pada kolom lantai 2. Ujung atas dan bawah pada kolom lantai 2 sama sehingga besarnya $M_{prc.bawah}$ dan $M_{prc.atas}$ sama.

M_{prc} = 7177.2 KNm

$$V_{e1} = \frac{M_{prc\,bawah} + M_{prc\,atas}}{lu} = \frac{7177.2\ kN.m + 7177.2\ kN.m}{(4.5-0.9)\ m}$$

$$= 3987.3 \text{ kN}$$

(b) $$V_{e2} = \frac{Mpr^{+} + Mpr^{-}}{ln}$$

Nilai Mpr^{+} dan Mpr^{-} merupakan nilai pada balok yaitu sebesar 890.52 kNm dan 1153.13 kNm

$$V_{e2} = \frac{Mpr^{+} + Mpr^{-}}{ln} = \frac{(890.52\ kN.m + 1153.13 kN.m)}{(4.5-0.9)\ m}$$

V_{e2} = 567.68 kN

(c) Vu hasil analisa struktur
Dari hasil ETABS didapatkan nilai Vu = 1057 kN

Berdasarkan hasil perhitungan dalam (a), (b), dan (c) Ve_{maks} = 3987.3 kN > Vu = 1057 kN. Sehingga perencanaan geser sudah memenuhi persyaratan (OK).

4.6.7 Perhitungan Tulangan *Convinement*

Selain menahan gaya geser, tulangan transversal memiliki fungsi yang sangat penting untuk diperhitungkan, yaitu sebagai pengekang atau *convinement.* Ketika menerima gaya gempa, kolom mengalami momen maksimum pada bagian ujungnya. Deformasi non-linear dapat terjadi dan sebagai material yang getas, beton sangat rentan mengalami keruntuhan karena tidak memiliki daktilitas yang memadai.

- Spasi Tulangan Convinement di Daerah Sendi Plastis

Spasi tulangan *convinement* tersebut harus memenuhi SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.3. Spasi tulangan maksimum adalah yang terkecil di antara :

1. ¼ dimensi penampang kolom terkecil = ¼ × 1100 = 275 mm
2. 6 kali diamater tulangan longitudinal = 6 × 25 = 150 mm
3. So menurut persamaan

So ≤ 100 + (350 – h_x)/3

dimana :

hx = xi terbesar = 239 mm

So = 100 + $(\frac{350-239}{3})$ = 137 mm

Dengan demikian spasi yang digunakan yaitu 100 mm.

- Daerah Pemasangan Tulangan Sengkang Persegi (Hoop)

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.1. Tulangan *hoop* dengan spasi yang telah dihitung tersebut harus dipasang sepanjang l_o dari ujung-ujung kolom. l_o dipilih yang terbesar antara :

1. Tinggi elemen kolom di join, h = 1100 mm
2. $^1/_6$ bentang bersih komponen struktur, = 1/6 × (4500-900) = 600 mm
3. 450 mm

Jadi panjang l_o sebesar 1100 mm dari ujung-ujung kolom.

- Luas Tulangan Convinement di Daerah Sendi Plastis

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 18.7.5.4 tulangan tranversal untuk pengekang persegi ditentukan sebagai berikut :

Pu = 24047 kN

0.3 $Ag\ fc' = 0.3\ x$ 1100 x 1100 x 50 = 18150 kN

$Pu \leq$ 0.3 $Ag\ fc'$

$fc' \leq 70\ MPa$

Maka persamaan yang digunakan adalah yang terbesar diantara berikut ini :

$$b_c = 1100 - 40 - 2\ x13 = 1034$$

$$A_{ch} = b_c\ x\ b_c = 1069156\ mm^2$$

$$A_{sh1} = 0.3\ \frac{s\ bc\ fc}{fyt} \text{x} \left[\left(\frac{Ag}{Ach}\right) - 1\right]$$

$$= 0.3\ \frac{100\ x\ \ 1034\ x\ \ 38}{420} \text{x} \left[\left(\frac{1210000}{1069156}\right) - 1\right]$$

$$= 369\ mm^2$$

$$A_{sh2} = 0.09\ \frac{s\ bc\ fc}{fyt}$$

$$= 0.09\ x\ \frac{100\ x\ 1034\ x\ 38}{420}$$

$$= 841.97\ mm^2 \quad \text{(menentukan)}$$

$$A_s(D13) = 0.25\ x\ \pi\ x\ d^2$$

$$= 132.73\ mm^2$$

$$A_s(D13)x\ 8kaki = 8\ x\ 132.73$$

$$= 1061.84\ mm^2$$

$$8\ A_s(D13) >\ A_{sh} \qquad (OK)$$

Sehingga dipasang 8D13-100 mm pada daerah plastis

- Spasi Tulangan Convinement di Daerah Luar Sendi Plastis

  Untuk daerah kolom diluar l_o, tulangan *convinement* dapat dipasang dengan spasi berdasarkan syarat SNI

2847:2013 Pasal 21.6.4.5. Spasi harus diambil yang terkecil dari dua syarat berikut :

(1) 6×diameter tulangan longitudinal terkecil = 6×25 mm = 150 mm
(2) 150 mm.

Dengan demikikan, untuk daerah luar l_o, tulangan dipasang tiap interval 150 mm.

4.6.8 Perhitungan Tulangan Geser

➢ Mengecek kontribusi beton diabaikan atau tidak
Berdasarkan SNI 2847:2013, kontribusi beton diabaikan dalam menahan gaya geser rencana bila:

- Gaya geser yang ditimbulkan gempa, Vsway, mewakili setengah atau lebih dari kekuatan geser perlu maksimum dalam lo.
  50%.Ve > Vu

  50%.3987.3 kN > 1057 kN (Ok)

- Gaya tekan aksial terfaktor, Pu = 24047 kN harus kurang dari $\frac{Ag\ x\ f'c}{20} = \frac{1100\ x\ 1100\ x\ 50}{20}$ = 3025 kN < Pu=24047 kN (Not Ok)
  Sehingga Vc diperhitungkan.

➢ Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 11.2.1.2 perhitungan kuat geser beton bila ikut berkontribusi menahan geser, yaitu:

d $= 1100 - 40 - 13 - \frac{25}{2}$ = 1034.5 mm

$V_c = 0.17.\left(1 + \frac{N_u}{14A_g}\right).\lambda\sqrt{f_c'}.b_w.d$

$= 0.17.\left(1 + \frac{24047x10^3}{14x\ 1100\ x\ 1100}\right).1\sqrt{50}\ x\ 1100x1034.5$

= 3309709 N = 3309.7 kN

- Menghitung tulangan transversal penahan geser untuk daerah sepanjang lo dari ujung-ujung kolom. Besarnya nilai Vs dihitung berdasarkan tulangan sengkang terpasang 8D13-100 dengan perhitungan sebagai berikut:

  Vs = $\frac{Ve}{\emptyset} - Vc$

  = $\frac{3987.3}{0.75} - 3309.7$

  = 2006.7 kN

  Av = 8 x 0.25 x π x 13^2 = 1061.86 mm^2

  s = $\frac{\text{Av x fy x d}}{\text{Vs}}$ = 229 mm > spakai=100mm (OK)

  Sehingga pada daerah sepanjang lo dipakai 8D13-100 mm

- Berdasarkan SNI 2847:2013 spasi minimum untuk tulangan transversal penahan geser untuk daerah sepanjang sisa tinggi kolom bersih (tinggi kolom total dikurangi lo pada masing-masing ujung kolom) sebagai berikut:
  - 6 x diameter tulangan longitudinal terkecil
    6 x 25 mm = 150 mm
  - 150 mm
    Jadi sengkang diluar daerah plastis adalah 8D13-150 mm.

4.6.9 Penulangan Torsi Pada Kolom

Perecanaan tulangan torsi mengacu pada SNI 2847-2013 pasal 11.5.1, pengaruh puntir pada kolom untuk struktur kolom dapat diabaikan bila nilai momen puntir kurang dari :

T_u = 301.28 kNm
N_u = 23672 KN
A_{cp} = 1100 x 1100
= 1210000 mm^2
P_{cp} = 2 x (1100+1100)
= 4400 mm

$$Tn = \emptyset\ 0.33\ \sqrt{f_c}\ \left(\frac{{A_{cp}}^2}{P_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{N_u}{0.33\ A_g\ \lambda\sqrt{f'_c}}}$$

$$= 0.65\ x\ 0.33\ \sqrt{50}\ \left(\frac{1210000^2}{4400}\right)\sqrt{1+\frac{23672}{0.33\ x\ 1210000\ x\ \sqrt{50}}}$$

$$Tn\ = 442.09\ kNm$$

$$Tn\ > Tu$$

Karena Tn > Tu tidak dibutuhkan tulangan torsi

4.6.10 Sambungan Lewatan

Sambungan lewatan yang digunakan tergolong kelas B karena seluruh tulangan akan disalurkan pada posisi yang sama. Pada sambungan kelas B panjang minimum sambungan lewatannya adalah 1,3ld (SNI 2847:2013 pasal 12.15.1). Besarnya ld ditetapkan berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 12.2.3 dengan menggunakan nilai Ktr = 0 untuk penyederhanaan desain.

$l_d = \left(\frac{f_y}{1{,}1\ x\ \lambda\ x\ \sqrt{f'c}}\ \frac{\Psi_t\Psi_e\Psi_s}{\frac{Cb+K_{tr}}{db}}\right).db$ (SNI 2847:2013 pasal 12.2.4)

Dimana:

Ψt = 1 (situasi lainnya)
Ψe = 1 (tulangan tanpa pelapis)
Ψs = 1 (tulangan ≥ D22)
λ = 1 (beton biasa)
d = 25 mm

nilai cb merupakan nilai terkecil dari parameter dibawah ini:

$c_1 = 40 + 16 + \frac{25}{2} = 68.5$ mm

$c_2 = \frac{1100-2\ x\ 68.5}{2} = 481.5$ mm

maka $c_b = c_{min} = 68.5$ mm

$(c_b + k_{tr})/d_b = 2.74 > 2.5$, pakai 2.5

$l_d = \left(\frac{420}{1.1 \times 1 \times \sqrt{50}} \frac{1}{2.5}\right) \times 25 = 539.97$ mm

1.3 ld = 1.3 x 539.97 mm = 701.96 mm

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 12.17.2.4, pada komponen struktur tekan bertulangan pengikat, dimana pengikat sepanjang panjang sambungan lewatan memiliki luas efektif tidak kurang dari **0,0015*hs*** dalam kedua arah, panjang sambungan lewatan diizinkan untuk dikalikan dengan 0,83, tetapi panjang lewatan tidak boleh kurang dari 300 mm. Kaki pengikat yang tegak lurus terhadap dimensi ***h*** harus digunakan dalam menentukan luas efektif.

0.0015 x h x s = 0.0015 x 1100 x 100

= 165 mm^2 < Av = 1061.84 mm^2

Sehingga panjang lewatan dapat dikurangi menjadi

0.83 x 1.3ld = 0.83 x 701.96 = 582.63 mm ~ 600 mm

Digunakan sambungan lewatan sepanjang 600 mm

Tabel 4. 23 Rekapitulasi Penulangan Kolom

Jenis Kolom	Dimensi		Tulangan Longitudinal	Tulangan Tranversal	
	b	h			
	mm	mm		Tumpuan	Lapangan
K1	1100	1100	40D25	8D13-100	8D13-150
K2	950	950	32D25	6D13-100	6D13-150
K3	750	750	28D25	4D13-100	4D13-150

4.7 Hubungan Balok-Kolom

a. Pengecekan syarat panjang joint

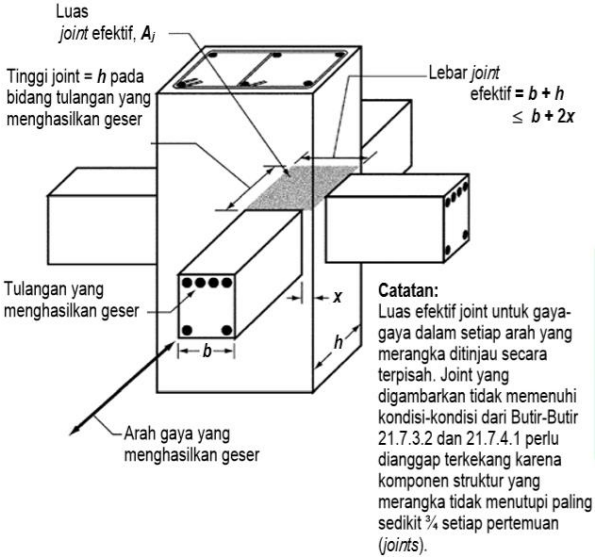
Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.7.2.3, dimensi kolom yang sejajar dengan tulangan balok tidak boleh kurang dari 20 kali diameter tulangan longitudinal terbesar.

Dimensi kolom : 750 x 750

db balok : 25 mm
20 x db = 20 x 25 = 500 mm ≤ 750 mm **(OK)**

b. Menentukan luas efektif joint

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.7.4.1, Aj merupakan perkalian tinggi efektif dengan lebar joint efektif.



Gambar 4. 14 Luas Joint Efektif

b = 350 mm
h = 750 mm
x = $\frac{(750-350)}{2}$ = 200 mm
Tinggi joint = 750 mm
Lebar joint efektif merupakan nilai terkecil dari:
(Gambar 4.16)
b + h = 350 + 750 = 1100 mm
b + 2x = 350 + 2. (200) = 750 mm

Aj = tinggi joint x lebar efektif joint
= 750 mm x 750 mm
= 562500 mm^2

c. Menentukan luas efektif joint

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.7.3.2, untuk joint interior, jumlah tulangan confinement setidaknya setengah dari tulangan confinement yang dibutuhkan pada ujung-ujung kolom. Spasi vertical tulangan confinement ini diizinkan diperbesar hingga 150 mm.

$\frac{Ash}{S}$ = 0,5 $\frac{Ash}{S}$ = 0,5 $\frac{841.97}{100}$ = 4.21 mm

Digunakan 4D13

Ash = 530.93 mm^2

S = $\frac{530.93}{3.21}$ = 165.39 mm

Jadi digunakan 4D13–150 mm.

d. Menghitung gaya geser pada joint

- Menghitung Me

Balok yang memasuki joint memiliki:

M_{prb1} = 776.26 kNm

M_{prb2} = 602.13 kNm

Pada joint, kekakuan kolom atas dan kolom bawah sama.

Me = 0,5 (Mprb1 + Mprb2)
= 689.19 KN.m

- Menghitung geser pada kolom atas

V_{sway} = $\frac{Me+Me}{l}$
= $\frac{2\ x\ 689.19}{4.5-0,5}$
= 344.59 kN

- Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.7.2.1, hitung gaya-gaya pada tulangan balok longitudinal. Dalam perhitungan diasumsikan bahwa tegangan pada tulangan tarik lentur adalah 1,25 fy.
  1. Gaya tarik pada tulangan balok di tumpuan kiri (B2)
     As balok kiri 7D25 = 3436.12 mm^2
     T_1 = As x 1,25.fy
     = 1803963 N = 1803.96 KN
  2. Gaya tekan pada tulangan balok di tumpuan kanan (B2)
     As balok kanan 10D25 = 4908.74 mm^2
     C_2 = As x 1,25.fy
     = 2577088 N = 2577.08 KN
- Menghitung gaya geser

  Vj = $(T_1 + C_2) - V_{sway}$
  = (1803.96 + 2577.08) – 344.59
  = 4036.45 kN (searah T)

  e. Cek kuat geser joint

  Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.7.4.1, untuk menghitung kuat geser joint yang dikekang di keempat sisinya sebagai berikut

  Vn = 1,7 x $\sqrt{fc}$ x Aj
  = 1,7 x $\sqrt{50}$ x 562500
  = 6761708 N

  ØVn = 0,75 x 6761708 N
  = 5071281 N
  = 5071.28 kN >Vj = 4036.45 kN **(OK)**

4.8 Perencanaan Dinding Geser

Dinding geser pada struktur harus dapat menahan maksimal 75% dari beban lateral yang diterima struktur. Perencanaan *shear wall* dapat dibedakan menjadi 2 , arah X dan arah Y. Berikut adalah perhitungan shear wall :

4.8.1 Data Perencanaan

- Tebal Dinding = 40 cm
- Tebal Decking = 5 cm
- Tinggi = 450 cm
- f'_c = 50 Mpa
- f_y = 420 Mpa
- D longitudinal = 25 mm
- D transversal = 13 mm
- dx = 400 – d' – D(13) – 0.5 D(25)
  = 324.5 mm

Berdasarkan hasil perhitungan dari ETABS didapatkan beban pada *shear wall* sebagai berikut :

- P_u = 30991.48 kN
- M_{ux} = 54673.87 kNm
- M_{uy} = 201260.87 kNm
- V_u = 14870.62 kN

4.8.2 Kontrol Ketebalan Minimum Dinding Geser

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 14.5.3, ketebalan dinding tidak boleh kurang dari:

1. 40 cm ≥ H / 25 = 450 / 25 = 18 cm (OK)
2. 40 cm ≥ L / 25 = 750 / 25 = 30 cm (OK)

Jadi, ketebalan *shear wall* 40 cm sudah memenuhi persyaratan.

4.8.3 Kontrol Dimensi Terhadap Gaya Geser

Kontrol dimensi penampang dinding geser terhadap gaya geser tidak boleh diambil melebihi $0.83A_{cv}\sqrt{f'c}$.

$$V_u < 0.83A_{cv}\sqrt{f'c}$$

$$14870.62\ kN < 0.83\ (400x7500)\frac{\sqrt{50}}{1000}$$

$$14870.62\ kN < 15748.14\ kN \text{ (OK)}$$

4.8.4 Kontrol Dimensi terhadap Gaya Aksial

Mengacu pada SNI 2487-2013 pasal 14.5.2, kekuatan nominal dinding geser direncanakan sebagai berikut :

$$\emptyset Pn = 0.55\ \emptyset\ fc\ Ag\ [1 - \left(\frac{k\ lc}{32h}\right)^{2}\ ]$$

Dimana :

k : faktor panjang efektif (0.8)
lc : panjang kolom

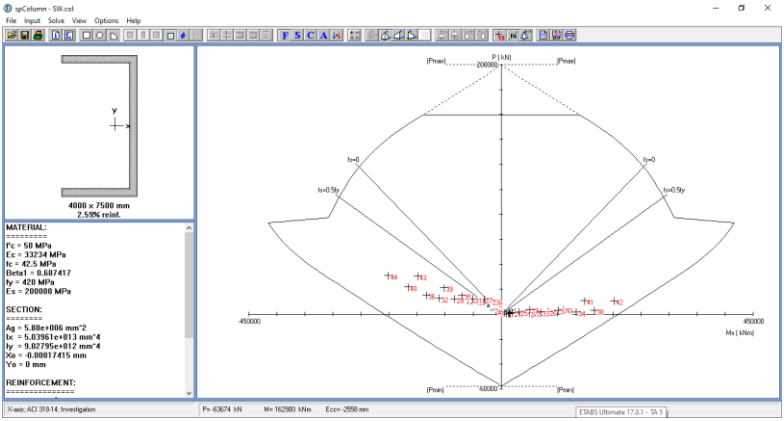
$$\emptyset Pn = 0.55\ \emptyset\ fc\ Ag\ \left[1 - \left(\frac{k\ lc}{32h}\right)^{2}\right]$$

$$\emptyset Pn = 43724.235\ KN$$

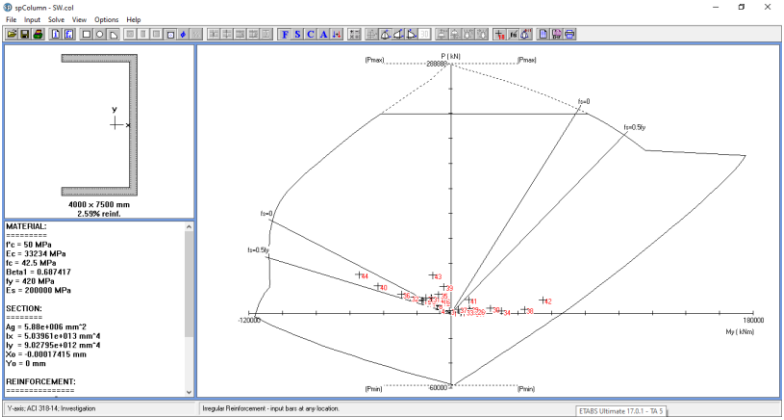
$$P_u = 30991.48\ KN \quad < \quad \emptyset P_n = 43724.236\ KN\ (OK)$$

4.8.5 Penulangan *longitudinal* shear wall

Perhitungan tulangan longitudinal pasa *shear wall* menggunakan bantuan program Sp Column dengan mengimput beban aksial dan momen yang didapatkan dari hasil ETABS, dan didapatkan hasil sebagai berikut :



Gambar 4. 15 Diagram Interaksi P-Mx Shear Wall



Gambar 4. 16 Diagram Interaksi P-My Shear Wall

Dari spColumn, didapatkan bahwa beban yang bekerja masih bisa diterima oleh Shear Wall. Sehingga dipakai tulangan longitudinal shear wall **2D25-100**.

4.8.6 Penulangan Geser Shear wall

- Jumlah Lapisan Tulangan

  Mengacu pada SNI 2847-2013 pasal 21.9.2.2, Paling sedikit dua tirai tulangan yang dipasang jika

  Vu > 0.17 A_{cv} $\lambda\sqrt{f'_c}$.

  $$V_u > 0.17\ Acv\ \pi\lambda\sqrt{fc}$$

  $$14870.62\ kN > 9871.69\ kN \quad (2\ Lapisan\ tulangan)$$

  Serta mengacu pada SNI 2847-2013 pasal 14.3.4, tebal dinding yang lebih dari 25 mm , harus dipasang tulangan 2 lapis

  $$Tebal\ > 250\ mm$$
  $$400\ mm\ > 250\ mm \quad (2\ lapisan\ tulangan)$$

  Sehingga untuk tulangan geser dipasang 2 lapisan tulangan

- Kontrol kekuatan tulangan geser

  Mengacu pada SNI 2847-2013 pasal 21.9.4.1,
  Kekuatan tulangan geser direncanakan sebagai berikut :

  $$hw\ (tinggi) = 4500\ mm$$
  $$lw\ (panjang) = 7500\ mm$$
  $$\frac{h_w}{l_w} = 0.6$$
  $$\alpha_c = 0.25$$
  $$s\ (sengkang) = 100\ mm$$
  $$As\ (2D16) = 401.92\ mm^2$$
  $$\rho = \frac{As\ sengkang}{dx\ x\ s}$$
  $$= \frac{401.92}{321.5\ x\ 100}$$
  $$= 0.0125$$

$$V_n = A_{cv}\ (ac\ \lambda \sqrt{f'_c} + \ \rho\ f_y)$$

$$= 21053.3\ kN$$

$$\emptyset V_n = 0.75\ x\ 21053.3$$

$$= 15789.97\ KN$$

$$\emptyset V_n > \ V_u \quad (OK)$$

- Rasio Tulangan
  Mengacu pada SNI 2847-2013 pasal 11.9.9.2, rasio tulangan geser horizontal terhadap luas beton bruto tidak boleh kurang dari 0.0025

$$\rho = 0.0125$$

$$\rho = 0.0125 \ > \ 0.0025 \ \ (OK)$$

4.8.7 Perencanaan Komponen Batas

- Kontrol Komponen Batas
  Mengacu pada SNI 2847-2013 pasal 21.9.6.2, penentuan komponen pembatas berdasarkan pendekatan perpindahan.

$$C \geq \ \frac{lw}{600\ (\frac{\delta u}{hw})}$$

$$\delta_u = 141\ mm$$

$$h_w = 54000\ mm$$

$$\frac{\delta_u}{h_w} = 0.002611\ mm$$

$$\frac{\delta_u}{h_w} pakai = 0.007\ mm$$

$$C \geq \ \frac{17500}{600\ (0.007)}$$

$$C = \ 178.5\ cm$$

$$C\ (dari\ Sp\ Column\ ) = \ 334\ mm$$

$$C < C\ (Sp\ Column)$$

Sehingga membutuhkan elemen pembatas.

Mengacu pada SNI 2847-2013, dinding geser membutuhakan elemen pembatas jika :

$$\frac{Mu}{W} + \frac{Pu}{A} > 0.2\ fc$$

$$\frac{54673.87}{\frac{1}{6}x0.4x\ 7.5^2} + \frac{30991.48}{0.4\ x\ 7.5} > 0.2\ x\ 38$$

$$24.91 > 7.6$$

Sehingga dibutuhkan elemen pembatas

- Panjang komponen batas
  Mengacu padaSNI 2847-2013 pasal 21.9.6.4, elemen pembatas harus memenuhi :

$$c\ - 0.1\ l_w\ \ = 416\ mm$$
$$c\ /2\ \ = 167\ mm$$

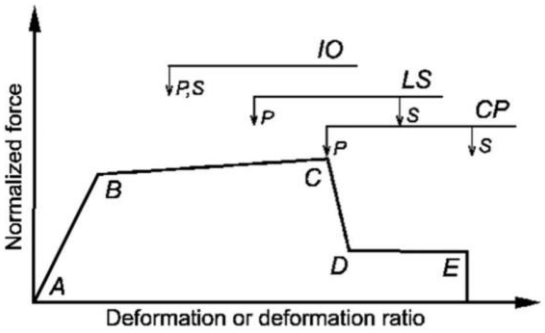
Sehingga digunakan panjang elemen pembatas 500 mm.

Tabel 4. 24 Resume Tulangan Shear Wall

Tipe	Tulangan Longitudinal	Tulangan Tranversal	Panjang Boundary Element (mm)
SW	2D25-100	2D16-100	500

4.9 Kriteria Penerimaan (Acceptance Criteria)

Struktur bangunan tahan gempa dan tsunami diharapkan memiliki kapasitas cadangan yang memadai untuk menahan dampak tsunami setelah terjadinya gempa. Sesuai dengan FEMA P-646, untuk memastikan kekuatan dan daktilitas yang memadai dalam menahan beban tsunami, *Performance Level* struktur setelah terkena gempa harus berada pada level *Immediate Occupancy (IO)*.



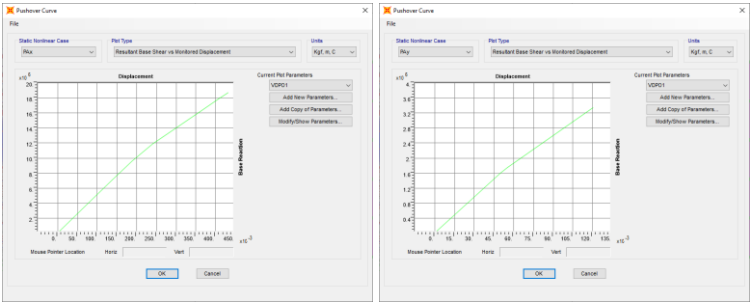
Gambar 4. 17 Kriteria Penerimaan Berdasarkan Deformasi

4.9.1 Model Analisis

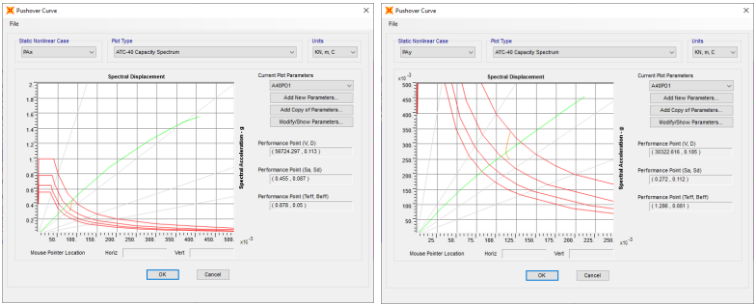
Untuk menganalisis *performance level* struktur dilakukan *Pushover Analysis* dengan permodelan pada SAP2000 secara 3D. Balok dan kolom dimodelkan sebagai elemen nonlinear dengan sendi plastis pada ujung-ujung element. SAP2000 memberikan default hinges, P-M2-M3 hinges untuk kolom dan M3 hinges untuk balok. Sedangkan untuk *Shear Wall* pada SAP2000 dapat dimodelkan sebagai *shell-nonlinear*. Selain itu untuk beban pushover dimodelkan sebagai beban non-linear static dengan memasukan beban mati dan beban hidup sebagai kondisi awal (*initial condition*). Target dan letak titik *displacement control* pada lantai atap juga harus ditentukan.

4.9.2 Hasil Analisa

Pushover curve dari struktur ditunjukan pada gambar berikut :



Gambar 4. 18 Base Shear vs Displacement Arah X dan Y



Gambar 4. 19 Pushover Curve ATC-40 Arah X dan Y

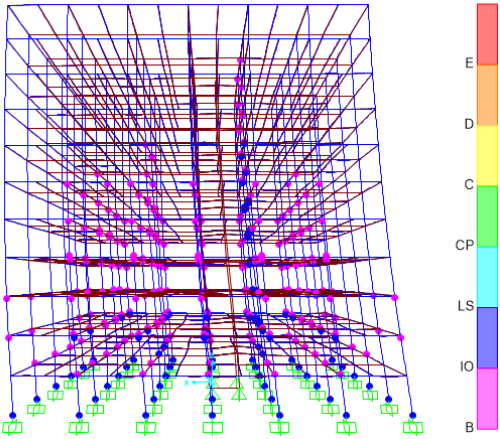
Kurva tersebut merepresentasikan kekauan dan duktilitas elemen strukur. Kemiringan dari grafik pushover secara bertahap berkurang seiring dengan meningkatnya *lateral displacement* pada struktur.

Merujuk pada ATC-40, performance level dapat ditentukan berdasarkan batas deformasi.

Deformation Limit Ratio for each Performance Levels (ATC-40)			
Immediate Occupancy	Damage Control	Life Safety	Structural Stabillity
0.01	0.01-0.02	0.02	0.33Vi/Pi

Gambar 4. 20 Rasio Deformasi Batas Sesuai ATC-40

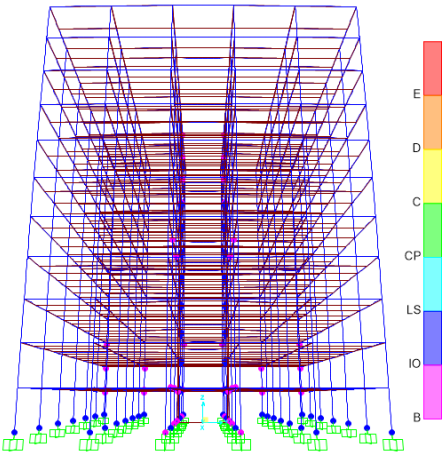
Batas maksimum displacement = 0.01 H = 0.01 x 49.5 m = 0.495m. Target displacement hasil pushover analysis untuk arah X = 0.113m < 0.495m dan arah Y = 0.185m < 0.495m. Sehingga syarat IO (*Immediate Occupancy*) terpenuhi.



Gambar 4. 21 Letak Sendi Plastis Pushover Arah X

Tabel 4. 25 Performance Leves Arah X Sesuai SAP2000

LoadCase	Step	Displacement	BaseForce	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	Total
Text	Unitless	m	kN	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
PAx	0	-0.000323	0	3104	0	0	0	0	0	0	0	3104
PAx	1	0.099677	52182.78857	3104	0	0	0	0	0	0	0	3104
PAx	2	0.133056	69517.69571	3104	0	0	0	0	0	0	0	3104
PAx	3	0.234115	117137.1773	3062	42	0	0	0	0	0	0	3104
PAx	4	0.363824	169307.4385	3024	38	42	0	0	0	0	0	3104
PAx	5	0.46395	202240.8574	2850	190	64	0	0	0	0	0	3104
PAx	6	0.514763	213899.2587	2768	248	88	0	0	0	0	0	3104
PAx	7	0.514773	213886.6143	2768	248	88	0	0	0	0	0	3104
PAx	8	0.514824	213896.153	2768	248	88	0	0	0	0	0	3104



Gambar 4. 22 Letak Sendi Plastis Pushover Arah Y

Tabel 4. 26 Performance Leves Arah Y Sesuai SAP2000

LoadCase	Step	Displacement	BaseForce	A-B	B-IO	IO-LS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
Text	Unitless	m	KN	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
PAy	0	0.000044	0	3104	0	0	0	0	0	0	0	3104
PAy	1	0.0426	8970.313	3104	0	0	0	0	0	0	0	3104
PAy	2	0.093108	18297.95	2947	157	0	0	0	0	0	0	3104
PAy	3	0.143403	25402.258	2620	484	0	0	0	0	0	0	3104
PAy	4	0.20704	32847.133	2383	714	7	0	0	0	0	0	3104
PAy	5	0.25704	38454.669	2258	806	40	0	0	0	0	0	3104
PAy	6	0.30704	43896.631	2113	912	79	0	0	0	0	0	3104
PAy	7	0.35704	49193.697	2045	851	202	0	0	6	0	0	3104
PAy	8	0.357243	49221.566	2044	852	202	0	0	6	0	0	3104

Hasil pushover analysis tersebut menampilkan bentuk deformasi dan lokasi sendi plastis yang melampaui batas yang diisyaratkan oleh FEMA yakni IO,LS, dan CP. Sesuai dengan gambar tersebut, kerusakan bangunan masih berada dalam batas *Immediate Occupancy*.

4.10 Perencanaan Pondasi

4.10.1 Umum

Pondasi merupakan struktur bawah yang berfungsi untuk menerima semua beban dari struktur dan disalurkan ke tanah. Perencanaan pondasi pada tugas akhir ini menggunakan pondasi tiang pancang dengan jenis prestressed concrete spun pile dari PT. WIKA (Wijaya Karya) Beton. Pembahasan pada bab ini meliputi jumlah tiang pancang, kedalaman tiang pancang dan pile cap.

4.10.2 Beban Struktur

Beban dari struktur menentukan perencanan pondasi yang akan direncanakan. Beban pada struktur akan disalurkan melalui kolom menuju tiang pancang. Beban yang bekerja pada pondasi mengacu pada SNI 1726-2019 pasal 4.2.3 kombinasi beban untuk metode tegangan ijn dan ASCE 7-16. Kombinasi beban berikut merupakan kombinasi beban untuk menghitung tiang pancang dengan desain tegangan ijin.

- D
- D + L
- D + 0.75 L
- D +0.7 E
- D + 0.75 L + 0.75(0.7 E)
- 0.6 D + 0.7 E
- $0.9D + F_{TSU} + 0.5L$

Dari kombinasi diatas dilakukan control untuk masing masing kombinasi untuk dijadikan penentu dalam perhitungan

kebutuhan tiang pancang, defleksi dan momen yang terjadi pada reaksi perletakan.

Berikut adalah hasil output joint reaction dari kolom dan shear wall dari program bantu ETABS :

Tabel 4. 27 Joint Reaction pada Kolom

Load Case/Combo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
D	4.68	0.54	4569.55	-1.58	13.24	0.03
D + L	7.06	0.94	7345.40	-2.81	19.89	0.05
D + 0.75L	6.47	0.84	6651.44	-2.50	18.23	0.05
0.6D + 0.7Ex	721.36	105.47	3649.84	811.80	3172.04	102.96
0.6D + 0.7Ey	296.78	343.58	3528.55	2672.67	1297.94	318.94
D + 0.7Ex	238.56	274.97	3872.48	2137.82	1041.60	255.16
D + 0.7Ey	298.21	343.72	4840.61	2672.27	1302.00	318.95
D + 0.75L + 0.525 Ex	545.38	79.70	7332.52	527.36	1845.92	77.25
D + 0.75L + 0.525 Ey	226.94	258.28	7241.55	2002.72	985.73	239.24
0.9D + Ftsu + 0.5L	342.77	2.55	5495.59	-7.89	-671.17	-1.03

Tabel 4. 28 Joint Reaction pada Shear wall

Load Case/Combo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
D	388.314	-328.855	5787.932	96.8471	27.5826	1.4652
D + L	578.2277	-474.108	8383.655	135.5368	39.2852	2.1248
D + 0.75L	530.7493	-437.795	7734.724	125.8644	36.3595	1.9599
D + 0.7Ex	1589.158	1468.749	15093.6	1013.664	1417.56	18.0241
D + 0.7Ey	1477.489	3595.01	22154.26	2271.439	359.1028	11.2197
0.6D + 0.7Ex	1469.119	1573.302	13260.72	982.1139	1408.701	17.5606
0.6D + 0.7Ey	1357.45	3699.563	20321.38	2239.889	350.2441	10.7562
D + 0.75L + 0.525 Ex	1457.847	890.1665	15075.7	818.8685	1080.473	14.471
D + 0.75L + 0.525 Ey	1374.096	2484.862	20371.19	1762.2	286.6304	9.3677
0.9D + Ftsu + 0.5L	-817.194	-241.596	4798.281	82.915	-445.284	-0.5929

4.10.3 Spesifikasi Tiang Pancang

Pada perencanaan pondasi menggunakan tiang pancang jenis *Prestressed Concrete Spun Piles* dari PT. Wijaya Karya Beton.

- Tiang Pancang merupakan tiang pancang pracetak dengan penampang berbentuk bulat berongga.
- Mutu beton tiang pancang fc' = 52 MPa

Berikut ini, spesifikasi tiang pancang yang digunakan,

- Diameter tiang pancang = 1000 mm
- Tebal tiang = 140 mm
- Kelas tiang pancang = C
- Berat = 641 kg/m
- Panjang = 6 – 24 m
- Moment Crack (M_{cr}) = 120 ton.m
- Allowable Axial Load (P_u) = 555.23 ton

4.10.4 Data Tanah

Dalam tugas akhir ini data tanah untuk perencanaan pondasi didapatkan dari Laboratorium Mekanika Tanah Departemen Teknik Sipil ITS Surabaya. Data tanah yang dipakai bukanlah data tanah real melainkan data tanah yang menggambarkan kondisi di lapangan.

4.10.5 Identifikasi Potensi Likuifaksi

Berikut analisa identifikasi potensi likuifakasi berdasarkan studi literature dalam bab 2 :

- Tanah yang memiliki potensi likufaksi adalah yang memiliki batas cair (LL) yang kurang dari 35. Berdasarkan data tanah, nilai LL pada setiap kedalaman lebih besar dari 35 sehingga pada semua kedalaman tidak berpotensi likuifaksi.
- Kadar air dari tanah yang lebih besar dari 0,9 batas cairan LL juga berpotensi likuifaksi. Berdasarkan data tanah, kadar air tanah pada kedalaman 0-10 m lebih besar dari 0.9 batas cairan LL sehingga pada kedalaman tersebut

berpotensi likuifaksi sedangkan pada kedalaman 10-50m tidak berpotensi likuifaksi.

- Aspek Fines Contents dan PI Tanah cohesionless yang memiliki kurang dari 15 persen (berat) partikel lebih kecil dari 0,005 mm (Seed & Idriss, 1982) berpotensi terjadi likuifaksi. Berdasarkan hasil *sieve analysis* dalam data tanah rata-rata nilai *fines contens* adalah 83-90% lebih dari 15 % maka tanah tidak berpotensi likuifaksi.

Berikut hasil identifikasi potensi likuifaksi tiap kedalaman :

Tabel 4. 29 Potensi Likuifaksi Tiap Kedalaman

Kedalaman	Jenis Tanah	PL	LL	POTENSI	IP	Wc	0,9 LL	POTENSI	IL	POTENSI	Kesimpulan Akhir
0	Lempung	31.26	60.35	Tidak Likuifaksi	29.09	64.05	54.315	Likuifaksi	1.127	Likuifaksi	Likuifaksi
1.00	Lempung	31.26	60.35	Tidak Likuifaksi	29.09	64.05	54.315	Likuifaksi	1.127	Likuifaksi	Likuifaksi
2.00	Lempung	31.26	60.35	Tidak Likuifaksi	29.09	64.05	54.315	Likuifaksi	1.127	Likuifaksi	Likuifaksi
3.00	Lempung	31.26	60.35	Tidak Likuifaksi	29.09	64.05	54.315	Likuifaksi	1.127	Likuifaksi	Likuifaksi
4.00	Lempung	31.26	60.35	Tidak Likuifaksi	29.09	64.05	54.315	Likuifaksi	1.127	Likuifaksi	Likuifaksi
5.00	Lempung	31.26	60.35	Tidak Likuifaksi	29.09	64.05	54.315	Likuifaksi	1.127	Likuifaksi	Likuifaksi
6.00	Lempung	28.46	55.74	Tidak Likuifaksi	27.28	59.74	50.166	Likuifaksi	1.147	Likuifaksi	Likuifaksi
7.00	Lempung	28.46	55.74	Tidak Likuifaksi	27.28	59.74	50.166	Likuifaksi	1.147	Likuifaksi	Likuifaksi
8.00	Lempung	28.46	55.74	Tidak Likuifaksi	27.28	59.74	50.166	Likuifaksi	1.147	Likuifaksi	Likuifaksi
9.00	Lempung	28.46	55.74	Tidak Likuifaksi	27.28	59.74	50.166	Likuifaksi	1.147	Likuifaksi	Likuifaksi
10.00	Lempung	28.46	55.74	Tidak Likuifaksi	27.28	59.74	50.166	Likuifaksi	1.147	Likuifaksi	Likuifaksi
11.00	Lempung	32.56	60.35	Tidak Likuifaksi	30.73	48.24	54.315	Tidak Likuifaksi	0.510	Tidak Likuifaksi	Tidak Likuifaksi
12.00	Lempung	32.56	60.35	Tidak Likuifaksi	30.73	48.24	54.315	Tidak Likuifaksi	0.510	Tidak Likuifaksi	Tidak Likuifaksi
13.00	Lempung	32.56	60.35	Tidak Likuifaksi	30.73	48.24	54.315	Tidak Likuifaksi	0.510	Tidak Likuifaksi	Tidak Likuifaksi
14.00	Lempung	32.56	60.35	Tidak Likuifaksi	30.73	48.24	54.315	Tidak Likuifaksi	0.510	Tidak Likuifaksi	Tidak Likuifaksi
15.00	Lempung	32.56	60.35	Tidak Likuifaksi	30.73	48.24	54.315	Tidak Likuifaksi	0.510	Tidak Likuifaksi	Tidak Likuifaksi
16.00	Lempung	32.56	60.35	Tidak Likuifaksi	30.73	48.24	54.315	Tidak Likuifaksi	0.510	Tidak Likuifaksi	Tidak Likuifaksi
17.00	Lempung	32.56	60.35	Tidak Likuifaksi	30.73	48.24	54.315	Tidak Likuifaksi	0.510	Tidak Likuifaksi	Tidak Likuifaksi
18.00	Lempung	32.56	60.35	Tidak Likuifaksi	30.73	48.24	54.315	Tidak Likuifaksi	0.510	Tidak Likuifaksi	Tidak Likuifaksi
19.00	Lempung	32.56	60.35	Tidak Likuifaksi	30.73	48.24	54.315	Tidak Likuifaksi	0.510	Tidak Likuifaksi	Tidak Likuifaksi
20.00	Lempung	32.56	60.35	Tidak Likuifaksi	30.73	48.24	54.315	Tidak Likuifaksi	0.510	Tidak Likuifaksi	Tidak Likuifaksi
21.00	Lempung	32.56	60.35	Tidak Likuifaksi	30.73	48.24	54.315	Tidak Likuifaksi	0.510	Tidak Likuifaksi	Tidak Likuifaksi
22.00	Lempung	32.56	60.35	Tidak Likuifaksi	30.73	48.24	54.315	Tidak Likuifaksi	0.510	Tidak Likuifaksi	Tidak Likuifaksi
23.00	Lempung	32.56	60.35	Tidak Likuifaksi	30.73	48.24	54.315	Tidak Likuifaksi	0.510	Tidak Likuifaksi	Tidak Likuifaksi
24.00	Lempung	32.56	60.35	Tidak Likuifaksi	30.73	48.24	54.315	Tidak Likuifaksi	0.510	Tidak Likuifaksi	Tidak Likuifaksi
25.00	Pasir	32.56	60.35	Tidak Likuifaksi	30.73	48.24	54.315	Tidak Likuifaksi	0.510	Tidak Likuifaksi	Tidak Likuifaksi
26.00	Pasir	32.56	60.35	Tidak Likuifaksi	30.73	48.24	54.315	Tidak Likuifaksi	0.510	Tidak Likuifaksi	Tidak Likuifaksi
27.00	Pasir	32.56	60.35	Tidak Likuifaksi	30.73	48.24	54.315	Tidak Likuifaksi	0.510	Tidak Likuifaksi	Tidak Likuifaksi
28.00	Lanau	32.56	60.35	Tidak Likuifaksi	30.73	48.24	54.315	Tidak Likuifaksi	0.510	Tidak Likuifaksi	Tidak Likuifaksi
29.00	Lanau	32.56	60.35	Tidak Likuifaksi	30.73	48.24	54.315	Tidak Likuifaksi	0.510	Tidak Likuifaksi	Tidak Likuifaksi
30.00	Lanau	32.56	60.35	Tidak Likuifaksi	30.73	48.24	54.315	Tidak Likuifaksi	0.510	Tidak Likuifaksi	Tidak Likuifaksi
31.00	Lempung	32.56	60.35	Tidak Likuifaksi	30.73	48.24	54.315	Tidak Likuifaksi	0.510	Tidak Likuifaksi	Tidak Likuifaksi
32.00	Lempung	32.56	60.35	Tidak Likuifaksi	30.73	48.24	54.315	Tidak Likuifaksi	0.510	Tidak Likuifaksi	Tidak Likuifaksi
33.00	Lempung	32.56	60.35	Tidak Likuifaksi	30.73	48.24	54.315	Tidak Likuifaksi	0.510	Tidak Likuifaksi	Tidak Likuifaksi
34.00	Lempung	32.56	60.35	Tidak Likuifaksi	30.73	48.24	54.315	Tidak Likuifaksi	0.510	Tidak Likuifaksi	Tidak Likuifaksi
35.00	Lempung	32.56	60.35	Tidak Likuifaksi	30.73	48.24	54.315	Tidak Likuifaksi	0.510	Tidak Likuifaksi	Tidak Likuifaksi
36.00	Lempung	32.56	60.35	Tidak Likuifaksi	30.73	48.24	54.315	Tidak Likuifaksi	0.510	Tidak Likuifaksi	Tidak Likuifaksi
37.00	Lempung	32.56	60.35	Tidak Likuifaksi	30.73	48.24	54.315	Tidak Likuifaksi	0.510	Tidak Likuifaksi	Tidak Likuifaksi
38.00	Lempung	32.56	60.35	Tidak Likuifaksi	30.73	48.24	54.315	Tidak Likuifaksi	0.510	Tidak Likuifaksi	Tidak Likuifaksi
39.00	Lempung	32.56	60.35	Tidak Likuifaksi	30.73	48.24	54.315	Tidak Likuifaksi	0.510	Tidak Likuifaksi	Tidak Likuifaksi
40.00	Lempung	32.56	60.35	Tidak Likuifaksi	30.73	48.24	54.315	Tidak Likuifaksi	0.510	Tidak Likuifaksi	Tidak Likuifaksi

4.10.6 Daya Dukung

4.10.6.1 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

Daya dukung total pada pondasi tiang pancang (Q_u) ditentukan oleh dua hal, yaitu daya dukung perlawanan tanah dari unsur dasar tiang pondasi (Q_p) dan daya dukung tanah dari lekatan lateral dari tanah (Q_s). Untuk mengakomodir adanya potensi likuifaksi maka daya dukung dari lekatan lateral (Q_s) pada lapisan yang berpotensi likuifaksi tidak dihitung. Berdasarkan hasil identifikasi potensi likuifaksi sebelumnya didapatkan bahwa terdapat potensi likuifaksi pada kedalaman 0-10m sehingga pada kedalaman tersebut Qs=0.

Daya dukung tiang pancang ditentukan berdasarkan spesifikasi tiang pancang pakai dan data tanah N-SPT sesuai yang ada pada lampiran. Untuk mendapatkan daya dukung ijin hasil SPT dikoreksi dengan metode perhitungan dari Terzaghi Bazaraa 1960, langkah-langkah perhitungannya adalah sebagai berikut :

1. Koreksi terhadap muka air tanah
   Untuk tanah berpasair halus, pasir lanau, dan pasir berlempung, yang berada dibawah muka air tanah dan hanya bila N> 15. Nilai N_1 digunakan yang terkecil dari persamaan berikut :
   - $N_1 = 15 + 0.5(N-15)$
   - $N_1 = 0.6\ N$

   Diambil nilai yang paling kecil
2. Koreksi terhadao overburden pressure dari tanah
   Hasil dari N_1 dikoreksi kembali untuk pengaruh tekanan tanah vertikal efektif pada lapisan dimana nilai N tersebut didapatkan, dengan rumus sebagai berikut :
   - $N_2 = \frac{4N_1}{1+0.4P_o}$, untuk $P_o \leq 7.5$ ton/m^2
   - $N_2 = \frac{4N_1}{3.25+0.1P_o}$, untuk $P_o \geq 7.5$ ton/m^2

Nilai dari N_2 yang sudah dihitung harus lebih kecil dari $2N_1$, apabila $N_2 > 2N_1$, maka nilai N_2 dibuat menjadi $2N_1$.

3. Menghitung daya dukung *ultimate* tanah

$P_{ult} = C_n A_{ujung} + \Sigma C_{li} A_{si}$

Dimana :

C_{li} = Hamabtan geser selimut tiang pada segmen i
= $\frac{N_i}{2}$ untuk tanah lempung / lanau
= $\frac{N_i}{5}$ untuk tanah pasir

A_{si} = Luas selimut tiang pada segmen I = O_i x h_i

O_i = Keliling tiang

C_n = 40 $\bar{N}$

$\bar{N}$ = Harga rata rata N_2 4D dibawah ujung hingga 8D diatas

Maka :

.$P_{ult} = 40\ \bar{N}\ A_{ujung} + \Sigma \frac{N_i}{2\ atau\ 5} A_{si}$

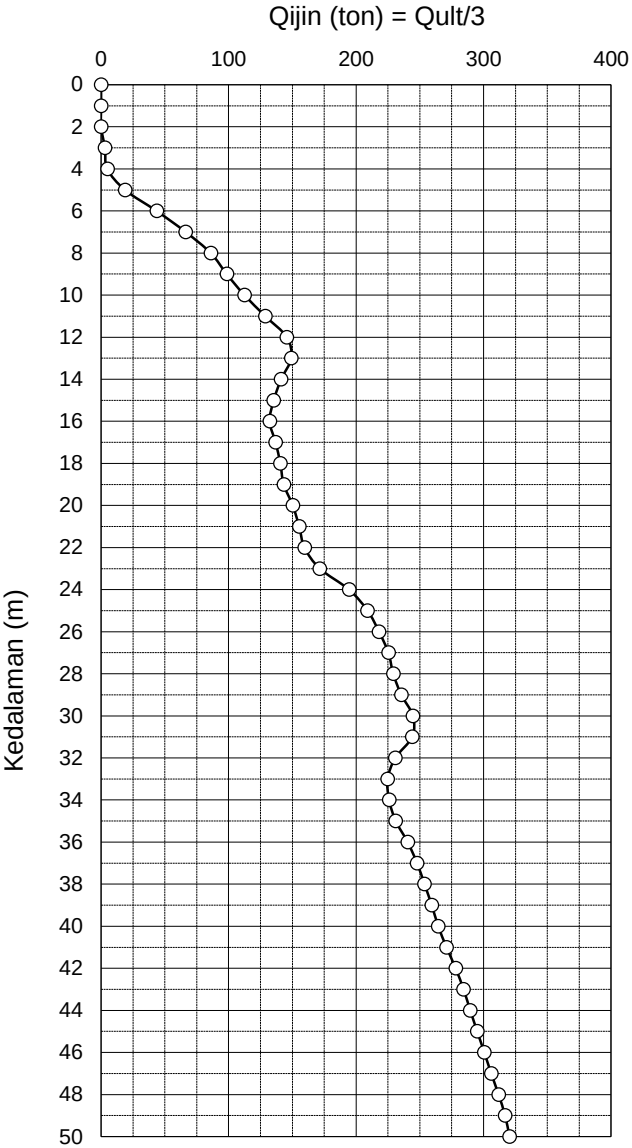
Daya dukung ijin dari satu tiang pancang yang berdiri sendiri adalah daya dukung tiang total dibagi dengan angka keamanan (SF = 3).

$P_{ult} = \frac{P_{ult}}{SF}$

L (m)	Jenis tanah	N SPT	Qs (ton)	Qp (ton)	Qult (ton)	Qijin (ton)
0	Lempung	0	0.00	0.00	0.00	0.00
1	Lempung	0	0.00	0.00	0.00	0.00
2	Lempung	0	0.00	0.00	0.00	0.00
3	Lempung	0	0.00	9.00	9.00	3.00
4	Lempung	0	0.00	14.60	14.60	4.87
5	Lempung	0.5	0.00	56.30	56.30	18.77
6	Lempung	1	0.00	130.66	130.66	43.55
7	Lempung	8	0.00	198.97	198.97	66.32
8	Lempung	15	0.00	257.93	257.93	85.98
9	Lempung	14.5	0.00	295.57	295.57	98.52
10	Lempung	14	0.00	337.16	337.16	112.39
11	Lempung	16	15.06	371.25	386.31	128.77
12	Lempung	18	31.69	405.36	437.05	145.68
13	Lempung	18	48.03	399.13	447.16	149.05
14	Lempung	18	64.08	359.31	423.39	141.13
15	Lempung	17	79.00	327.13	406.13	135.38
16	Lempung	16	92.82	303.74	396.56	132.19
17	Lempung	16.5	107.27	303.19	410.46	136.82
18	Lempung	17	121.50	300.18	421.68	140.56
19	Lempung	18	136.33	293.33	429.66	143.22
20	Lempung	19	151.76	299.15	450.92	150.31
21	Lempung	16.5	165.36	300.68	466.04	155.35
22	Lempung	14	183.74	294.83	478.57	159.52
23	Lempung	11.5	199.27	315.28	514.55	171.52
24	Lempung	9	210.75	372.68	583.43	194.48
25	Pasir	29.5	219.80	407.11	626.91	208.97
26	Pasir	50	234.68	419.19	653.86	217.95
27	Pasir	39	246.12	429.81	675.93	225.31
28	Lanau	28	266.38	420.83	687.21	229.07
29	Lanau	24.5	284.23	421.99	706.22	235.41
30	Lanau	21	299.02	434.47	733.49	244.50
31	Lanau	22.5	315.01	416.86	731.87	243.96
32	Lanau	24	331.48	360.68	692.16	230.72
33	Lanau	23	347.07	327.15	674.22	224.74
34	Lanau	22	361.78	315.66	677.44	225.81
35	Lanau	23	376.98	316.17	693.15	231.05

36	Lanau	24	392.64	328.56	721.20	240.40
37	Lanau	27.5	410.70	332.64	743.34	247.78
38	Lanau	31	430.44	330.35	760.79	253.60
39	Lanau	28	448.07	329.83	777.90	259.30
40	Lanau	25	463.62	329.51	793.13	264.38
41	Lanau	24.5	479.00	333.59	812.58	270.86
42	Lanau	24	493.59	340.49	834.08	278.03
43	Lanau	27.5	510.42	342.38	852.80	284.27
44	Lanau	31	528.84	339.53	868.37	289.46
45	Lanau	31.5	547.65	337.16	884.81	294.94
46	Lanau	32	566.25	335.25	901.51	300.50
47	Lanau	29	582.93	334.82	917.75	305.92
48	Lanau	26	597.72	337.34	935.06	311.69
49	Lanau	27	612.92	337.44	950.37	316.79
50	Lanau	28	628.52	332.27	960.79	320.26

Dari hasil perhitungan diatas, diambil tiang pancang diameter 1000mm pada kedalaman 45 m dengan daya dukung tanah sebesar 320.26 ton. Berikut adalah grafik daya dukung tanah :

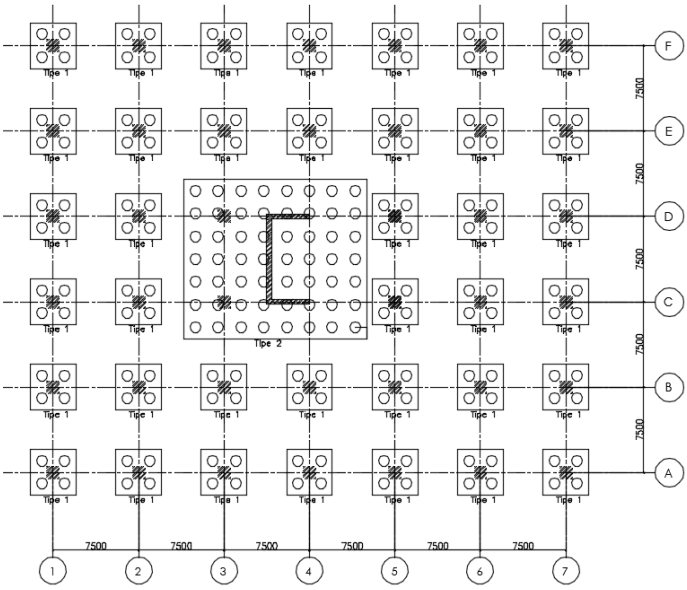


Gambar 4. 23 Grafik Qijin tanah

4.10.6.2 Kebutuhan Tiang Pancang Dalam Grup

Kebutuhan tiang pancang pada satu kolom atau shearwall ditentukan berdasarkan beban yang berasal dari kolom atau shearwall dan daya dukung ijin pada satu tiang. Jarak antar tiang direncanakan sesuai jarak yang diijinkan.

- Jarak antar tiang :
  $2\ D \leq S \leq 2{,}5\ D$
  $2 \times 100 \leq S \leq 2{,}5 \times 100$
  $200\ cm \leq S \leq 250\ cm$
  Digunakan jarak antar tiang = 200 cm
- Jarak tepi tiang pancang :
  $1\ D \leq S1 \leq 1{,}5\ D$
  $1 \times 100 \leq S1 \leq 1{,}5 \times 100$
  $100\ cm \leq S1 \leq 150\ cm$
  Digunakan jarak tiang ke tepi = 100 cm



Gambar 4. 24 Denah Pondasi

4.10.6.3 Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang Grup

Beban maksimum yang terjadi pada satu tiang pancang berasal dari gaya aksial dan momen yang disalurkan oleh kolom. Momen yang terjadi dapat mengakibatkan gaya tekan maupun gaya tarik pada tiang pancang namum dalam perhitungan hanya menghitung gaya tekan pada tiang pancang karena gaya tarik diasumsikan lebih kecil dari beban gravitasi, sehingga menggunakan persamaan :

$$P\,\text{max} = \frac{P}{n} + \frac{My.\ X\,max}{\sum X^2} + \frac{Mx.\ Y\,max}{\sum Y^2}$$

Perhitungan daya dukung tiang pancang dalam grup harus dikoreksi dengan faktor efisiensi tiang (ŋ) menurut Seiler-Keeney Formula :

$$ŋ = \left(1 - \frac{36\ x\ S}{75\ x\ S^2 - 7}\ x\ \left(\frac{m + n\ - 2}{m + n\ - 1}\right)\right) + \frac{0.3}{m + n}$$

Dimana:

- S = jarak antar tiang pancang (m)
- m = baris tiang pancang
- n = kolom tiang pancang

Kontrol beban maksimum dilakukan pada tiang pancang terluar. Contoh perhitungan beban maksimum pada tiang pancang akan menggunakan kombinasi beban D + 0.75L + 0.525 Ex.

- P = 7332.52 kN
- Hx = 545.38 kN
- Hy = 79.70 kN
- Mx = 527.36 kN-m
- My = 1845.92 kN-m
- N (n.tiang) = 4 buah
- Tebal Poer = 1 m
- Mx total = Mx + (Hy x t poer)

= 527.36 + (79.70 x 1)
= 607.06 kN-m

- My total = My + (Hx x t poer)
= 1845.92 + (545.38 x 1)
= 2391.3 kN-m
- X max = 1.0 m
- Y max = 1.0 m

$$P\text{ max} = \frac{P}{n} + \frac{My.\ X\ max}{\sum X^2} + \frac{Mx.\ Y\ max}{\sum Y^2}$$

$$= \frac{7332.52}{4} + \frac{2391.3\ x\ 1}{4\ X\ 1^2} + \frac{607.06\ x\ 1}{4\ X\ 1^2}$$

$$= 2582.72\ kN$$

$$ŋ = \left(1 - \frac{36\ x\ S}{75\ x\ S^2 - 7}\ x\ \left(\frac{m+n\ -2}{m+n\ -1}\right)\right) + \frac{0.3}{m+n}$$

$$= \left(1 - \frac{36\ x\ 2}{75\ x\ 2^2 - 7}\ x\ \left(\frac{2+2\ -2}{2+2\ -1}\right)\right) + \frac{0.3}{2+2}$$

$$= 0.911$$

$$\text{P ijin dalam grup} = ŋ\ x\ P\ ijin\ 1\ tiang$$

$$= 0.911\ x\ 294.94$$

$$= 268.69\ ton$$

$$= 2633.2\ kN$$

Tabel 4. 30 Rekapitulasi Beban Maksimum dalam 1 group (tipe 1)

Load Case/Combo	Jumlah tiang	Pu (kN)	Pu/n (kN)	Mx (kNm)	Mx . Y / Σy^2	My (kNm)	My . X / Σx^2	Pmax (kN)	P ijin (kN)	Kontrol
D	4	4569.55	1142.39	1.58	0.40	13.24	3.31	1146.09	2633.2	OK
D + L	4	7345.40	1836.35	2.81	0.70	19.89	4.97	1842.03	2633.2	OK
D + 0.75L	4	6651.44	1662.86	2.50	0.63	18.23	4.56	1668.04	2633.2	OK
0.6D + 0.7Ex	4	3649.84	912.46	811.80	202.95	3172.04	793.01	1908.42	2633.2	OK
0.6D + 0.7Ey	4	3528.55	882.14	2672.67	668.17	1297.94	324.49	1874.79	2633.2	OK
D + 0.7Ex	4	3872.48	968.12	2137.82	534.45	1041.60	260.40	1762.97	2633.2	OK
D + 0.7Ey	4	4840.61	1210.15	2672.27	668.07	1302.00	325.50	2203.72	2633.2	OK
D + 0.75L + 0.525 Ex	4	7332.52	1833.13	607.06	151.76	2391.30	597.83	2582.72	2633.2	OK
D + 0.75L + 0.525 Ey	4	7241.55	1810.39	2002.72	500.68	985.73	246.43	2557.50	2633.2	OK
0.9D + Ftsu + 0.5L	4	5495.59	1373.90	7.89	1.97	671.17	167.79	1543.66	2633.2	OK

Tabel 4. 31 Rekapitulasi Beban Maksimum dalam 1 group (tipe 2)

Load Case/Combo	Jumlah tiang	Pu (kN)	Pu/n (kN)	Mx (kNm)	Mx . Y / Sy2	My (kNm)	My . X / Sx2	Pmax (kN)	P ijin (kN)	Kontrol
D	56	22888.93	408.73	0.11	0.01	51.32	6.42	415.16	2390.77	OK
D + L	56	33774.84	603.12	0.25	0.03	86.52	10.81	613.97	2390.77	OK
D + 0.75L	56	31053.36	554.52	0.22	0.03	77.72	9.71	564.27	2390.77	OK
D + 0.7Ex	56	73097.39	1305.31	1560.51	195.06	4387.95	548.49	2048.87	2390.77	OK
D + 0.7Ey	56	82556.70	1474.23	5528.66	691.08	1742.53	217.82	2383.13	2390.77	OK
0.6D + 0.7Ex	56	65964.46	1177.94	1560.51	195.06	4373.96	546.75	1919.75	2390.77	OK
0.6D + 0.7Ey	56	75423.77	1346.85	5528.66	691.08	1728.54	216.07	2254.00	2390.77	OK
D + 0.75L + 0.525 Ex	56	70226.69	1254.05	1170.38	146.30	3335.09	416.89	1817.23	2390.77	OK
D + 0.75L + 0.525 Ey	56	77321.17	1380.74	4146.49	518.31	1351.03	168.88	2067.93	2390.77	OK
0.9D + Ftsu + 0.5L	56	25991.85	464.14	0.19	0.02	1690.97	211.37	675.54	2390.77	OK

4.10.6.4 Kontrol Kuat Tiang terhadap Gaya Lateral

Gaya lateral yang terjadi pada tiang pancang dapat mengakibatkan adanya defleksi dan momen. Nilai defleksi maksimum mengacu pada SNI 8460-2017 pasal 9.7.3.1. Perhitungan delfeksi akiabt beban lateral menggunakan metode NAVFAC 1971. Dan perencanaan tiang pancang dianggap *freehead.*

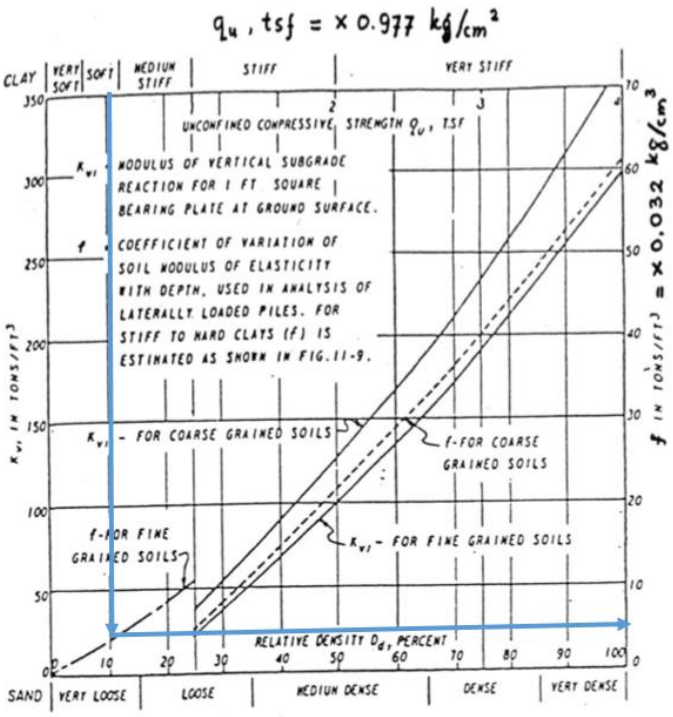
$$\delta = F_\delta \left(\frac{PT^3}{EI} \right)$$

Dimana :

- δ : Defleksi akibat beban
- F_δ : Koefisien Defleksi
- P : Gaya Lateral 1 tiang
- T : *Relative Stiffnes Factor*

Untuk mendapatkan defleksi akibat beban akan digunakan kombinasi beban D + 0.75L +0.525Ex dengan poer tipe I sebagai contoh perhitungan.

- N_{tiang} = 4 buah
- H_{max} = 54.5 ton
- H_{max} 1 tiang = 13.6 ton
- Cu = 0.98 kg/cm^2
- Qu = 2 x Cu
  = 1.96 kg/cm^2
  = 1.79 t/ft^2



Gambar 4. 25 Grafik Immediate Settlement of Isolating Footing

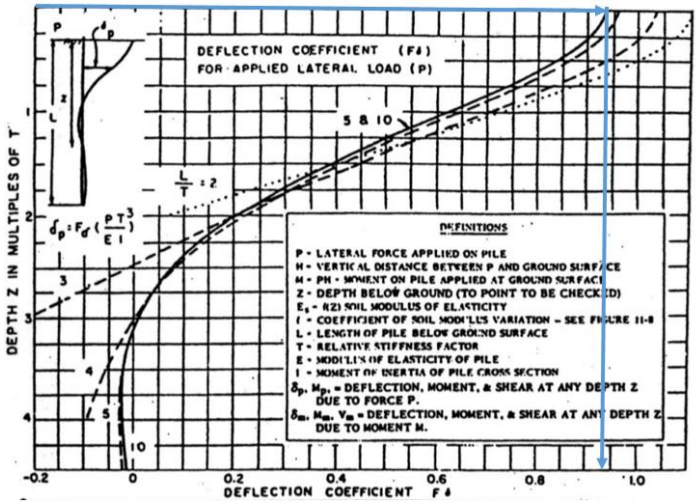
Dari grafik *immediate settlement of isolate footing* diperoleh nilai f = 5 t/ft^3 = 0.16 kg/cm^3 = 0.00016 kg/mm^3.

- E = $4700\sqrt{f'_c}$
  = $4700\sqrt{52}$
  = 33892.181 Mpa
- I = $\frac{1}{64}\pi(1000^4 - 720^4)$
  = 3.589 x 10^{10} mm^4
- T = $\left(\frac{EI}{f}\right)^{\frac{1}{5}}$

$$= \left(\frac{33892.18\ x\ 35895712000}{0.00016}\right)^{\frac{1}{5}}$$

= 5973.16 mm = 5.97 m

- Kedalaman (L) = 45 m
- L/T = 7.54



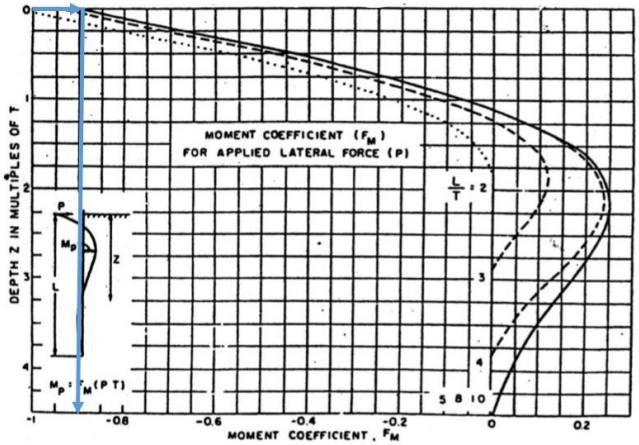
Gambar 4. 26 Grafik *influence value for laterally loaded pile*

Dari grafik *influence value for laterally loaded pile* maka didapatkan nilai F_δ = 0.89

- $\delta = F_\delta\left(\frac{PT^3}{EI}\right)$

= 21.2 mm < 25 mm (OK)

Kontrol momen yang terjadi



Gambar 4. 27 Grafik Influence value for laterally loaded pile

Dari grafik *influence value for laterally loaded pile* maka didapatkan nilai $F_m = 0.88$.

- M_{crack} = 120 ton.m (Wika Pile Size 1000mm)
- T = 5.97 m
- M = F_m P T
  = 0.88 x 13.6 x 5.97
  = 71.45 ton.m < 120 ton.m (OK)

Tabel 4. 32 Rekapitulasi Defleksi dan Momen pada Poer Tipe I

Kombinasi Pembebanan	Jumlah Tiang	Hx (ton)	Hy (ton)	H max (ton)	δ (mm)	δ < 25 (mm)	Mmax (t.m)	Mcr (t.m)	Mmax < Mcr
D	4	0.48	0.05	0.12	0.19	OK	0.627	120.0	OK
D + L	4	0.72	0.10	0.18	0.28	OK	0.947	120.0	OK
D + 0.75L	4	0.66	0.09	0.16	0.26	OK	0.867	120.0	OK
0.6D + 0.7Ex	4	58.89	8.61	14.72	22.96	OK	77.341	120.0	OK
0.6D + 0.7Ey	4	24.23	28.05	7.01	10.93	OK	36.837	120.0	OK
D + 0.7Ex	4	19.47	22.45	5.61	8.75	OK	29.482	120.0	OK
D + 0.7Ey	4	24.34	28.06	7.01	10.94	OK	36.852	120.0	OK
D + 0.75L + 0.525 Ex	4	44.52	6.51	11.13	17.36	OK	58.474	120.0	OK
D + 0.75L + 0.525 Ey	4	18.53	21.08	5.27	8.22	OK	27.692	120.0	OK
0.9D + Ftsu + 0.5L	4	34.98	0.26	8.74	13.63	OK	45.938	120.0	OK

Tabel 4. 33 Rekapitulasi Defleksi dan Momen pada Poer Tipe II

Kombinasi Pembebanan	Jumlah Tiang	Hx (ton)	Hy (ton)	H max (ton)	δ (mm)	δ < 25 (mm)	Mmax (t.m)	Mcr (t.m)	Mmax < Mcr
D	56	13.97	0.00	0.25	0.39	OK	1.310	120.0	OK
D + L	56	22.67	0.00	0.40	0.63	OK	2.127	120.0	OK
D + 0.75L	56	20.50	0.00	0.37	0.57	OK	1.923	120.0	OK
D + 0.7Ex	56	891.82	373.19	15.93	24.83	OK	83.666	120.0	OK
D + 0.7Ey	56	672.70	823.86	14.71	22.94	OK	77.290	120.0	OK
0.6D + 0.7Ex	56	887.85	373.19	15.85	24.72	OK	83.293	120.0	OK
0.6D + 0.7Ey	56	668.73	823.86	14.71	22.94	OK	77.290	120.0	OK
D + 0.75L + 0.525 Ex	56	756.58	279.89	13.51	21.07	OK	70.978	120.0	OK
D + 0.75L + 0.525 Ey	56	515.76	617.89	11.03	17.21	OK	57.967	120.0	OK
0.9D + Ftsu + 0.5L	56	526.71	0.00	9.41	14.67	OK	49.413	120.0	OK

4.10.7 Perencanaan Poer pada Kolom

Perencanaan poer direncanakan terhadap gaya geser pada penampang kritis dan perencanaan tulangan lentur akibat momen yang terjadi. Berikut adalah data perencanaan poer :

- Dimensi kolom = 1100 x 1100 mm
- Diameter tiang pancang = 1000 mm
- Dimensi Poer = 4 x 4 m
- Tebal Poer = 1 m
- P_u (kolom) = 7332.52 kN
- P_{max} (1 tiang) = 1833.13 kN
- Jumlah pancang (n) = 4 buah

- f'_c = 50 Mpa
- f_y = 420 Mpa
- Diameter tulangan = 29 mm
- Selimut = 75 mm
- dx = 1000 – 75 – 0.5 x 29
  = 910.5 mm

4.10.7.1 Kontrol Geser

➢ Geser akibat kolom

Poer harus mampu menyalurkan beban dari kolom ke pondasi, sehingga perlu dilakukan kontrol kekuatan geser nominal dari poer untuk memastikan geser nominal pada poer lebih besar dari geser yang terjadi akibat beban dari kolom. Perencanaan geser poer akibat kolom mengacu pada SNI2847-2013 pasal 11.11.2.1.

Untuk pondasi tapak non prategang, nilai V_c diambil yang paling kecil dari persamaan berikut :

- $Vc = 0.17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'_c}\, b_0\, d$
- $Vc = 0.083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_0} + 2\right) \lambda \sqrt{f'_c}\, b_0\, d$
- $Vc = 0.33\, \lambda \sqrt{f'_c}\, b_0\, d$

Dimana :

- β = perbandingan antar panjang dan lebar poer
- αs = 20 untuk kolom sudut, 30 untuk kolom tepi , dan 40 untuk kolom interior
- b_o = Keliling penampang kritis
  = 2 (b kolom + d) + 2 x (h kolom + d)
  = 8042 mm

$$Vc = 0.17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'_c}\, b_0\, d$$

$$= 0.17 \left(1 + \frac{2}{1}\right) x\ 1\ x \sqrt{50}\ x\ 8042\ x\ \ 910.5$$

$$= 26405791\ N$$

$$Vc = 0.083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_0} + 2\right) \lambda \sqrt{f'_c}\ b_0\ d$$

$$= 0.083 \left(\frac{40\ x\ 910.5}{8042} + 2\right) 1\ x \sqrt{50}\ x\ 8042\ x\ \ 910.5$$

$$= 28056625\ N$$

$$Vc = 0.33\ \lambda \sqrt{f'_c}\ b_0\ d$$

$$= 0.33\ x\ 1\ x\ \sqrt{50}\ x\ 8042\ x\ \ 910.5$$

$$= 17086100\ N$$

Dari ketiga perhitungan diambil nilai V_c yang paling kecil, sehingga didapatkan kapasitas geser poer adalah 17086100 N.

$$ØVc = 0.75\ x\ 17086100$$

$$= 12814575\ N$$

$$ØVc > P_u - P_{pile}$$

$$12814575\ > (7332.52\ - 1833.13) * 1000$$

$$12814575\ N > 5499390\ N\ \ (OK)$$

Sehinga tebal dan dimensi poer kuat terhadap geser yang diakibatkan oleh beban kolom.

- Geser akibat tiang pancang
  - β = perbandingan antar panjang dan lebar poer

- αs = 20 untuk kolom sudut, 30 untuk kolom tepi , dan 40 untuk kolom interior
- b_o = Keliling penampang kritis
  = π (diameter + d)
  = 6002.01 mm

$$Vc = 0.17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'_c}\, b_0\, d$$

$$= 0.17 \left(1 + \frac{2}{1}\right) x\ 1\ x \sqrt{50}\ x\ 6002.01\ x\ 910.5$$

$$= 19707513.97\ N$$

$$Vc = 0.083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_0} + 2\right) \lambda \sqrt{f'_c}\, b_0\, d$$

$$= 0.083 \left(\frac{40\ x\ 910.5}{6002.01} + 2\right) 1\ x \sqrt{50}\ x\ 6002.01\ x\ 910.5$$

$$= 25876401\ N$$

$$Vc = 0.33\ \lambda \sqrt{f'_c}\, b_0\, d$$

$$= 0.33\ x\ 1\ x\ \sqrt{50}\ x\ 6002.01\ x\ 910.5$$

$$= 12751921\ N$$

Dari ketiga perhitungan diambil nilai V_c yang paling kecil, sehingga didapatkan kapasitas geser poer adalah 12751921 N.

$$ØVc = 0.75\ x\ 12751921$$

$$= 9563940\ N$$

$$ØVc > P_u - P_{pile}$$

$$9563940 > 1833.13\ x\ 1000$$

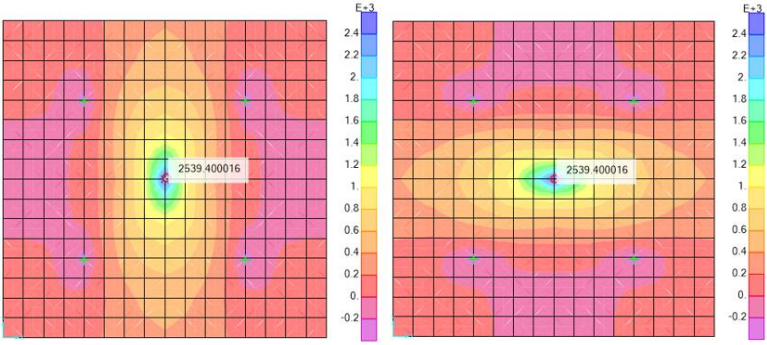
$$9563940 > 1833130 \quad (OK)$$

Sehinga tebal dan dimensi poer kuat terhadap geser yang diakibatkan oleh beban tiang pancang.

4.10.7.2 Penulangan Lentur

Untuk penulangan lentur, *poer* dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Sedangkan beban yang bekerja adalah beban terpusat di tiang kolom yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri poer.

- Poer Tipe 1



Gambar 4. 28 M11 dan M22 Poer Tipe 1

M positif = 2539.4 kN.m = 2539.4 x10^6 N.mm
M negatif = -55.29 kN.m = -55.29 x10^6 N.mm

d_x = 1000 – 75 – ½ 29 = 910.5 mm
d_y = 1000 – 75 – ½ 29 - 29 = 881.5 mm

Penulangan Arah Sumbu X

$$\rho_{min} = \frac{0{,}25\ x\ \sqrt{fc`}}{fy} = \frac{0{,}25\ x\ \sqrt{50}}{420} = 0.00421$$

$$\rho_{min} = \frac{1{,}4}{fy} = \frac{1{,}4}{420} = 0.0033$$

digunakan ρ_{min} = 0.0033

$m = \frac{fy}{0{,}85.f'c} = \frac{420}{0{,}85\ .50} = 9.88$

$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{2539.4 \text{ x } 10^6}{1000 \times 910{,}5^2} = 3.06$

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

$= \frac{1}{9.88}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 9.88 \times 3{,}06}{420}}\right) = 0.00756$

$\rho > \rho_{min} \rightarrow \rho_{pakai} = 0.00756$

Tulangan tarik yang dibutuhkan :

$As = \rho \text{ x } b \text{ x } d_x$

$= 0.00756 \text{ x } 1000 \text{ x } 910.5 = 6883.38 \text{ mm}^2$

Digunakan Tulangan D29 (As =660.78 mm^2)

Jumlah tulangan Perlu = $\frac{6883.38}{660.78} = 10.41 \approx 11\ buah$

Jarak tulangan terpasang = $\frac{1000}{11} = 90{,}91\ mm \approx 90\ mm$

Digunakan tulangan tarik D29–90 mm

Tulangan tekan yang dibutuhkan :

$As_{tekan} = 0.5\ As_{Tarik}$

$As_{tekan} = 3441.69 \text{ mm}^2$

Digunakan Tulangan D22 (As = 380,133 mm^2)

Jumlah tulangan Perlu = $\frac{3441.69}{380{,}133} = 9.05 \approx 10\ buah$

Jarak tulangan terpasang = $\frac{1000}{10} = 100\ mm$

Digunakan tulangan tekan D22–100 mm

Penulangan Arah Sumbu Y

$\rho_{min} = \frac{0{,}25\ x\ \sqrt{fc`}}{fy} = \frac{0{,}25\ x\ \sqrt{50}}{420} = 0.00421$

$\rho_{min} = \frac{1{,}4}{fy} = \frac{1{,}4}{420} = 0.0033$

digunakan $\rho_{min} = 0.0033$

$m = \frac{fy}{0{,}85.f'c} = \frac{420}{0{,}85 .50} = 9.88$

$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{2539.4 \text{ x } 10^6}{1000 \times 881{,}5^2} = 3.27$

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

$= \frac{1}{9.88}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 9.88 \times 3{,}27}{420}}\right) = 0.00817$

$\rho > \rho_{min} \rightarrow \rho_{pakai} = 0.00817$

Tulangan tarik yang dibutuhkan :

As = ρ x b x d_x

= 0.00817 x 1000 x 881.5 mm^2

Digunakan Tulangan D29 (As =660.78 mm^2)

Jumlah tulangan Perlu = $\frac{7201.85}{660.78} = 10.89 \approx 11\ buah$

Jarak tulangan terpasang = $\frac{1000}{11} = 90{,}91\ mm \approx 90\ mm$

Digunakan tulangan tarik D29–90 mm

Tulangan tekan yang dibutuhkan :

As_{tekan} = 0.5 As_{Tarik}

As_{tekan} = 3600.92 mm^2

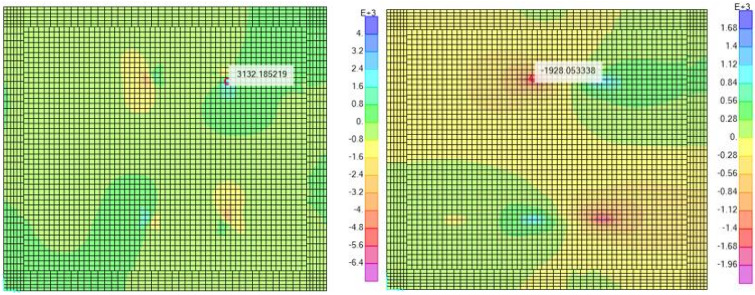
Digunakan Tulangan D22 (As = 380,133 mm^2)

Jumlah tulangan Perlu = $\frac{3600.92}{380{,}133} = 9.47 \approx 10\ buah$

Jarak tulangan terpasang = $\frac{1000}{10} = 100\ mm$

Digunakan tulangan tekan D22–100 mm

- Poer Tipe 2



Gambar 4. 29 M11 dan M22 Poer Tipe 2

Arah X
M positif = 3132.18 kN.m = 3132.18 x10^6 N.mm
M negatif = -3127.07 kN.m = -3187.07 x10^6 N.mm
Arah Y
M positif = 1178.56 kN.m = 1178.56 x10^6 N.mm
M negatif = -1928.05 kN.m = -1928.05 x10^6 N.mm

d_x = 1000 – 75 – ½ 29 = 910.5 mm
d_y = 1000 – 75 – ½ 29 - 29 = 881.5 mm

Penulangan Arah Sumbu X
Positif

$$\rho_{min} = \frac{0{,}25\ x\ \sqrt{fc`}}{fy} = \frac{0{,}25\ x\ \sqrt{50}}{420} = 0.00421$$

$$\rho_{min} = \frac{1{,}4}{fy} = \frac{1{,}4}{420} = 0.0033$$

digunakan ρ_{min} = 0.0033

$$m = \frac{fy}{0{,}85.f`c} = \frac{420}{0{,}85\ .50} = 9.88$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{3132.18\ x\ 10^6}{1000 \times 910{,}5^2} = 3.77$$

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

$$= \frac{1}{9.88}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times 9.88\times 3,77}{420}}\right) = 0.00941$$

$\rho > \rho_{min} \rightarrow \rho_{pakai} = 0.00941$

Tulangan tarik yang dibutuhkan :

As $= \rho \times b \times d_x$

$= 0.00941 \times 1000 \times 910.5 = 8567.8 \text{ mm}^2$

Digunakan Tulangan D29 (As =660.78 mm^2)

Jumlah tulangan Perlu = $\frac{8567.8}{660.78} = 12.96 \approx 13\ buah$

Jarak tulangan terpasang = $\frac{1000}{13} = 76.9\ mm \approx 75\ mm$

Digunakan tulangan tarik D29–75 mm

Negatif

$\rho_{min} = \frac{0,25\ x\ \sqrt{fc`}}{fy} = \frac{0,25\ x\ \sqrt{50}}{420} = 0.00421$

$\rho_{min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{420} = 0.0033$

digunakan $\rho_{min} = 0.0033$

$m = \frac{fy}{0,85.f'c} = \frac{420}{0,85\ .50} = 9.88$

$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{3127.07 \times 10^6}{1000\times 910,5^2} = 3.77$

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

$$= \frac{1}{9.88}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times 9.88\times 3,77}{420}}\right) = 0.00941$$

$\rho > \rho_{min} \rightarrow \rho_{pakai} = 0.00941$

Tulangan tarik yang dibutuhkan :

As $= \rho \times b \times d_x$

$= 0.00941 \times 1000 \times 910.5 = 8576.34 \text{ mm}^2$

Digunakan Tulangan D29 (As =660.78 mm^2)

Jumlah tulangan Perlu = $\frac{8576.34}{660.78} = 12.97 \approx 13\ buah$

Jarak tulangan terpasang = $\frac{1000}{13} = 76.9\ mm \approx 75\ mm$
Digunakan tulangan tarik D29–75 mm

Penulangan Arah Sumbu Y
Positif

$\rho_{min} = \frac{0,25\ x\ \sqrt{fc`}}{fy} = \frac{0,25\ x\ \sqrt{50}}{420} = 0.00421$

$\rho_{min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{420} = 0.0033$

digunakan ρ_{min} = 0.0033

$m = \frac{fy}{0,85.f'c} = \frac{420}{0,85\ .50} = 9.88$

$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{1178.56\ x\ 10^6}{1000 \times 881,5^2} = 1.42$

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

$= \frac{1}{9.88}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 9.88 \times 1.42}{420}}\right) = 0.0034$

$\rho > \rho_{min} \rightarrow \rho_{pakai} = 0.0034$

Tulangan tarik yang dibutuhkan :
As = ρ x b x d_x
= 0.0034 x 1000 x 910.5 = 3135.26 mm^2
Digunakan Tulangan D29 (As =660.78 mm^2)
Jumlah tulangan Perlu = $\frac{3135.26}{660.78} = 4.74 \approx 5\ buah$
Jarak tulangan terpasang = $\frac{1000}{5} = 200\ mm$
Digunakan tulangan tarik D29–200 mm

Negatif

$\rho_{min} = \frac{0,25\ x\ \sqrt{fc`}}{fy} = \frac{0,25\ x\ \sqrt{50}}{420} = 0.00421$

$\rho_{min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{420} = 0.0033$

digunakan $\rho_{min} = 0.0033$

$m = \frac{fy}{0{,}85.f'c} = \frac{420}{0{,}85 .50} = 9.88$

$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{1928 \text{ x } 10^6}{1000 \times 881{,}5^2} = 2.32$

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

$= \frac{1}{9.88}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 9.88 \times 2.32}{420}}\right) = 0.0057$

$\rho > \rho_{min} \rightarrow \rho_{pakai} = 0.0057$

Tulangan tarik yang dibutuhkan :

As $= \rho \text{ x } b \text{ x } d_x$

$= 0.0057 \text{ x } 1000 \text{ x } 910.5 = 5187.72 \text{ mm}^2$

Digunakan Tulangan D29 (As =660.78 mm^2)

Jumlah tulangan Perlu = $\frac{5187.72}{660.78} = 7.85 \approx 8 \; buah$

Jarak tulangan terpasang = $\frac{1000}{8} = 125 \; mm$

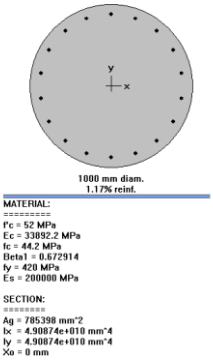
Digunakan tulangan tarik D29–125 mm

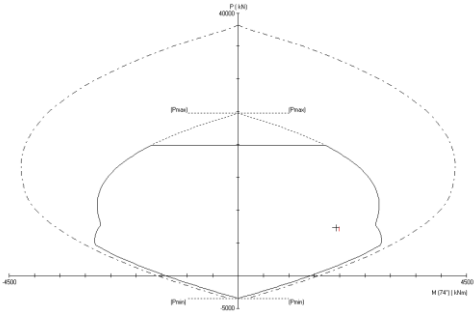
4.10.8 Perencanaan *Pile Head Treatment*

Perhitungan kebutuhan tulangan longitudinal, tranversal, dan panjang penyaluran *pile head treatment* (PHT) berdasarkan gaya dalam yang terjadi pada tiang pancang.

Berdasarkan hasil perhitungan ETABS diperoleh beban aksial dan momen dari semua kombinasi beban yang bekerja pada pile:

P = 7332.52 kN
Hx = 545.38 kN
Hy = 79.70 kN
Mx = 527.36 kN-m
My = 1845.92 kN-m





Gambar 4. 30 Analisa PHT pada SpColoumn

- Kontrol rasio tulangan longitudinal pada kolom
  Rasio tulangan tidak boleh kurang dari 1% atau lebih dari 6%. Dari diagram interaksi yang dibuat didapatkan tulangan longitudinal 18D25 dengan rasio tulangan = 1.17%. Maka rasio tulangan telah memenuhi syarat.
- Kontrol kapasitas beban aksial tiang terhadap beban aksial terfaktor
  Menurut SNI 2847:2013 Pasal 10.3.6.1: kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur

$$\emptyset Pn = 0.8\ x\ \emptyset\ x\ ((0.85\ fc\ (\ Ag\ -\ Ast\ ) + fy\ Ast)$$

Dimana:

Pu = 7332.52 kN

Φ = 0.7

Ag = $\frac{1}{2} x\ \pi x\ \left(\frac{1000}{2}\right)^2 = 392699$ mm^2

Ast = $18\ x\ \pi x\ 25^2 = 35342.9$ mm^2

Sehingga:

$$\emptyset Pn = 0.8\ x\ 0.7\ x\ ((0.85\ x\ 52\ (\ 203575.2\ -\ 35342.9\ ) + 420\ x\ 35342.9)$$

$\emptyset Pn$ = 12476736 N = 12476.7 kN

$\emptyset Pn$ = 12476.7 kN > Pu = 7332.52 kN (OK)

- Kontrol gaya tekan terhadap gaya geser rencana
  Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.5.1 gaya geser desain (Ve) tidak boleh kurang dari geser terfaktor yang ditentukan oleh analisis struktur.

  Fs = 1.25 Fy = 1.25 x 420 = 525 MPa
  Ln = 5 d = 5 x 1000 = 5000 mm
  Mpr = 2820.9 kNm
  Ve = $\frac{2\ x\ Mpr}{Ln} = \frac{2\ x\ 2820.9}{5}$ = 1128.4 kN
  Ve = 1128.4 kN > Vu = 545.38 kN (OK)
- Perhitungan tulangan sengkang
  Diketahui tinggi bersih kolom, Ln = 5 x 1000 = 5000 mm dan tulangan sengkang menggunakan diameter 22 mm.

  Syarat sengkang spiral 25 mm $\leq s \leq$ 75 mm.
  Dc = 1000 – 2x140 – 25 = 695 mm
  Ach = $\frac{1}{4} x\ \pi x\ Dc^2 = \frac{1}{4} x\ \pi x\ 695^2 = 379366$ mm^2

  ρ harus memenuhi persyaratan di SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.4, pasal 10.9.3 dan diambil nilai yang terbesar dari rumus berikut ini:

  ρ = $0.12\ x\ \left(\frac{fc'}{fyt}\right)$= $0.12\ x\ \left(\frac{52}{420}\right) = 0.0148$ (menentukan)

  ρ = $0.45\ x\ \left(\frac{Ag}{Ach} - 1\right) x\ \frac{fc'}{fyt}$

  = $0.45\ x\ \left(\frac{392699}{379366} - 1\right) x\ \frac{52}{420} = 0.0019$

  As perlu = ρ x Ag = 0.0148 x 392699 = 5811.9 mm^2

  S = $\frac{\pi/_4\ x\ db^2\ x\ 1000}{As\ perlu} = \frac{\pi/_4\ x\ 22^2\ x\ 1000}{5811.9} = 65.43$ mm

Didapatkan tulangan sengkang pile head treatment D22-65 mm.

4.10.9 Perencanaan Sloof

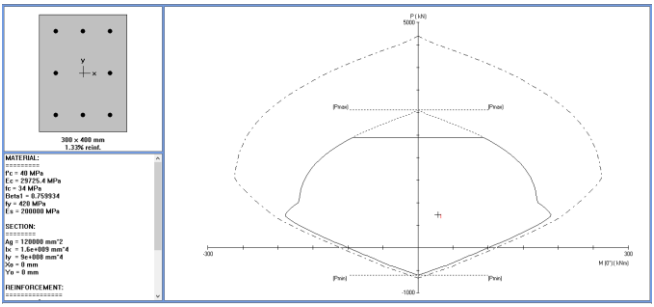
Struktur Sloof berfungsi untuk membuat penurunan pada pondasi terjadi secara bersama dan berfungsi sebagai pengaku antar pondasi. Gaya yang bekerja pada sloof adalah beban sloof

sendiri dan beban aksial tekan maupun tarik yang berasal dari 10% beban aksial kolom.

- Dimensi sloof : 30 x 40 cm
- Luas : 1200 cm^2
- f'_c : 40 MPa
- f_y : 420 MPa
- Cover : 40 mm
- Tulangan Utama : 16 mm
- Tulangan Sengkang : 10 mm
- dx : 400 – 75 – 10 – 0.5x16
  : 306.12 mm
- L : 7.5 m

$$Q_{ult} = 1.4\ x\ b\ x\ h\ x\ \gamma\ beton$$
$$= 1.4\ x\ 0.3\ x\ 0.4\ x\ 2400$$
$$= 403.2\ kg/m$$
$$M_u = \frac{1}{8} x\ q_{ult} x\ l^2$$
$$= \frac{1}{8} x\ 403.2\ x\ 7.5^2$$
$$= 28.35\ KN.m$$
$$P_u = 10\%\ x\ P_{u\ kolom}$$
$$= 10\%\ x\ 7332.52$$
$$= 733.25\ KN$$

Kemudian beban aksial dan momen yang telah diperhitungkan kemudian dimasukan kedalam program bantu Sp Column dan didapatkan hasil sebagai berikut :



Gambar 4. 31 Analisa Sloof pada Sp Column

Dari hasil analisa dari Sp Column didapatkan struktur sloof menggunakan 8 D16 , dengan rasio tulangan sebesar 0.0134.

- Penulangan geser

$$V_u = \frac{1}{2}\ x\ Q_{ult}\ x\ l$$

$$= \frac{1}{2}\ x\ 403.2\ x\ 7.5 = 15120\ N$$

$$Vc = \frac{1}{6}\sqrt{fc}\ b\ d$$

$$= \frac{1}{6}\sqrt{35}\ x\ 300\ x\ 306.12$$

$$= 90551.51\ N$$

$$\emptyset Vc > V_u \qquad \text{(OK)}$$

Jarak sengkang

$$S = d/2$$

$$= \frac{3016.12}{2}$$

$$= 153.06\ mm \approx 150mm$$

Sehingga digunakan tulangan transversal 2 D10 – 150.

BAB V
Penutup

5.1 Resume

Berdasarkan hasil analisa yang telah dilakukan dalam perencanaan bangunan tahan gempa dan tsunami di Kota Palu dapat diambil kesimpulan sebagai berikut :

1. Bangunan yang didesain tahan terhadap gempa dan tsunami harus memperhitungkan kriteria penerimaan struktur setelah terkena gempa.
2. Kriteria penerimaan struktur dapat dilakukan dengan mengevaluasi *Performance Level* bangunan menggunakan *Pushover Analysis* pada program bantu SAP2000/ETABS.
3. *Performance Level* untuk bangunan tahan gempa dan tsunami sesuai FEMA P646 harus berada pada level *Immediate Occupancy (IO)* untuk gempa kuat (MCE).
4. Beban gempa menggunakan gempa kuat (MCE) sesuai SNI 1726-2019 dan data gempa diperoleh dari puskim.pu.go.id. untuk wilayah Kota Palu.
5. Bangunan tahan gempa dan tsunami didesain untuk kategori risiko IV dan menggunakan faktor modifikasi respon R=5.
6. Beban Tsunami yang diperhitungkan adalah gaya hidrodinamis, gaya tumbukan puing, dan gaya apung.
7. Hasil perencanaan gedung memiliki dimensi struktur primer dan sekunder sebagai berikut :

   Struktur Sekunder:

   - Balok Anak:
     fc' = 28 MPa

Jenis Balok	Tulangan Longitudinal				Tulangan Tranversal	
	Tumpuan		Lapangan		Tumpuan	Lapangan
	T.Atas	T.Bawah	T.Atas	T.Bawah		
B1 (350x450)	4D25	4D25	4D25	4D25	D13-100	D13-150

- Pelat:
  fc' = 28 MPa

Arah X		Arah Y	
Lapangan	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan
D13-200	D13-200	D13-200	D13-200

- Tangga :
  fc' = 35 MPa
  Lantai miring tangga dan plat bordes menggunakan tulangan memanjang D19-100 mm.

Struktur Primer:

- Balok Induk:
  fc' = 40 MPa

Jenis Balok	Tulangan Longitudinal					
	Tumpuan			Lapangan		
	T.Atas	T.Bawah	T.Badan	T.Atas	T.Bawah	T.Badan
B2 (350x500)	10D25	7D25	2D25	6D25	9D25	2D25
B3 (500x900)	22D25	18D25	6D25	12D25	20D25	6D25

Jenis Balok	Tulangan Tranversal	
	Tumpuan	Lapangan
B2 (350x500)	D13-100	D13-150
B3 (500x900)	4D13-100	4D13-150

- Kolom:
  fc' = 50 MPa

Jenis Kolom	Dimensi		Tulangan Longitudinal	Tulangan Tranversal	
	b	h			
	mm	mm		Tumpuan	Lapangan
K1	1100	1100	40D25	8D13-100	8D13-150
K2	950	950	32D25	6D13-100	6D13-150
K3	750	750	28D25	4D13-100	4D13-150

- Shear Wall
  f'c = 50 MPa

Tebal (mm)	Tulangan Longitudinal	Tulangan Tranversal	Panjang Boundary Element (mm)
400	2D25-100	2D16-100	500

8. Pondasi direncanakan menggunakan tiang pancang (*Prestressed Concrete Spun Piles* PT.Wijaya Karya Beton) D1000mm dengan kedalaman 45m.
   - Poer Tipe 1
     Dimensi = 4 m x 4 m x 1 m
     Jumlah Tiang = 4 buah
   - Poer Tipe 2
     Dimensi = 16 m x 14 m x 1 m
     Jumlah Tiang = 56 buah
   - *Pile Head Treatment*
     Digunakan tulangan longitudinal 18D25 dan tulangan sengkang D22-65 mm.
   - Sloof
     Digunakan tulangan longitudinal 8D16 dan tulangan transversal 2 D10 – 150.

5.2 Saran

Saran yang dapat diberikan berdasarkan hasil analisa dalam Tugas Akhir ini diantaranya:

1. Perencanaan bangunan tahan gempa dan tsunami perlu lebih banyak dilakukan dengan mempertimbangkan efisiensi desain.
2. Penyusunan peta bahaya tsunami perlu lebih banyak dilakukan agar dapat dijadikan acuan dalam perhitungan gaya tsunami.
3. Peraturan terkait langkah untuk memastikan *Performance Level* dari struktur bangunan perlu diperjelas.
4. Perlu dilakukan analisa lebih lanjut untuk mendapatkan nilai R yang sesuai untuk bangunan yang didesain pada level IO, LS, maupun CP.

DAFTAR PUSTAKA

Applied Technology Council. 1996. **ATC 40-Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings**. California: Applied Technology Council.

ASCE/SEI 7-16. 2016. American Society of Civil Engineers. **Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures**. Virginia.

Ashar, Faisal, dkk. 2014. "The Analysis of Tsunami Vertical Shelter in Padang City". **Proceeding Economics and Finance.** 18, 4: 916 – 923

Badan Standardisasi Nasional. 2012. **SNI 1726:2012 Tata Cara Perencanaan. Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung**. Jakarta : Badan Standardisasi Nasional.

Badan Standardisasi Nasional. 2013. **SNI 1727:2013 Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain**. Jakarta : Badan Standardisasi Nasional

Badan Standardisasi Nasional. 2019. **SNI 1727:2019 Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain**. Jakarta : Badan Standardisasi Nasional

Badan Standardisasi Nasional. 2013**. SNI 2847:2013 Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung**. Jakarta: Badan Standardisasi Nasional

Badan Nasional Penanggulangan Bencana. 2012. **Master Plan Pengurangan Risiko Bencana Tsunami**. Jakarta: Badan Nasional Penanggulangan Bencana

Departemen Pekerjaan Umum, 1983. **Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Bangunan Gedung (PPIUG 1983)**, Bandung: Yayasan Lembaga Penyelidikan Masalah Bangunan.

Departemen Pekerjaan Umum, 1971. **Peraturan Beton Bertulang Indonesia (PBI 1971)**, Bandung : Badan Penelitian dan Pengembangan Departemen Pekerjaan Umum.

FEMA. 2019. **Guildelines for Design of Stuctures for Vertical Evacuation from Tsunami, FEMA P646**. California: Applied Technology Council.

Ertanto, Boby Culius, dkk. 2017. "Performance Based Design Bangunan Gedung Untuk Level Kinerja Operasional". **INERSIA**. 8, 2:189-204.

Iswandi. 2014 . **Perencanaan Lanjut Struktur Beton Bertulang**. Bandung: Institut Teknologi Bandung.

Triatmodjo, Bambang. 1999. **Teknik Pantai**. Yogyakarta: Universitas Gadjah Mada

Yayasan Lembaga Penyelidikan Masalah Bangunan. 1983. **Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983**. Bandung : Yayasan Lembaga Penyelidikan Masalah Bangunan

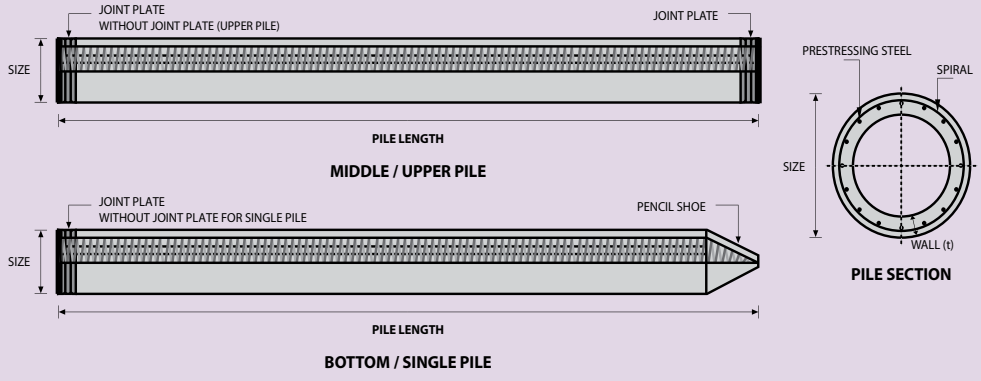
Yeh, Harry. 2007. **Design Tsunami Forces for Onshore Structure**. USA: School of Civil and Construction Engineering, Oregon State Univesity.

Farisa, Fitria Chusna. 2018. **BNPB: Palu dan Donggala Daerah Rawan Gempa dan Tsunami**. <URL:https://nasional.kompas.com/read/2018/09/29/14121151/bnpb-palu-dan-donggala-daerah-rawan-gempa-dan-tsunami>.

Purnamasari, Niken, dkk. 2018. **Sejarah Gempa dan Tsunami Hantam Donggala-Palu**. <URL: https://news.detik.com/berita/d-4234461/sejarah-gempa-dan-tsunami-hantam-donggala-palu-terdahsyat-pada-1938>.

LAMPIRAN

PILE SHAPE & SPECIFICATION | PRESTRESSED CONCRETE PRETENSION SPUN PILES



PRESTRESSED CONCRETE PRETENSION SPUN PILES **SPECIFICATION**

Concrete Compressive Strength fc' = 52 MPa (Cube 600 kg/cm²)

Size (mm)	Thickness Wall (t)	Cross Section (cm²)	Section Inertia (cm⁴)	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Decompression Tension (ton)	Length of Pile ** (m)
						Crack * (ton.m)	Break (ton.m)			
300	60	452.39	34,607.78	113	A2	2.50	3.75	72.60	23.11	6 - 12
					A3	3.00	4.50	70.75	29.86	6 - 13
					B	3.50	6.30	67.50	41.96	6 - 14
					C	4.00	8.00	65.40	49.66	6 - 15
350	65	581.98	62,162.74	145	A1	3.50	5.25	93.10	30.74	6 - 13
					A3	4.20	6.30	89.50	37.50	6 - 14
					B	5.00	9.00	86.40	49.93	6 - 15
					C	6.00	12.00	85.00	60.87	6 - 16
400	75	765.76	106,488.95	191	A2	5.50	8.25	121.10	38.62	6 - 14
					A3	6.50	9.75	117.60	45.51	6 - 15
					B	7.50	13.50	114.40	70.27	6 - 16
					C	9.00	18.00	111.50	80.94	6 - 17
450	80	929.91	166,570.38	232	A1	7.50	11.25	149.50	39.28	6 - 14
					A2	8.50	12.75	145.80	53.39	6 - 15
					A3	10.00	15.00	143.80	66.57	6 - 16
					B	11.00	19.80	139.10	78.84	6 - 17
					C	12.50	25.00	134.90	100.45	6 - 18
500	90	1,159.25	255,324.30	290	A1	10.50	15.75	185.30	54.56	6 - 15
					A2	12.50	18.75	181.70	68.49	6 - 16
					A3	14.00	21.00	178.20	88.00	6 - 17
					B	15.00	27.00	174.90	94.13	6 - 18
					C	17.00	34.00	169.00	122.04	6 - 19
600	100	1,570.80	510,508.81	393	A1	17.00	25.50	252.70	70.52	6 - 16
					A2	19.00	28.50	249.00	77.68	6 - 17
					A3	22.00	33.00	243.20	104.94	6 - 18
					B	25.00	45.00	238.30	131.10	6 - 19
					C	29.00	58.00	229.50	163.67	6 - 20
800	120	2,563.54	1,527,869.60	641	A1	40.00	60.00	415.00	119.34	6 - 20
					A2	46.00	69.00	406.10	151.02	6 - 21
					A3	51.00	76.50	399.17	171.18	6 - 22
					B	55.00	99.00	388.61	215.80	6 - 23
					C	65.00	130.00	368.17	290.82	6 - 24
1000 ***	140	3,782.48	3,589,571.20	946	A1	75.00	112.50	613.52	169.81	6 - 22
					A2	82.00	123.00	601.27	215.16	6 - 23
					A3	93.00	139.50	589.66	258.19	6 - 24
					B	105.00	189.00	575.33	311.26	6 - 24
					C	120.00	240.00	555.23	385.70	6 - 24
1200 ***	150	4,948.01	6,958,136.85	1,237	A1	120.00	180.00	802.80	221.30	6 - 24
					A2	130.00	195.00	794.50	252.10	6 - 24
					A3	145.00	217.50	778.60	311.00	6 - 24
					B	170.00	306.00	751.90	409.60	6 - 24
					C	200.00	400.00	721.50	522.20	6 - 24

Unit Conversion : 1 ton = 9.8060 kN

*Note : *) Crack Moment Based on JIS A 5335-1987 (Prestressed Spun Concrete Piles)*
***) Length of pile may exceed usual standard whenever lifted in certain position*
****) Type of Shoe for Bottom Pile is Mamira Shoe*

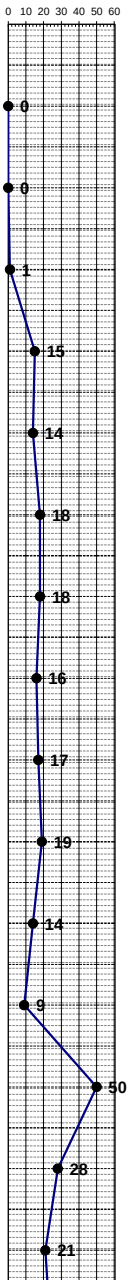
LABORATORIUM MEKANIKA TANAH & BATUAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN - ITS
Kampus ITS, Keputih Sukolilo Surabaya
Telp. 031 5994251 - 55 Psw. 1140,
Telp/Fax: 031 5928601, e-mail: tanah.its@gmail.com

DRILLING LOG

KLIEN	=	PT. WIJAYA KARYA (PERSERO), Tbk	TIPE BOR	=	ROTARY DRILLING
NAMA PROYEK	=	PEMBANGUNAN JALAN	MULAI	=	JANUARI 2018
TITIK BOR	=	BH-27	SELESAI	=	JANUARI 2018
MUKA AIR TANAH	=	- METER	MASTER BOR	=	HARNO
LOKASI PROYEK	=	FLYOVER TELUK LAMONG - ROMOKALISARI			

Remarks.
UD = Undisturb Sample
CS = Core Sample
SPT = SPT Test

Scale in m	Elevation (LWL) in m	Depth in m	Thickness in m	Legend	Type of Soil	Colour	Relative Density or Consistency	General Remarks	UD / CS		SPT TEST		Standard Penetration Test				N - Value
									Depth in m	Sample Code	Depth in m	Sample Code	N-Value Blows/30 cm	Blows per each 15 cm			
														15 cm	15 cm	15 cm	
0.00	0.00	START OF BORING															
1.00	-1.00	-1.00			LEMPUNG	ABU-ABU	VERY SOFT	SPT = 0									
2.00	-2.00	-2.00									-2.00 -2.50	SPT 1	0	0	0	0	0
3.00	-3.00	-3.00															
4.00	-4.00	-4.00			LEMPUNG SEDIKIT PASIR HALUS	ABU-ABU	VERY SOFT	SPT 0 s/d 1			-4.00 -4.50	SPT 2	0	0	0	0	0
5.00	-5.00	-5.00							-5.00 -5.50	UD 01							
6.00	-6.00	-6.00									-6.00 -6.50	SPT 3	1	0	0	1	1
7.00	-7.00	-7.00			LEMPUNG	ABU-ABU											
8.00	-8.00	-8.00			LANAU BERLEMPUNG BERPASIR HALUS	COKLAT	STIFF	SPT 14 s/d 15			-8.00 -8.50	SPT 4	15	3	6	9	15
9.00	-9.00	-9.00															
10.00	-10.00	-10.00							-10.00 -10.50	UD 02	-10.00 -10.50	SPT 5	14	4	6	8	14
11.00	-11.00	-11.00															
12.00	-12.00	-12.00			LEMPUNG SEDIKIT LANAU	ABU-ABU KECOKLATAN	VERY STIFF	SPT 16 s/d 18			-12.00 -12.50	SPT 6	18	5	8	10	18
13.00	-13.00	-13.00															
14.00	-14.00	-14.00									-14.00 -14.50	SPT 7	18	3	8	10	18
15.00	-15.00	-15.00															
16.00	-16.00	-16.00									-16.00 -16.50	SPT 8	16	4	7	9	16
17.00	-17.00	-17.00			LEMPUNG	ABU-ABU											
18.00	-18.00	-18.00									-18.00 -18.50	SPT 9	17	4	7	10	17
19.00	-19.00	-19.00															
20.00	-20.00	-20.00			LEMPUNG SEDIKIT LANAU	ABU-ABU	VERY STIFF	SPT = 19			-20.00 -20.50	SPT 10	19	4	8	11	19
21.00	-21.00	-21.00															
22.00	-22.00	-22.00			LEMPUNG	ABU-ABU	STIFF	SPT = 14			-22.00 -22.50	SPT 11	14	4	6	8	14
23.00	-23.00	-23.00															
24.00	-24.00	-24.00			LEMPUNG BERPASIR HALUS	ABU-ABU	STIFF	SPT = 9			-24.00 -24.50	SPT 12	9	2	4	5	9
25.00	-25.00	-25.00															
26.00	-26.00	-26.00			PASIR HALUS LANAU KERIKIL	ABU-ABU TERANG	VERY DENSE	SPT >50			-26.00 -26.50	SPT 13	>50	11	25	39	50
27.00	-27.00	-27.00			LANAU SEDIKIT LEMPUNG PASIR HALUS	ABU-ABU TERANG	VERY STIFF	SPT = 28									
28.00	-28.00	-28.00									-28.00 -28.50	SPT 14	28	10	13	15	28
29.00	-29.00	-29.00			LANAU LEMPUNG SEDIKIT PASIR HALUS	COKLAT	VERY STIFF	SPT = 21									
30.00	-30.00	-30.00									-30.00 -30.50	SPT 15	21	5	8	13	21



LABORATORIUM MEKANIKA TANAH & BATUAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN - ITS
Kampus ITS, Keputih Sukolilo Surabaya
Telp. 031 5994251 - 55 Psw. 1140,
Telp/Fax: 031 5928601, e-mail: tanah.its@gmail.com

DRILLING LOG

KLIEN	=	PT. WIJAYA KARYA (PERSERO), Tbk	TIPE BOR	=	ROTARY DRILLING
NAMA PROYEK	=	PEMBANGUNAN JALAN	MULAI	=	JANUARI 2018
TITIK BOR	=	BH-27	SELESAI	=	JANUARI 2018
MUKA AIR TANAH	=	- METER	MASTER BOR	=	HARNO
LOKASI PROYEK	=	FLYOVER TELUK LAMONG - ROMOKALISARI			

Remarks.
UD = Undisturb Sample
CS = Core Sample
SPT = SPT Test

Scale in m	Elevation (LWL) in m	Depth in m	Thickness in m	Legend	Type of Soil	Colour	Relative Density or Consistency	General Remarks	UD / CS Depth in m	UD / CS Sample Code	SPT TEST Depth in m	SPT TEST Sample Code	Standard Penetration Test N-Value Blows/30 cm	Blows per each 15 cm			N - Value
														15 cm	15 cm	15 cm	
31.00	-31.00	-31.00			LEMPUNG SEDIKIT LANAU KERIKIL	ABU-ABU KECOKLATAN	VERY STIFF	SPT = 24			-32.00 -32.50	SPT 1	24	6	10	14	24
32.00	-32.00	-32.00															
33.00	-33.00	-33.00			LEMPUNG	ABU-ABU	VERY STIFF TO HARD	SPT 24 s/d 31			-34.00 -34.50	SPT 2	22	5	10	12	22
34.00	-34.00	-34.00															
35.00	-35.00	-35.00									-36.00 -36.50	SPT 3	24	5	11	13	24
36.00	-36.00	-36.00															
37.00	-37.00	-37.00									-38.00 -38.50	SPT 4	31	10	14	17	31
38.00	-38.00	-38.00															
39.00	-39.00	-39.00									-40.00 -40.50	SPT 5	25	9	13	12	25
40.00	-40.00	-40.00															
41.00	-41.00	-41.00									-42.00 -42.50	SPT 6	24	8	11	13	24
42.00	-42.00	-42.00															
43.00	-43.00	-43.00									-44.00 -44.50	SPT 7	31	9	14	17	31
44.00	-44.00	-44.00															
45.00	-45.00	-45.00			LEMPUNG BERPASIR KERIKIL	ABU-ABU TERANG	HARD	SPT = 32			-46.00 -46.50	SPT 8	32	10	14	18	32
46.00	-46.00	-46.00															
47.00	-47.00	-47.00			LEMPUNG	ABU-ABU	VERY STIFF	SPT 26 s/d 28			-48.00 -48.50	SPT 9	26	8	12	14	26
48.00	-48.00	-48.00															
49.00	-49.00	-49.00															
50.00	-50.00	-50.00							-50.00 -50.50	UD 03	-50.00 -50.50	SPT 10	28	9	13	15	28
		END OF BORING															

LABORATORIUM MEKANIKA TANAH & BATUAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN - ITS
Kampus ITS, Keputih Sukolilo Surabaya
Telp. 031 5994251 - 55 Psw. 1140,
Telp/Fax: 031 5928601, e-mail: tanah.its@gmail.com

REKAP HASIL TEST LABORATORIUM

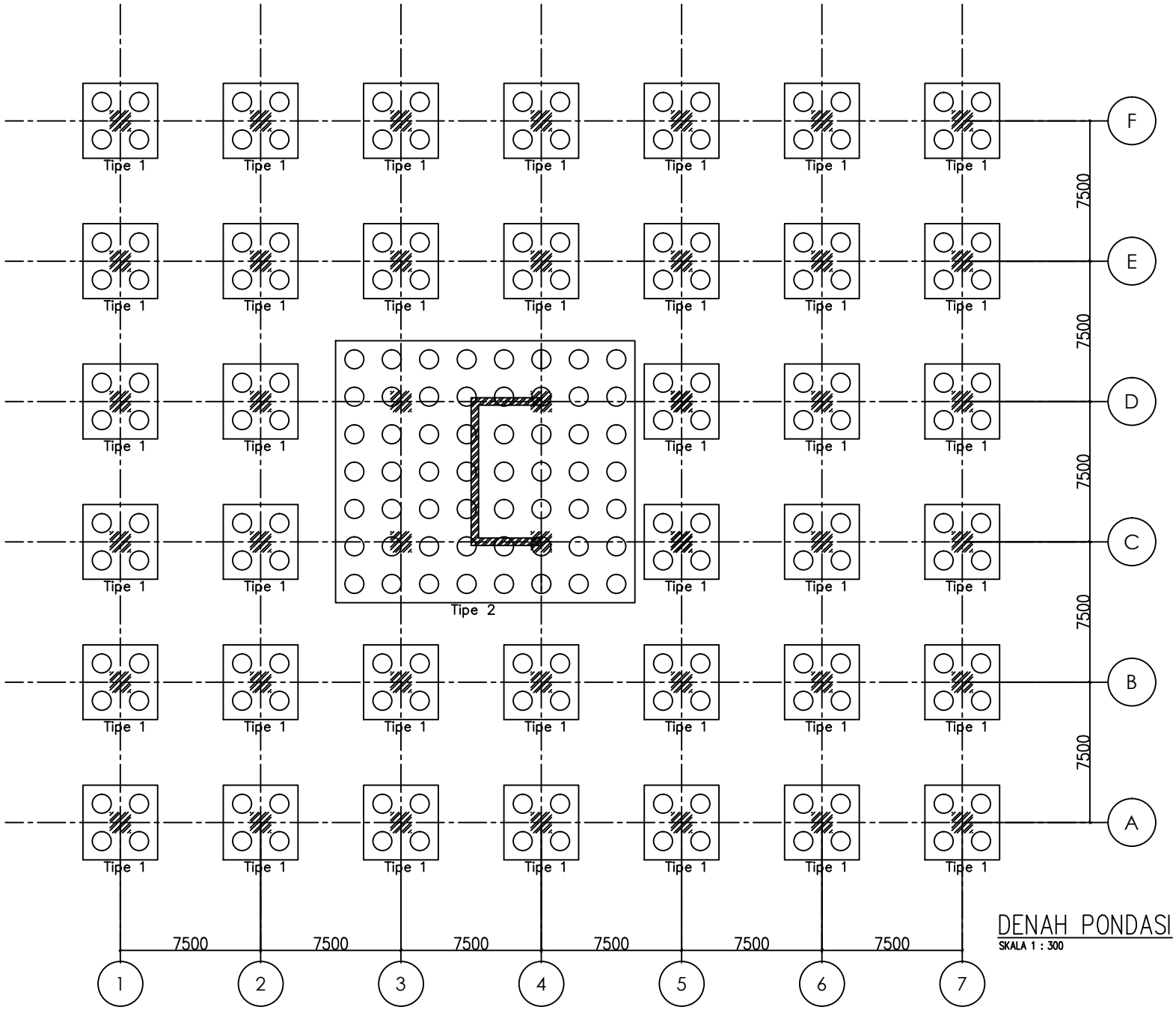
KLIEN : PT. WIJAYA KARYA (PERSERO) — **TITIK BOR : BH-27**
PROYEK : PEMBANGUNAN JALAN — **MASTER BOR : HARNO, CS**
LOKASI : RENCANA FLYOVER ROMOKALISARI - TELUK LAMONG

DEPTH	VOLUMETRIC + GRAVIMETRIC								CONSOLIDATION		
(Meter)	Gs	e	Sr	Wc	n	γt	γd	γsat	Pp	Cc	Cv
-5.00	2.548	1.632	100.00	64.05	62.01	1.588	0.968	1.588	1.10	0.915	1.56E-03
-10.00	2.643	1.579	100.00	59.74	61.23	1.637	1.025	1.637	*	*	*
-50.00	2.618	1.263	100.00	48.24	55.81	1.715	1.157	1.715	*	*	*

DEPTH	SIEVE ANALYSIS			ATTERBERG LIMITS			DIRECT TEST		Unconfined test		TRIAXIAL CD		VANE TEST		k (cm/sec)
(Meter)	G	S	S+Cl	LL	PL	IP	c	φ	C_u	$φ_u$	C_d	$φ_d$	Su (kPa)	Cu	
-5.00	0.00	14.27	85.73	60.35	31.26	29.09	*	*	0.05	0	*	*	5	0.05	*
-10.00	0.00	16.75	83.25	55.74	28.46	27.28	*	*	0.64	0	*	*	*	*	*
-50.00	0.00	9.27	90.73	63.29	32.56	30.73	*	*	1.29	0	*	*	*	*	*

REMARK

G	= Gravel (%)	LL	= Liquid Limit (%)	C	= Cohession of direct shear (kg/cm^2)
S	= Sand (%)	PL	= Plastic Limit (%)	C_d	= Drained cohesion triaxial test(kg/cm^2)
S + Cl	= Silt + Clay (%)	IP	= Plastic Index (%)	C_u	= Undrained cohesion (kg/cm^2)
				Su	= Strength of vane test (kg/cm^2)
e	= Void ratio	Cc	= Commpression Index	φ	= Angle of internal friction direct shear test (degree)
Gs	= Specific Gravity	Cv	= Coefficient of Consolidation (cm^2/det)	φd	= Angle of internal friction drained triaxial test (degree)
n	= Porosity (%)	Pp	= Preconsolidation Pressure (kg/cm^2)	φu	= Angle of internal friction undrained triaxial test (degree)
Sr	= Degree of saturation (%)	*	= Not test		
W_c	= Water content (%)				
$γ_t$	= Moisture density (gr/cc)	k	= Coeficient of permeability (cm/sec)		
$γ_{sat}$	= Saturated density (gr/cc)				
$γ_d$	= Dry density (gr/cc)				



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FTSPK – ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERANCANGAN BANGUNAN TEMPAT EVAKUASI SEMENTARA TSUNAMI SHELTER DI KOTA PALU

DOSEN PEMBIMBING

Ir.Faimun, Msc. Ph.D.
Harun Al Rasyid, ST. MT. Ph.D.

MAHASISWA

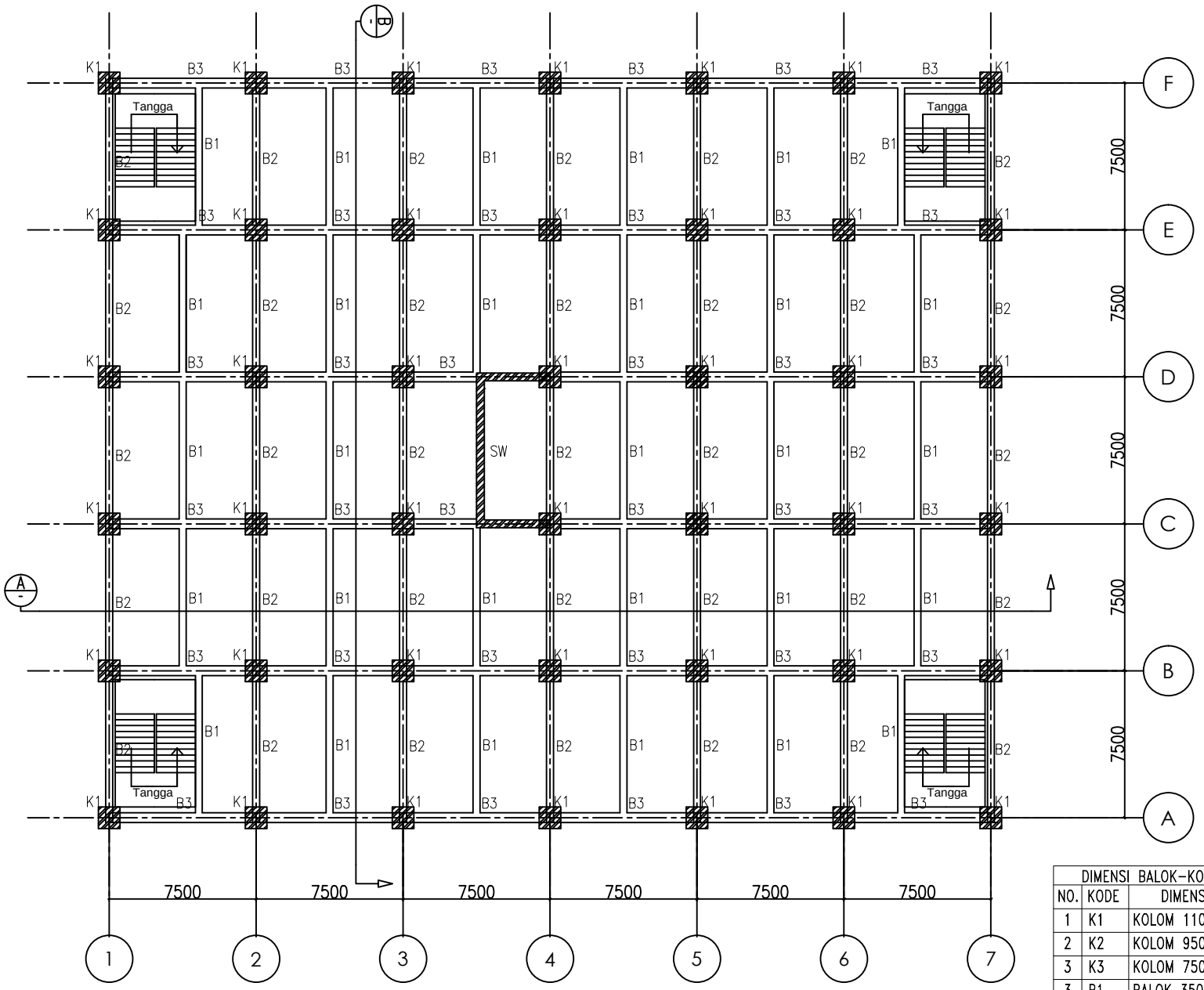
Ali Markiswah
03111640000120

GAMBAR

Denah Pondasi

NO. GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
1	16
SKALA	1:300

CATATAN



DENAH BALOK & KOLOM Lt.1– Lt.3

SKALA 1 : 300

DIMENSI BALOK–KOLOM		
NO.	KODE	DIMENSI
1	K1	KOLOM 1100x1100
2	K2	KOLOM 950x950
3	K3	KOLOM 750x750
3	B1	BALOK 350x450
4	B2	BALOK 350x500
5	B3	KOLOM 400x600

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FTSPK – ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERANCANGAN BANGUNAN TEMPAT EVAKUASI SEMENTARA TSUNAMI SHELTER DI KOTA PALU

DOSEN PEMBIMBING

Ir.Faimun, Msc. Ph.D.
Harun Al Rasyid, ST. MT. Ph.D.

MAHASISWA

Ali Markiswah
03111640000120

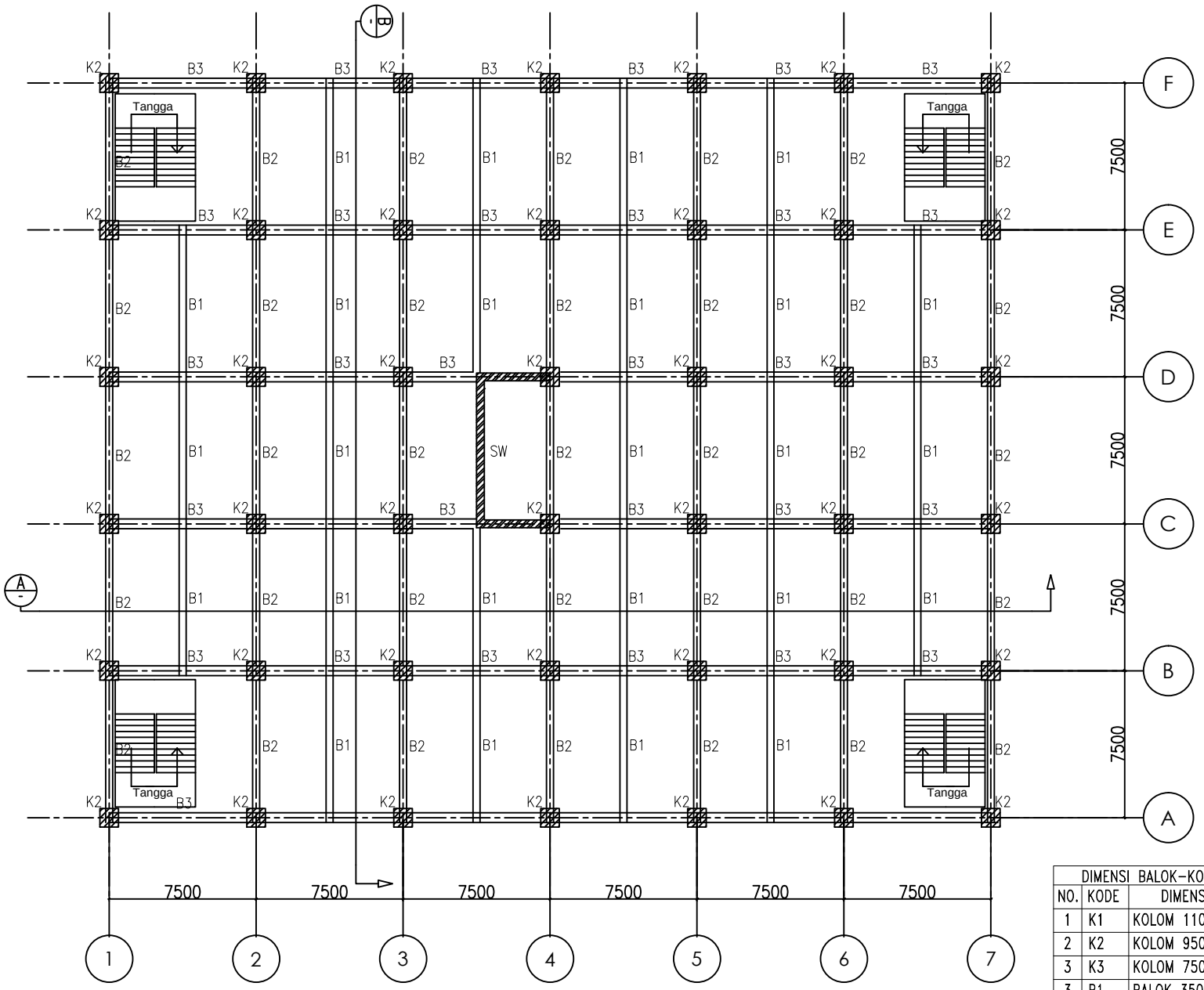
GAMBAR

Denah Balok & Kolom Lt.1–Lt.3

NO. GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
2	16

SKALA	1:300

CATATAN



DENAH BALOK & KOLOM Lt.4– Lt.6

SKALA 1 : 300

DIMENSI BALOK–KOLOM		
NO.	KODE	DIMENSI
1	K1	KOLOM 1100x1100
2	K2	KOLOM 950x950
3	K3	KOLOM 750x750
3	B1	BALOK 350x450
4	B2	BALOK 350x500
5	B3	KOLOM 400x600

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FTSPK – ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERANCANGAN BANGUNAN TEMPAT EVAKUASI SEMENTARA TSUNAMI SHELTER DI KOTA PALU

DOSEN PEMBIMBING

Ir.Faimun, Msc. Ph.D.
Harun Al Rasyid, ST. MT. Ph.D.

MAHASISWA

Ali Markiswah
03111640000120

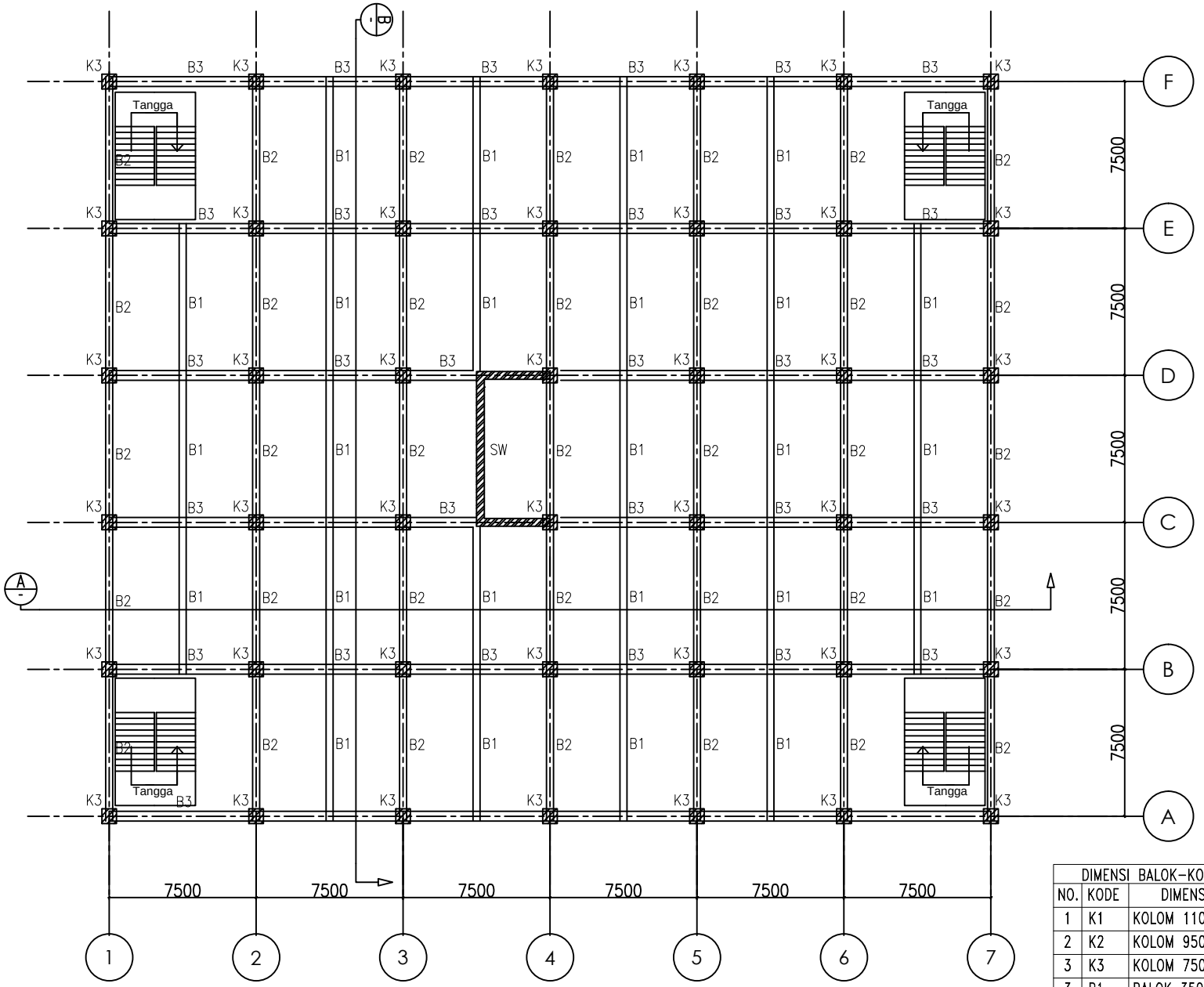
GAMBAR

Denah Balok & Kolom Lt.4–Lt.6

NO. GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
3	16

SKALA	1:300

CATATAN



DENAH BALOK & KOLOM Lt.7– Lt.10

SKALA 1 : 300

DIMENSI BALOK–KOLOM		
NO.	KODE	DIMENSI
1	K1	KOLOM 1100x1100
2	K2	KOLOM 950x950
3	K3	KOLOM 750x750
3	B1	BALOK 350x450
4	B2	BALOK 350x500
5	B3	KOLOM 400x600

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FTSPK – ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERANCANGAN BANGUNAN TEMPAT EVAKUASI SEMENTARA TSUNAMI SHELTER DI KOTA PALU

DOSEN PEMBIMBING

Ir.Faimun, Msc. Ph.D.
Harun Al Rasyid, ST. MT. Ph.D.

MAHASISWA

Ali Markiswah
03111640000120

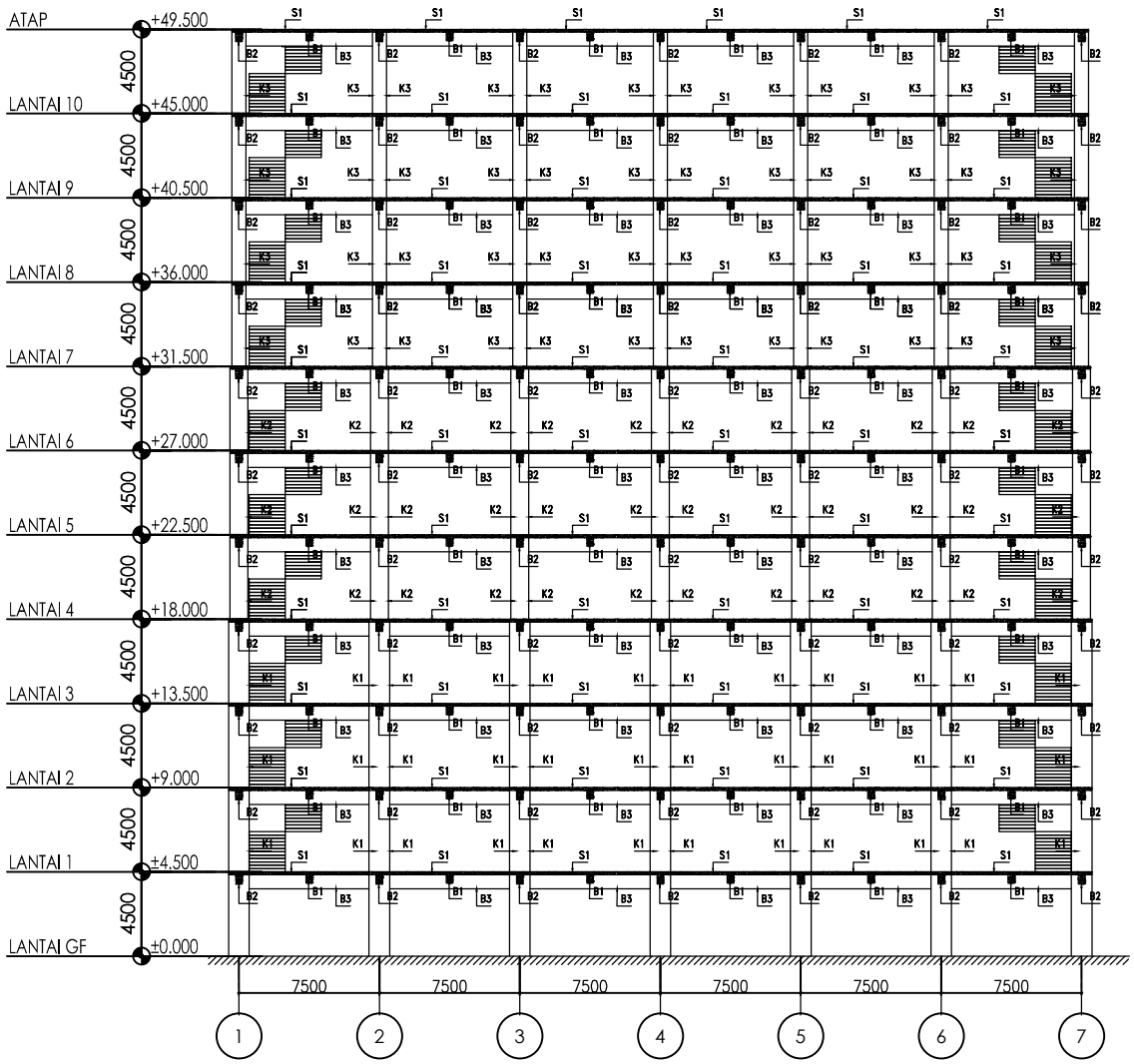
GAMBAR

Denah Balok & Kolom Lt.4–Lt.6

NO. GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
4	16

SKALA 1:300

CATATAN



POTONGAN A
SKALA 1:400

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FTSPK – ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERANCANGAN BANGUNAN TEMPAT EVAKUASI SEMENTARA TSUNAMI SHELTER DI KOTA PALU

DOSEN PEMBIMBING

Ir.Faimun, Msc. Ph.D.
Harun Al Rasyid, ST. MT. Ph.D.

MAHASISWA

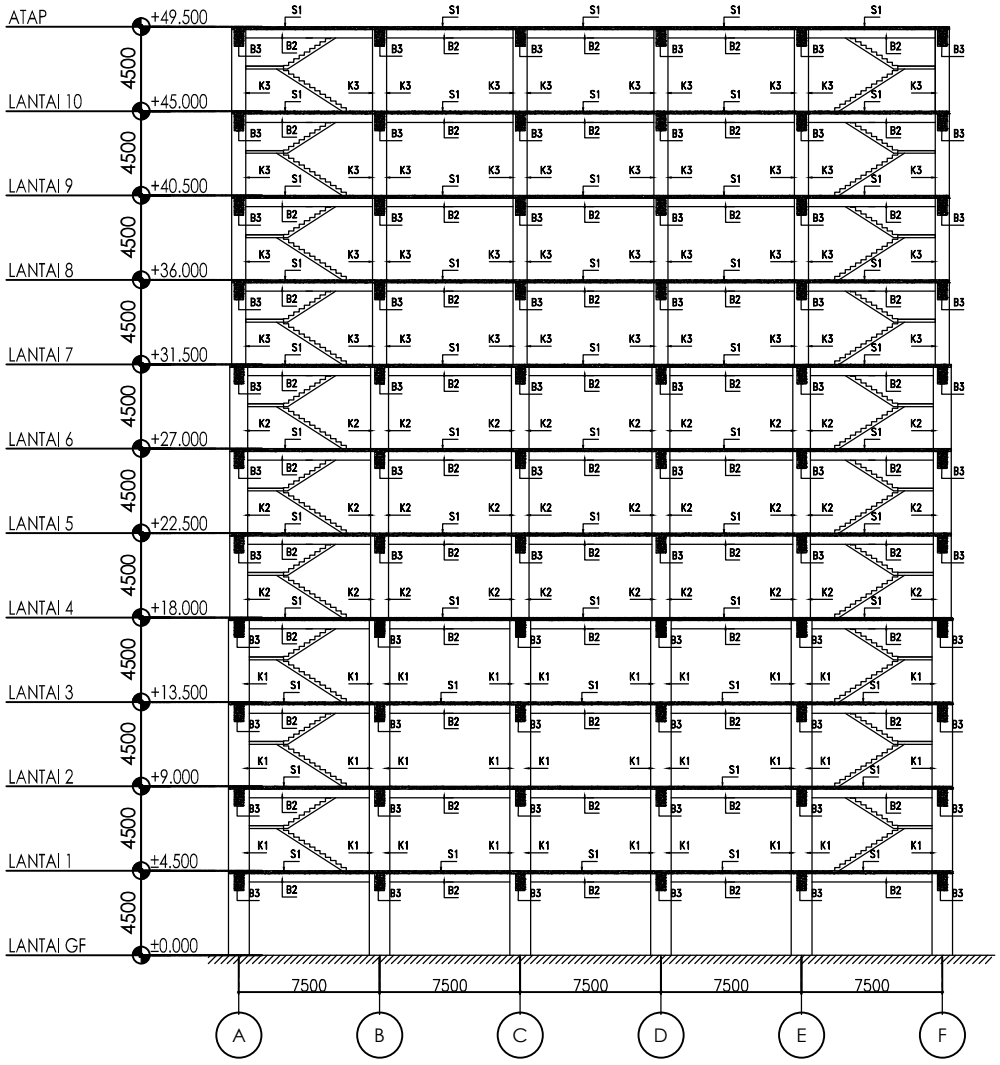
Ali Markiswah
03111640000120

GAMBAR

Potongan A

NO. GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
5	16
SKALA	1:400

CATATAN



POTONGAN B
SKALA 1:400

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FTSPK – ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERANCANGAN BANGUNAN TEMPAT EVAKUASI SEMENTARA TSUNAMI SHELTER DI KOTA PALU

DOSEN PEMBIMBING

Ir.Faimun, Msc. Ph.D.
Harun Al Rasyid, ST. MT. Ph.D.

MAHASISWA

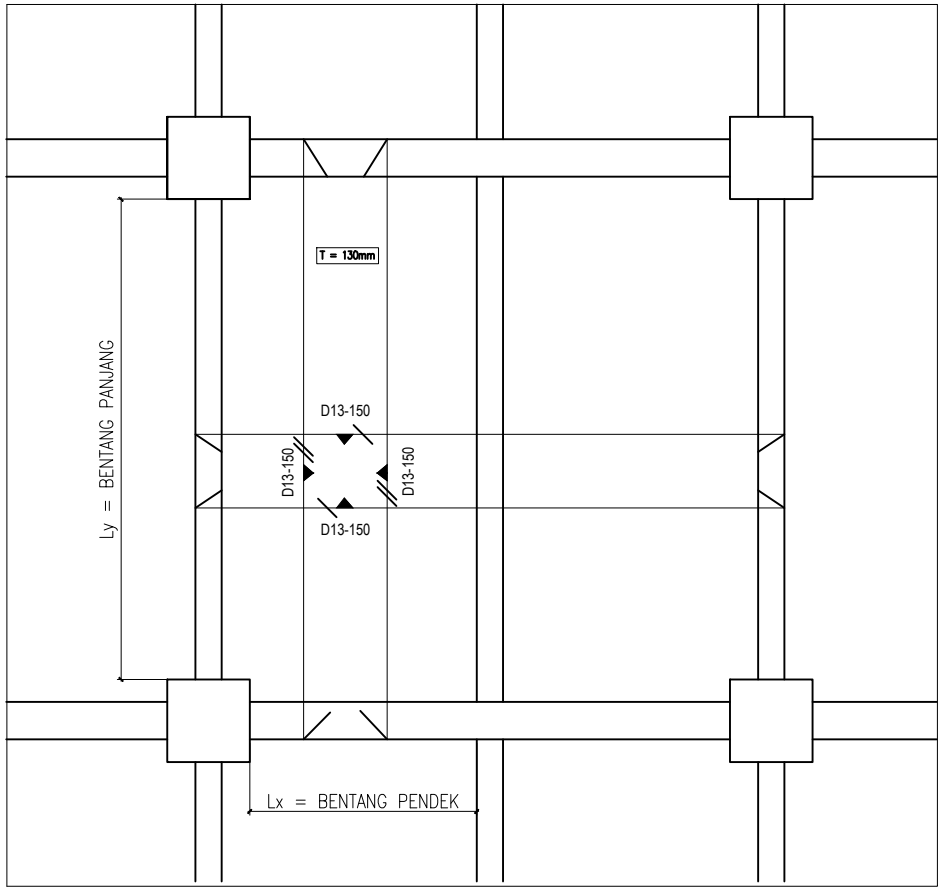
Ali Markiswah
03111640000120

GAMBAR

Potongan B

NO. GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
6	16
SKALA	1:400

CATATAN



DETAIL TULANGAN PLAT

Skala 1 : 100

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FTSPK – ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERANCANGAN BANGUNAN TEMPAT EVAKUASI SEMENTARA TSUNAMI SHELTER DI KOTA PALU

DOSEN PEMBIMBING

Ir.Faimun, Msc. Ph.D.
Harun Al Rasyid, ST. MT. Ph.D.

MAHASISWA

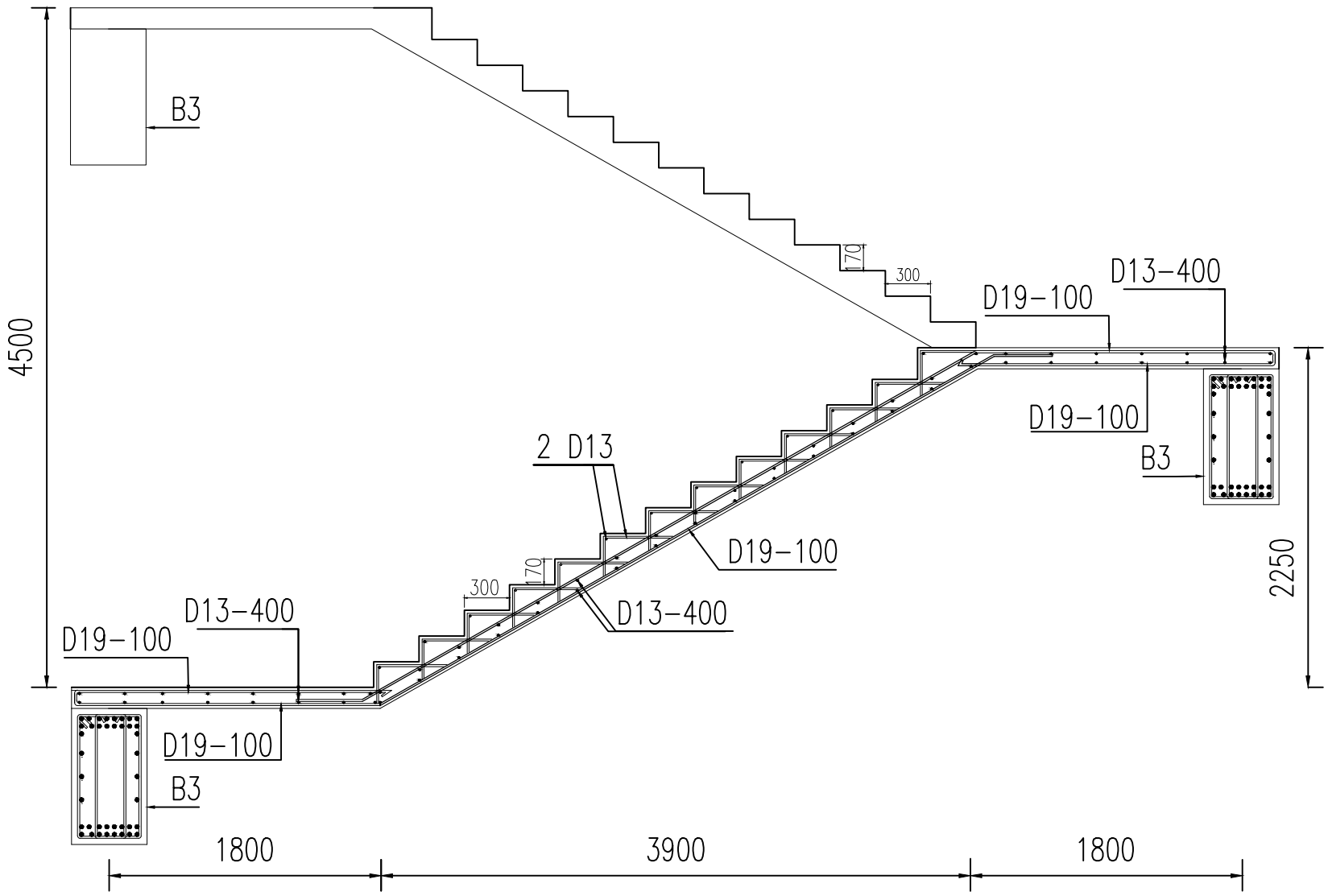
Ali Markiswah
03111640000120

GAMBAR

Detail Tulangan Plat

NO. GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
7	16
SKALA	1:100

CATATAN



PENULANGAN TANGGA

SKALA 1:40

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FTSPK – ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERANCANGAN BANGUNAN TEMPAT EVAKUASI SEMENTARA TSUNAMI SHELTER DI KOTA PALU

DOSEN PEMBIMBING

Ir.Faimun, Msc. Ph.D.
Harun Al Rasyid, ST. MT. Ph.D.

MAHASISWA

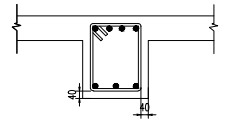
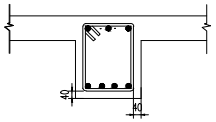
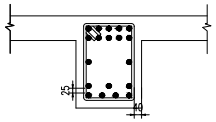
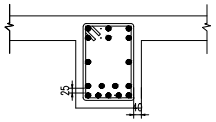
Ali Markiswah
03111640000120

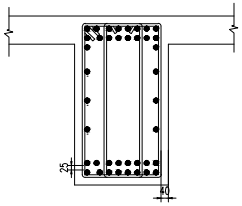
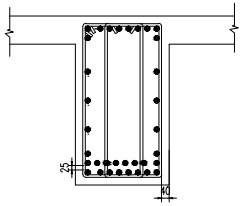
GAMBAR

Penulangan Tangga

NO. GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
8	16
SKALA	1:40

CATATAN

TIPE BALOK	B1		B2	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
DETAIL BALOK				
DIMENSI	350 x 450 mm	350 x 450 mm	350 x 500 mm	350 x 500 mm
TULANGAN ATAS	4 D25	3 D25	10 D25	6 D25
TULANGAN SAMPING	-	-	2 D25	2 D25
TULANGAN BAWAH	3 D25	4 D25	7 D25	9 D25
SENGKANG	D13-100	D13-150	D13-100	D13-150

TIPE BALOK	B3	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN
DETAIL BALOK		
DIMENSI	500 x 900 mm	500 x 900 mm
TULANGAN ATAS	20 D25	12 D25
TULANGAN SAMPING	6 D25	6 D25
TULANGAN BAWAH	18 D25	20 D25
SENGKANG	4D13-100	4D13-150

DETAIL BALOK
SKALA 1:40

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FTSPK – ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERANCANGAN BANGUNAN TEMPAT EVAKUASI SEMENTARA TSUNAMI SHELTER DI KOTA PALU

DOSEN PEMBIMBING

Ir.Faimun, Msc. Ph.D.
Harun Al Rasyid, ST. MT. Ph.D.

MAHASISWA

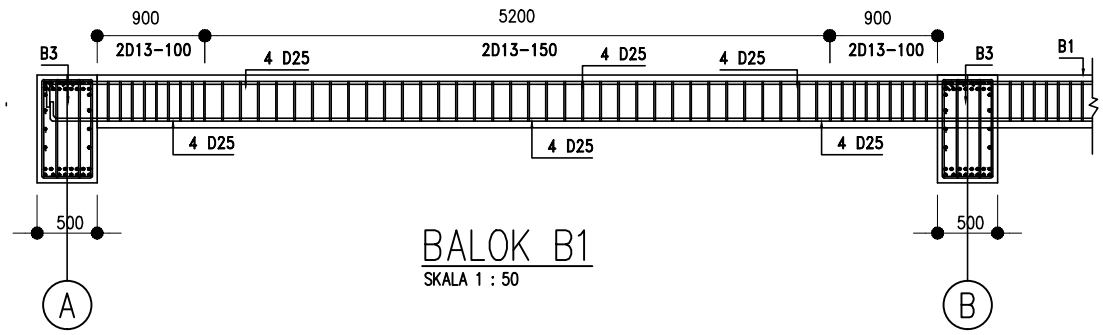
Ali Markiswah
03111640000120

GAMBAR

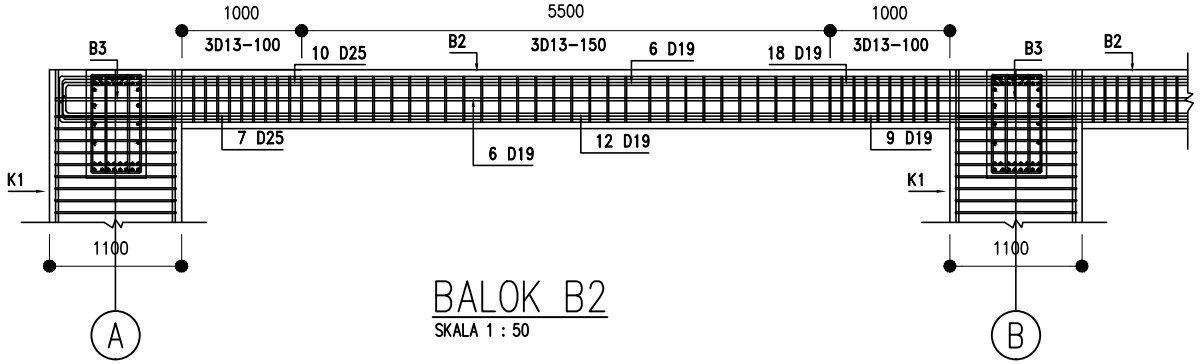
Detail Balok

NO. GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
9	16
SKALA	1:40

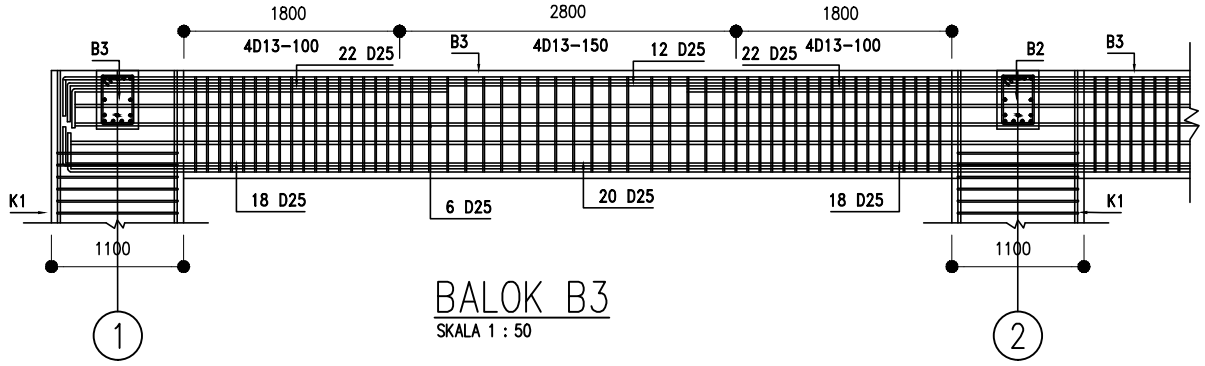
CATATAN



BALOK B1
SKALA 1 : 50



BALOK B2
SKALA 1 : 50



BALOK B3
SKALA 1 : 50

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FTSPK – ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERANCANGAN BANGUNAN TEMPAT EVAKUASI SEMENTARA TSUNAMI SHELTER DI KOTA PALU

DOSEN PEMBIMBING

Ir.Faimun, Msc. Ph.D.
Harun Al Rasyid, ST. MT. Ph.D.

MAHASISWA

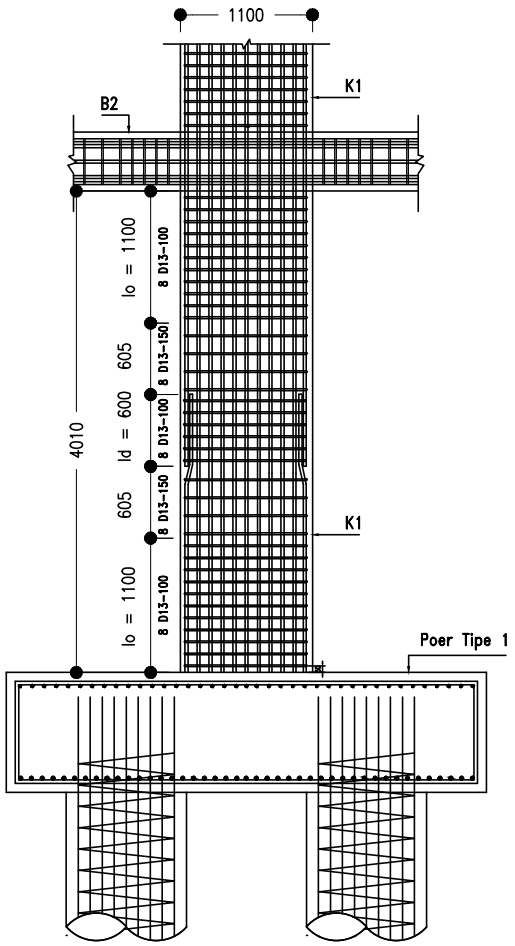
Ali Markiswah
03111640000120

GAMBAR

Detail Memanjang Balok

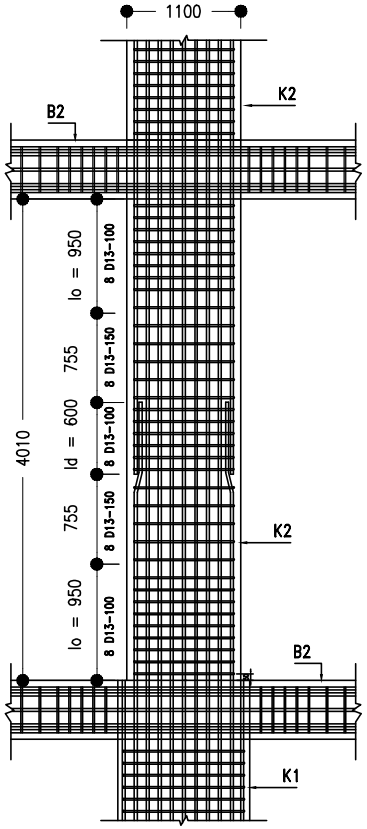
NO. GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
10	16
SKALA	1:50

CATATAN



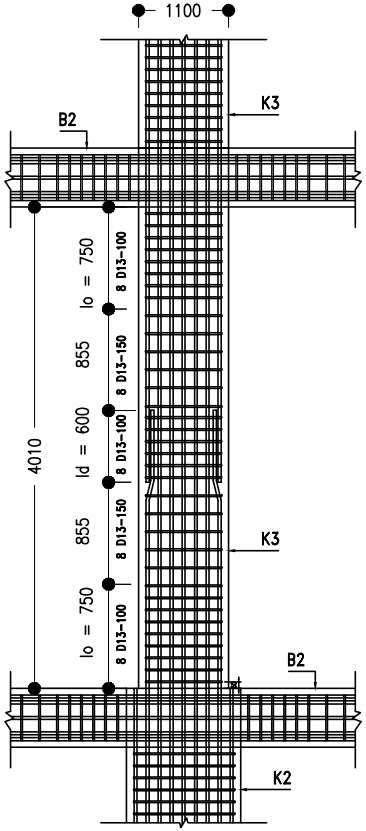
KOLOM K1

SKALA 1 : 50



KOLOM K2

SKALA 1 : 50



KOLOM K3

SKALA 1 : 50

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FTSPK – ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERANCANGAN BANGUNAN TEMPAT EVAKUASI SEMENTARA TSUNAMI SHELTER DI KOTA PALU

DOSEN PEMBIMBING

Ir.Faimun, Msc. Ph.D.
Harun Al Rasyid, ST. MT. Ph.D.

MAHASISWA

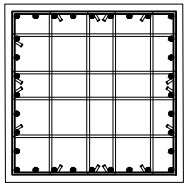
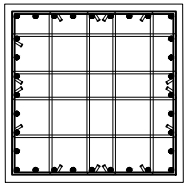
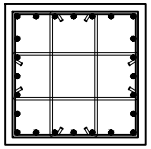
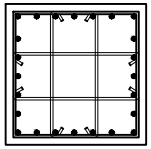
Ali Markiswah
03111640000120

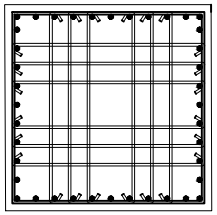
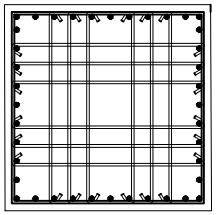
GAMBAR

Detail Memanjang Kolom

NO. GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
11	16
SKALA	1:50

CATATAN

TIPE KOLOM	K2		K3	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
DETAIL KOLOM				
DIMENSI	950 x 950 mm	950 x 950 mm	750 x 750 mm	750 x 750 mm
TULANGAN	32 D25	32 D25	28 D25	28 D25
SENGKANG	6 D13-100	6 D13-150	4 D13-100	4 D13-150

TIPE KOLOM	K1	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN
DETAIL KOLOM		
DIMENSI	1100 x 1100 mm	1100 x 1100 mm
TULANGAN	40 D25	40 D25
SENGKANG	8 D13-100	8 D13-150

DETAIL KOLOM
SKALA 1:40

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FTSPK – ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERANCANGAN BANGUNAN TEMPAT EVAKUASI SEMENTARA TSUNAMI SHELTER DI KOTA PALU

DOSEN PEMBIMBING

Ir.Faimun, Msc. Ph.D.
Harun Al Rasyid, ST. MT. Ph.D.

MAHASISWA

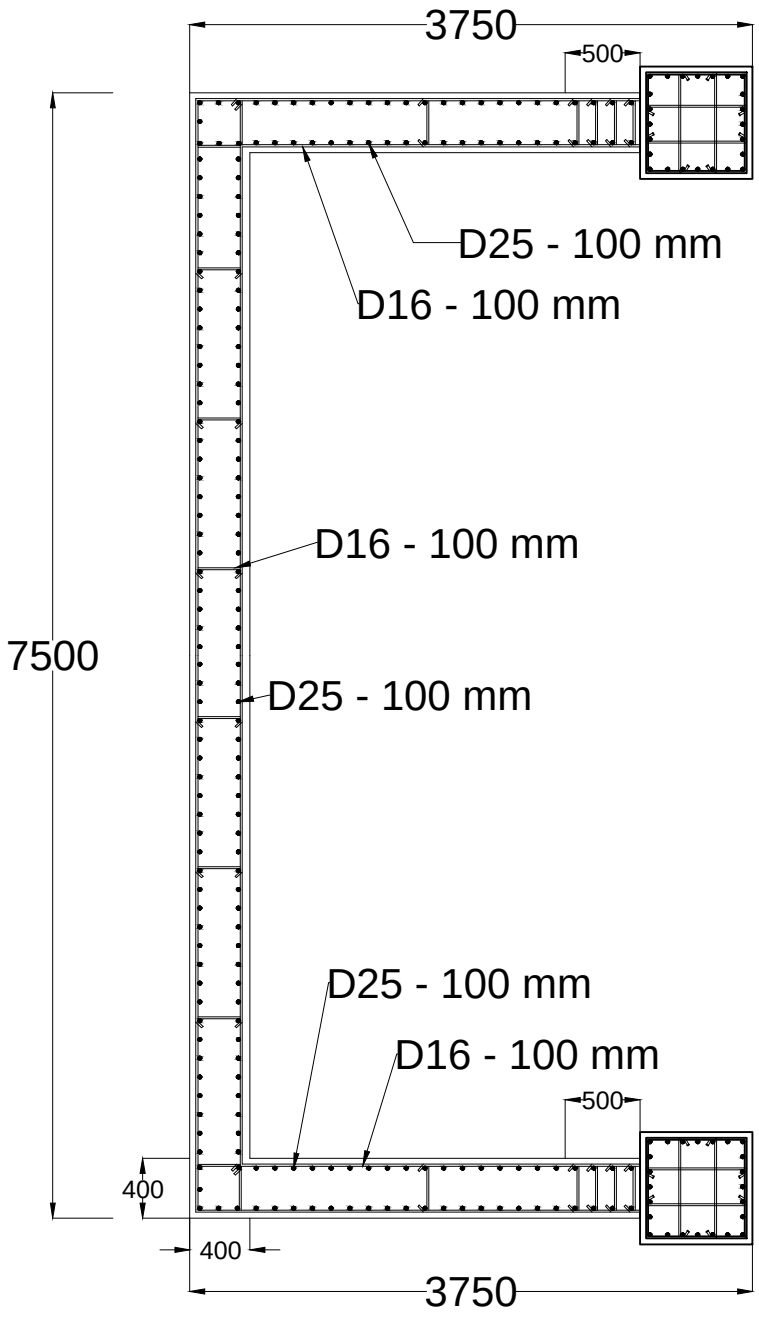
Ali Markiswah
03111640000120

GAMBAR

Detail Kolom

NO. GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
12	16
SKALA	1:40

CATATAN



DETAIL SHEAR WALL
SKALA 1:50

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FTSPK – ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERANCANGAN BANGUNAN TEMPAT EVAKUASI SEMENTARA TSUNAMI SHELTER DI KOTA PALU

DOSEN PEMBIMBING

Ir.Faimun, Msc. Ph.D.
Harun Al Rasyid, ST. MT. Ph.D.

MAHASISWA

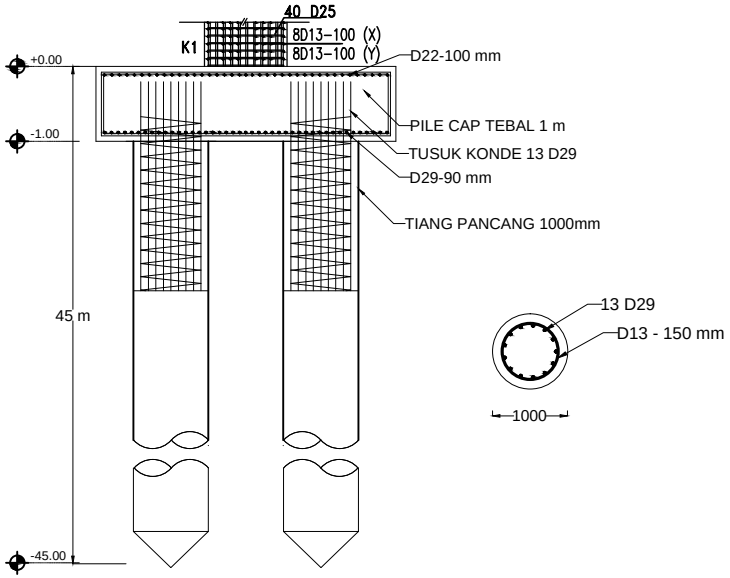
Ali Markiswah
03111640000120

GAMBAR

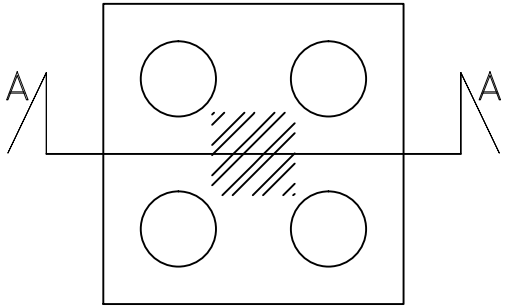
Detail Shear Wall

NO. GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
13	16
SKALA	1:50

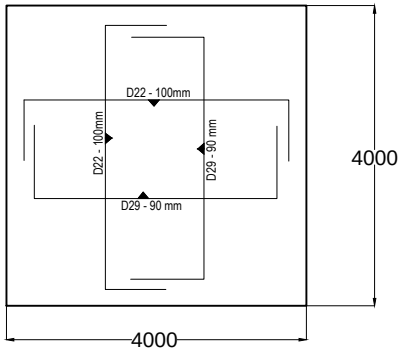
CATATAN



POTONGAN A–A
SKALA 1:100



PONDASI TIPE 1
SKALA 1:100



DETAIL TIPE 1
SKALA 1:100

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FTSPK – ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERANCANGAN BANGUNAN TEMPAT EVAKUASI SEMENTARA TSUNAMI SHELTER DI KOTA PALU

DOSEN PEMBIMBING

Ir.Faimun, Msc. Ph.D.
Harun Al Rasyid, ST. MT. Ph.D.

MAHASISWA

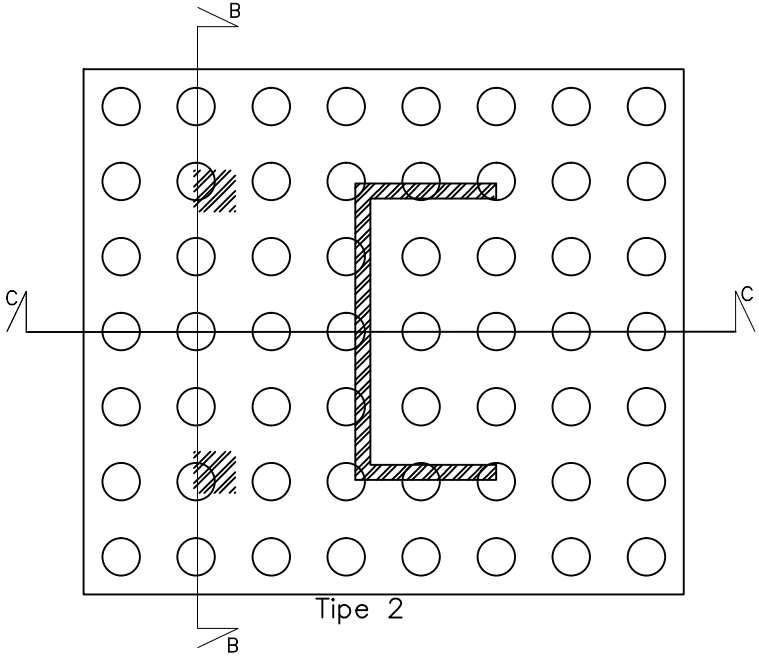
Ali Markiswah
03111640000120

GAMBAR

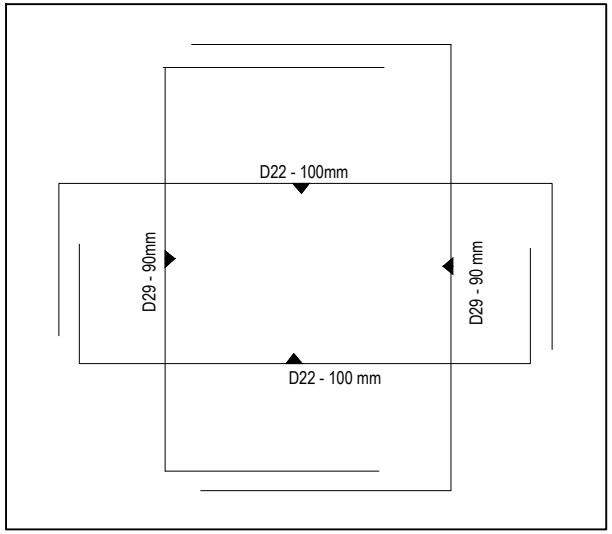
Detail Pondasi 1

NO. GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
14	16
SKALA	1:100

CATATAN



PONDASI TIPE 2
SKALA 1:200



DETAIL TIPE 2
SKALA 1:200

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FTSPK – ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERANCANGAN BANGUNAN TEMPAT EVAKUASI SEMENTARA TSUNAMI SHELTER DI KOTA PALU

DOSEN PEMBIMBING

Ir.Faimun, Msc. Ph.D.
Harun Al Rasyid, ST. MT. Ph.D.

MAHASISWA

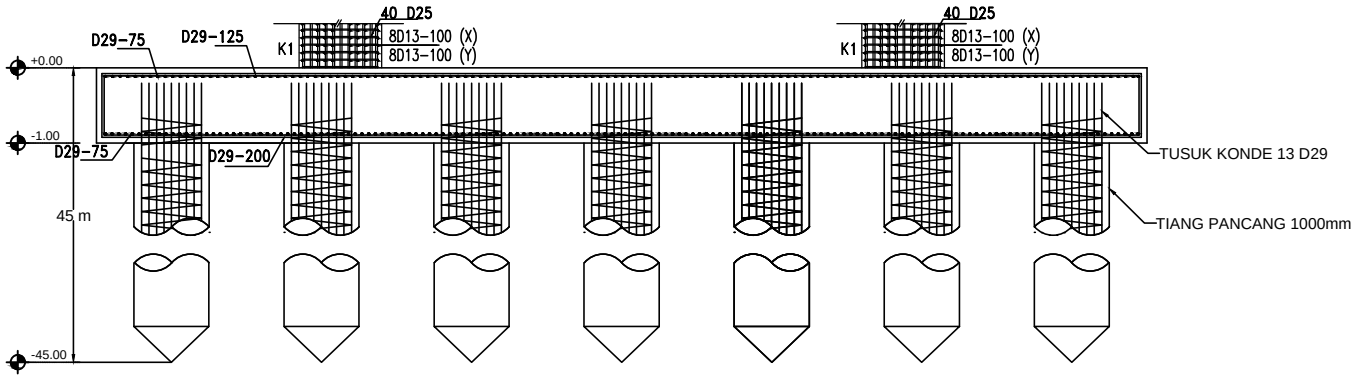
Ali Markiswah
03111640000120

GAMBAR

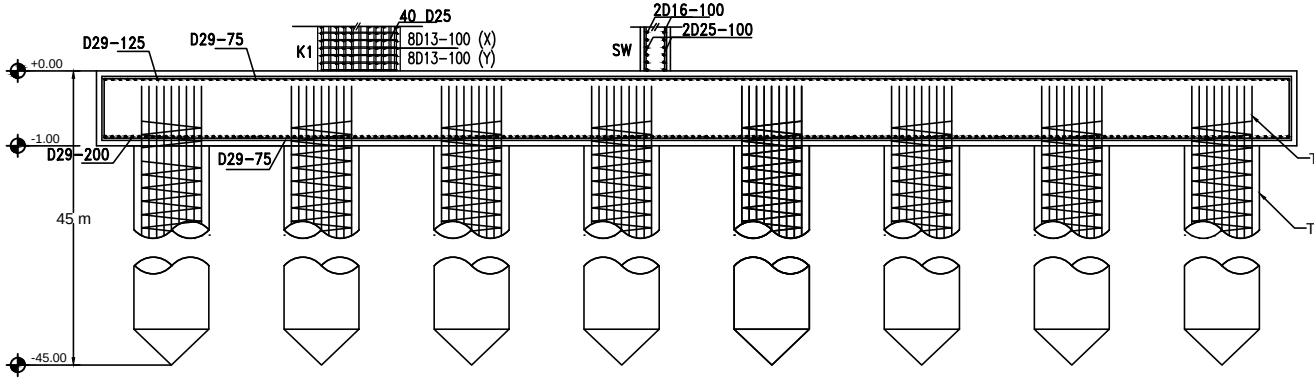
Denah Pondasi 2

NO. GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
15	16
SKALA	1:200

CATATAN



POTONGAN B-B
SKALA 1:100



POTONGAN C-C
SKALA 1:100

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FTSPK – ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERANCANGAN BANGUNAN TEMPAT EVAKUASI SEMENTARA TSUNAMI SHELTER DI KOTA PALU

DOSEN PEMBIMBING

Ir.Faimun, Msc. Ph.D.
Harun Al Rasyid, ST. MT. Ph.D.

MAHASISWA

Ali Markiswah
03111640000120

GAMBAR

Pot.B Pondasi 2

NO. GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
16	16
SKALA	1:100

CATATAN

BIODATA PENULIS

Ali Markiswah, Penulis dilahirkan di Raha 28 Maret 1998, merupakan anak kedua dari 2 bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal di TK Perwadina (Muna), SDN 14 Katobu (Muna), SMP Negeri 1 Raha (Muna), SMA Negeri 2 Raha (Muna). Setelah lulus dari SMA Negeri 2 Raha tahun 2016, Penulis mengikuti Seleksi Bersama Masuk Perguruan Tinggi Negeri (SBMPTN) dan diterima di Program Studi S1 Teknik Sipil ITS pada tahun 2016 dan terdaftar dengan NRP 3116100120. Penulis pernah aktif dalam berbagai kegiatan seminar di kampus ITS. Selain itu juga penulis aktif dalam berbagai kegiatan kemahasiswaan diantaranya penulis pernah menjadi Staff Departemen PSDM HMS-FTSP ITS pada tahun 2017-2018, Staff Kementrian Kebijakan Publik BEM ITS pada tahun 2018-2019, dan Kepala Departemen PSDM HMS-FTSP ITS pada tahun 2018-2019. Penulis dapat dihubungi melalui email alimarkiswah1@gmail.com.