

TUGAS AKHIR

ANALISIS DAYA DUKUNG AKSIAL DAN LATERAL FONDASI *BORED PILE* AKIBAT BEBAN EKSTREM BERDASARKAN DATA N-SPT (*ANALYSIS OF AXIAL AND LATERAL BEARING CAPACITY OF BORED PILE FOUNDATIONS UNDER EXTREME LOADS BASED ON N-SPT DATA*)

(Studi Kasus: Jembatan Penghubung Pulau Laut Kotabaru-Batulicin)

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



**Helga Natura Khalida
22511203**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
PROGRAM SARJANA
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
2026**

TUGAS AKHIR

ANALISIS DAYA DUKUNG AKSIAL DAN LATERAL FONDASI *BORED PILE* AKIBAT BEBAN EKSTREM BERDASARKAN DATA N-SPT (*ANALYSIS OF AXIAL AND LATERAL BEARING CAPACITY OF BORED PILE FOUNDATIONS UNDER EXTREME LOADS BASED ON N-SPT DATA*)

(Studi Kasus: Jembatan Penghubung Pulau Laut Kotabaru-Batulicin)

Disusun oleh

Helga Natura Khalida
22511203

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

Diuji pada tanggal 20 Juli 2026

Oleh Dewan Penguji

Pembimbing


r. Hanindya Kusuma Arta, S. T., M. T.
: 045110407

Penguji I


Ir. Muhammad Irfan Marasabessy, S.T., M.T.
NIK: 245110502

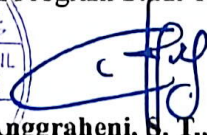
Penguji II


Anisa Nur Amalina, S.T., M.Eng.
NIK: 215111305

Mengesahkan,



Plt. Ketua Program Studi Teknik Sipil


Dinia Anggraheni, S. T., M. Eng
NIK: 165110105

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

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

Yogyakarta, 20 Juli 2026

Yang membuat pernyataan,



Helga Natura Khalida

(22511203)

KATA PENGANTAR

Puji dan syukur saya panjatkan ke hadirat Allah SWT atas segala rahmat, dan hidayah-Nya sehingga dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul Analisis Daya Dukung Aksial dan Lateral Fondasi *Bored pile* Akibat Beban Ekstrem Berdasarkan Data N-SPT (Studi Kasus: Jembatan Penghubung Pulau Laut Kotabaru-Batulicin). Tugas Akhir ini merupakan salah satu mata kuliah wajib di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.

Dalam penyusunan Tugas Akhir banyak kendala yang saya hadapi, namun berkat kritik, saran, dorongan, seta doa dari berbagai pihak, alhamdulillah Tugas Akhir ini dapat diselesaikan. Berkaitan dengan ini, saya ingin mengucapkan terima kasih sedalam-dalamnya kepada:

1. Ibu Dr. Ir. Hanindya Kusuma Artati, S. T., M.T. Selaku Dosen Pembimbing,
2. Bapak Muhammad Irfan Marasabessy, S.T., M.T. Selaku Dosen Penguji I,
3. Ibu Anisa Nur Amalina, S.T., M.Eng. Selaku Dosen Penguji II,
4. Bapak Noor Ipansyah S.H., M.H dan Ibu Mahrita Aryani sebagai orang tua penulis atas segala peran dan pengorbanan yang begitu banyak baik material maupun spiritual hingga selesainya Tugas Akhir ini,
5. Saudara-saudari saya tercinta, yaitu kakak saya Saffinah Indah Asri, S. Kom., adik saya Joicelyna Putri Mecca, adik bungsu saya Muhammad Ikas, serta seluruh keluarga besar yang senantiasa menyemangati dan mendoakan selama perjalanan perkuliahan saya.
6. Tegar Bagus Bramantya, selaku pasangan dan *support system* saya yang selalu kebersamai, memberi dukungan, motivasi dan doa selama proses perkuliahan hingga penyusunan tugas akhir ini.
7. Teman-teman saya, Firda, Febri, Marfa, Ika, Alre, dan Adan, yang telah menemani perjalanan perkuliahan sejak awal hingga saat ini, serta memberikan kebersamaan, dukungan, dan berbagai kenangan yang membuat masa perkuliahan menjadi lebih berkesan.

Akhirnya Penulis berharap agar Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi berbagai pihak yang membacanya.

Yogyakarta, 20 Juli 2026
Penulis,


Helga Nurul Khalida
22511203

DAFTAR ISI

JUDUL	i
LEMBAR PENGESAHAN	ii
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI	iii
KATA PENGANTAR	iv
DAFTAR ISI	vi
DAFTAR TABEL	x
DAFTAR GAMBAR	xiii
DAFTAR LAMPIRAN	xvi
DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN	xvii
ABSTRAK	xxi
<i>ABSTRACT</i>	xxii
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	4
1.3 Tujuan Penelitian	4
1.4 Manfaat Penelitian	5
1.5 Batasan Masalah	5
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	7
2.1 Umum	7
2.2 Penelitian Terdahulu Terkait Fondasi <i>Bored pile</i> dengan Data N-SPT	7
2.2.1 Analisis Daya Dukung Terhadap Beban Aksial Berdasarkan N-SPT	7
2.2.2 Analisis Daya Dukung Terhadap Beban Lateral Berdasarkan N-SPT	8
2.2.3 Analisis Daya Dukung Terhadap Aksial dan Lateral Berdasarkan N-SPT	9
2.3 Perbandingan Penelitian	10

BAB III LANDASAN TEORI	14
3.1 Pembebanan	14
3.1.1 Beban Permanen	14
3.1.2 Beban Transien	15
3.1.3 Faktor Beban dan Kombinasi Pembebanan	27
3.2 Tanah	31
3.3 Penyelidikan Tanah	35
3.3.1 <i>Standart Penetration Test</i> (SPT)	35
3.4 Fondasi <i>Bored pile</i>	37
3.5 Daya Dukung Fondasi	38
3.5.1 Daya Dukung Aksial	39
3.5.2 Daya Dukung Aksial Tiang Kelompok	43
3.5.3 Penurunan	45
3.5.4 Daya Dukung Lateral	48
3.5.5 Daya Dukung Lateral Kelompok Tiang	55
3.5.6 Defleksi tiang	55
3.6 <i>Software</i> PLAXIS 3D	57
3.6.1 Pengertian PLAXIS 3D	57
3.6.2 Analisis <i>Safety Factor</i> pada PLAXIS 3D	57
3.6.3 Tahapan Pemodelan PLAXIS 3D	57
BAB IV METODE PENELITIAN	59
4.1 Metode Penelitian	59
4.2 Studi Pustaka	59
4.3 Lokasi Penelitian	59
4.4 Pengumpulan Data	60
4.5 Analisis Pondasi <i>Bored pile</i>	60
4.6 Langkah Penelitian	61
4.7 Bagan Alir	61
BAB V HASIL DAN PEMBAHASAN	64
5.1 Data Jembatan	64
5.1.2 Data Umum	65

5.1.3	Spesifikasi Material	65
5.1.4	Gambar Kerja Jembatan	65
5.2	Analisis Pembebanan Jembatan	68
5.2.1	Berat Sendiri (MS)	68
5.2.2	Beban Mati Tambahan (MA)	79
5.2.3	Beban Truk “T” (TT)	81
5.2.4	Beban Lajur “D” (TD)	81
5.2.5	Beban Rem (TB)	82
5.2.6	Beban Angin Struktur (EWs)	82
5.2.7	Beban Angin Kendaraan (EWI)	84
5.2.8	Beban Gempa (EQ)	84
5.2.9	Beban Tumbukan Kapal (TV)	91
5.3	Faktor dan Kombinasi Pembebanan Pada Jembatan	94
5.4	Data Karakteristik Tanah	98
5.5	Analisis Daya Dukung Aksial Fondasi Tiang Tunggal	101
5.5.1	Analisis Menggunakan Metode Meyerhof	101
5.5.2	Analisis Menggunakan Metode Reese & Wright	103
5.5.3	Perbandingan Kapasitas Dukung Tiang Tunggal	105
5.6	Analisis Daya Dukung Aksial Fondasi Kelompok Tiang	106
5.6.1	Analisis Menggunakan Metode Meyerhof	106
5.6.2	Analisis Menggunakan Metode Reese & Wright	113
5.6.3	Perbandingan Kapasitas Dukung Kelompok	119
5.7	Penurunan Tiang	120
5.7.1	Penurunan Berdasarkan Meyerhof	120
5.7.2	Penurunan Berdasarkan Reese & Wright	123
5.8	Analisis Daya Dukung Lateral	126
5.8.1	Analisis Tiang Tunggal	126
5.8.2	Analisis Tiang Kelompok	130
5.8.3	Defleksi Tiang	131
5.8.4	Keamanan Tiang	132
5.9	<i>Software</i> PLAXIS 3D	133

5.9.2 Analisis Tiang Terhadap Beban Aksial	143
5.9.3 Analisis Tiang Terhadap Beban Lateral	151
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN	157
6.1 Kesimpulan	157
6.2 Saran	159
DAFTAR PUSTAKA	160
LAMPIRAN	162

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Perbandingan dengan Penelitian Terdahulu	11
Tabel 3.1	Faktor Beban untuk Berat Sendiri	14
Tabel 3.2	Faktor Beban untuk Beban Mati Tambahan	15
Tabel 3.3	Faktor Beban untuk Beban Lajur "D"	16
Tabel 3.4	Komponen Beban Angin yang Bekerja pada Kendaraan	17
Tabel 3.5	Penjelasan Peta Gempa	18
Tabel 3.6	Kelas Situs	20
Tabel 3.7	Faktor Amplifikasi untuk PGA dan 0,2 detik (F_{PGA}/F_a)	21
Tabel 3.8	Faktor Amplifikasi untuk Periode 1 detik (F_v)	21
Tabel 3.9	Zona Gempa	24
Tabel 3.10	Faktor Modifikasi Respons (R) untuk Bangunan Bawah	24
Tabel 3.11	Faktor Modifikasi Respons (R) untuk Hubungan Antar Elemen Struktur	24
Tabel 3.12	Klasifikasi Tongkang Di Indonesia	25
Tabel 3.13	Kombinasi Beban	29
Tabel 3.14	Tipe Tanah, Rata-rata Ukuran Butir, dan Deskripsi, AASHTO	32
Tabel 3.15	Korelasi Tanah Kohesif Berdasarkan N	32
Tabel 3.16	Korelasi Tanah Nonkohesif Berdasarkan N	33
Tabel 3.17	Nilai Numerik Parameter Tanah	33
Tabel 3.18	Korelasi <i>Poisson Ratio</i>	34
Tabel 3.19	Korelasi Modulus Elastis	34
Tabel 3.20	Korelasi Modulus Elastis Batuan	35
Tabel 3.21	Jumlah Pukulan dan Kepadatan Tanahnya	36
Tabel 3.22	Faktor Koreksi SPT	37
Tabel 3.23	Nilai Koefisien C_p	46
Tabel 3.24	Angka <i>Poisson</i> (μ)	46
Tabel 3.25	Modulus Elastis Tanah (E_s)	47
Tabel 3.26	Nilai n_h untuk Tanah Granuler	50

Tabel 3.27	Nilai n_h untuk Tanah Kohesif	50
Tabel 3.28	Nilai k_1	50
Tabel 3.29	Kriteria Tiang Pendek dan Panjang	51
Tabel 5.1	Perhitungan <i>Cross Girder</i> Per-Segmen	74
Tabel 5.2	Rekapitulasi Total Volume <i>Cross Girder</i>	74
Tabel 5.3	Perhitungan Beban Kabel <i>Pylon</i>	76
Tabel 5.4	Perhitungan Beban T_x dan M_y Kabel <i>Pylon</i>	77
Tabel 5.5	Rekapitulasi Berat Sendiri (MS)	79
Tabel 5.6	Rekapitulasi Beban Mati Tambahan (MA)	80
Tabel 5.7	Rekapitulasi Pembebanan	95
Tabel 5.8	Kombinasi Pembebanan	95
Tabel 5.9	Batas Beban Kuat I	95
Tabel 5.10	Batas Beban Kuat II	96
Tabel 5.11	Batas Beban Kuat III	96
Tabel 5.12	Batas Beban Kuat IV	96
Tabel 5.13	Batas Beban Kuat V	97
Tabel 5.14	Batas Beban Ekstrem I	97
Tabel 5.15	Batas Beban Ekstrem II	97
Tabel 5.16	Batas Beban Layan I	98
Tabel 5.17	Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan	98
Tabel 5.18	Klasifikasi Tanah BH-03	99
Tabel 5.19	Data Tanah Korelasi	101
Tabel 5.20	Nilai Q_s Metode Meyerhof	102
Tabel 5.21	Nilai Q_s Metode Reese & Wright	104
Tabel 5.22	Rekapitulasi Kontrol Gaya yang Terjadi Berdasarkan Kondisi Batas Ekstrem I Metode Meyerhof	109
Tabel 5.23	Rekapitulasi Kontrol Gaya yang Terjadi Berdasarkan Kondisi Batas Ekstrem II Metode Meyerhof	110
Tabel 5.24	Rekapitulasi Kontrol Gaya yang Terjadi Berdasarkan Kondisi Batas Ekstrem I Metode Reese & Wright	116

Tabel 5.25	Rekapitulasi Kontrol Gaya yang Terjadi Berdasarkan Kondisi Batas Ekstrem II Metode Reese & Wright	117
Tabel 5.26	Deformasi Tiang Tunggal Kondisi Ekstrem I Berdasarkan Beban Aksial	143
Tabel 5.27	Deformasi Tiang Tunggal Kondisi Ekstrem II Berdasarkan Beban Aksial	146
Tabel 5.28	Deformasi Tiang Tunggal Kondisi Ekstrem I Berdasarkan Beban Lateral	152
Tabel 5.29	Deformasi Tiang Tunggal Kondisi Ekstrem II Berdasarkan Beban Lateral	154

DAFTAR GAMBAR

Gambar 3.1	Pembebanan Truk "T" (500 kN)	15
Gambar 3.2	Beban Lajur "D"	16
Gambar 3.3	Peta Percepatan Puncak di Batuan Dasar (PGA) untuk Probabilitas Terlampaui 7% dalam 75 Tahun	18
Gambar 3.4	Peta Respons Spektra Percepatan 0,2 Detik di Batuan Dasar untuk Probabilitas Terlampaui 7% dalam 75 Tahun	19
Gambar 3.5	Peta Respons Spektra Percepatan 1 Detik di Batuan Dasar untuk Probabilitas Terlampaui 7% dalam 75 Tahun	19
Gambar 3.6	Bentuk Tipikal Respons Spektra di Permukaan Tanah	21
Gambar 3.7	Distribusi Kecepatan Impak Rencana	25
Gambar 3.8	<i>Standart Penetration Test</i> (SPT)	36
Gambar 3.9	Perkiraan Hubungan N_{SPT} vs S_u	42
Gambar 3.10	Definisi Tiang Ujung Jepit dan Ujung Bebas	48
Gambar 3.11	Tahanan Lateral Ultimit Tiang Pendek pada Tanah Kohesif	51
Gambar 3.12	Tahanan Lateral Ultimit Tiang Panjang pada Tanah Kohesif	51
Gambar 3.13	Tahanan Lateral Ultimit Tiang Pendek pada Tanah Nonkohesif	53
Gambar 3.14	Tahanan Lateral Ultimit Tiang Panjang pada Tanah Nonkohesi	53
Gambar 4.1	Lokasi Penelitian	60
Gambar 4.2	Bagan Alir Penelitian	62
Gambar 4.3	Bagan Alir PLAXIS 3D	63
Gambar 5.1	Denah Jembatan	66
Gambar 5.2	Potongan Memanjang Jembatan	66
Gambar 5.3	Potongan Melintang Jembatan Utama	66
Gambar 5.4	Stratigrafi Tanah	67
Gambar 5.5	Fondasi Jembatan Tampak Atas	67
Gambar 5.6	Detail <i>Bored pile</i> Ø2500 PL2	68
Gambar 5.7	Potongan Detail <i>Bored pile</i> Ø2500 PL2	68
Gambar 5.8	Denah <i>Slab</i>	69

Gambar 5.9	Denah <i>Pile Cap</i>	69
Gambar 5.10	Detail Potongan 1 <i>Pile Cap</i>	70
Gambar 5.11	Detail Potongan 2 <i>Pile Cap</i>	70
Gambar 5.12	Denah Segmen <i>Cross Girder</i>	72
Gambar 5.13	Denah Segmen SG1	72
Gambar 5.14	Denah Segmen SG2	72
Gambar 5.15	Denah Segmen SG3	73
Gambar 5.16	Denah Segmen SG4	73
Gambar 5.17	<i>Pylon</i>	75
Gambar 5.18	Jarak Kabel <i>Pylon</i>	77
Gambar 5.19	<i>Cross Beam</i> Atas <i>Pylon</i>	78
Gambar 5.20	<i>Cross Beam</i> Bawah <i>Pylon</i>	78
Gambar 5.21	Potongan Melintang Jembatan	80
Gambar 5.22	Spektrum Respons Desain	87
Gambar 5.23	Spektrum Respons Desain Manual	87
Gambar 5.24	Kedalaman Laut	92
Gambar 5.25	Sketsa Kedalaman <i>Bored pile</i>	100
Gambar 5.26	Grafik Perbandingan Kapasitas Dukung Tiang Tunggal	106
Gambar 5.27	Grafik Perbandingan Kapasitas Dukung Tiang Kelompok	120
Gambar 5.28	Nilai H_u/Cud^2	130
Gambar 5.29	<i>Project Properties</i> PLAXIS 3D	133
Gambar 5.30	Kedalaman <i>Borehole</i>	134
Gambar 5.31	Material Tanah	134
Gambar 5.32	Material Tanah 1 (Lempung)	135
Gambar 5.33	Material Tanah 2 (Batu Karang)	135
Gambar 5.34	Material Tanah 3 (Batu Lempung)	136
Gambar 5.35	Material Tanah 4 (Batu Pasir)	136
Gambar 5.36	Material <i>Pile Cap</i>	137
Gambar 5.37	Material <i>Bored pile</i>	137
Gambar 5.38	Struktur <i>Pile Cap</i> dan <i>Bored pile</i>	138
Gambar 5.39	Beban Aksial Kondisi Ekstrem I	138

Gambar 5.40	Beban Lateral Kondisi Ekstrem I	139
Gambar 5.41	Beban Aksial Kondisi Ekstrem II	139
Gambar 5.42	Beban Lateral Kondisi Ekstrem II	139
Gambar 5.43	<i>Output Mesh</i>	140
Gambar 5.44	<i>Initial phase</i>	140
Gambar 5.45	Tahap Instalasi <i>Pile Cap</i>	141
Gambar 5.46	Tahap Pembebanan	141
Gambar 5.47	Tahap SF	142
Gambar 5.48	Menghitung dan Mengeluarkan <i>Output</i>	142
Gambar 5.49	Deformasi Kelompok Tiang Kondisi Ekstrem I Berdasarkan Beban Aksial	144
Gambar 5.50	<i>Vertical Cross Section</i> Deformasi Kelompok Tiang Kondisi Ekstrem I Berdasarkan Beban Aksial	145
Gambar 5.51	Tampak Depan Deformasi Kelompok Tiang Kondisi Ekstrem I Berdasarkan Beban Aksial	145
Gambar 5.52	Deformasi Kelompok Tiang Kondisi Ekstrem II Berdasarkan Beban Aksial	147
Gambar 5.53	<i>Vertical Cross Section</i> Deformasi Kelompok Tiang Kondisi Ekstrem II Berdasarkan Beban Aksial	148
Gambar 5.54	Tampak Depan Deformasi Kelompok Tiang Kondisi Ekstrem II Berdasarkan Beban Aksial	148
Gambar 5.55	Perbandingan Deformasi Aksial Tiang Tunggal Metode Vesic Meyerhof dan PLAXIS 3D	149
Gambar 5.56	Perbandingan Deformasi Aksial Tiang Tunggal Metode Vesic Reese & Wright dan PLAXIS 3D	150
Gambar 5.57	Perbandingan Deformasi Aksial Tiang Kelompok Metode Vesic Meyerhof dan PLAXIS 3D	150
Gambar 5.58	Perbandingan Deformasi Aksial Tiang Kelompok Metode Vesic Reese & Wright dan PLAXIS 3D	151
Gambar 5.59	Perbandingan Deformasi Lateral Tiang Tunggal Metode Broms dan PLAXIS 3D	156

DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1	Data Tanah	163
Lampiran 2	Data Gempa	167
Lampiran 3	<i>Shop Drawing</i> Jembatan	168
Lampiran 4	Gaya Kabel Penggantung	172

DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN

q	= Intensitas beban terbagi rata (BTR) dalam arah memanjang (kPa)
L	= Panjang total jembatan yang dibebani (m)
P_D	= Tekanan angin rencana (MPa)
P_B	= Tekanan angin dasar
EQ	= Gaya gempa horizontal statis (kN)
C_{sm}	= Koefisien respons elastik
R	= Faktor modifikasi respons
W_t	= Berat total struktur terdiri dari beban mati dan beban hidup (kN)
A_s	= Koefisien percepatan puncak muka tanah (g)
PGA	= Percepatan puncak batuan dasar sesuai peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA) untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun
F_{PGA}	= Faktor amplifikasi untuk PGA
F_a	= Faktor amplifikasi untuk periode pendek ($T= 0,2$ detik)
F_v	= Faktor amplifikasi untuk periode 1 detik
S_s	= Parameter respons spektra percepatan gempa untuk periode pendek ($T=0,2$ detik) dengan probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun
S_1	= Parameter respons spektra percepatan gempa untuk periode 1 detik dengan probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun
S_{DS}	= Nilai spektra permukaan tanah pada periode pendek ($T= 0,2$ detik)
S_{D1}	= Nilai spektra permukaan tanah pada periode 1,0 detik
T_0	= Periode transisi awal (detik)
T_s	= Periode transisi spektrum (detik)
T	= Periode getar struktur (detik)
V	= Kecepatan impak rencana (m/dt)

V_T	=	Tipikal kecepatan pelayaran pada jalur pelayaran dengan kondisi lingkungan normal tetapi digunakan lebih dari V_{min} (m/dt)
V_{MIN}	=	Kecepatan impak rencana minimum, lebih besar dari kecepatan arus rerata tahunan pada lokasi jembatan (m/dt)
X	=	Jarak terhadap pilar dari garis tengah jalur pelayaran (mm)
X_C	=	Jarak terhadap tepi jalur pelayaran (mm)
X_L	=	Jarak 3 kali panjang total kapal rencana (mm)
KE	=	Energi impak kapal (J, Nm)
M	=	Massa kapal (Mg)
C_H	=	Koefisien massa hidrodinamik
V	=	Kecepatan impak kapal (m/dt)
P_B	=	Gaya impak statik ekuivalen tongkang (MN)
R_B	=	Rasio $B_B/10,67$ (m)
B_B	=	Lebar tongkang (m)
a_B	=	Kerusakan lambung tongkang (m)
η_i	=	Faktor pengubah respons
η_D	=	Nilai daktilitas
η_R	=	Nilai redudansi
η_I	=	Nilai kepentingan operasional
Q	=	Gaya total terfaktor (kN)
γ_i	=	Faktor beban
Q_i	=	Gaya yang bekerja pada jembatan (kN)
Q_u	=	Kapasitas dukung ultimit tiang (kN)
Q_p	=	Kapasitas dukung ujung tiang (kN)
Q_s	=	Kapasitas selimut tiang (kN)
Q_a	=	Kapasitas izin tiang (kN)
SF	=	<i>Safety factor</i> / faktor keamanan
N_b	=	Nilai N-SPT pada elevasi dasar tiang
d	=	Diameter tiang (m)
A_p	=	Luas penampang dasar tiang (m ²)
Q_s	=	Kapasitas dukung selimut tiang (ton)

A_s	= Luas selimut tiang (m^2)
f_s	= Gesekan selimut tiang per satuan luas (ton/m^2)
P	= Keliling tiang (m)
L	= Panjang tiang (m)
q_p	= Tahanan ujung ultimit satuan (kN/m^2)
C_u	= Kohesi tanah (kN/m^2)
α	= Faktor adhesi
P	= Beban total (kN)
E_g	= Efisiensi tiang kelompok
θ	= Sudut ($^\circ$)
n	= Jumlah kolom tiang
m	= Jumlah baris tiang
s	= Jarak antar tiang (m)
Q_g	= Daya dukung kelompok tiang (kN)
ΣQ_{ug}	= Daya dukung geser blok tiang kelompok (ton)
L_g	= Panjang blok (m)
B_g	= Lebar blok (m)
P_{maks}	= Beban maksimal (kN)
P_{min}	= Beban minimal (kN)
P	= Beban aksial total (kN)
M_x	= Momen arah x (kNm)
M_y	= Momen arah y (kNm)
S	= Penurunan total fondasi (m)
S_s	= Penurunan akibat deformasi aksial tiang tunggal (m)
S_p	= Penurunan akibat beban pada ujung tiang (m)
S_{ps}	= Penurunan akibat beban sepanjang tiang (m)
I_{ws}	= Faktor pengaruh
E_p	= Modulus elastisitas material tiang (kN/m^2)
α	= 0,5 untuk distribusi seragam/parabolik sepanjang tiang
C_p	= Koefisien empiris
D	= Diameter tiang (m)

q_p	= Daya dukung batas ujung (kN/m^2)
E_s	= Modulus elastis tanah (kN/m^2)
μ_s	= Angka <i>poisson</i>
Q_w	= Beban kerja total pada tiang (kN)
Q_{wp}	= Beban kerja yang dipikul tahanan ujung tiang (kN)
Q_{ws}	= Beban kerja yang dipikul tahanan selimut tiang (kN)
B	= Lebar kelompok tiang (m)
S_g	= Penurunan kelompok tiang (m)
S_{izin}	= Penurunan izin (m)
n_h	= Koefisien variasi modulus (kN/m^3)
T	= Faktor kekakuan modulus tanah tidak konstan (m)
K	= Modulus tanah (kN/m^3)
k_1	= Modulus reaksi subgrade dari Terzaghi (kN/m^3)
R	= Faktor kekakuan modulus tanah konstan (m)
H_u	= Daya dukung lateral (kN)
M_y	= Tahanan momen tiang (kNm)
M_{maks}	= Momen maksimum pada kepala tiang (kNm)
f	= Tahanan tanah lateral per satuan panjang tiang (kN/m)
g	= Kedalaman titik putar untuk tiang pendek (m)
e	= Jarak dari permukaan tanah ke beban lateral (m)
γ	= Berat isi tanah (kN/m^3)
K_p	= Koefisien tekanan tanah pasif
H_g	= Beban lateral kelompok tiang (kN)
y_0	= Defleksi tiang (mm)
K_h	= Koefisien reaksi subgrade, sama dengan k_1 untuk modulus tanah konstan

ABSTRAK

Proyek pembangunan Jembatan Penghubung Kotabaru-Batulicin merupakan jembatan sepanjang 3,75 km yang menghubungkan dua pulau untuk meningkatkan konektivitas antarwilayah. Mengingat struktur jembatan menerima beban ekstrem, diperlukan fondasi dengan kapasitas dukung dan stabilitas yang memadai. Penelitian ini bertujuan menganalisis kapasitas dukung aksial dan lateral, deformasi, serta *safety factor* fondasi *bored pile* PL2 terhadap pembebanan Ekstrem I dan Ekstrem II. Analisis dilakukan menggunakan metode Meyerhof, Reese & Wright, dan Broms berdasarkan data N-SPT, kemudian dibandingkan dengan hasil pemodelan PLAXIS 3D.

Hasil penelitian menunjukkan bahwa metode Meyerhof menghasilkan kapasitas dukung izin aksial sebesar 69405,74 kN pada tiang tunggal dan 2041207,591 kN pada tiang kelompok, sedangkan metode Reese & Wright menghasilkan 58359,30 kN pada tiang tunggal dan 1716333,356 kN pada tiang kelompok. Seluruh nilai tersebut lebih besar daripada beban yang bekerja sehingga fondasi memenuhi persyaratan keamanan. Analisis kapasitas dukung lateral menggunakan metode Broms menghasilkan kapasitas dukung izin sebesar 10711,85 kN untuk tiang tunggal dan 535592,45 kN untuk tiang kelompok, yang juga lebih besar daripada beban lateral pada Kondisi Ekstrem I dan Ekstrem II.

Analisis deformasi menunjukkan penurunan maksimum hasil PLAXIS 3D sebesar 0,0853 m pada tiang tunggal dan 0,1251 m pada tiang kelompok, serta defleksi lateral tiang tunggal maksimum sebesar 0,00215 m, yang masih berada di bawah batas izin. Hasil analisis *safety factor* menggunakan PLAXIS 3D sebesar 5,047 pada pembebanan aksial, 2,908 pada pembebanan lateral Kondisi Ekstrem I, dan 5,788 pada Kondisi Ekstrem II, seluruhnya melebihi nilai minimum sebesar 2,5. Dengan demikian, fondasi *bored pile* PL2 memenuhi persyaratan kapasitas dukung, deformasi, dan faktor keamanan sehingga dinyatakan aman terhadap pembebanan ekstrem serta layak digunakan sebagai sistem fondasi utama pada struktur *pylon* Jembatan Penghubung Kotabaru–Batulicin berdasarkan hasil analisis manual dan numerik yang saling mendukung.

Kata kunci: *Bored pile*, Kapasitas dukung, Deformasi, *PLAXIS 3D*, *Safety factor*.

ABSTRACT

The Kotabaru-Batulicin Bridge construction project is a 3.75-km bridge connecting two islands to improve interregional connectivity. Given that the bridge structure is subjected to extreme loads, foundations with adequate bearing capacity and stability are required. This study aims to analyze the axial and lateral bearing capacity, deformation, and safety factor of the PL2 borepile foundation under Extreme I and Extreme II loads. The analysis was conducted using the Meyerhof, Reese & Wright, and Broms methods based on N-SPT data, then compared with PLAXIS 3D modeling results.

The results show that the Meyerhof method yields an axial allowable bearing capacity of 69,405.74 kN for a single pile and 2,041,207.591 kN for a group pile, while the Reese & Wright method yields 58,359.30 kN for a single pile and 1,716,333.356 kN for a group pile. All these values are greater than the applied loads, thus ensuring that the foundation meets safety requirements. Lateral bearing capacity analysis using the Broms method yielded allowable bearing capacities of 10,711.85 kN for single piles and 5,355,92.45 kN for pile groups, which are also greater than the lateral loads in Extreme Conditions I and II.

Deformation analysis showed maximum settlements in PLAXIS 3D of 0.0853 m for single piles and 0.1251 m for group piles, and a maximum lateral deflection of 0.00215 m for single piles, which are still below the allowable limits. The safety factor analysis using PLAXIS 3D was 5.407 for axial loading, 2.908 for lateral loading in Extreme Condition I, and 5.788 for Extreme Condition II, all exceeding the minimum value of 2.5. Thus, the PL2 bored pile foundation meets the requirements of bearing capacity, deformation, and safety factor so that it is declared safe against extreme loading and is suitable for use as the main foundation system in the pylon structure of the Kotabaru-Batulicin Connecting Bridge based on the results of manual and numerical analysis that support each other.

Keywords: Bored Pile, Bearing Capacity, Deformation, PLAXIS 3D, Safety Factor

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Pembangunan infrastruktur di Indonesia terus mengalami peningkatan sebagai upaya mendukung pertumbuhan ekonomi, pemerataan pembangunan, serta peningkatan konektivitas antarwilayah. Berbagai proyek strategis, seperti jembatan bentang panjang, jalan tol, pelabuhan, dan bangunan bertingkat memerlukan sistem fondasi yang mampu menjamin kestabilan struktur selama umur layan. Fondasi merupakan elemen struktur yang berfungsi meneruskan seluruh beban bangunan ke lapisan tanah yang memiliki daya dukung memadai sehingga kegagalan fondasi dapat menyebabkan terganggunya stabilitas struktur secara keseluruhan. Oleh karena itu, pemilihan jenis fondasi harus mempertimbangkan karakteristik tanah, besar beban yang bekerja, serta kondisi lingkungan di lokasi pembangunan (Hardiyatmo, 2015).

Pada kondisi tanah lunak hingga sedang, penggunaan fondasi *bored pile* menjadi salah satu solusi yang banyak diterapkan karena memiliki kapasitas dukung yang tinggi, menghasilkan getaran yang relatif kecil selama pelaksanaan, serta sesuai digunakan pada kawasan perkotaan maupun wilayah perairan. Selain harus mampu menahan beban aksial akibat berat struktur, fondasi *bored pile* juga harus mampu menahan beban lateral yang berasal dari angin, gempa, tekanan tanah, arus air, maupun beban ekstrem lainnya. Penelitian menunjukkan bahwa evaluasi kapasitas aksial dan lateral perlu dilakukan secara bersamaan agar perilaku fondasi dapat dipahami secara menyeluruh dan keamanan struktur tetap terjamin.

Salah satu infrastruktur yang memerlukan perhatian terhadap aspek tersebut adalah pembangunan Jembatan Pulau Laut di Kalimantan Selatan yang menghubungkan Batulicin dengan Pulau Laut Kotabaru. Jembatan ini dibangun pada kawasan perairan yang merupakan jalur pelayaran kapal tongkang pengangkut batu bara dengan intensitas lalu lintas yang tinggi. Aktivitas pelayaran tersebut meningkatkan potensi terjadinya tumbukan kapal terhadap pilar jembatan sehingga

fondasi tidak hanya menerima beban statis, tetapi juga berpotensi menerima beban ekstrem yang bekerja secara lateral. Kejadian runtuhnya *Shōwa Bridge* di Jepang pada tahun 1964 akibat gempa dan Jembatan *Francis Scott Key* di Baltimore pada tahun 2024 akibat tumbukan kapal menunjukkan bahwa kegagalan struktur akibat beban ekstrem dapat mengakibatkan kerugian ekonomi yang besar serta mengancam keselamatan pengguna jembatan. Oleh sebab itu, analisis terhadap kapasitas fondasi dalam menerima beban ekstrem menjadi aspek penting dalam proses perencanaan dan evaluasi struktur.

Selain besarnya beban yang bekerja, kondisi geoteknik merupakan faktor utama yang menentukan respons fondasi terhadap pembebanan. Wilayah pesisir Kalimantan Selatan umumnya tersusun atas lapisan tanah lempung lunak hingga sedang dengan ketebalan yang cukup besar sebelum mencapai lapisan tanah keras. Karakteristik tersebut menyebabkan deformasi lateral fondasi cenderung lebih besar dibandingkan pada tanah yang lebih kaku. Menurut teori interaksi tanah dan struktur, respons fondasi dipengaruhi oleh kombinasi karakteristik tanah, dimensi fondasi, dan besar beban yang diterima. Oleh karena itu, parameter tanah yang digunakan dalam analisis harus merepresentasikan kondisi lapangan agar hasil perhitungan lebih akurat (Hardiyatmo, 2015).

Dalam praktik geoteknik, *Standard Penetration Test* (N-SPT) merupakan salah satu metode investigasi tanah yang paling banyak digunakan karena relatif sederhana, ekonomis, dan memiliki berbagai korelasi empiris terhadap parameter kuat geser maupun daya dukung tanah. Data N-SPT dapat dimanfaatkan untuk menghitung kapasitas aksial fondasi menggunakan metode Reese dan Wright maupun Meyerhof, sedangkan kapasitas lateral dapat dianalisis menggunakan metode Broms. Selain itu, perkembangan metode numerik memungkinkan evaluasi perilaku fondasi dilakukan melalui perangkat lunak PLAXIS sehingga interaksi tanah dan struktur dapat dimodelkan secara lebih realistis.

Berbagai penelitian mengenai fondasi *bored pile* telah dilakukan sebelumnya. Simanjuntak, dkk. (2024) telah menganalisis kapasitas lateral fondasi *bored pile* menggunakan metode Broms, metode Davisson, metode Chin, metode Mazurkiewich, dan simulasi elemen hingga berdasarkan data N-SPT, namun

terbatas pada beban lateral. Pendekatan ini sering mengandalkan parameter tanah asumsi yang tidak merepresentasikan variabilitas lapangan. Selain itu, penelitian oleh Wulan, dkk (2023) melakukan analisis kapasitas aksial dan lateral fondasi *bored pile* menggunakan metode Reese & Wright, metode Converse-Labarre, metode Semi Empiris, metode Vesic, metode Broms. Namun, penelitian tersebut belum mempertimbangkan pengaruh beban ekstrem terhadap respons fondasi.

Berdasarkan hasil penelitian terdahulu, masih terdapat kesenjangan penelitian (*research gap*). Sebagian besar penelitian berfokus pada evaluasi kapasitas aksial atau lateral secara terpisah, menggunakan pembebanan statis, atau membandingkan metode analitis dengan pemodelan numerik. Penelitian yang mengintegrasikan analisis kapasitas aksial dan lateral fondasi *bored pile* berdasarkan data N-SPT dengan mempertimbangkan pengaruh beban ekstrem pada kondisi geoteknik Kalimantan Selatan masih sangat terbatas. Selain itu, kajian mengenai respons fondasi berupa deformasi serta evaluasi *safety factor* akibat beban ekstrem juga belum banyak dilakukan. Karakteristik tanah lunak di wilayah pesisir Kalimantan Selatan menyebabkan hasil penelitian dari lokasi lain belum tentu dapat diterapkan secara langsung, sehingga diperlukan kajian yang lebih spesifik sesuai dengan kondisi geoteknik setempat.

Berdasarkan fenomena tersebut, penelitian ini dilakukan untuk menganalisis daya dukung aksial dan lateral fondasi *bored pile* berdasarkan data N-SPT dengan mempertimbangkan pengaruh beban ekstrem melalui pendekatan analitis dan pemodelan numerik menggunakan PLAXIS 3D. Hasil penelitian diharapkan dapat memberikan informasi mengenai perilaku fondasi terhadap pembebanan aksial maupun lateral, memperkaya kajian geoteknik mengenai interaksi tanah dan struktur, serta menjadi referensi bagi perencana dalam merancang fondasi *bored pile* yang lebih aman pada kondisi tanah yang serupa. Dengan demikian, penelitian ini dilakukan dengan judul "Analisis Daya Dukung Aksial dan Lateral Fondasi *Bored Pile* Akibat Beban Ekstrem Berdasarkan Data N-SPT."

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan uraian latar belakang di atas, diperoleh rumusan masalah dalam penelitian sebagai berikut.

1. Bagaimana kondisi dan karakteristik tanah berdasarkan data N-SPT pada lokasi fondasi *bored pile* Jembatan Kotabaru-Batulicin?
2. Bagaimana kapasitas dukung aksial fondasi *bored pile* berdasarkan data N-SPT menggunakan metode Meyerhof dan metode Reese & Wright?
3. Bagaimana kapasitas dukung lateral fondasi *bored pile* berdasarkan data N-SPT menggunakan metode Broms?
4. Bagaimana deformasi fondasi *bored pile* akibat beban aksial berdasarkan hasil perhitungan manual dan analisis PLAXIS 3D?
5. Bagaimana deformasi fondasi *bored pile* akibat beban lateral berdasarkan hasil perhitungan manual dan analisis PLAXIS 3D?
6. Bagaimana tingkat keamanan sistem fondasi *bored pile* berdasarkan nilai *Safety Factor* (ΣM_{sf}) hasil analisis PLAXIS 3D?

1.3 Tujuan Penelitian

Berdasarkan uraian rumusan masalah di atas, diperoleh tujuan penelitian sebagai berikut.

1. Mengetahui kondisi dan karakteristik tanah berdasarkan data N-SPT pada lokasi fondasi *bored pile* Jembatan Kotabaru-Batulicin.
2. Mengetahui kapasitas dukung aksial fondasi *bored pile* berdasarkan data N-SPT menggunakan metode Meyerhof dan metode Reese & Wright.
3. Mengetahui kapasitas dukung lateral fondasi *bored pile* berdasarkan data N-SPT menggunakan metode Broms.
4. Mengetahui deformasi fondasi *bored pile* akibat beban aksial berdasarkan hasil perhitungan manual dan analisis PLAXIS 3D.
5. Mengetahui deformasi fondasi *bored pile* akibat beban lateral berdasarkan hasil perhitungan manual dan analisis PLAXIS 3D.
6. Mengetahui tingkat keamanan sistem fondasi *bored pile* berdasarkan nilai *Safety Factor* (ΣM_{sf}) hasil analisis PLAXIS 3D.

1.4 Manfaat Penelitian

Penelitian ini diharapkan dapat memberikan manfaat, baik dari aspek akademis maupun praktis. Adapun manfaat yang diharapkan dari penelitian ini adalah sebagai berikut.

1. Manfaat bagi akademisi

Penelitian ini memperkaya teori dalam bidang geoteknik yang diharapkan dapat digunakan sebagai referensi pada penelitian lanjutan yang berhubungan dengan analisis daya dukung fondasi *bored pile*.

2. Manfaat bagi perusahaan

Penelitian ini membantu untuk memperhitungkan daya dukung pondasi *bored pile*, sehingga dapat mengurangi resiko kegagalan dan penyebab kerugian dari biaya, mutu, dan waktu pada proyek konstruksi.

3. Manfaat bagi masyarakat

Penelitian ini menghasilkan nilai daya dukung tanah yang dapat menjadi acuan kekuatan tanah dalam menahan beban yang diberikan, sehingga ketika proyek selesai, masyarakat tidak perlu takut dan khawatir untuk melewati Jembatan Batulicin-Kotabaru tersebut.

4. Manfaat bagi penulis

Penelitian ini menjadi dasar penulis untuk memahami konsep kajian teori dan kasus lebih dalam mengenai daya dukung fondasi *bored pile*, dan meningkatkan *skill* penulis dalam perhitungan dan pengambilan metode yang telah diterapkan dalam penelitian tersebut.

1.5 Batasan Masalah

Terdapat beberapa batasan masalah pada penelitian ini sebagai berikut.

1. Penelitian ini hanya terfokus pada fondasi *bored pile*.
2. Penelitian ini melakukan perhitungan daya dukung aksial dan lateral.
3. Penelitian ini hanya menganalisis pada kondisi tiang eksisting.
4. Beban Ekstrem yang digunakan pada penelitian ini adalah Ekstrem I (beban gempa) dan Ekstrem II (tumbukan kapal tongkang).
5. Data tanah yang digunakan pada penelitian ini adalah N-SPT.

6. Lokasi penelitian yaitu Proyek Pembangunan Jembatan Batulicin-Kotabaru Kalimantan Selatan.
7. Lapisan tanah pada kedalaman 63-76 m diasumsikan sebagai batu lempung, mengikuti lapisan terakhir, karena pengeboran terakhir pada kedalaman 63 telah mencapai tanah keras sehingga tidak dapat dilanjutkan.
8. Kelas situs yang dipakai dalam perhitungan gempa adalah tanah sedang (SD).
9. Analisis numerik dilakukan menggunakan PLAXIS 3D, sedangkan analisis teoritis menggunakan metode yang dipilih dalam penelitian.
10. Analisis pada PLAXIS 3D dilakukan berdasarkan parameter tanah hasil korelasi dari data N-SPT.
11. Hasil analisis menunjukkan bahwa penurunan yang diperoleh dari PLAXIS 3D merupakan penurunan nonkonsolidasi (*immediate settlement*).

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Fondasi merupakan bagian dari struktur bangunan yang bertugas mentransfer beban dari bangunan ke tanah dasar. Untuk pembangunan jembatan di tanah eksisting yang lunak, cocok menggunakan *bored pile* sebagai fondasi dalam. *Bored pile* dibuat dengan alat bor seperti *auger* atau *rotary drilling* untuk membuat lubang vertikal atau miring, dengan menekankan pentingnya menjaga stabilitas lubang menggunakan *casing* untuk mencegah keruntuhan dinding terutama di daerah lunak atau berpasir untuk mengurangi resiko penetrasi air dan tanah longsor. Selain itu proses pengeboran untuk *bored pile* juga menghasilkan getaran rendah, sehingga meminimalisir kerusakan fondasi jembatan sekitarnya (Tomlinson, 2001).

2.2 Penelitian Terdahulu Terkait Fondasi *Bored pile* dengan Data N-SPT

Pada subbab ini, penulis akan menjabarkan beberapa penelitian atau kajian studi yang berkaitan dengan fondasi *bored pile* yang relevan dengan topik yang penulis ambil untuk diteliti. Penelitian terdahulu tersebut diperlukan sebagai referensi penulis agar bisa mempertimbangkan penelitian yang akan dikerjakan kedepannya, sehingga penelitian dapat terarah dan tidak menyimpang dari tujuan yang seharusnya.

2.2.1 Analisis Daya Dukung Terhadap Beban Aksial Berdasarkan N-SPT

Hakim & Hadi (2023) melakukan penelitian analisis daya dukung fondasi *bored pile* pada salah satu jembatan pada seksi 1 Proyek Pembangunan Jalan Tol Yogyakarta-Bawen. Penelitian ini menggunakan perhitungan daya dukung dengan metode Reese & Wright, uji *Pile Driving Analyzer* (PDA) dan uji *Case Pile Wave Analysis Program* (CAPWAP) untuk mendapatkan nilai kapasitas daya dukung ultimit berdasarkan data N-SPT. Hasil dari penelitian beliau yaitu, diperoleh persentase selisih daya dukung untuk metode metode Reese & Wright dan *Pile Driving Analyzer* (PDA) sebesar -33,50%, -7,02%, -9,79%, -23,76%, dan -24,89%.

Hasil itu menunjukkan adanya penurunan daya dukung seluruh tiang dengan rata-rata 19,79%. Sedangkan persentase selisih daya dukung untuk metode Reese & Wright dan CAPWAP sebesar 4,59%, -23,53%, -12,50%, -5,31%, -10,33%. Hasil tersebut menunjukkan Sebagian besar tiang mengalami penurunan daya dukung dengan rata-rata -9,42%.

Rajaguguk & Tanjung (2023) melakukan penelitian analisi daya dukung pondasi *bore pile* dengan hasil uji pembebanan langsung (*Loading Test*). Berdasarkan hasil analisis beliau, perhitungan daya dukung pondasi *bored pile* tunggal pada kedalaman 52 meter di titik BH-3A P.1 menggunakan metode Reese and Wright menunjukkan nilai sebesar 2972,55 ton untuk tanah kohesif dan 1987,84 ton pada tanah nonkohesif. Sementara itu, pada titik BH-4A P.2 dengan kedalaman 49 meter, metode yang sama menghasilkan daya dukung sebesar 3085,87 ton untuk tanah kohesif serta 1954,12 ton bagi tanah nonkohesif. Pengujian beban (*loading test*) pada titik P1 di kedalaman 52 meter memberikan variasi nilai daya dukung ultimit, yaitu 1755 ton berdasarkan metode Davisson, 1630 ton menurut metode Mazurkiewich, dan mencapai 16799 ton jika dihitung dengan metode Chin. Untuk titik P2 pada kedalaman 49 meter, hasil uji beban menunjukkan angka 1910 ton dengan metode Davisson, 1908 ton melalui metode Mazurkiewich, serta 2915 ton menggunakan metode Chin. Terakhir, evaluasi efisiensi pondasi kelompok menghasilkan nilai 0,530 melalui metode sederhana, 0,655 dengan metode Converse Laberre, dan nilai 0,800 jika dihitung menggunakan metode Los Angeles maupun metode Seiler-Keeney.

2.2.2 Analisis Daya Dukung Terhadap Beban Lateral Berdasarkan N-SPT

Simanjuntak dkk. (2024) melakukan penelitian analisis daya dukung lateral *bored pile* Ø 80 cm dengan menggunakan uji beban lateral dan metode elemen hingga pada Proyek Menara BRI di Medan. Dalam perhitungan analitis, beliau memakai metode Broms, metode Davisson, metode Chin, metode Mazurkiewich, dan melakukan analisis pergeseran pondasi menggunakan metode Allpile dan FEM PLAXIS 3D. Dalam penelitian itu menghasilkan daya dukung ultimate *bored pile* berdasarkan data N-SPT dengan menggunakan metode Broms 18,92 ton, metode Davisson 18 ton, metode Chin 18,98 ton, dan metode Mazurkiewich 19 Ton. Selain

itu hasil dari pemrograman yaitu, untuk besar defleksi *bored pile* tunggal dengan beban 200% dengan program Allpile besar defleksi yang terjadi 4,25 mm dan analisis dengan FEM PLAXIS 3D menggunakan pemodelan tanah dengan Mohr – Coulomb besar defleksi 3,0 mm dan pemodelan tanah dengan Hardening Soil 2,99 mm.

2.2.3 Analisis Daya Dukung Terhadap Aksial dan Lateral Berdasarkan N-SPT

Wulan dkk. (2023) melakukan penelitian perencanaan pondasi *bore pile* pada Jembatan Utama Cisadane. Walaupun judul yang dicantumkan berupa perencanaan pondasi, pada analisisnya beliau juga melakukan perhitungan analisis daya dukung. Dalam analisis tersebut, beliau memakai metode Reese & Wright, metode Converse-Labarre, metode Semi Empiris, metode Vesic, metode Broms. Untuk perhitungan daya dukung aksial, beliau menghasilkan 268,090-470,697 ton untuk tiang tunggal menggunakan metode Reese & Wright, dan 5870,246 - 33176,233 ton untuk kelompok tiang menggunakan metode Converse-Labarre. Selanjutnya, untuk perhitungan daya dukung lateral sebesar 3024-20580 ton untuk kelompok tiang dan defleksi sebesar 1,485-5,888 mm menggunakan metode Broms.

Indra dkk. (2024) melakukan penelitian perencanaan pondasi tiang bor pada Gedung Malang Creative Center (MCC). Walaupun judul yang dicantumkan berupa perencanaan pondasi, pada analisisnya beliau juga melakukan perhitungan analisis daya dukung. Dalam analisis tersebut, beliau memakai metode Meyerhof untuk menghitung daya dukung aksial, metode Converse-Labarre untuk menghitung efisiensi grup tiang, dan metode Broms untuk menghitung daya dukung lateral. Untuk perhitungan pondasi tipe 1 yang memiliki 6 jumlah tiang dengan diameter 80 cm, daya dukung aksial yang didapatkan sebesar 259,296 ton untuk tiang tunggal, daya dukung lateral sebesar 0,394 ton, dan efisiensi tiang sebesar 0,717. Selanjutnya, untuk pondasi tipe 2 yang memiliki 4 jumlah tiang dengan diameter 80 cm juga, daya dukung yang didapatkan sebesar 259,296 untuk tiang tunggal, daya dukung lateral sebesar 0,530 ton, dan efisiensi tiang sebesar 0,758. Terakhir, untuk pondasi tipe 3 yang memiliki 2 jumlah tiang dengan diameter 80 cm pula, daya dukung yang didapatkan sebesar 259,296 untuk tiang tunggal, daya dukung lateral sebesar 0,985 ton, dan efisiensi tiang sebesar 0,879.

2.3 Perbandingan Penelitian

Perbedaan penelitian tugas akhir ini dengan penelitian terdahulu yaitu, penelitian ini berjudul “Analisis Daya Dukung Aksial Dan Lateral Fondasi *Bored Pile* Akibat Beban Ekstrem Berdasarkan Data N-SPT” yang berlokasi di perbatasan Pulau Laut Kotabaru dan Batulicin di Provinsi Kalimantan Selatan. Penelitian ini memiliki tujuan untuk mengetahui daya dukung fondasi *bored pile* yang terjadi akibat beban aksial dan lateral berdasarkan data N-SPT di lapangan serta melakukan permodelan pada *software* PLAXIS 3D untuk mengetahui deformasi dan *safety factors* yang terjadi. Perhitungan yang dilakukan pada penelitian ini menggunakan metode Meyerhof dan metode Reese & Wright untuk daya dukung aksial, metode Vesic untuk penurunan aksial, serta metode Broms untuk daya dukung dan defleksi lateral. Penelitian dilakukan pada jembatan di daerah Kotabaru Kalimantan Selatan, yang mana konstruksi tersebut merupakan jembatan bentang panjang pertama yang dibangun untuk menghubungkan antara dua pulau. Belum ada yang pernah melakukan penelitian ini disana, sehingga penelitian ini menjadi penting dan dapat berguna untuk keberlanjutan konstruksi. Adapun perbandingan antar peneliti terdahulu dapat dilihat pada Tabel 2.1 sebagai berikut.

Tabel 2.1 Perbandingan dengan Penelitian Terdahulu

Aspek Penelitian	Penelitian Terdahulu					Penelitian Sekarang
	Rajaguguk & Tanjung (2023)	Hakim & Hadi (2023)	Wulan dkk. (2023)	Indra dkk. (2024)	Simanjuntak dkk. (2024)	Khalida (2026)
Judul	Analisis Daya Dukung Pondasi <i>Bore Pile</i> Dengan Hasil Uji Pembebanan Langsung (<i>Loading Test</i>)	Analisis Daya Dukung dan Penurunan Pondasi Berdasarkan Data N-SPT Diverifikasi dengan Nilai PDA dan CAPWAP	Perencanaan Pondasi <i>Bored pile</i> Pada Jembatan, Studi Kasus: Jembatan Utama Cisadane	Studi Alternatif Perencanaan Pondasi Tiang Bor (<i>Bored pile</i>) Pada Gedung Malang Creative Center (MCC)	Analisis Daya Dukung Lateral <i>Bored pile</i> Ø 80 Cm dengan Menggunakan Uji Beban Lateral dan Menggunakan Metode Elemen Hingga pada Proyek Menara BRI - Medan	Analisis Daya Dukung Aksial dan Lateral Fondasi <i>Bored Pile</i> Akibat Beban Ekstrem Berdasarkan Data N-SPT
Tujuan	Mengetahui besarnya daya dukung tiang tunggal dari data N-SPT dan <i>Loading Test</i> , dan mengetahui besar efisiensi tiang kelompok.	Mengetahui kapasitas daya dukung ultimit (Q_{ult}) tiang bor secara Tunggal berdasarkan data N-SPT dan mengetahui perbedaan hasil perhitungan daya	Menentukan dan menghitung dimensi pondasi yang efisien untuk jembatan yang direncanakan, mendesain <i>pile cap</i> untuk jembatan yang direncanakan.	Melakukan perencanaan ulang pondasi yang awalnya tiang pancang ke tiang bor, menganalisis kapasitas dukung aksial dan lateral,	Mengevaluasi daya dukung lateral fondasi <i>bored pile</i> dalam konteks spesifik proyek Menara BRI di Medan, serta membandingkan	Mengetahui kapasitas daya dukung fondasi <i>bored pile</i> aksial dan lateral berdasarkan data N-SPT. Selain itu, mengetahui deformasi yang terjadi, serta tingkat

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan dengan Penelitian Terdahulu

Aspek Penelitian	Penelitian Terdahulu					Penelitian Sekarang
	Rajaguguk & Tanjung (2023)	Hakim & Hadi (2023)	Wulan dkk. (2023)	Indra dkk. (2024)	Simanjuntak dkk. (2024)	Khalida (2026)
		dukung ultimit (Qult) dan hasil uji PDA dan CAPWAP.	Menghitung RAB untuk pondasi <i>bore pile</i> pada jembatan yang direncanakan.	serta mengevaluasi penurunan.	hasil analisis antara uji lapangan dan simulasi numerik.	keamanan melalui <i>safety factor</i> akibat beban ekstrem.
Metode	Reese & Wright, Davisson, Mazurkiewich, Chin, Converse-Labarre, Los Angeles, dan Sailer-Keeney.	Reese & Wright, <i>Pile Driving Analyzer</i> (PDA), dan <i>Case Pile Wave Analysis Program</i> (CAPWAP).	Reese & Wright, Converse-Labarre, Semi Empiris, Vesic, dan Broms.	Meyerhof, Converse-Labarre, dan Broms.	Broms, Davisson, Chin, Mazurkiewich, serta Allpile dan FEM PLAXIS 3D.	Meyerhof, Reese & Wright, Broms, Vesic dan FEM PLAXIS 3D.
Hasil	Menghasilkan daya dukung pondasi dari data N-SPT dan <i>Loading Test</i> , serta mendapatkan hasil daya dukung pondasi dari perbedaan	Menghasilkan daya dukung ultimit uji PDA memiliki rentang paling kecil dibandingkan metode lainnya. Perbandingan daya dukung Reese &	Menghasilkan daya dukung aksial tiang tunggal dan kelompok tiang dan penurunan tiang tunggal, kelompok tiang, serta konsolidasi. Selain	Menghasilkan daya dukung lebih besar dari beban yang ditahan, mendapatkan hasil Analisa daya dukung tiang tunggal dan kelompok aksial	Membuktikan bahwa kombinasi antara uji lapangan dan simulasi numerik meningkatkan akurasi dan keamanan desain fondasi, serta	Menghasilkan kapasitas dukung aksial dan lateral fondasi <i>bored pile</i> berdasarkan perhitungan manual telah memenuhi persyaratan namun

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan dengan Penelitian Terdahulu

Aspek Penelitian	Penelitian Terdahulu					Penelitian Sekarang
	Rajaguguk & Tanjung (2023)	Hakim & Hadi (2023)	Wulan dkk. (2023)	Indra dkk. (2024)	Simanjuntak dkk. (2024)	Khalida (2026)
	metode dan titik yang ditinjau.	Wright dan CAPWAP didapat selisih rata-rata - 9,42%. Sedangkan penurunan empiris dan CAPWAP didapat selisih rata-rata -10,35%.	itu, penelitian ini juga menghasilkan daya dukung lateral kelompok tiang serta defleksi. Hasil lainnya yaitu didapatkan dimensi pondasi, tebal <i>pile cap</i> , dan RAB.	maupun lateral. Selain itu, mendapatkan rencana dimensi tiang, desain <i>pile cap</i> , serta penurunan pondasi tiap tiang.	memberikan panduan yang berguna bagi insinyur geoteknik dalam merancang fondasi untuk proyek besar	keamanan karena lebih besar dari beban yang bekerja. Menghasilkan nilai deformasi yang masih berada di bawah batas izin. Menghasilkan nilai <i>safety factor</i> PLAXIS 3D di atas persyaratan minimum sehingga fondasi dinyatakan aman.

BAB III LANDASAN TEORI

3.1 Pembebanan

Pembebanan merupakan proses pemberian gaya atau pengaruh lain pada suatu elemen struktur. Pada penelitian ini pembebanan jembatan dihitung berdasarkan SNI 1725:2016 yang terdiri dari beban permanen dan beban transien serta SNI 2833:2016 untuk perhitungan beban gempa dan Pedoman Penentuan Beban Impak Bangunan Pelindung Pilar Jembatan Kementrian Pekerjaan Umum Dan Perumahan Rakyat untuk perhitungan beban kapal tongkang yang dapat dilihat sebagai berikut.

3.1.1 Beban Permanen

Beban permanen adalah beban yang bekerja secara tetap pada struktur jembatan selama masa layan. Adapun uraiannya sebagai berikut.

1. Beban sendiri (MS)

Berat sendiri merupakan beban permanen dari elemen-elemen struktural yang dipikul oleh jembatan sendiri, termasuk dengan berat bahan dan bagian jembatan ditambah dengan elemen nonstruktural yang dianggap tetap. Untuk berat isi beton dipakai $2,4 \text{ t/m}^3$. Bagian struktur jembatan yang masuk dalam beban sendiri antara lain, *slab*, *pile cap*, *cross girder*, dan *pylon*. Terdapat faktor beban untuk berat sendiri yang dapat dilihat pada Tabel 3.1 berikut.

Tabel 3.1 Faktor Beban untuk Berat Sendiri

Tipe beban	Faktor beban (γ_{MS})			
	Keadaan Batas Layan (γ^s_{MS})		Keadaan Batas Ultimit (γ^U_{MS})	
	Bahan		Biasa	Terkurangi
Tetap	Baja	1,00	1,10	0,90
	Aluminium	1,00	1,10	0,90
	Beton pracetak	1,00	1,20	0,85
	Beton dicor di tempat	1,00	1,30	0,75
	Kayu	1,00	1,40	0,70

Sumber: SNI 1725:2016

2. Beban mati tambahan (MA)

Beban mati tambahan merupakan beban permanen dari perkerasan dan utilitas yang besarnya dapat berubah selama umur jembatan. Bagian struktur jembatan yang masuk dalam beban mati tambahan antara lain, aspal, *waterproofing*, *railing*, drainase, *expansion joint*, pipa utilitas, dan PJU. Untuk berat isi aspal dipakai $2,2 \text{ t/m}^3$ dan *waterproofing* $1,2 \text{ t/m}^3$. Terdapat faktor beban untuk berat mati tambahan yang dapat dilihat pada Tabel 3.2 berikut.

Tabel 3.2 Faktor Beban untuk Beban Mati Tambahan

Tipe beban	Faktor beban (γ_{MA})			
	Keadaan Batas Layan (γ_{sMA}^s)		Keadaan Batas Ultimit (γ_{uMA}^u)	
	Bahan		Biasa	Terkurangi
Tetap	Umum	1,00	2,00	0,70
	Khusus (terawasi)	1,00	1,40	0,80
Catatan: Faktor beban layan sebesar 1,3 digunakan untuk berat utilitas				

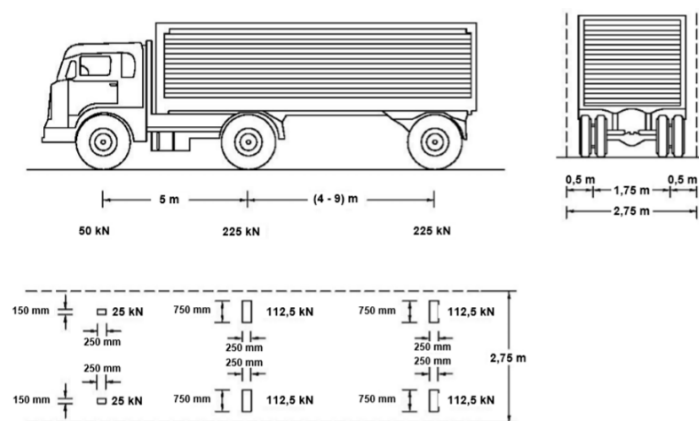
Sumber: SNI 1725:2016

3.1.2 Beban Transien

Beban transien merupakan beban yang bekerja tidak secara terus menerus, namun dipengaruhi oleh waktu.

1. Beban truk "T" (TT)

Perhitungan struktur lantai jembatan dilakukan dengan mempertimbangkan pengaruh beban truk. Adapun pembebanan truk dapat dilihat pada Gambar 3.1



Gambar 3.1 Pembebanan Truk "T" (500 kN)

Sumber: SNI 1725:2016

2. Beban lajur "D" (TD)

Beban lajur terdiri dari beban terbagi rata (BTR) dan beban garis terpusat (BGT) seperti Gambar 3.2. Adapun faktor beban untuk beban lajur "D" pada Tabel 3.3 sebagai berikut.

Tabel 3.3 Faktor Beban untuk Beban Lajur "D"

Tipe beban	Jembatan	Faktor beban (γ_{TD})	
		Keadaan Batas Layan (γ_{TD}^S)	Keadaan Batas Ultimit (γ_{TD}^U)
Transien	Beton	1,00	1,80
	Box girder baja	1,00	2,00

Sumber: SNI 1725:2016

Untuk intensitas beban "D" (BTR) dapat dihitung q tergantung panjang totalnya seperti persamaan 3.1 dan 3.2 di bawah ini.

$$\text{Jika } L \leq 30 \text{ m: } q = 9,0 \text{ kPa} \quad (3.1)$$

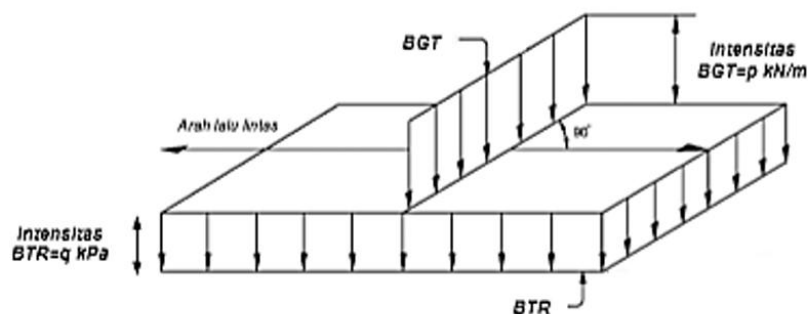
$$\text{Jika } L > 30 \text{ m: } q = 9,0 \left(0,5 + \frac{15}{L}\right) \text{ kPa} \quad (3.2)$$

Keterangan:

q = Intensitas beban terbagi rata (BTR) dalam arah memanjang (kPa)

L = Panjang total jembatan yang dibebani (m)

Sedangkan, besar intensitas beban garis terpusat (BGT) yaitu 49,0 kN/m



Gambar 3.2 Beban Lajur "D"

Sumber: SNI 1725:2016

3. Beban rem (TB)

Perhitungan gaya rem ini diambil yang terbesar dari 25% dari berat gandar truk desain atau 5% dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi rata BTR.

4. Beban angin struktur (EWs)

Tekanan angin rencana ditetapkan menggunakan Persamaan 3.3 berikut.

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 \quad (3.3)$$

Keterangan:

P_D = Tekanan angin rencana (MPa)

P_B = Tekanan angin dasar

5. Beban angin kendaraan (EWI)

Tekanan angin pada kendaraan dapat dilihat pada Tabel 3.4 berikut.

Tabel 3.4 Komponen Beban Angin yang Bekerja pada Kendaraan

Sudut (°)	Komponen tegak lurus (N/mm)	Komponen sejajar (N/mm)
0	1,46	0,00
15	1,28	0,18
30	1,20	0,35
45	0,96	0,47
60	0,50	0,55

Sumber: SNI 1725:2016

6. Beban gempa (EQ)

Beban gempa merupakan gaya horizontal yang dihasilkan dari perkalian antara koefisien respons elastik (C_{sm}) dengan berat struktur ekuivalen kemudian dibagi dengan faktor modifikasi respons (R) sesuai dengan Persamaan 3.4 berikut.

$$EQ = \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \quad (3.4)$$

Keterangan:

EQ = Gaya gempa horizontal statis (kN)

C_{sm} = Koefisien respons elastik

R = Faktor modifikasi respons

W_t = Berat total struktur terdiri dari beban mati dan beban hidup (kN)

Koefisien respons elastik C_{sm} diperoleh dari peta percepatan batuan dasar dan spektra percepatan yang dapat dilihat pada Gambar 3.3, Gambar 3.4 dan Gambar 3.5 sesuai dengan daerah gempa dan periode ulang gempa rencana.

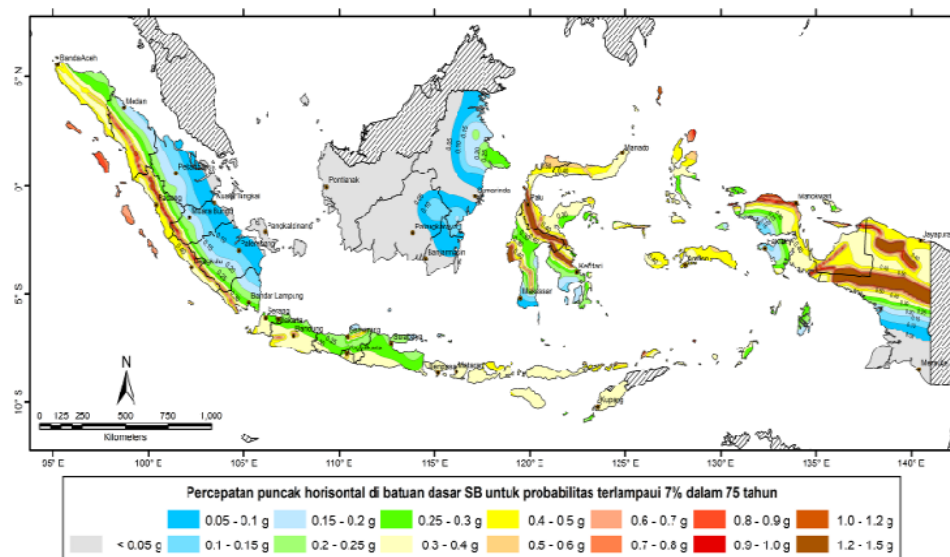
a. Level gempa

Untuk penjelasan peta dapat dilihat pada Tabel 3.5 berikut.

Tabel 3.5 Penjelasan Peta Gempa

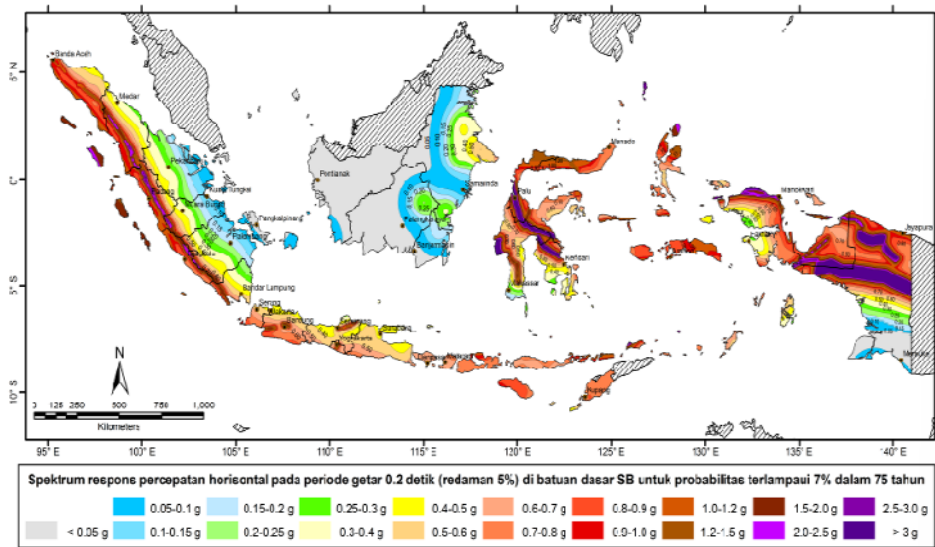
No	No. Gambar	Level Gempa	Keterangan
1	Gambar 3.3	7% dalam 75 tahun (gempa 1000 tahun)	Peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA)
2	Gambar 3.4		Peta respons spektra percepatan 0,2 detik di batuan dasar (S_s)
3	Gambar 3.5		Peta respons spektra percepatan 1,0 detik di batuan dasar (S_1)

Sumber: SNI 2833:2016



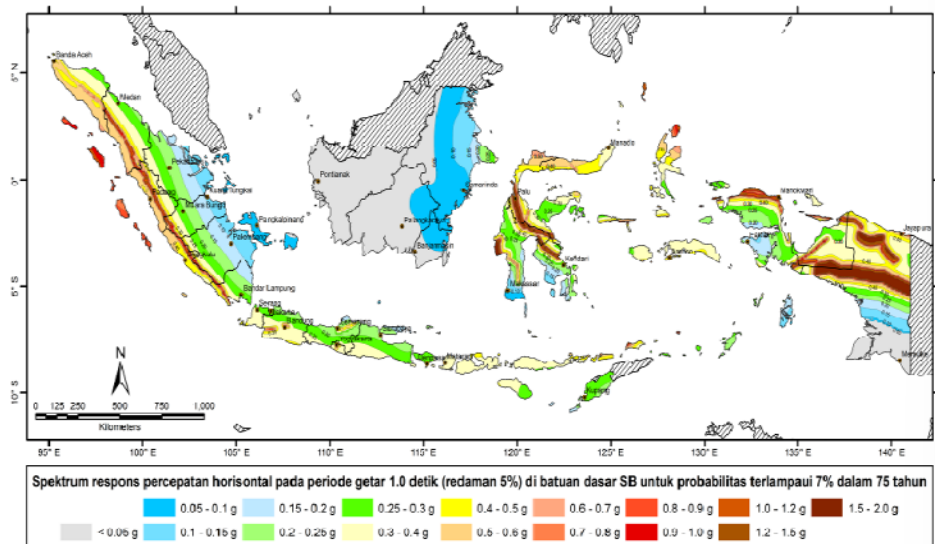
Gambar 3.3 Peta Percepatan Puncak di Batuan Dasar (PGA) untuk Probabilitas Terlampaui 7% dalam 75 Tahun

Sumber: SNI 2833:2016



Gambar 3.4 Peta Respons Spektra Percepatan 0,2 Detik di Batuan Dasar untuk Probabilitas Terlampaui 7% dalam 75 Tahun

Sumber: SNI 2833:2016



Gambar 3.5 Peta Respons Spektra Percepatan 1 Detik di Batuan Dasar untuk Probabilitas Terlampaui 7% dalam 75 Tahun

Sumber: SNI 2833:2016

b. Kelas situs

Klasifikasi situs ini ditentukan untuk lapisan setebal 30 m sesuai dengan hasil penyelidikan tanah sebagaimana Tabel 3.6 berikut.

Tabel 3.6 Kelas Situs

Kelas Situs	$\bar{V}_s$ (m/s)	$\bar{N}$	$\bar{S}_u$ (kPa)
A. Batuan Keras	$\bar{V}_s \geq 1500$	N/A	N/A
B. Batuan	$750 < \bar{V}_s \leq 1500$	N/A	N/A
C. Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak	$350 < \bar{V}_s \leq 750$	$\bar{N} > 50$	$\bar{S}_u \geq 100$
D. Tanah Sedang	$175 < \bar{V}_s \leq 350$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$50 \leq \bar{S}_u \leq 100$
E. Tanah Lunak	$\bar{V}_s < 175$	$\bar{N} \leq 15$	$\bar{S}_u < 50$
	Atau setiap profil lapisan tanah dengan ketebalan lebih dari 3 m dengan karakteristik sebagai berikut: 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air (w) $\geq 40\%$, dan 3. Kuat geser tak terdrainase $\bar{S}_u < 25$ kPa		
F. Lokasi yang membutuhkan penyelidikan geoteknik dan analisis respons dinamik spesifik	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik seperti : - Rentan dan berpotensi gagal terhadap beban gempa seperti likuifaksi, tanah lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung organik tinggi dan/atau gambut (dengan ketebalan $> 3m$) - Plastisitas tinggi (ketebalan $H > 7,5m$ dengan $PI > 75$) - Lapisan lempung lunak/medium kaku dengan ketebalan $H > 35m$		

Sumber: SNI 2833:2016

c. Faktor situs

Dalam menentukan respons spektra di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi untuk PGA, periode pendek ($T = 0,2$ detik) dan periode 1 detik. Kemudian nilai-nilai F_{PGA} , F_a , dan F_v yang sesuai dengan kelas situs dapat dilakukan interpolasi untuk nilai yang berada diantaranya. Adapun uraiannya dapat dilihat pada Tabel 3.7 dan 3.8 berikut.

Tabel 3.7 Faktor Amplifikasi untuk PGA dan 0,2 detik (F_{PGA}/F_a)

Kelas Situs	PGA $\leq 0,1$ $S_s \leq 0,25$	PGA = 0,2 $S_s = 0,5$	PGA = 0,3 $S_s = 0,75$	PGA = 0,4 $S_s = 1,0$	PGA > 0,5 $S_s \geq 1,25$
Batuan Keras (SA)	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Batuan (SB)	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Tanah Keras (SC)	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
Tanah Sedang (SD)	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
Tanah Lunak (SE)	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Sumber: SNI 2833:2016

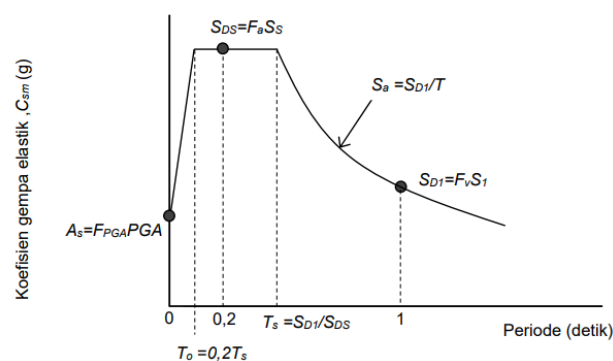
Tabel 3.8 Faktor Amplifikasi untuk Periode 1 detik (F_v)

Kelas Situs	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 > 0,5$
Batuan Keras (SA)	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Batuan (SB)	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Tanah Keras (SC)	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
Tanah Sedang (SD)	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
Tanah Lunak (SE)	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Sumber: SNI 2833:2016

d. Respons spektra rencana

Respons spektra merupakan nilai yang menggambarkan respons maksimum sistem berderajat-kebebasan-tunggal pada berbagai (periode alami) teredam akibat suatu goyangan tanah. Adapun bentuk tipikal respons spektra di permukaan tanah dapat dilihat pada Gambar 3.6 berikut.

**Gambar 3.6 Bentuk Tipikal Respons Spektra di Permukaan Tanah**

Sumber: SNI 2833:2016

Adapun rumus dalam pembuatan respons spektra pada persamaan 3.5, 3.6, dan 3.7 sebagai berikut.

$$A_s = F_{PGA} \times PGA \quad (3.5)$$

$$S_{DS} = F_a \times S_s \quad (3.6)$$

$$S_{D1} = F_v \times S_1 \quad (3.7)$$

Keterangan:

A_s = Koefisien percepatan puncak muka tanah (g)

PGA = Percepatan puncak batuan dasar sesuai peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA) untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun

F_{PGA} = Faktor amplifikasi untuk PGA

F_a = Faktor amplifikasi untuk periode pendek ($T = 0,2$ detik)

F_v = Faktor amplifikasi untuk periode 1 detik

S_s = Parameter respons spektra percepatan gempa untuk periode pendek ($T = 0,2$ detik) dengan probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun

S_1 = Parameter respons spektra percepatan gempa untuk periode 1 detik dengan probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun

S_{DS} = Nilai spektra permukaan tanah pada periode pendek ($T = 0,2$ detik)

S_{D1} = Nilai spektra permukaan tanah pada periode 1,0 detik

e. Koefisien respons gempa elastik (C_{sm})

Berikut uraian untuk menentukan koefisien respons elastik (C_{sm}) sebagai berikut.

1) Untuk $T < T_0$, maka rumus C_{sm} seperti Persamaan 3.8 berikut.

$$C_{sm} = (S_{DS} - A_s) \frac{T}{T_0} + A_s \quad (3.8)$$

2) Untuk $T_0 \leq T \leq T_s$, maka rumus C_{sm} seperti Persamaan 3.9 berikut.

$$C_{sm} = S_{DS} \quad (3.9)$$

3) Untuk $T > T_s$, maka rumus C_{sm} seperti Persamaan 3.10 berikut.

$$C_{sm} = \frac{S_{D1}}{T} \quad (3.10)$$

Dengan rumus T_0 , T_s , dan T pada Persamaan 3.11, 3.12 dan 3.13 sebagai berikut.

$$T_0 = 0,2 T_s \quad (3.11)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3.12)$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{gK}} \quad (3.13)$$

Keterangan:

T_0 = Periode transisi awal (detik)

T_s = Periode transisi spektrum (detik)

T = Periode getar struktur (detik)

f. Klasifikasi operasional

- 1) Jembatan sangat penting (*critical bridges*) harus dapat dilalui oleh semua jenis kendaraan dan dapat dilalui oleh kendaraan darurat untuk kepentingan keamanan segera setelah mengalami gempa dengan periode ulang 1000 tahun.
- 2) Jembatan penting (*essential bridges*) harus dapat dilalui oleh kendaraan darurat dan untuk kepentingan keamanan beberapa hari setelah mengalami gempa rencana dengan periode ulang 1000 tahun.
- 3) Jembatan lainnya (*other bridges*) adalah jembatan yang masih dapat dilalui kendaraan darurat dengan lalu lintas terbatas setelah mengalami gempa rencana dengan periode ulang 1000 tahun.

g. Kategori kinerja seismik

Setiap jembatan ditetapkan dalam salah satu zona gempa berdasarkan spektra percepatan periode 1 detik (S_{D1}) sesuai dengan Tabel 3.9 berikut.

Tabel 3.9 Zona Gempa

Koefisien percepatan (S_{DI})	Zona gempa
$S_{DI} \leq 0,15$	1
$0,15 < S_{DI} \leq 0,30$	2
$0,30 < S_{DI} \leq 0,50$	3
$S_{DI} > 0,50$	4

Sumber: SNI 2833:2016

h. Faktor modifikasi respons

Dalam penggunaan nilai faktor modifikasi respons, dapat disesuaikan dengan kategori kepentingan jembatan seperti pada Tabel 3.10 dan Tabel 3.11 di bawah berikut.

Tabel 3.10 Faktor Modifikasi Respons (R) untuk Bangunan Bawah

Bangunan bawah	Kategori kepentingan		
	Sangat penting	Penting	Lainnya
Pilar tipe dinding	1,5	1,5	2,0
Tiang/kolom beton bertulang			
Tiang vertikal	1,5	2,0	3,0
Tiang miring	1,5	1,5	2,0
Kolom tunggal	1,5	2,0	3,0
Tiang baja dan komposit			
Tiang vertikal	1,5	3,5	5,0
Tiang miring	1,5	2,0	3,0
Kolom majemuk	1,5	3,5	5,0

Sumber: SNI 2833:2016

Tabel 3.11 Faktor Modifikasi Respons (R) untuk Hubungan Antar Elemen Struktur

Hubungan elemen struktur	Semua kategori kepentingan
Bangunan atas dengan kepala jembatan	0,8
Sambungan muai (dilatasi) pada bangunan atas	0,8
Kolom, pilar, atau tiang dengan bangunan atas	1,0
Kolom atau pilar dengan fondasi	1,0

Sumber: SNI 2833:2016

7. Beban tumbukan kapal (TV)

Beban tumbukan merupakan beban horizontal yang bekerja pada struktur jembatan akibat benturan kapal atau tongkang yang melintas di bawah atau di sekitar jembatan. Adapun beberapa hal yang harus dicari untuk menghitung beban impak pada tongkang sebagai berikut.

a. Tongkang rencana

Dapat dilihat klasifikasi tongkang di Indonesia pada Tabel 3.12 berikut.

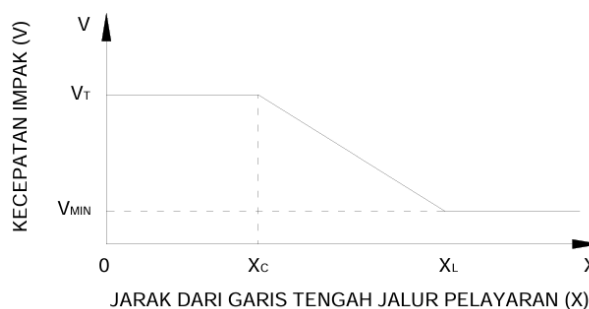
Tabel 3.12 Klasifikasi Tongkang Di Indonesia

Tipe	Kapasitas (ton)
180 kaki	± 1000
230 kaki	± 2790
270 kaki	± 5200
300 kaki	± 7500
330 kaki	± 10000

Sumber: Pedoman Penentuan Beban Impak Bangunan Pelindung Pilar Jembatan
Kementrian Pekerjaan Umum Dan Perumahan Rakyat

b. Kecepatan impak rencana

Batas kecepatan rencana dengan nilai sama dengan kecepatan arus sejauh tiga kali panjang total kapal (3 LOA). Pemilihan kecepatan impak rencana merupakan salah satu parameter desain yang sangat penting. Adapun distribusi kecepatan impak rencana dapat dilihat pada Gambar 3.7 dan rumus kecepatan impak dapat dilihat pada Persamaan 3.14, 3.15, dan 3.16 sebagai berikut.



Gambar 3.7 Distribusi Kecepatan Impak Rencana

Sumber: Pedoman Penentuan Beban Impak Bangunan Pelindung Pilar Jembatan Kementrian
Pekerjaan Umum Dan Perumahan Rakyat

Untuk $X < X_c$

$$V = V_T \quad (3.14)$$

Untuk $X_c \leq X \leq X_L$

$$V = V_T - [X - X_c \left(\frac{V_T - V_{MIN}}{X_L - X_c} \right)] \quad (3.15)$$

Untuk $X > X_L$

$$V = V_{MIN} = 0,25 \text{ m/dt} \quad (3.16)$$

Keterangan:

V = Kecepatan impak rencana (m/dt)

V_T = Tipikal kecepatan pelayaran pada jalur pelayaran dengan kondisi lingkungan normal tetapi digunakan lebih dari V_{min} (m/dt)

V_{MIN} = Kecepatan impak rencana minimum, lebih besar dari kecepatan arus rerata tahunan pada lokasi jembatan (m/dt)

X = Jarak terhadap pilar dari garis tengah jalur pelayaran (mm)

X_c = Jarak terhadap tepi jalur pelayaran (mm)

X_L = Jarak 3 kali panjang total kapal rencana (mm)

c. Energi impak tongkang

Energi kinetik yang diserap dari kapal yang bergerak pada impak tidak eksentrik dengan memperhitungkan koefisien massa hidrodinamik yang dapat dilihat pada Persamaan 3.17 sebagai berikut.

$$KE = 500 C_H M V^2 \quad (3.17)$$

Dengan:

KE = Energi impak kapal (J, Nm)

M = Massa kapal (Mg)

C_H = Koefisien massa hidrodinamik

V = Kecepatan impak kapal (m/dt)

Dalam penentuan total massa, aspek yang harus diperhitungkan adalah kondisi kapal bermuatan (DWT). Nilai koefisien massa hidrodinamik untuk jarak bersih sedang dapat diinterpolasi dari nilai dibawah ini:

1) Untuk jarak bersih dasar jalur pelayaran terhadap bagian bawah kapal lebih dari 0,5 draft ($\geq 0,5 \times \text{draft}$), $CH = 1,05$.

2) Untuk jarak bersih dasar jalur pelayaran terhadap bagian bawah kapal kurang dari 0,1 draft ($\leq 0,1 \times \text{draft}$), $CH = 1,25$.

d. Kedalaman atas kerusakan pada tongkang

Hubungan antara kerusakan lambung tongkang dengan energi impact yang menyebabkan kerusakan dapat dilihat pada Persamaan 3.18 berikut.

$$a_B = ([1 + 1,3 \cdot 10^{-7} KE]^{\frac{1}{2}} - 1) \left(\frac{3,1}{R_B}\right) \quad (3.18)$$

e. Gaya impact pada tongkang

Gaya impact tongkang menurut dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.19 dan 3.20 sebagai berikut.

Untuk $a_B < 0,1 \text{ m}$

$$P_B = 60(a_B)(R_B) \quad (3.19)$$

Untuk $a_B > 0,1 \text{ m}$

$$P_B = [6 + 1,6(a_B)](R_B) \quad (3.20)$$

Keterangan:

P_B = Gaya impact statik ekuivalen tongkang (MN)

R_B = Rasio $B_B/10,67$ (m)

B_B = Lebar tongkang (m)

a_B = Kerusakan lambung tongkang (m)

Gaya impact yang bekerja pada struktur yaitu beban desain sebesar 100% apabila arah impact sejajar dengan arah pergerakan kapal dan 50% apabila arah impact tegak lurus dengan arah pergerakan kapal.

3.1.3 Faktor Beban dan Kombinasi Pembebanan

Gaya total terfaktor dihitung menggunakan faktor pengubah respons pada Persamaan 3.21 dikalikan dengan faktor beban pada Tabel 3.13 dan dikalikan

kembali dengan gaya yang bekerja. Adapun rumus gaya total terfaktor seperti rumus pada Persamaan 3.22 berikut.

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0,95 \quad (3.21)$$

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i \quad (3.22)$$

Keterangan:

η_i = Faktor pengubah respons

η_D = Nilai daktilitas

η_R = Nilai redundansi

η_I = Nilai kepentingan operasional

Q = Gaya total terfaktor (kN)

γ_i = Faktor beban

Q_i = Gaya yang bekerja pada jembatan (kN)

Nilai-nilai faktor pengubah respons yang digunakan dalam analisis pembebanan jembatan dapat diuraikan secara rinci sebagai berikut:

1. Daktilitas (η_D)

Pada keadaan batas ultimit maka,

- $\eta_D = 1,05$ untuk komponen tidak daktil dan sambungan
- $\eta_D = 1,00$ untuk perencanaan konvensional serta pendetailan yang mengikuti peraturan ini
- $\eta_D = 0,95$ untuk komponen-komponen dan sambungan yang telah dilakukan tindakan tambahan untuk meningkatkan daktilitas lebih dari yang dipersyaratkan oleh peraturan ini.

Pada keadaan batas lain termasuk keadaan batas ekstrem maka $\eta_D = 1$.

2. Redundansi (η_R)

Pada keadaan batas ultimit maka,

- $\eta_R = 1,05$ untuk komponen non redundan
- $\eta_R = 1,00$ untuk komponen dengan redundansi konvensional
- $\eta_R = 0,95$ untuk komponen dengan redundansi melampaui kontinuitas girder dan penampang torsi tertutup

Pada keadaan batas lain termasuk keadaan batas ekstrem maka $\eta_R = 1$.

3. Kepentingan operasional (η_I)

Pada keadaan batas ultimit maka,

- $\eta_I = 1,05$ untuk jembatan penting atau sangat penting
- $\eta_I = 1,00$ untuk jembatan tipikal
- $\eta_I = 0,95$ untuk jembatan kurang penting

Pada keadaan batas lain termasuk keadaan batas ekstrem maka $\eta_I = 1$.

Kemudian faktor beban dan kombinasi pembebanan yang digunakan untuk menganalisis pembebanan struktur sesuai dengan keadaan batas yang dapat dilihat pada Tabel 3.13 berikut.

Tabel 3.13 Kombinasi Beban

Keadaan Batas	MS MA TA PR PL SH	TT TD TB TR TP	EU	EW _s	EW _L	BF	EU _n	TG	ES	Gunakan salah satu		
										EQ	TC	TV
Kuat I	γ_P	1,8	1	-	-	1	0,5/1,2	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat II	γ_P	1,4	1	-	-	1	0,5/1,2	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat III	γ_P	-	1	1,4	-	1	0,5/1,2	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat IV	γ_P	-	1	-	-	1	0,5/1,2	-	-	-	-	-
Kuat V	γ_P	-	1	0,4	1	1	0,5/1,2	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Ekstrem I	γ_P	γ_{EQ}	1	-	-	1	-	-	-	1	-	-
Ekstrem II	γ_P	0,5	1	-	-	1	-	-	-	-	1	1
Layan I	1	1	1	0,3	1	1	1,5/1,2	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Layan II	1	1	1	-	-	1	1,5/1,2	-	-	-	-	-
Layan III	1	1	1	-	-	1	1,5/1,2	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Layan IV	1	-	1	0,7	-	1	1,5/1,2	-	1	-	-	-
Fatik (TD & TR)	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Sumber: SNI 1725:2016

Setiap keadaan batas memiliki kriteria yang berbeda sesuai dengan kondisi pembebanan yang ditinjau. Adapun penjelasan mengenai masing-masing keadaan batas adalah sebagai berikut:

- Kuat I : Kombinasi pembebanan yang memperhitungkan gaya yang timbul pada jembatan dalam keadaan normal tanpa memperhitungkan beban angin. Semua gaya nominal yang terjadi dikalikan dengan faktor beban yang sesuai.
- Kuat II : Kombinasi pembebanan yang berkaitan dengan penggunaan jembatan untuk memikul beban kendaraan khusus yang ditentukan pemilik tanpa memperhitungkan beban angin.
- Kuat III : Kombinasi pembebanan dengan jembatan dikenai beban angin berkecepatan 90 km/jam hingga 126 km/jam.
- Kuat IV : Kombinasi pembebanan untuk memperhitungkan kemungkinan adanya rasio beban mati dengan beban hidup yang besar.
- Kuat V : Kombinasi pembebanan berkaitan dengan operasional normal jembatan dengan memperhitungkan beban angin berkecepatan 90 km/jam hingga 126 km/jam.
- Ekstrem I : Kombinasi pembebanan gempa. Faktor beban hidup γ_{EQ} yang mempertimbangkan beban hidup pada saat gempa berlangsung harus ditentukan berdasarkan kepentingan jembatan.
- Ekstrem II : Kombinasi pembebanan yang meninjau kombinasi antara beban hidup berkurang dengan beban yang timbul akibat tumbukan kapal, tumbukan kendaraan, banjir atau beban hidrolika lainnya, kecuali untuk kasus pembebanan akibat tumbukan kendaraan (TC). Kasus pembebanan akibat banjir tidak boleh dikombinasikan dengan beban akibat tumbukan.
- Layan I : Kombinasi pembebanan operasional jembatan dengan semua beban mempunyai nilai nominal serta memperhitungkan adanya beban angin berkecepatan 90 km/jam hingga 126 km/jam. Untuk mengontrol lendutan pada goronggorong baja, pelat pelapis terowongan, pipa termoplastik serta untuk mengontrol lebar retak struktur beton bertulang dan juga untuk analisis tegangan tarik pada penampang melintang jembatan beton segmental. Digunakan untuk investigasi stabilitas lereng

- Layan II : Kombinasi pembebanan untuk mencegah terjadinya pelelehan struktur baja dan selip pada sambungan akibat beban kendaraan.
- Layan III : Kombinasi pembebanan untuk menghitung tegangan tarik pada arah memanjang jembatan beton pratekan dengan tujuan untuk mengontrol besarnya retak dan tegangan utama tarik pada bagian badan dari jembatan beton segmental.
- Layan IV : Kombinasi pembebanan untuk menghitung tegangan tarik pada kolom beton pratekan dengan tujuan untuk mengontrol besarnya retak.
- Fatik : Kombinasi beban fatik dan fraktur sehubungan dengan umur fatik akibat induksi beban yang waktunya tak terbatas.

3.2 Tanah

Dalam bidang teknik, tanah (*soil*) merupakan agregat partikel mineral dan bahan organik yang tidak tersementasi, beserta cairan dan gas yang mengisi rongga di antaranya. Tanah terbentuk dari proses pelapukan batuan secara mekanis dan kimiawi. Perilaku tanah dipengaruhi oleh distribusi ukuran butiran, kompresibilitas, permeabilitas, kekuatan, serta kemampuannya menopang struktur dan menahan deformasi. Oleh karena itu, pemahaman terhadap sifat-sifat tanah sangat penting dalam teknik sipil karena tanah merupakan material utama pada berbagai proyek konstruksi (Das, 1995).

Tanah merupakan sumber daya alam sekaligus material yang sangat penting bagi kehidupan manusia karena berfungsi sebagai penyedia pangan, tempat berlindung, dan bahan konstruksi. Tanah juga menjadi media utama dalam pembangunan berbagai infrastruktur, seperti gedung bertingkat, bendungan, jembatan, dan jaringan transportasi. Untuk mengatasi permasalahan terkait sifat-sifat tanah, diperlukan metode yang rasional dalam menganalisis tegangan tanah, merancang fondasi yang ekonomis dan stabil, serta memprediksi penurunan (*settlement*). Hal tersebut melatarbelakangi berkembangnya ilmu mekanika tanah yang digunakan untuk menganalisis dan merancang berbagai struktur geoteknik, seperti terowongan, bendungan, dan fondasi (Budhu, 2011).

Menurut AASHTO, sistem klasifikasi tanah digunakan untuk menentukan kesesuaian tanah untuk material dasar pekerjaan tanah. Tanah merupakan material yang memberikan stabilitas tinggi untuk mendistribusikan beban yang ada di atasnya. Dikatakan bahwa tanah granular adalah tanah dengan 35% atau kurang lebih halus daripada saringan No. 200 (0,075 mm), sedangkan tanah lempung adalah tanah dengan lebih dari 35% lebih halus dari saringan No. 200. Dapat dilihat pada Tabel 3.14 tentang tipe tanah, rata-rata ukuran butir, dan deskripsi menurut AASHTO sebagai berikut.

Tabel 3.14 Tipe Tanah, Rata-rata Ukuran Butir, dan Deskripsi, AASHTO

Tipe Tanah	Ukuran Butir
<i>Gravel</i>	75 mm to 2 mm (No. 10 sieve)
<i>Sand</i>	2 mm (No. 10 Sieve) to 0,075 mm (No. 200 sieve)
<i>Silt & Clay</i>	<0,075 mm (No. 200 sieve) Silty: PI < 10% Clayey: PI > 11%

Sumber: Budhu (2011)

Tanah pada umumnya dapat diklasifikasikan menjadi dua kelompok utama, yaitu tanah kohesif dan tanah nonkohesif. Untuk mendukung analisis karakteristik tanah, disajikan pada Tabel 3.15 dan Tabel 3.16 sebagai korelasi parameter tanah yang diperoleh dari berbagai teori dan referensi geoteknik, serta nilai-nilai numerik parameter tanah pada Tabel 3.17 sebagai berikut.

Tabel 3.15 Korelasi Tanah Kohesif Berdasarkan N

N	$\gamma_{SAT} (t/m^3)$	$q_u (t/m^2)$	$c_u (t/m^2)$
0	1,4	0	0
2	1,43	1,33	0,64
4	1,45	2,67	1,28
15	1,6	10	4,8
16	1,8	20	9,6
25	2	40	19,2

Sumber: Bowles (1984)

Tabel 3.16 Korelasi Tanah Nonkohesif Berdasarkan N

N	γ_{SAT} (t/m ³)	ϕ (°)	Dr (%)
0	0	25	0
4	1,2	30	15
10	1,4	32	35
30	1,8	35	65
50	2,3	43	100

Sumber: Bowles (1984)

Tabel 3.17 Nilai Numerik Parameter Tanah

γ_d (t/m ³)	γ_{SAT} (t/m ³)	e	Cv (cm ² /s)	W _{SAT} (%)	n
0,5	1,31	4,4	0,00001	163	80
0,6	1,38	3,5	0,0000585	129,6	78
0,7	1,44	2,86	0,0001	105,8	74
0,8	1,5	2,38	0,0002	88	70
0,9	1,57	2	0,0003	74,1	67
1	1,63	1,7	0,0005	63	63
1,1	1,69	1,45	0,0006	53,9	59
1,2	1,76	1,25	0,0007	46,3	56
1,3	1,82	1,08	0,0008	39,9	52
1,4	1,88	0,93	0,0009	34,4	48
1,5	1,94	0,8	0,001	29,6	44
1,6	2,04	0,69	0,0057	25,5	41
1,7	2,07	0,59	0,006	21,8	37
1,8	2,13	0,5	0,01	18,5	33
1,9	2,2	0,42	0,072	15,6	30
2	2,26	0,35	0,1	13	26
2,1	2,32	0,29	0,1	10,6	22
2,2	2,39	0,23	0,1	8,4	19
2,3	2,45	0,17	0,1	6,4	15
2,4	2,51	0,13	0,1	4,63	11
2,5	2,57	0,08	0,1	2,96	7,4
2,6	2,64	0,038	0,1	1,42	3,7
2,7	2,7	0	0,1	0	0

Sumber: Biarez & Favre (1976)

Kemudian terdapat pendekatan empiris untuk menghitung sudut geser dalam efektif menggunakan nilai N-SPT menurut Hatakanda dan Uchida (1996) pada Persamaan 3.23 sebagai berikut.

$$\phi' = 3,5 \times N^{1/2} + 22,3 \quad (3.23)$$

Adapun korelasi *poisson ratio* berdasarkan konsistensi tanah dapat dilihat pada Tabel 3.18 dan korelasi modulus elastis pada Tabel 3.19 berikut.

Tabel 3.18 Korelasi *Poisson Ratio*

Jenis Tanah	<i>Poisson Ratio</i> ν
Pasir Lepas (<i>Loose Sand</i>)	0,2-0,4
Pasir Medium (<i>Medium Dense Sand</i>)	0,25-0,4
Pasir Padat (<i>Dense Sand</i>)	0,3-0,45
Pasir Kelanauan (<i>Silty Sand</i>)	0,2-0,4
Pasir dan Kerikil (<i>Sand and Gravel</i>)	0,15-0,35
Lempung Lunak (<i>Soft Clay</i>)	0,2-0,5
Lempung Sedang (<i>Medium Clay</i>)	
Lempung Kaku (<i>Stiff Clay</i>)	

Sumber: AASHTO (1998)

Tabel 3.19 Korelasi Modulus Elastis

Jenis Tanah	Modulus Elastis, E (kN/m ²)
Pasir Lepas (<i>Loose Sand</i>)	10500-24000
Pasir Medium (<i>Medium Dense Sand</i>)	17250-27600
Pasir Padat (<i>Dense Sand</i>)	34500-55200
Pasir Kelanauan (<i>Silty Sand</i>)	10350-17250
Pasir dan Kerikil (<i>Sand and Gravel</i>)	69000-172500
Lempung Lunak (<i>Soft Clay</i>)	4100-20700
Lempung Sedang (<i>Medium Clay</i>)	20700-41400
Lempung Kaku (<i>Stiff Clay</i>)	41400-96600

Sumber: AASHTO (1998)

Selain nilai modulus elastis tanah, terdapat pula nilai modulus elastis untuk berbagai jenis batuan. Nilai tersebut dapat dilihat pada Tabel 3.20 berikut.

Tabel 3.20 Korelasi Modulus Elastis Batuan

Jenis Batuan	Modulus Elastis, E (MPa)
<i>Schist</i>	2000-44000
<i>Peridotite</i>	2050-66600
<i>Conglomerate</i>	1700-41800
<i>Sandstone</i>	3420-71750
<i>Limestone</i>	4700-254470
<i>Granite-Gneiss</i>	2590-88790

Sumber: Vagenas et al. (2010)

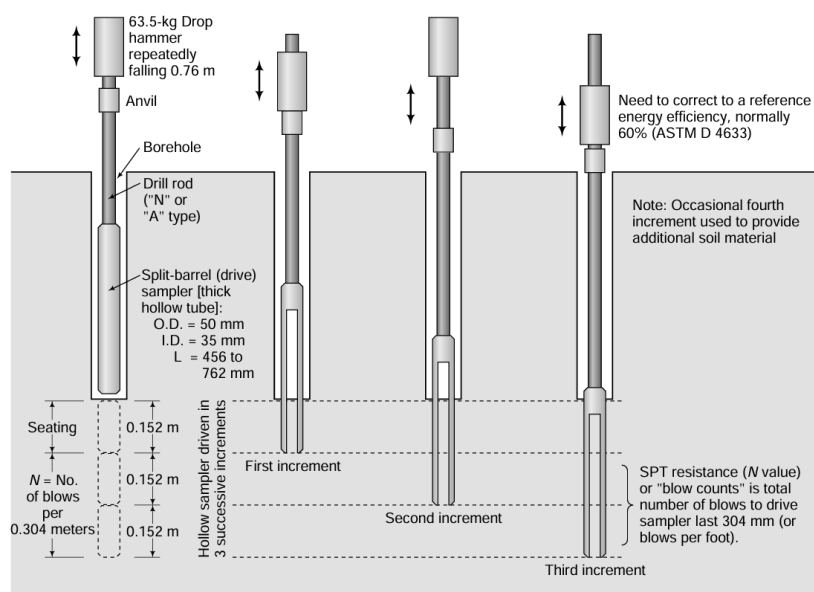
3.3 Penyelidikan Tanah

Kekuatan dan karakteristik kompresibilitas tanah bawah permukaan (*subsoil*), menentukan stabilitas fondasi bangunan, jembatan, tanggul, atau struktur lainnya yang dibangun di atas tanah. Penyelidikan tanah (*soil investigation*) adalah istilah untuk jenis penyelidikan lapangan dan laboratorium yang dilakukan untuk mendapatkan informasi penting tentang tanah bawah permukaan. Keberhasilan atau kegagalan fondasi bergantung pada keandalan berbagai parameter tanah yang ditemukan melalui penelitian lapangan dan pengujian laboratorium. Penyelidikan tanah ini merupakan kegiatan yang wajib dilakukan untuk suatu proyek pembangunan, sesuai dengan kebutuhan masing-masing (Murthy, 2002). Dalam penyelidikan tanah tersebut secara umum harus menyediakan informasi proyek berupa jenis fondasi yang diperlukan seperti fondasi dangkal atau fondasi dalam, serta karakteristik kekuatan dan kompresibilitas tanah untuk perhitungan daya dukung yang aman atau kapasitas beban tiang (Look, 2007). Analisis didasarkan pada data *Standard Penetration Test* (SPT) yang digunakan sebagai acuan dalam perhitungan. Uraian lebih lanjut mengenai hal tersebut dijelaskan sebagai berikut.

3.3.1 *Standart Penetration Test* (SPT)

Uji Penetrasi Standar (SPT) dikembangkan sekitar tahun 1927 yang merupakan metode uji lapangan yang paling populer dan dilakukan bersamaan dengan pengeboran untuk mengetahui perlawanan dinamik dan pengambilan contoh terganggu dengan teknik penumbukan. Pengujian ini dilakukan dengan memasukkan *split spoon* (tabung pengambilan contoh tanah yang dapat dibuka

secara vertikal) berdiameter 50 mm dan panjang 760 mm ke dasar tanah yang telah di bor, biasanya dengan interval setiap 2 m. Selanjutnya, palu dengan berat 63,5 kg dijatuhkan dari ketinggian 760 mm. Pelaksanaan uji SPT ini dibagi menjadi tiga tahap, dengan masing-masing sampler didorong 150 mm dan dicatat jumlah pukulannya. Total pukulan yang diperhitungkan hanya tahap dua dan tahap tiga, karena tahap pertama masih dianggap bekas pengeboran. Adapun urutan pekerjaan *Standart Penetration Test* (SPT) dapat dilihat pada Gambar 3.8 sebagai berikut.



Gambar 3.8 *Standart Penetration Test* (SPT)

Sumber: Budhu (2011)

Terdapat ketentuan angka jumlah pukulan yang menunjukkan kepadatan jenis tanahnya dapat dilihat pada Tabel 3.21 berikut.

Tabel 3.21 Jumlah Pukulan dan Kepadatan Tanahnya

N	Kepadatan
0-4	Sangat lepas (<i>Very loose</i>)
4-10	Lepas (<i>Loose</i>)
10-30	Sedang (<i>Medium</i>)
30-50	Padat (<i>Dense</i>)
>50	Sangat padat (<i>Very dense</i>)

Sumber: Budhu (2011)

Terdapat pula faktor koreksi untuk *Standart Penetration Test* (SPT) yang dapat dilihat pada Tabel 3.22 sebagai berikut.

Tabel 3.22 Faktor Koreksi SPT

<i>Factor</i>	<i>Equipment Variables</i>	<i>Correction Factor</i>
<i>Energy Ratio (C_{ER})</i>	<i>Automatic Trip Hammer</i>	1.0
	<i>Safety Hammer</i>	0.9
	<i>Donut Hammer</i>	0.7
<i>Borehole Diameter (C_B)</i>	2.5 to 4.5 inches	1.0
	6 inches	1.05
	8 inches	1.15
<i>Sampling Method (C_S)</i>	<i>Standard Sampler</i>	1.0
	<i>Sampler without Liner</i>	1.2
<i>Rod Length (C_R)</i>	>30 feet	1.0
	20 to 30 feet	0.95
	13 to 20 feet	0.85
	10 to 13 feet	0.75

Sumber: Skempton (1986)

3.4 Fondasi *Bored pile*

Fondasi merupakan struktur bawah bangunan yang berhubungan langsung dengan tanah untuk menahan beban yang ada di atasnya. Menurut Sosrodarsono (1984), pondasi dapat dipilih dengan mempertimbangkan hal hal sebagai berikut.

1. Keadaan tanah pondasi.
2. Batasan-batasan akibat struktur di atasnya.
3. Batasan-batasan lingkungan di sekitarnya.
4. Biaya dan waktu pelaksanaan pekerjaan.

Fondasi diklasifikasikan berdasarkan kedalamannya, yang mana apabila panjang penanamannya > 5 kali dimensi permukaan penahan beban, maka dipakai fondasi dalam. Fondasi dalam tentunya lebih mahal, tetapi untuk menahan beban dalam hal daya dukung atau pergerakan yang diterima, fondasi ini diperlukan (Look, 2007). Fondasi yang dilakukan penelitian disini adalah fondasi dalam tiang bor (*bored pile*). Fondasi *bored pile* merupakan pondasi tiang yang proses konstruksinya dilakukan dengan membuat lubang pada tanah dengan cara dibor,

kemudian diisi dengan rangkaian tulangan baja dan dilakukan pengecoran di tempat (*cast in place*). Dapat menggunakan *temporary casing* apabila tanah mengandung air dengan tujuan untuk menahan dinding lubang, sehingga tidak terjadi longsor. Setelah pengecoran selesai, barulah *casing* tersebut dilepas. Adapun kelebihan dan kekurangan fondasi *bored pile* ketika dikerjakan di area laut untuk pembangunan jembatan sebagai berikut.

Kelebihan:

1. Daya dukung tinggi, sehingga mampu menahan beban vertikal maupun lateral.
2. Minim getaran, sehingga tidak mengganggu area sekitar.
3. Kedalaman dan diameter yang fleksibel
4. Mampu menembus batuan

Kekurangan:

1. Waktu pengerjaan lama, sehingga dapat memperlambat jadwal proyek
2. Kualitas beton berisiko
3. Dipengaruhi oleh cuaca
4. Biaya yang tinggi, karena menggunakan peralatan khusus.

3.5 Daya Dukung Fondasi

Analisis daya dukung tanah didasarkan pada teori umum Terzaghi, di mana kemampuan tanah untuk memikul beban sangat bergantung pada tiga faktor utama, seperti properti tanah (kohesi c , sudut geser dalam ϕ , dan berat isi γ), geometri pondasi (kedalaman tanam D_f dan lebar B), serta pengaruh beban tambahan ($q = \gamma D_f$) yang menahan pergerakan. Selain itu, hubungan tersebut perlu dimodifikasi jika terdapat pengaruh muka air tanah, faktor bentuk, kedalaman dan inklinasi, kondisi tanah berlapis, maupun lokasi pondasi yang berdekatan dengan lereng. Analisis daya dukung dibagi menjadi dua batasan yaitu *Ultimate Bearing Capacity* (Q_u) yang artinya tekanan maksimum sebelum tanah mengalami keruntuhan geser, dan *Bearing Capacity Factors* (Q_a) yang artinya tekanan yang diizinkan dan harus memperhitungkan faktor keamanan (Look, 2007). Untuk menetapkan suatu kapasitas dukung ultimate pada tiang, diperlukan data tanah yang dapat dihitung pada Persamaan 3.24 sebagai berikut.

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (3.24)$$

Keterangan:

Q_u = Kapasitas dukung ultimit tiang (kN)

Q_p = Kapasitas dukung ujung tiang (kN)

Q_s = Kapasitas selimut tiang (kN)

Adapun rumus untuk mengetahui kapasitas izin tiang dapat dilihat pada Persamaan 3.25 sebagai berikut

$$Q_a = \frac{Q_u}{SF} \quad (3.25)$$

Keterangan:

Q_a = Kapasitas izin tiang (kN)

SF = *Safety factor* / faktor keamanan

3.5.1 Daya Dukung Aksial

Daya dukung aksial ultimit didefinisikan sebagai jumlah dari tahanan ujung nominal dan tahanan geser selimut nominal (Das, 2011). Besarnya daya dukung tersebut dipengaruhi oleh karakteristik tanah serta interaksi antara tanah dan fondasi tiang. Pada penelitian ini, perhitungan dilakukan menggunakan metode Meyerhof (1976) yang merujuk pada data N-SPT secara langsung, serta metode Reese & Wright (1981) yang secara khusus dikembangkan untuk analisis pondasi tiang bor (*bored pile*).

1. Metode Meyerhof

Metode empiris yang sering digunakan para ahli geoteknik yang diberi nama metode Meyerhof ini merupakan cara untuk menghitung kapasitas aksial ultimit berdasarkan jenis tanah di ujung tiang dan selimut tiang. Metode ini menghitung kapasitas aksial ultimit melalui kontribusi daya dukung ujung tiang dan daya dukung selimut tiang. Adapun perhitungan untuk daya dukung ujung tiang dan daya dukung selimut tiang sebagai berikut.

a. Daya dukung ujung tiang

Untuk menghitung daya dukung ujung *bored pile* dapat dilihat pada Persamaan 3.26 berikut.

$$Q_p = 40 \times N_b \times A_p \quad (3.26)$$

Untuk menghitung luas penampang dasar tiang yang berbentuk lingkaran dapat menggunakan rumus pada Persamaan 3.27 berikut

$$A_p = \frac{1}{4} \pi d^2 \quad (3.27)$$

Keterangan:

Q_p = Kapasitas dukung pada ujung tiang (ton)

A_p = Luas penampang dasar tiang (m^2)

N_b = Nilai N-SPT pada elevasi dasar tiang

d = Diameter tiang (m)

b. Daya dukung selimut tiang

Untuk menghitung daya dukung selimut *bored pile* dapat dilihat pada Persamaan 3.28 berikut.

$$Q_s = \sum f_s \times A_s \quad (3.28)$$

Perhitungan gesekan selimut tiang menggunakan Persamaan 3.29 berikut.

$$f_s = 0,2 \times N\text{-SPT} \quad (3.29)$$

Untuk menghitung luas selimut tiang dilihat pada Persamaan 3.30 berikut.

$$A_s = P \times L \quad (3.30)$$

Keterangan:

Q_s = Kapasitas dukung selimut tiang (ton)

A_s = Luas selimut tiang (m^2)

f_s = Gesekan selimut tiang per satuan luas (ton/m^2)

P = Keliling tiang (m)

L = Panjang tiang (m)

2. Metode Reese & Wright

Metode analitik ini sangat relevan untuk penelitian tiang bor karena perhitungannya memang dirancang untuk menghitung daya dukung tipe

tersebut. Metode ini mempertimbangkan kemungkinan gangguan tanah dan relaksasi tegangan yang terjadi selama proses penggalian lubang bor, yang mana hal itu dapat mempengaruhi lekatan antara dinding tiang dengan tanah di sekelilingnya. Selain itu, perhitungan yang digunakan mampu memberikan estimasi daya dukung yang lebih sesuai dengan kondisi pelaksanaan fondasi tiang bor di lapangan sehingga hasil analisis yang diperoleh dapat merepresentasikan kondisi aktual fondasi dengan lebih baik. Adapun rumus perhitungannya dapat dilihat sebagai berikut.

a. Tahanan ujung ultimit tiang

Untuk menghitung tahanan ujung ultimit tiang dapat dilihat pada Persamaan 3.31 berikut.

$$Q_p = q_p \times A_p \quad (3.31)$$

Keterangan:

Q_p = Kapasitas dukung pada ujung tiang (kN)

A_p = Luas penampang dasar tiang (m^2)

q_p = Tahanan ujung ultimit satuan (kN/m^2)

Untuk lapisan tanah kohesif, besarnya nilai kapasitas ujung satuan diestimasi setara dengan sembilan kali nilai kohesi (C_u) dan dapat dilihat pada Persamaan 3.32 berikut.

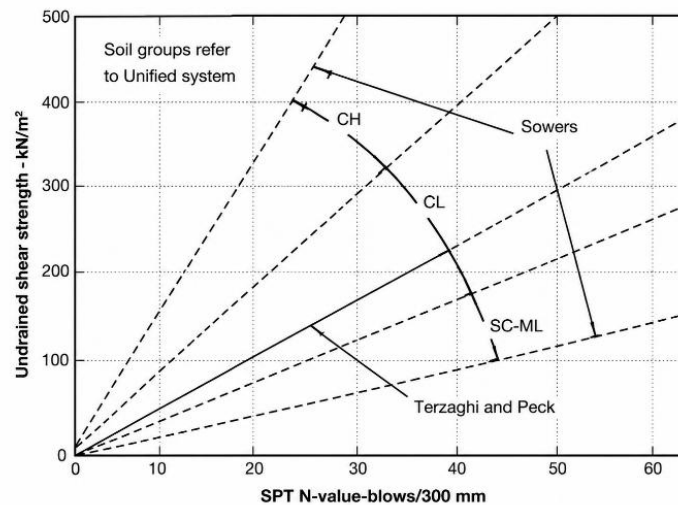
$$q_p = 9 \times C_u \quad (3.32)$$

Nilai C_u dapat ditentukan menggunakan rumus pada Persamaan 3.33 atau melalui grafik pada Gambar 3.9 sebagai acuan dalam menentukan nilai kuat geser tak terdrainase (C_u) seperti di bawah ini.

$$C_u = \frac{2}{3} \times N-SPT \times 10 \quad (3.33)$$

Keterangan:

C_u = Kohesi tanah (kN/m^2)



Gambar 3.9 Perkiraan Hubungan N_{SPT} vs S_u

Sumber: Terzaghi & Peck, 1967; Sowers, 1979

b. Tahanan gesek ultimit

Untuk menghitung tahanan gesek ultimit *bored pile* dapat dilihat pada Persamaan 3.34 berikut.

$$Q_s = \sum f_s \times L \times P \quad (3.34)$$

Keterangan:

Q_s = Kapasitas dukung selimut tiang (kN)

A_s = Luas selimut tiang (m^2)

f_s = Gesekan selimut tiang per satuan luas (kN/m^2)

P = Keliling tiang (m)

L = Panjang tiang (m)

Untuk tanah kohesif, f_s dapat dihitung menggunakan rumus pada Persamaan 3.35 dengan nilai α sebesar 0,55 sebagai berikut.

$$f_s = \alpha \times C_u \quad (3.35)$$

Keterangan:

α = Faktor adhesi

3.5.2 Daya Dukung Aksial Tiang Kelompok

Perhitungan untuk menentukan daya dukung aksial tiang kelompok seperti di bawah ini.

1. Jumlah tiang kelompok

Dalam menentukan jumlah tiang kelompok atau jumlah tiang yang dibutuhkan menggunakan rumus pada Persamaan 3.36 berikut.

$$n = \frac{P}{Q_{all}} \quad (3.36)$$

Keterangan:

P = Beban total (kN)

Q_{all} = Daya dukung izin tiang tunggal (kN)

2. Efisiensi tiang kelompok

Perhitungan efisiensi tiang kelompok menggunakan metode Converse-Labarre sebagaimana Persamaan 3.37 dan 3.38 berikut.

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \quad (3.37)$$

$$\theta = \arctan \left(\frac{D}{s} \right) \quad (3.38)$$

Keterangan:

E_g = Efisiensi tiang kelompok

θ = Sudut ($^{\circ}$)

n = Jumlah kolom tiang

m = Jumlah baris tiang

s = Jarak antar tiang (m)

D = Diameter tiang (m)

3. Daya dukung tiang kelompok

Daya dukung tiang kelompok didapat menggunakan Persamaan 3.39 berikut.

$$Q_g = E_g \times n \times Q_{all} \quad (3.39)$$

Keterangan:

Q_g = Daya dukung kelompok tiang (kN)

4. Daya dukung geser blok tiang kelompok

Menurut Tomlinson (1994) rumus tiang kelompok sebagai fondasi blok dapat dilihat pada Persamaan 3.40 di bawah ini.

$$\Sigma Q_{ug} = L_g \times B_g \times q_p + \Sigma [2 \times (L_g \times B_g) \times \Delta L \times f_s] \quad (3.40)$$

Keterangan:

ΣQ_{ug} = Daya dukung geser blok tiang kelompok (ton)

L_g = Panjang blok (m)

B_g = Lebar blok (m)

q_p = Tahanan ujung ultimit satuan (ton/m²)

ΔL = Panjang segmen tiang (m)

f_s = Gesekan selimut tiang per satuan luas (ton/m²)

5. Kontrol tiang terhadap distribusi beban

Pada kelompok tiang yang menerima pembebanan dua arah (x dan y), keberadaan beban vertikal dan momen pada masing-masing sumbu akan memengaruhi distribusi gaya serta kapasitas dukung pondasi tiang. Adapun rumus untuk kontrol kelompok tiang dapat dilihat pada Persamaan 3.41 dan 3.42 berikut.

$$P_{maks} = \frac{\Sigma P}{n} + \frac{M_x y_{maks}}{n_y \Sigma y^2} + \frac{M_y x_{maks}}{n_x \Sigma x^2} \quad (3.41)$$

$$P_{min} = \frac{\Sigma P}{n} + \frac{M_x y_{min}}{n_y \Sigma y^2} + \frac{M_y x_{min}}{n_x \Sigma x^2} \quad (3.42)$$

Keterangan:

P_{maks} = Beban maksimal (kN)

P_{min} = Beban minimal (kN)

P = Beban aksial total (kN)

M_x = Momen arah x (kNm)

M_y = Momen arah y (kNm)

n = jumlah tiang

3.5.3 Penurunan

Penurunan fondasi terjadi akibat beban struktur yang diteruskan ke lapisan tanah pendukung sehingga menyebabkan peningkatan tegangan di dalam tanah. Peningkatan tegangan tersebut mengakibatkan terjadinya kompresi pada tanah, terutama pada tanah berbutir halus yang jenuh air. Proses ini mendorong keluarnya air pori secara bertahap dan menyebabkan berkurangnya volume tanah, sehingga terjadi penurunan permukaan tanah maupun fondasi. Besarnya penurunan yang terjadi dipengaruhi oleh karakteristik tanah, besar beban yang bekerja, serta durasi pembebanan. Oleh karena itu, analisis penurunan perlu dilakukan untuk memastikan bahwa deformasi yang terjadi masih berada dalam batas yang diizinkan dan tidak mengganggu kinerja struktur di atasnya. Adapun perhitungan untuk penurunan tiang tunggal menggunakan metode Vesic dapat dilihat pada Persamaan 3.43 sampai dengan Persamaan 3.50 seperti berikut.

$$S = S_s + S_p + S_{ps} \quad (3.43)$$

$$S_s = \frac{(Q_{wp} + \alpha Q_{ws})L}{A_p E_p} \quad (3.44)$$

$$S_p = \frac{c_p Q_{wp}}{D q_p} \quad (3.45)$$

$$S_{ps} = \left(\frac{Q_{wp}}{P_L}\right) \frac{D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{ws} \quad (3.46)$$

$$I_{ws} = 2 + 0,35 \sqrt{\frac{L}{D}} \quad (3.47)$$

$$Q_w = \frac{P}{n} \quad (3.48)$$

$$Q_{wp} = \frac{Q_p}{Q_p + Q_s} \times Q_w \quad (3.49)$$

$$Q_{ws} = \frac{Q_s}{Q_p + Q_s} \times Q_w \quad (3.50)$$

Keterangan:

S = Penurunan total fondasi (m)

S_s = Penurunan akibat deformasi aksial tiang tunggal (m)

S_p = Penurunan akibat beban pada ujung tiang (m)

S_{ps} = Penurunan akibat beban sepanjang tiang (m)

I_{ws} = Faktor pengaruh

E_p = Modulus elastisitas material tiang (kN/m^2)

α = 0,5 untuk distribusi seragam/parabolik sepanjang tiang

C_p = Koefisien empiris

q_p = Daya dukung batas ujung (kN/m^2)

E_s = Modulus elastis tanah (kN/m^2)

μ_s = Angka *poisson*

Q_w = Beban kerja total pada tiang (kN)

Q_{wp} = Beban kerja yang dipikul tahanan ujung tiang (kN)

Q_{ws} = Beban kerja yang dipikul tahanan selimut tiang (kN)

Adapun nilai koefisien C_p dapat dilihat pada Tabel 3.23, nilai angka poisson (μ) pada Tabel 3.24, dan nilai modulus elastis tanah (E_s) pada Tabel 3.25 berikut.

Tabel 3.23 Nilai Koefisien C_p

Jenis Tanah	Tiang Pancang	Tiang Bor
Pasir	0,02-0,04	0,09-0,18
Lempung	0,02-0,03	0,03-0,06
Lanau	0,03-0,05	0,09-0,12

Sumber: Vesic (1977)

Tabel 3.24 Angka *Poisson* (μ)

Jenis Tanah	Angka <i>Poisson</i> (μ)
Lempung jenuh	0,4-0,5
Lempung tak jenuh	0,1-0,3
Lempung berpasir	0,2-0,3
Lanau	0,3-0,35
Pasir padat	0,2-0,4
Pasir kasar (Angka pori, $e = 0,4-0,7$)	0,15
Pasir halus (Angka pori, $e = 0,4-0,7$)	0,25
Batu (tergantung dari jenisnya)	0,1-0,4
Loose	0,1-0,3

Sumber: Vesic (1977)

Tabel 3.25 Modulus Elastis Tanah (E_s)

Jenis Tanah	E_s (kN/m ²)
Lempung	
Sangat lunak	300-3000
Lunak	2000-4000
Sedang	4500-9000
Keras	7000-20000
Berpasir	30000-42500
Pasir	
Berlanau	5000-20000
Tidak padat	10000-25000
Padat	50000-100000
Pasir dan Kerikil	
Padat	80000-200000
Tidak padat	50000-140000
Lanau	2000-20000
Loess	15000-60000
Serpih	140000-1400000

Sumber: Vesic (1977)

Perhitungan penurunan pada tiang tunggal seperti Persamaan 3.51 yang dinyatakan aman ketika $S_{\text{total}} \leq S_{\text{izin}}$ (Fadilah & Tunafiah, 2018).

$$S_{\text{izin}} = 10\% \times D \quad (3.51)$$

Adapun perhitungan untuk penurunan pada tiang kelompok sebagaimana Persamaan 3.52 dan penurunan izinnya pada Persamaan 3.53 berikut.

$$S_g = S \sqrt{\frac{B}{D}} \quad (3.52)$$

$$S_{\text{izin}} = 15 + \frac{B}{600} \quad (3.53)$$

B = Lebar kelompok tiang (m)

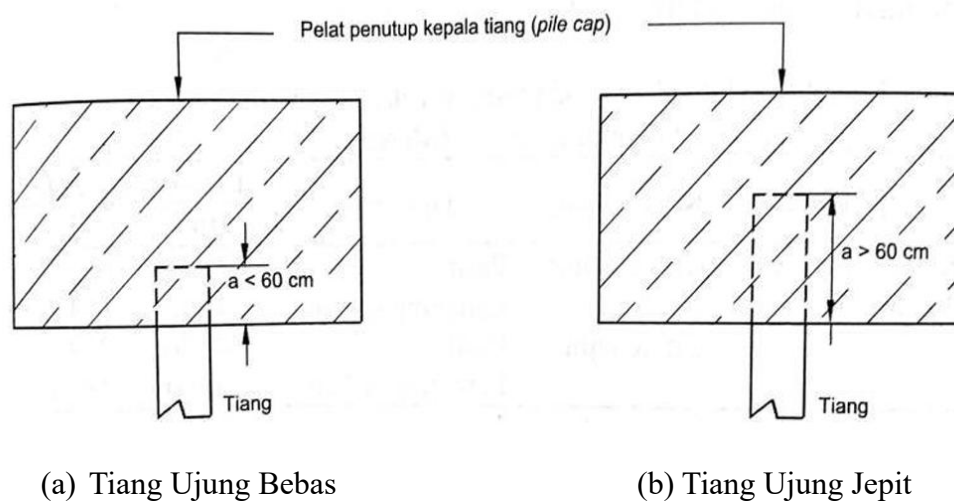
S_g = Penurunan kelompok tiang (m)

S_{izin} = Penurunan izin (m)

3.5.4 Daya Dukung Lateral

Daya dukung lateral dapat didefinisikan sebagai kapasitas fondasi tiang dalam menerima beban horizontal tanpa menyebabkan kegagalan pada tanah maupun struktur tiangnya sendiri. Respons lateral pada fondasi *bored pile* muncul sebagai akibat bekerjanya beban luar pada elevasi kepala tiang. Pembebanan ini memaksa tiang untuk menahan gaya geser dan mengalami kelenturan. Salah satu faktor krusial yang menentukan efektivitas tiang dalam memikul beban horizontal adalah tipe ikatan (*boundary condition*) pada pelat penutup tiang (*pile cap*). Klasifikasi tipe ikatan ini terbagi dua, yaitu:

1. Tiang ujung bebas, kondisi di mana kepala tiang tidak terkekang secara kaku atau kedalaman penanamannya ke dalam pelat penutup tidak mencapai 60 cm yang dapat dilihat pada Gambar 3.10 (a) tiang ujung bebas.
2. Tiang ujung jepit, memiliki kekangan rotasi penuh melalui penanaman tiang ke dalam *pile cap* dengan kedalaman minimal 60 cm. yang dapat dilihat pada Gambar 3.10 (b) tiang ujung jepit.



Gambar 3.10 Definisi Tiang Ujung Jepit dan Ujung Bebas

Sumber: Hardiyatmo (2010)

Pada penelitian ini, tiang dievaluasi menggunakan metode analitik Broms yang kemudian akan diverifikasi menggunakan pemodelan elemen hingga dengan PLAXIS 3D untuk meninjau interaksi antara tanah dan struktur lebih mendalam.

Metode Broms (1964) merupakan salah satu pendekatan analitik yang umum digunakan untuk mengestimasi kapasitas lateral ultimit pada pondasi tiang tunggal melalui penyederhanaan distribusi tekanan tanah pasif saat kondisi runtuh. Analisis dalam metode ini mengklasifikasikan fondasi menjadi tiang pendek (kaku) yang gagal akibat rotasi tanah, atau tiang panjang (elastis) yang gagal karena terbentuknya sendi plastis pada material tiang.

Prosedur perhitungannya sangat spesifik karena mempertimbangkan variasi jenis tanah, baik kohesif maupun nonkohesif, serta pengaruh kondisi batas pada kepala tiang, seperti ujung bebas (*free head*) atau ujung jepit (*fixed head*), terhadap stabilitas struktur secara keseluruhan. Pada penelitian ini, metode Broms digunakan sebagai estimasi batas atas atau kapasitas ultimit, sehingga dapat dibandingkan dengan hasil *software* PLAXIS 3D nantinya. Perhitungan ini mengacu pada metode yang dijelaskan oleh Murthy (2002) dalam buku *Geotechnical Engineering: Principles and Practices of Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Adapun rumus yang perlu diperhitungan dalam metode ini sebagai berikut.

a. Penentuan kriteria jenis tiang

Mengenai perhitungan daya dukung lateral ini, perlu diketahui jenis tiang fondasi apakah tiang pendek atau panjang. Klasifikasi antara tiang kategori pendek dan panjang ditetapkan dengan mengevaluasi nilai kekakuan relatif, yang dinyatakan melalui parameter R atau T. Penggunaan parameter R ketika tanah berupa lempung kaku OC, sedangkan penggunaan parameter T ketika tanah lempung NC dan tanah granuler. Adapun rumus yang digunakan dapat dilihat pada Persamaan 3.54 sampai dengan Persamaan 5.58 berikut.

$$I_p = \frac{1}{64} \times \pi \times D^4 \quad (3.54)$$

$$E_p = 4700 \times \sqrt{f'c} \quad (3.55)$$

$$T = \sqrt[5]{\frac{E_p \times I_p}{n_h}} \quad (3.56)$$

$$R = \sqrt[4]{\frac{EI}{K}} \quad (3.57)$$

$$K = \frac{K_1}{1,5} \quad (3.58)$$

Keterangan:

D = Diameter tiang (m)

I_p = Momen inersia tiang (m^4)

E_p = Modulus elastis tiang (kN/m^2)

n_h = Koefisien variasi modulus (kN/m^3)

T = Faktor kekakuan modulus tanah tidak konstan (m)

K = Modulus tanah (kN/m^3)

k_1 = Modulus reaksi subgrade dari Terzaghi (kN/m^3)

R = Faktor kekakuan modulus tanah konstan (m)

Adapun uraian untuk n_h dan k_1 dalam mendapatkan nilai faktor kekakuan dapat dilihat pada Tabel 3.26, Tabel 3.27 dan Tabel 3.28 berikut.

Tabel 3.26 Nilai n_h untuk Tanah Granuler

Kerapatan relative (Dr)	Tidak padat	Sedang	Padat
Interval nilai A	100-300	300-1000	1000-2000
Nilai A dipakai	200	600	1500
n_h , pasir kering atau lembab (kN/m^3)	2425	7275	19400
n_h , pasir terendam air (kN/m^3)	1386-5300	4850-16300	11779-34000

Sumber: Broms (1964)

Tabel 3.27 Nilai n_h untuk Tanah Kohesif

Tanah	n_h (kN/m^3)	Referensi
Lempung NC lunak	166-3518	Reese dan Matlock (1956)
	277-554	Davisson-Prakash (1963)
Lempung NC organik	111-277	Peck dan Davisson (1962)
	111-831	Davisson (1970)
Gambut	55	Davisson (1970)
	27,7-111	Wilson dan Hiltz (1967)

Sumber: Broms (1964)

Tabel 3.28 Nilai k_1

Konsistensi	Kaku	Sangat kaku	Keras
Kohesi undrained (c_u), kN/m^2	100-200	200-400	>400
k_1 , MN/m^3	18-36	36-72	>72
k_1 direkomendasikan, MN/m^3	27	54	>108

Sumber: Terzaghi (1955)

Mengenai rumus dan parameter tersebut, kriteria tiang pendek dan panjang dapat dilihat pada Tabel 3.29 sebagai berikut.

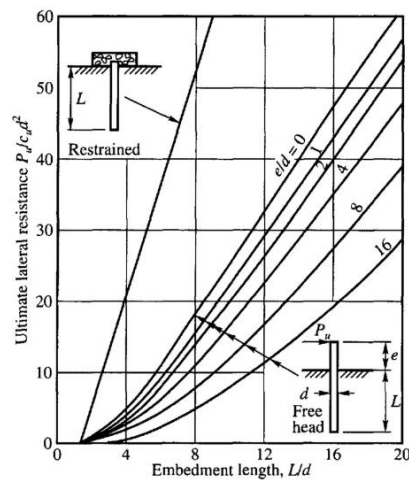
Tabel 3.29 Kriteria Tiang Pendek dan Panjang

Jenis Tiang	Modulus Tanah	
Kaku (Pendek)	$L \leq 2T$	$L \leq 2R$
Elastis (Panjang)	$L \geq 4T$	$L \geq 3,5 R$

(Sumber: Hardiyatmo, 2010)

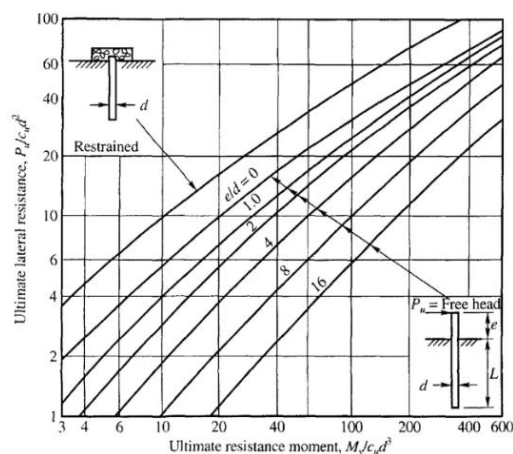
b. Tiang dalam tanah kohesif

Tahanan lateral ultimit tiang dalam tanah kohesif dapat dilihat pada Gambar 3.11 dan Gambar 3.12 berikut.



Gambar 3.11 Tahanan Lateral Ultimit Tiang Pendek pada Tanah Kohesif

Sumber: Broms (1964)



Gambar 3.12 Tahanan Lateral Ultimit Tiang Panjang pada Tanah Kohesif

Sumber: Broms (1964)

a. Tiang ujung bebas

Untuk perhitungan tiang ujung bebas dapat menggunakan Persamaan 3.59, 3.60, dan 3.61 berikut.

$$f = \frac{H_u}{9 \times C_u \times d} \quad (3.59)$$

$$M_{maks} = H_u \left(e + \frac{3d}{2} + f \right) - \frac{1}{2} f (9C_u d f) \quad (3.60)$$

$$L = \frac{3d}{2} + f + g \quad (3.61)$$

b. Tiang ujung jepit

Untuk tiang pendek menggunakan rumus seperti Persamaan 3.62 dan 3.63 berikut.

$$H_u = 9C_u d \left(L - \frac{3d}{2} \right) \quad (3.62)$$

$$M_{maks} = H_u \left(\frac{L}{2} + \frac{3d}{4} \right) \quad (3.63)$$

Untuk tiang panjang sedang rumus momen seperti Persamaan 3.64 sebagai berikut.

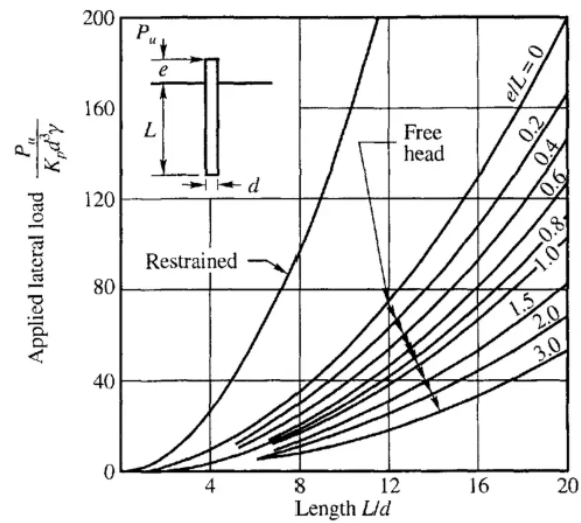
$$M_y = \left(\frac{9}{4} \right) C_u d g^2 - 9C_u d f \left(\frac{3d}{2} + \frac{f}{2} \right) \quad (3.64)$$

Untuk tiang panjang, tahanan lateral (H_u) menggunakan rumus pada Persamaan 3.65 berikut.

$$H_u = \frac{2 M_y}{\frac{3d}{2} + \frac{f}{2}} \quad (3.65)$$

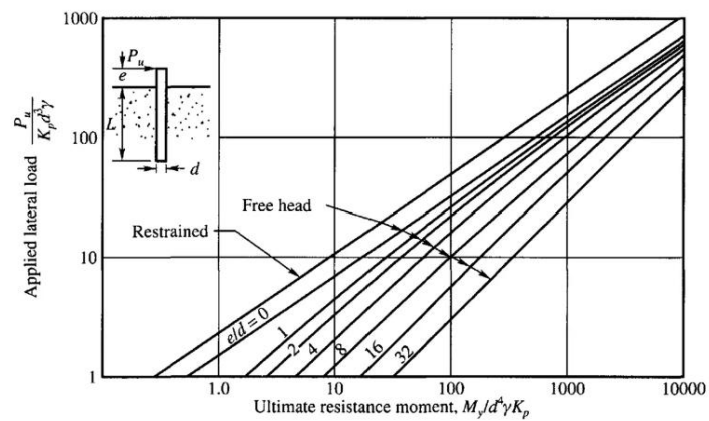
c. Tiang dalam tanah granuler

Tahanan lateral ultimit tiang pada tanah nonkohesif atau granuler dipengaruhi oleh kondisi pembebanan dan karakteristik tanah. Ilustrasi mengenai tahanan lateral ultimit tersebut dapat dilihat pada Gambar 3.13 dan Gambar 3.14 berikut.



Gambar 3.13 Tahanan Lateral Ultimit Tiang Pendek pada Tanah Nonkohesif

Sumber: Broms (1964)



Gambar 3.14 Tahanan Lateral Ultimit Tiang Panjang pada Tanah Nonkohesif

Sumber: Broms (1964)

a. Tiang ujung bebas

Untuk perhitungan tiang ujung bebas dapat menggunakan Persamaan 3.66, 3.67, 3.68 dan 3.69 berikut.

$$H_u = \frac{\frac{1}{2} \gamma d L^3 K_p}{e + L} \quad (3.66)$$

$$H_u = \left(\frac{3}{2}\right) \gamma d K_p f^2 \quad (3.67)$$

$$f = 0,82 \sqrt{\frac{H_u}{dK_p g}} \quad (3.68)$$

$$M_{maks} = H_u \left(e + \frac{2f}{3} \right) \quad (3.69)$$

b. Tiang ujung jepit

Untuk tiang pendek menggunakan rumus seperti Persamaan 3.70 dan 3.71 berikut.

$$H_u = \left(\frac{3}{2} \right) \gamma d L^2 K_p \quad (3.70)$$

$$M_{maks} = \left(\frac{2}{3} \right) H_u L = \gamma d L^3 K_p \quad (3.71)$$

Untuk tiang sedang menggunakan rumus seperti Persamaan 3.72 dan 3.73 berikut.

$$M_y = \left(\frac{1}{2} \right) \gamma d L^3 K_p - H_u L \quad (3.72)$$

$$f = \left(\frac{3}{2} \right) \gamma d L^2 K_p - H_u \quad (3.73)$$

Untuk tiang panjang menggunakan rumus seperti Persamaan 3.74 berikut.

$$H_u = \frac{2 M_y}{\left(e + \frac{2f}{3} \right)} \quad (3.74)$$

Keterangan:

H_u = Daya dukung lateral (kN)

M_y = Tahanan momen tiang (kNm)

M_{maks} = Momen maksimum pada kepala tiang (kNm)

L = Panjang tiang (m)

d = Diameter pondasi (m)

f = Tahanan tanah lateral per satuan panjang tiang (kN/m)

g = Kedalaman titik putar untuk tiang pendek (m)

e = Jarak dari permukaan tanah ke beban lateral (m)

γ = Berat isi tanah (kN/m³)

K_p = Koefisien tekanan tanah pasif

3.5.5 Daya Dukung Lateral Kelompok Tiang

Untuk menghitung daya dukung lateral kelompok tiang dapat dilihat pada Persamaan 3.75 berikut.

$$H_g = \sum_{j=i}^n H_u \quad (3.75)$$

Keterangan:

H_g = Beban lateral kelompok tiang (kN)

H_u = Beban lateral tiang tunggal (kN)

n = Jumlah tiang

3.5.6 Defleksi tiang

Defleksi tiang adalah perpindahan lateral yang terjadi pada tiang akibat beban horizontal yang bekerja. Besar defleksi dipengaruhi oleh sifat tanah, kekakuan, dan beban yang diterima, sehingga perlu diperiksa untuk menjamin stabilitas fondasi.

1. Tanah kohesif

Faktor tak berdimensi dinyatakan dalam Persamaan 3.76 berikut.

$$\beta = \left(\frac{k_h d}{4E_p I_p} \right)^{1/4} \quad (3.76)$$

Tiang ujung bebas diklasifikasikan sebagai tiang pendek apabila nilai $\beta L < 1,5$ dan mengalami defleksi seperti Persamaan 3.77 berikut.

$$y_0 = \frac{4H \left(1 + \frac{1,5e}{L} \right)}{K_h d L} \quad (3.77)$$

Tiang ujung bebas diklasifikasikan sebagai tiang panjang apabila nilai $\beta L < 2,5$ dan mengalami defleksi seperti Persamaan 3.78 berikut.

$$y_0 = \frac{4H \beta (e\beta + 1)}{K_h d} \quad (3.78)$$

Tiang ujung jepit diklasifikasikan sebagai tiang pendek apabila nilai $\beta L < 0,5$ dan mengalami defleksi seperti Persamaan 3.79 berikut.

$$y_0 = \frac{H}{K_h d} \quad (3.79)$$

Tiang ujung jepit diklasifikasikan sebagai tiang panjang apabila nilai $\beta L < 1,5$ dan mengalami defleksi seperti Persamaan 3.80 berikut.

$$y_0 = \frac{H\beta}{K_h d} \quad (3.80)$$

2. Tanah granuler

Faktor tak berdimensi dinyatakan dalam Persamaan 3.81 berikut.

$$\alpha = \left(\frac{n_h}{E_p I_p} \right)^{1/5} \quad (3.81)$$

Tiang ujung bebas diklasifikasikan sebagai tiang pendek apabila nilai $\alpha L < 2$ dan mengalami defleksi seperti Persamaan 3.82 berikut.

$$y_0 = \frac{18H \left(1 + \frac{1,33e}{L} \right)}{L^2 n_h} \quad (3.82)$$

Tiang ujung jepit diklasifikasikan sebagai tiang pendek apabila nilai $\alpha L < 2$ dan mengalami defleksi seperti Persamaan 3.83 berikut.

$$y_0 = \frac{2H}{L^2 n_h} \quad (3.83)$$

Tiang ujung bebas diklasifikasikan sebagai tiang panjang apabila nilai $\alpha L < 4$ dan mengalami defleksi seperti Persamaan 3.84 berikut.

$$y_0 = \frac{2,4H}{(n_h)^{3/5} (E_p I_p)^{2/5}} + \frac{1,6He}{(n_h)^{2/5} (E_p I_p)^{3/5}} \quad (3.84)$$

Tiang ujung jepit diklasifikasikan sebagai tiang panjang apabila nilai $\alpha L < 4$ dan mengalami defleksi seperti Persamaan 3.85 berikut.

$$y_0 = \frac{0,93H}{(n_h)^{3/5} (E_p I_p)^{2/5}} \quad (3.85)$$

Keterangan:

y_0 = Defleksi tiang (mm)

K_h = Koefisien reaksi subgrade, sama dengan k_1 untuk modulus tanah konstan

Berdasarkan SNI 8460:2017, defleksi tiang tunggal ujung bebas lateral pada kondisi gempa desain sebesar ≤ 12 mm, sedangkan pada kondisi gempa kuat sebesar ≤ 25 mm.

3.6 Software PLAXIS 3D

Software PLAXIS 3D berbasis metode elemen hingga (*Finite Element Method/FEM*) digunakan sebagai alat bantu dalam proses analisis. Adapun penjelasan mengenai perangkat lunak tersebut diuraikan sebagai berikut.

3.6.1 Pengertian PLAXIS 3D

PLAXIS 3D adalah perangkat lunak yang dirancang untuk mempermudah analisis di bidang geoteknik, khususnya dalam mengevaluasi perilaku tanah serta interaksi antara tanah dan struktur akibat berbagai kondisi pembebanan. Perangkat lunak ini mampu memodelkan permasalahan geoteknik dalam bentuk tiga dimensi sehingga memberikan representasi kondisi lapangan yang lebih realistis. Dalam penelitian ini, PLAXIS 3D digunakan untuk memverifikasi hasil perhitungan manual terhadap deformasi aksial dan lateral melalui pemodelan numerik. Selain itu, perangkat lunak ini dimanfaatkan untuk mengevaluasi respons fondasi *bored pile* akibat beban aksial dan lateral serta menentukan nilai *safety factor* sebagai indikator tingkat keamanan fondasi.

3.6.2 Analisis *Safety Factor* pada PLAXIS 3D

Evaluasi kinerja fondasi tidak hanya didasarkan pada besarnya daya dukung dan deformasi yang terjadi, tetapi juga mempertimbangkan tingkat keamanan fondasi terhadap pembebanan yang bekerja. Oleh karena itu, analisis *Safety Factor* diperlukan untuk mengetahui tingkat kestabilan fondasi serta memastikan bahwa struktur masih berada dalam kondisi aman. Berdasarkan SNI 8460:2017, disebutkan bahwa SF untuk fondasi dangkal ≥ 3 , sedangkan untuk fondasi dalam $\geq 2,5$.

3.6.3 Tahapan Pemodelan PLAXIS 3D

Untuk memperoleh hasil analisis yang sesuai dengan kondisi perencanaan, penggunaan PLAXIS 3D dilakukan melalui beberapa tahapan. Adapun langkah-langkah dalam menggunakan PLAXIS 3D adalah sebagai berikut.

1. Mempersiapkan data

Data dari proyek seperti data N-SPT harus dikonversi terlebih dahulu menggunakan korelasi empiris dengan parameter *hardening soil* atau *mohr-coloumb*, data fondasi dari diameter *bored pile*, kedalaman tiang, mutu beton, serta data beban yang ada.

2. Membuat model geometri

Hal selanjutnya yang perlu dilakukan yaitu, mengatur satuan dan menentukan luas area pemodelan. Kemudian, masukkan data *borelog* sesuai dengan kedalaman tiap lapisan dari data N-SPT proyek. Lalu input diameter dan material beton dari *bored pile*, *pile cap*, dan buat *point load* pada titik yang terbebani.

3. Menentukan *mesh* dan kondisi batas

Pada tahapan ini, menentukan tingkat kerapatan dengan memilih *fine/medium*. Setelah itu, mengatur *mesh* yang telah dibuat tadi dengan memilih elemen *bored pile* dan area disekitarnya guna mendapatkan hasil analisis aksial dan lateral yang lebih akurat.

4. Melakukan tahapan konstruksi

- Tahap 1 : Pembangkitan tegangan tanah asli
- Tahap 2 : Mengaktifkan struktur *bored pile* dan *pile cap*
- Tahap 3 : Mengaktifkan beban aksial atau lateral
- Tahap 4 : Mengaktifkan *safety factor*

5. Menganalisis hasil (*Output*)

Analisis hasil dengan melakukan perhitungan langsung dari *software*, setelah data hasil perhitungan keluar, ambil data yang diperlukan seperti *displacement* (deformasi) aksial, *displacement* lateral, serta nilai *safety factor*.

BAB IV

METODE PENELITIAN

4.1 Metode Penelitian

Metode penelitian merupakan susunan terstruktur dari berbagai cara dalam menyelesaikan masalah atau meraih tujuan penelitian secara ilmiah. Pendekatan ini memastikan bahwa apa yang dilakukan penulis dari perumusan masalah hingga analisis akhir dapat tetap terarah dengan mengikuti prinsip keilmuan yang rasional. Tujuan dari metode penelitian ini yaitu mendapatkan data valid yang kemudian diolah dan menghasilkan kesimpulan yang akurat, sehingga penelitian ini dapat berfungsi menjadi sumber pengetahuan baru yang dapat berkontribusi dalam pengembangan ilmiah.

Adapun beberapa variabel yang digunakan dalam penelitian analisis daya dukung aksial dan lateral fondasi *bored pile* akibat beban ekstrem berdasarkan data N-SPT proyek Pembangunan Jembatan Batulicin-Kotabaru Kalimantan Selatan, sebagai berikut.

1. Variabel bebas, mencakup data uji N-SPT dan pembebanan ekstrem.
2. Variabel terikat, mencakup daya dukung aksial, daya dukung lateral, deformasi fondasi (penurunan dan defleksi), serta nilai *safety factor*.

4.2 Studi Pustaka

Dalam suatu penelitian, hal yang tidak bisa terpisahkan salah satunya adalah studi pustaka. Studi pustaka merupakan aktivitas penulis untuk mengumpulkan kajian yang relevan dengan topik atau isu yang akan diteliti. Penelusuran berbagai informasi ini meliputi literatur ilmiah seperti jurnal, tesis, laporan penelitian, buku cetak maupun buku elektronik, serta sumber-sumber lainnya.

4.3 Lokasi Penelitian

Lokasi proyek Pembangunan Jembatan penghubung antara dua pulau itu terletak di daerah pulau laut Kabupaten Kotabaru sampai ke Batulicin Kabupaten

Tanah Bumbu, Kalimantan Selatan. Lokasi penelitian berada pada koordinat $3^{\circ}28'33.16''$ S dan $116^{\circ}02'30.60''$ E dapat dilihat pada Gambar 4.1 sebagai berikut.



Gambar 4.1 Lokasi Penelitian

Sumber: Google Earth (2025)

4.4 Pengumpulan Data

Berdasarkan studi ini, diperoleh data dari proyek Pembangunan Jembatan Batulicin-Kotabaru Kalimantan Selatan. Adapun data yang digunakan dalam penelitian ini untuk mencapai tujuan akurat adalah sebagai berikut:

1. Data hasil penyelidikan tanah (N-SPT).
2. Spesifikasi *bored pile* dari diameter, panjang, kedalaman, metode, dan lokasi titik pile.
3. DED (*Detail Engineering Design*).

4.5 Analisis Pondasi *Bored pile*

Setelah data-data yang dibutuhkan telah terkumpul, dilanjutkan dengan perhitungan daya dukung berdasarkan data N-SPT. Analisis ini menggunakan metode Meyerhof dan Reese & Wright (aksial) serta Broms (lateral). Selanjutnya, dilakukan analisis deformasi secara manual dan menggunakan PLAXIS 3D, serta

analisis *safety factor* berdasarkan hasil pemodelan PLAXIS 3D. Adapun perhitungan yang dilakukan adalah sebagai berikut.

1. Analisis daya dukung aksial
2. Analisis daya dukung lateral
3. Analisis deformasi akibat beban aksial
4. Analisis deformasi akibat beban lateral
5. Analisis *safety factor*

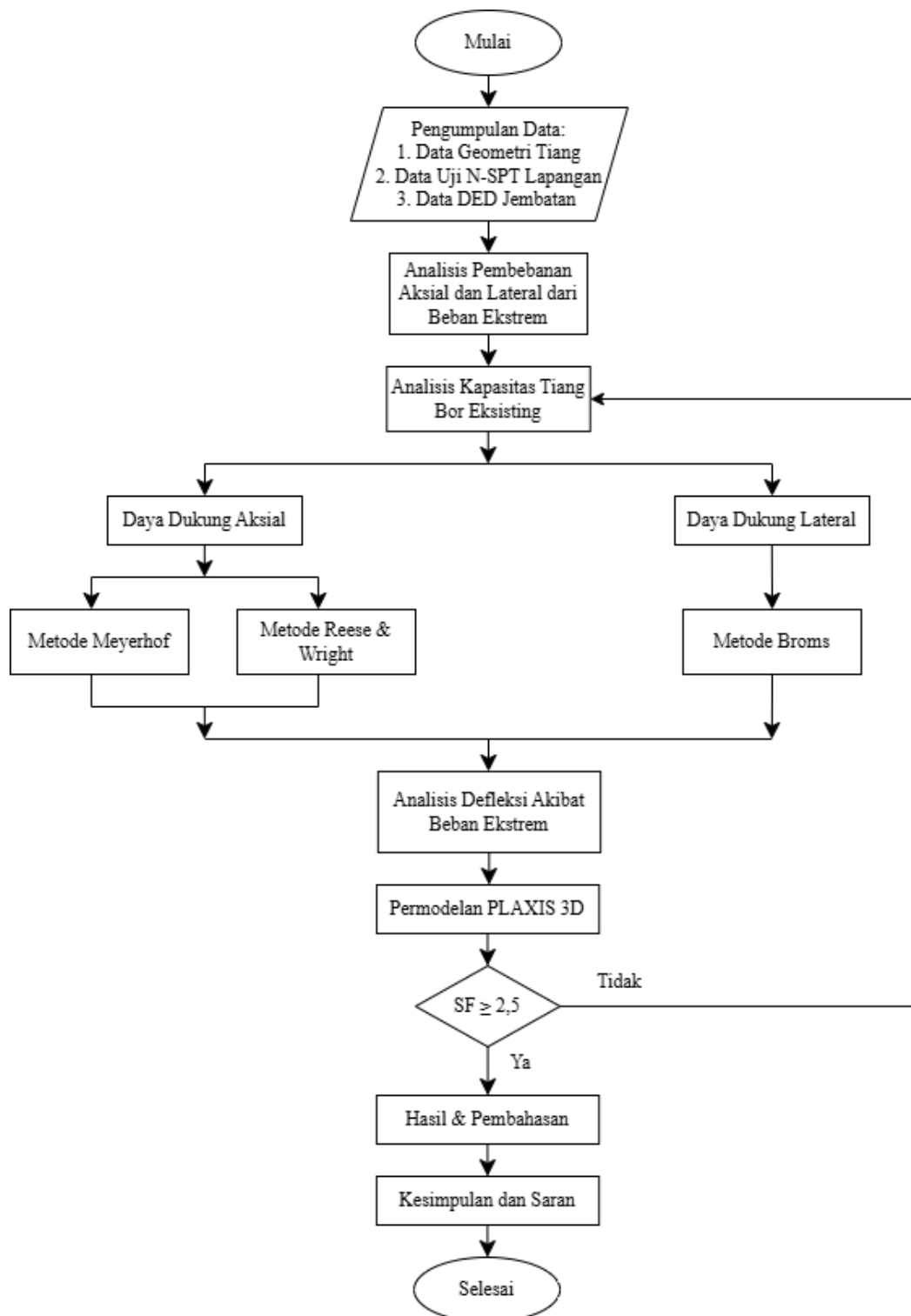
4.6 Langkah Penelitian

Langkah-langkah penelitian yang dilakukan oleh penulis dari awal sampai akhir adalah sebagai berikut.

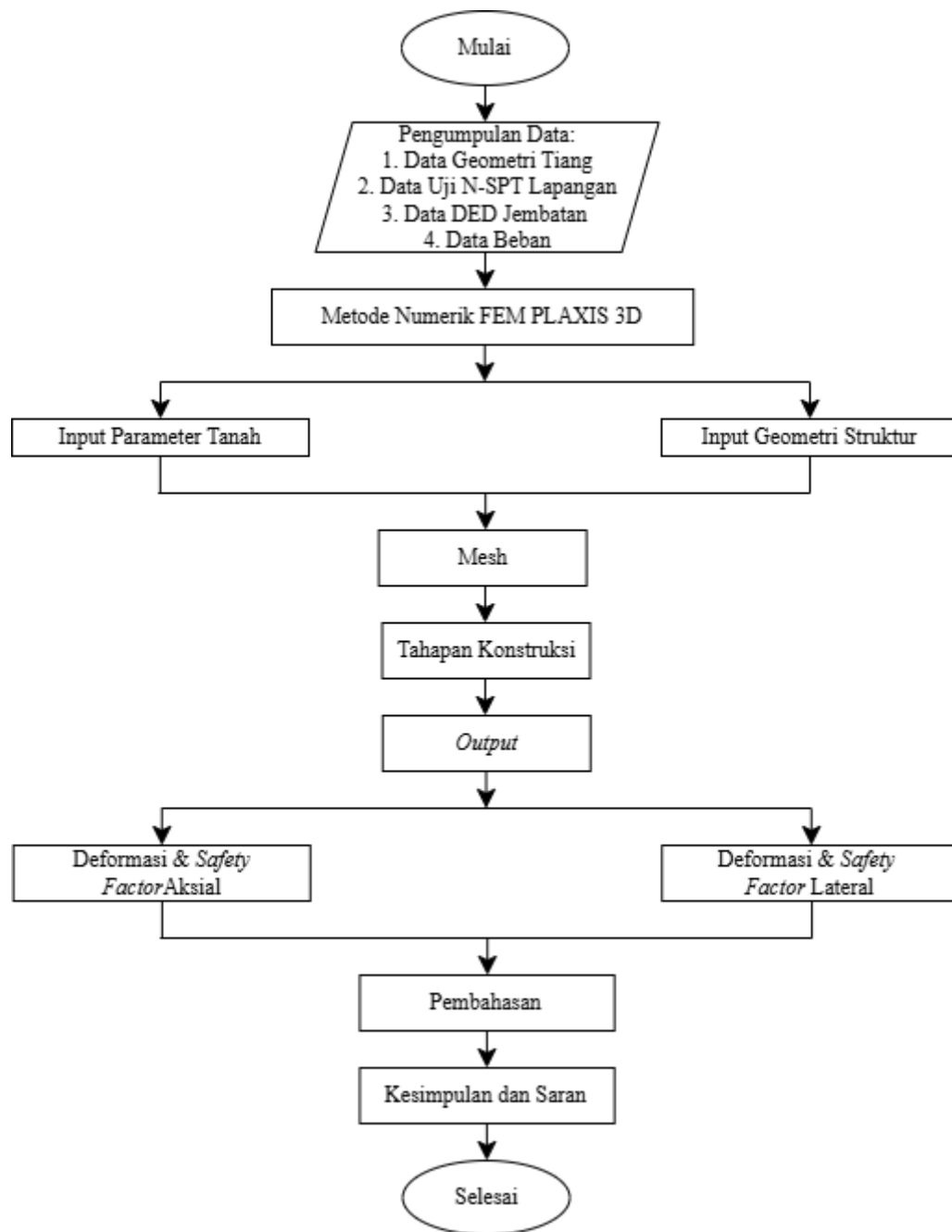
1. Langkah pertama adalah mencari topik, rumusan masalah, tujuan penelitian dan manfaat penelitian.
2. Langkah kedua adalah membaca literatur atau studi kepustakaan dari penelitian-penelitian terdahulu dan buku valid yang berkaitan dengan penelitian.
3. Langkah ketiga adalah mengumpulkan data yang diberikan proyek.
4. Langkah keempat adalah menganalisis perhitungan beban dengan metode yang telah ditetapkan.
5. Langkah kelima adalah menganalisis perhitungan daya dukung, deformasi dan *safety factor* dengan metode yang telah ditetapkan.
6. Langkah keenam adalah membuat kesimpulan dari hasil perhitungan yang telah dilakukan.

4.7 Bagan Alir

Bagan alir atau *flowchart* merupakan bentuk visualisasi dari proses penelitian berupa langkah-langkah yang tersusun secara sederhana dan ringkas sehingga mudah dipahami. Tujuan adanya bagan alir ini yaitu untuk memudahkan penulis maupun pembaca melihat alur penelitian dari awal hingga mendapatkan hasil akhir. Adapun dua *flowchart* yang penulis sajikan dalam penelitian ini, dapat dilihat pada Gambar 4.2 untuk bagan alir penelitian dan Gambar 4.3 untuk bagan alir pemodelan FEM PLAXIS 3D adalah sebagai berikut.



Gambar 4.2 Bagan Alir Penelitian



Gambar 4.3 Bagan Alir PLAXIS 3D

BAB V HASIL DAN PEMBAHASAN

5.1 Data Jembatan

Pada Proyek Pembangunan Jembatan Penghubung Kotabaru-Batulicin memiliki panjang total jembatan ini adalah 3750 meter dengan desain 2 jenis bentang, yaitu bentang pendekat dan bentang utama. Bentang pendekat (*approach span*) merupakan bagian jembatan yang dekat dengan daratan/*abutment*. Adapun data jembatan bentang pendekat sebagai berikut:

1. Tipe Struktur Jembatan : *Box Precast Girder*
2. Panjang Bentang Tipikal : 50 m
3. Tipe Fondasi : *Bored pile* Ø1000 mm dan Ø1500 mm dengan *casing*
4. Lebar Jembatan : 24,00 m
5. Jumlah Lajur : 4 Lajur, 3750 mm (kendaraan roda 4 atau lebih)
: 2 Lajur, 2500 mm (kendaraan roda 2)

Sedangkan bentang utama (*main span*) merupakan bagian tengah jembatan yang dapat menerima beban paling kritis. Selanjutnya data jembatan bentang utama sebagai berikut:

1. Tipe Struktur Jembatan : *Cable-Stayed*
2. Panjang Bentang Utama : 115 m + 270 m + 115 m
3. Tipe Fondasi : *Bored pile* Ø2000 mm dengan *casing* t=22 mm
Bored pile Ø2500 mm dengan *casing* t=22 mm
4. Lebar Jembatan : 27,50 m
5. Jumlah Lajur : 4 Lajur, 3750 mm (kendaraan roda 4 atau lebih)
: 2 Lajur, 2500 mm (kendaraan roda 2)

Bagian fondasi jembatan yang digunakan sebagai tinjauan dalam tugas akhir ini adalah fondasi *bored pile* yang terletak pada bentang utama jembatan. Pemilihan fondasi tersebut didasarkan pada keberadaan jalur pelayaran di bentang utama serta perannya sebagai elemen utama menyalurkan beban struktur ke lapisan tanah.

5.1.2 Data Umum

Informasi mengenai data Proyek Pembangunan Jembatan Penghubung Kotabaru-Batulicin adalah sebagai berikut:

1. Nama Proyek : Pembangunan Jembatan Penghubung Pulau Kalimantan Selatan-Pulau Laut
2. Pemilik Proyek : Kementrian Pekerjaan Umum
3. Sumber Anggaran : APBN 2025
4. Lokasi Proyek : Kabupaten Kotabaru dan Kabupaten Tanah Bumbu
5. Konstruksi Bagian Atas : *Cable-Stayed* untuk bentang utama dan *Box Precast Girder* untuk bentang pendekat
6. Konstruksi Bagian Bawah : Fondasi *Bored piled*
7. Nilai Kontrak Proyek : Rp. 2.973.035.375.000 (Dua Triliun Sembilan Ratus Tujuh Puluh Tiga Miliar Tiga Puluh Lima Juta Tiga Ratus Tujuh Puluh Lima Ribu Rupiah)
8. Waktu Pelaksanaan : 37 bulan atau 1110 hari Kalender (Desember 2025-Desember 2028)

5.1.3 Spesifikasi Material

Material berupa jenis, mutu, dan standar bahan yang digunakan dalam Proyek Pembangunan Jembatan Penghubung Kotabaru-Batulicin adalah sebagai berikut:

1. Jenis Fondasi yang digunakan adalah *Bored pile*.
2. Diameter Fondasi yang digunakan adalah 2500 mm pada bentang utama.
3. Mutu Beton ($f'c$) sebesar 35 MPa untuk *pier head*, *pile cap* dan *bored pile*.
4. Mutu Beton ($f'c$) sebesar 50 MPa untuk *deck*, *pylon* dan *pier*.
5. Jenis Baja Tulangan Polos untuk $\emptyset < 13$ mm dan mutu BJTP-24 dengan tegangan leleh = 240 MPa dengan angka poisson diambil sebesar 0,3.
6. Jenis Baja Tulangan Ulir untuk $D > 13$ mm dan mutu BJTD-40 dengan tegangan leleh = 400 MPa dengan angka poisson diambil sebesar 0,3.

5.1.4 Gambar Kerja Jembatan

Gambar kerja jembatan penghubung Kotabaru-Batulicin digunakan sebagai dasar perhitungan volume struktur serta memberikan gambaran mengenai tinjauan

yang akan diteliti. Adapun denah keseluruhan jembatan dapat dilihat pada Gambar 5.1 dan potongan memanjang jembatan disajikan pada Gambar 5.2 sebagai berikut.



Gambar 5.1 Denah Jembatan

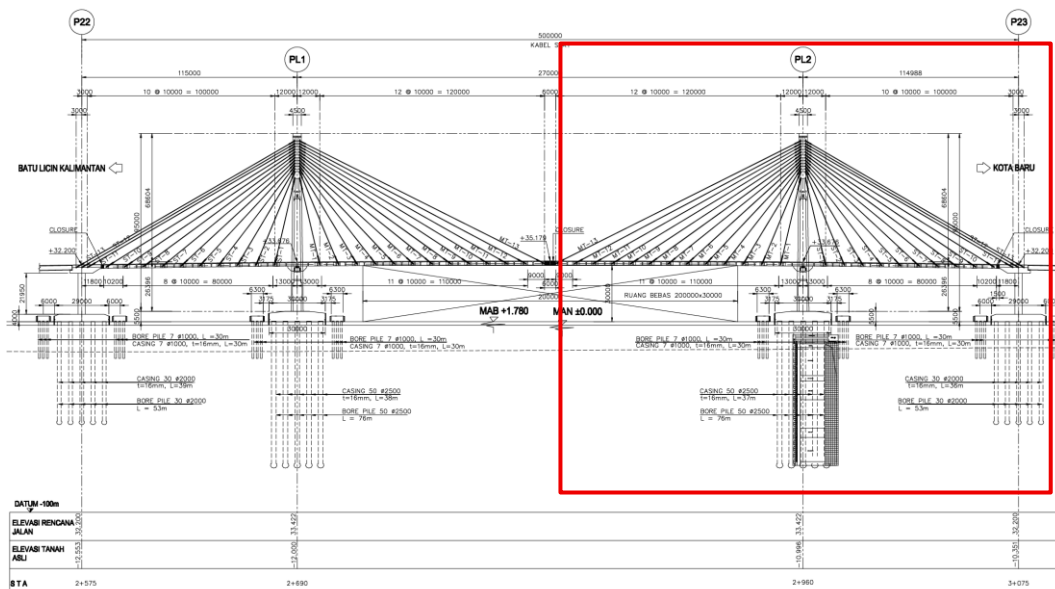
Sumber: *Shop drawing* Proyek Jembatan Penghubung Pulau Kalimantan-Pulau Laut



Gambar 5.2 Potongan Memanjang Jembatan

Sumber: *Shop drawing* Proyek Jembatan Penghubung Pulau Kalimantan-Pulau Laut

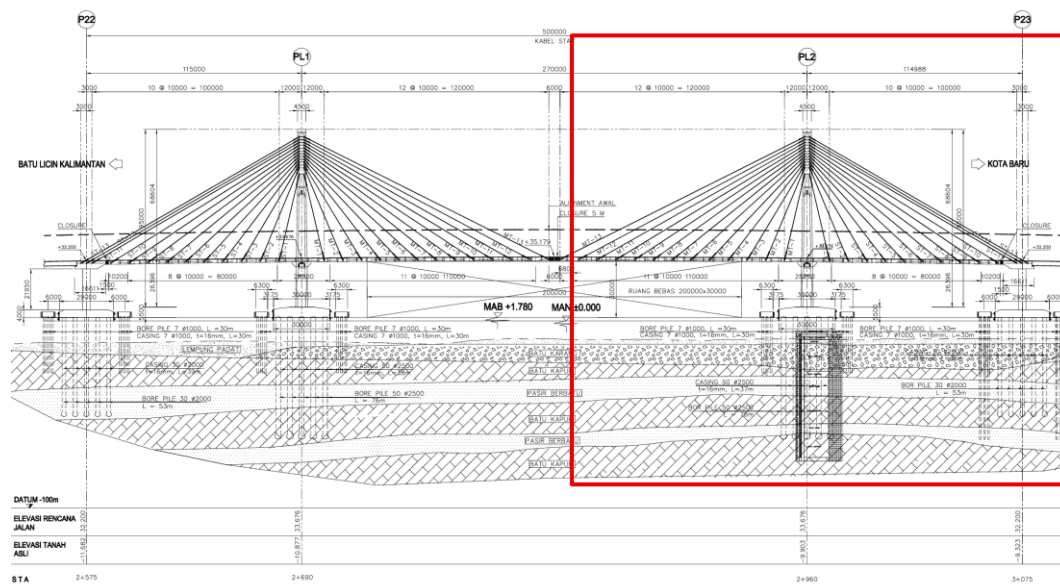
Secara lebih spesifiknya, bagian jembatan yang diteliti adalah bagian bentang utama yang struktur atasnya menggunakan *cable-stayed*, di mana struktur tersebut didukung oleh kabel yang terhubung dengan *pylon*. Pemilihan lokasi tinjau didasarkan pada titik penyelidikan tanah (BH-03) yaitu pada bagian fondasi PL2. Untuk gambaran yang lebih jelas dapat dilihat potongan melintang jembatan utama yang disajikan dalam Gambar 5.3 berikut.



Gambar 5.3 Potongan Melintang Jembatan Utama

Sumber: *Shop drawing* Proyek Jembatan Penghubung Pulau Kalimantan-Pulau Laut

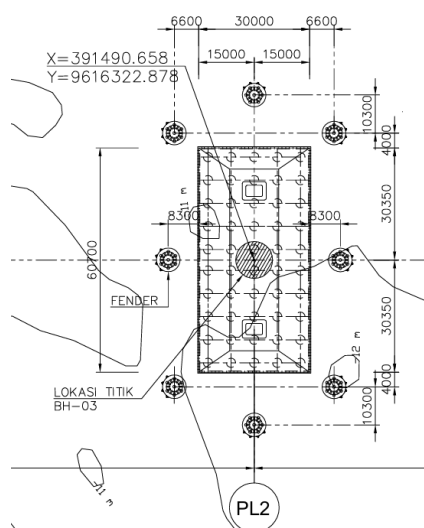
Selanjutnya, stratigrafi tanah yang disajikan pada Gambar 5.4 dibawah ini menunjukkan susunan lapisan tanah berdasarkan hasil penyelidikan tanah (SPT) pada lokasi penelitian sebagai berikut.



Gambar 5.4 Stratigrafi Tanah

Sumber: *Shop drawing* Proyek Jembatan Penghubung Pulau Kalimantan-Pulau Laut

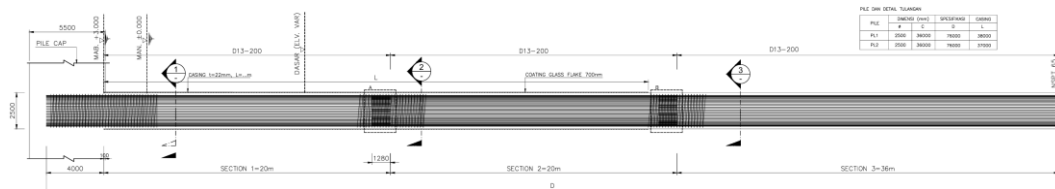
Fondasi yang dianalisis dalam penelitian ini adalah PL2, sebagaimana ditunjukkan pada Gambar 5.5 berikut.



Gambar 5.5 Fondasi Jembatan Tampak Atas

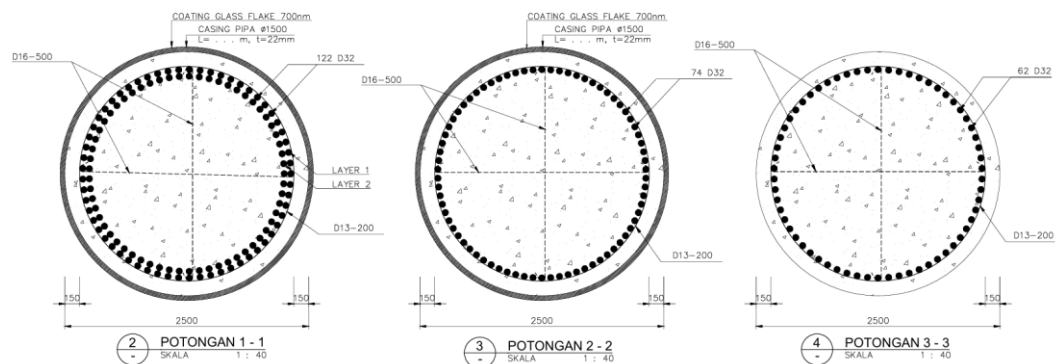
Sumber: *Shop drawing* Proyek Jembatan Penghubung Pulau Kalimantan-Pulau Laut

Dapat dilihat pula detail *bored pile* yang digunakan untuk PL2 dengan diameter 2500 mm pada Gambar 5.6 serta potongan detail pada Gambar 5.7 sebagai berikut.



Gambar 5.6 Detail Bored pile Ø2500 PL2

Sumber: *Shop drawing* Proyek Jembatan Penghubung Pulau Kalimantan-Pulau Laut



Gambar 5.7 Potongan Detail Bored pile Ø2500 PL2

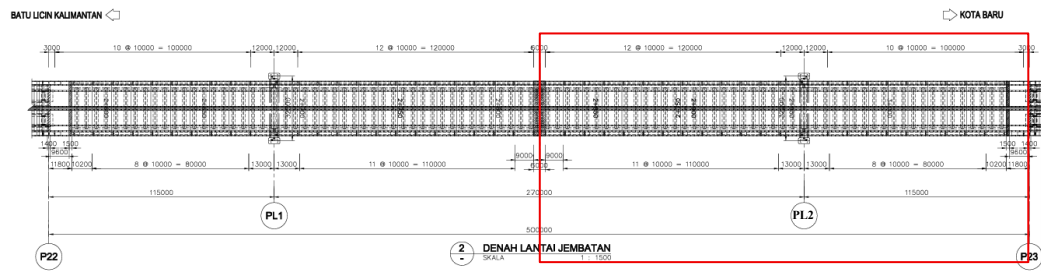
Sumber: *Shop drawing* Proyek Jembatan Penghubung Pulau Kalimantan-Pulau Laut

5.2 Analisis Pembebanan Jembatan

Pembebanan pada jembatan penghubung Kotabaru-Batulicin ini dianalisis berdasarkan SNI 1725-2016 yang dihitung menggunakan dimensi yang sesuai dengan *shop drawing* dan berat jenis bahan yang digunakan. Analisis ini digunakan sebagai penentu kekuatan dari jembatan tersebut. Panjang jembatan yang dilakukan perhitungan adalah 250 m di atas *bored pile* yang dianalisis.

5.2.1 Berat Sendiri (MS)

Pada penelitian ini ditinjau bagian jembatan bentang utama *cable-stayed* yang berada di atas fondasi PL2. Analisis pembebanan dilakukan terhadap elemen-elemen struktur yang bekerja pada bentang tersebut. Adapun uraian berbagai beban, dimulai dari *slab*, dapat dilihat pada Gambar 5.8 berikut.



Gambar 5.8 Denah Slab

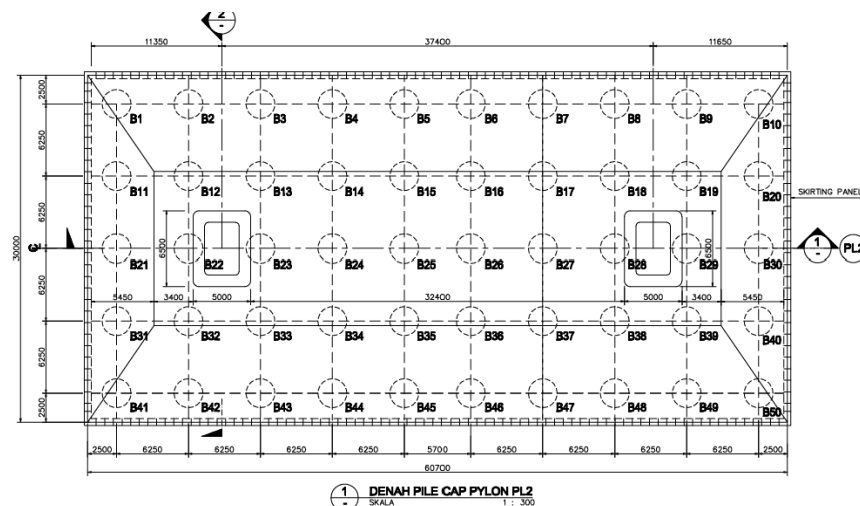
Sumber: *Shop drawing* Proyek Jembatan Penghubung Pulau Kalimantan-Pulau Laut

Adapun beberapa parameter yang menjadi perhitungan, yaitu:

$$\begin{aligned}
 p &= 250 \text{ m} \\
 l &= 27,5 \text{ m} \\
 t &= 0,25 \text{ m} \\
 n &= 1 \\
 \gamma &= 2,4 \text{ t/m}^3 \\
 P &= p \times l \times t \times n \times \gamma \\
 &= 250 \times 27,5 \times 0,25 \times 1 \times 2,4 \\
 &= 4125 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

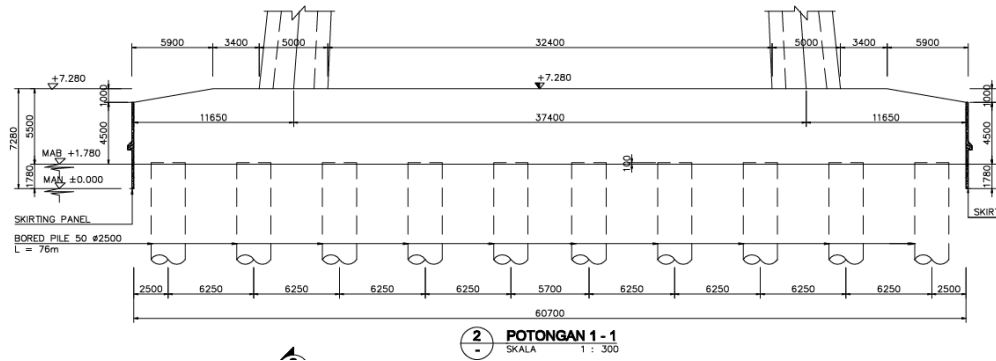
Jadi, berat *slab* yang didapatkan dari perhitungan sebesar 4125 ton.

Selanjutnya dilakukan perhitungan untuk *pile cap* pada PL2 dengan acuan pada Gambar 5.9, Gambar 5.10 dan Gambar 5.11 sebagai berikut.



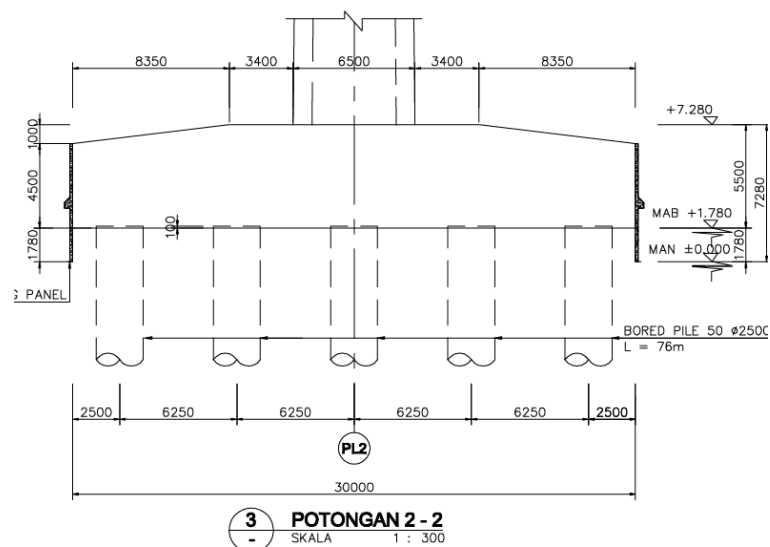
Gambar 5.9 Denah Pile Cap

Sumber: *Shop drawing* Proyek Jembatan Penghubung Pulau Kalimantan-Pulau Laut



Gambar 5.10 Detail Potongan 1 Pile Cap

Sumber: Shop drawing Proyek Jembatan Penghubung Pulau Kalimantan-Pulau Laut



Gambar 5.11 Detail Potongan 2 Pile Cap

Sumber: Shop drawing Proyek Jembatan Penghubung Pulau Kalimantan-Pulau Laut

Adapun beberapa parameter yang menjadi perhitungan, yaitu:

$$p = 60,7 \text{ m}$$

$$l = 30 \text{ m}$$

$$t = 4,5 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} V \text{ badan utama} &= p \times l \times t \\ &= 60,7 \times 30 \times 4,5 \\ &= 8194,5 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

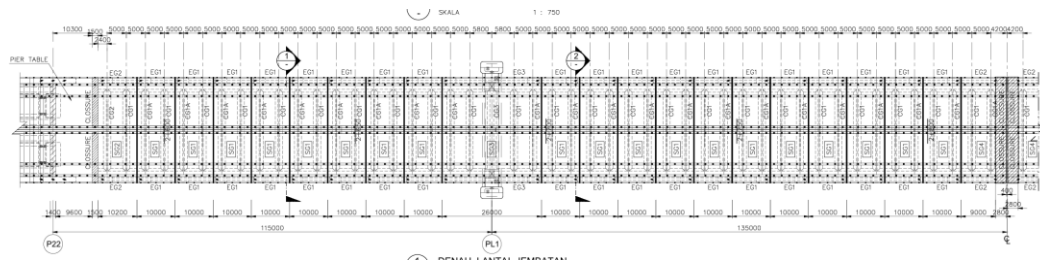
$$\text{panjang pot 1} = 60,7 \text{ m}$$

$$\text{panjang pot 2} = 30 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
\text{miring pot 1} &= 5,9 \text{ m} \\
\text{miring pot 2} &= 8,35 \text{ m} \\
\text{datar pot 1} &= \text{panjang pot 1} - (\text{miring pot 1} \times 2) \\
&= 60,7 - (5,9 \times 2) \\
&= 48,9 \text{ m} \\
\text{datar pot 2} &= \text{panjang pot 2} - (\text{miring pot 2} \times 2) \\
&= 30 - (8,35 \times 2) \\
&= 13,3 \text{ m} \\
A_{\text{atas}} &= \text{datar pot 1} \times \text{datar pot 2} \\
&= 48,9 \times 13,3 \\
&= 650,37 \text{ m}^2 \\
A_{\text{bawah}} &= \text{panjang pot 1} \times \text{panjang pot 2} \\
&= 60,7 \times 30 \\
&= 1821 \text{ m}^2 \\
h &= 1 \text{ m} \\
V_{\text{tambahan}} &= \frac{h}{3} \times (A_{\text{atas}} + A_{\text{bawah}} + \sqrt{A_{\text{atas}} \times A_{\text{bawah}}}) \\
&= \frac{1}{3} \times (650,37 + 1821 + \sqrt{650,37 \times 1821}) \\
&= 1331,129 \text{ m}^3 \\
V_{\text{total}} &= V_{\text{badan utama}} + V_{\text{tambahan}} \\
&= 8194,5 + 1331,129 \\
&= 9525,629 \text{ m}^3 \\
\gamma &= 2,4 \text{ t/m}^3 \\
P &= V_{\text{total}} \times \gamma \\
&= 9525,629 \times 2,4 \\
&= 22861,51 \text{ ton}
\end{aligned}$$

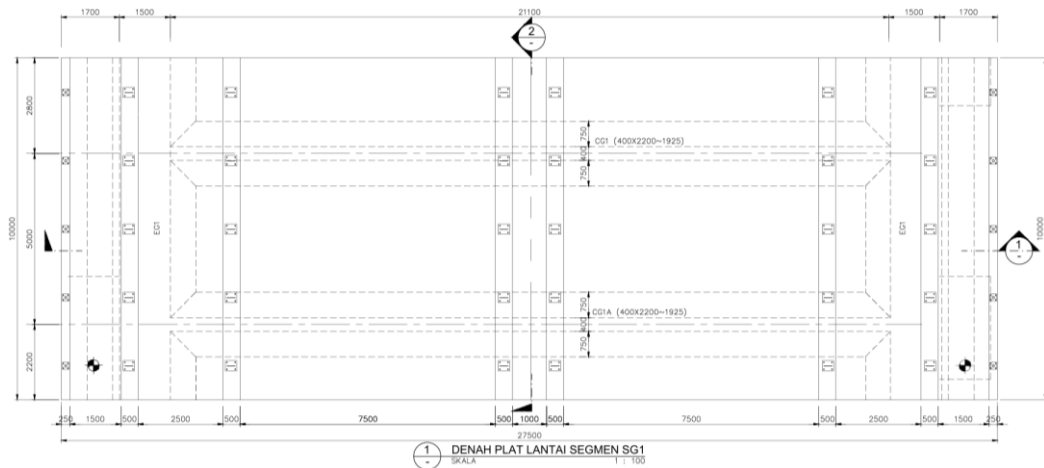
Jadi, berat *pile cap* yang didapatkan dari perhitungan sebesar 22861,51 ton.

Kemudian dilakukan perhitungan beban pada *cross girder* dengan mengacu pada denah segmen *girder* yang ditunjukkan pada Gambar 5.12. Selain itu, detail masing-masing segmen *cross girder* mengacu pada Gambar 5.13, Gambar 5.14, Gambar 5.15, dan Gambar 5.16 sebagai berikut.



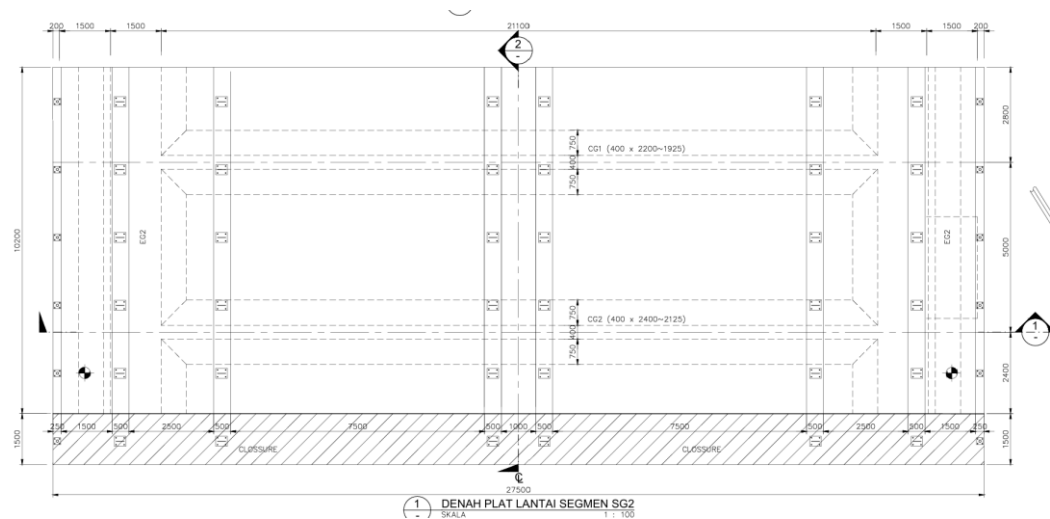
Gambar 5.12 Denah Segmen Cross Girder

Sumber: *Shop drawing* Proyek Jembatan Penghubung Pulau Kalimantan-Pulau Laut



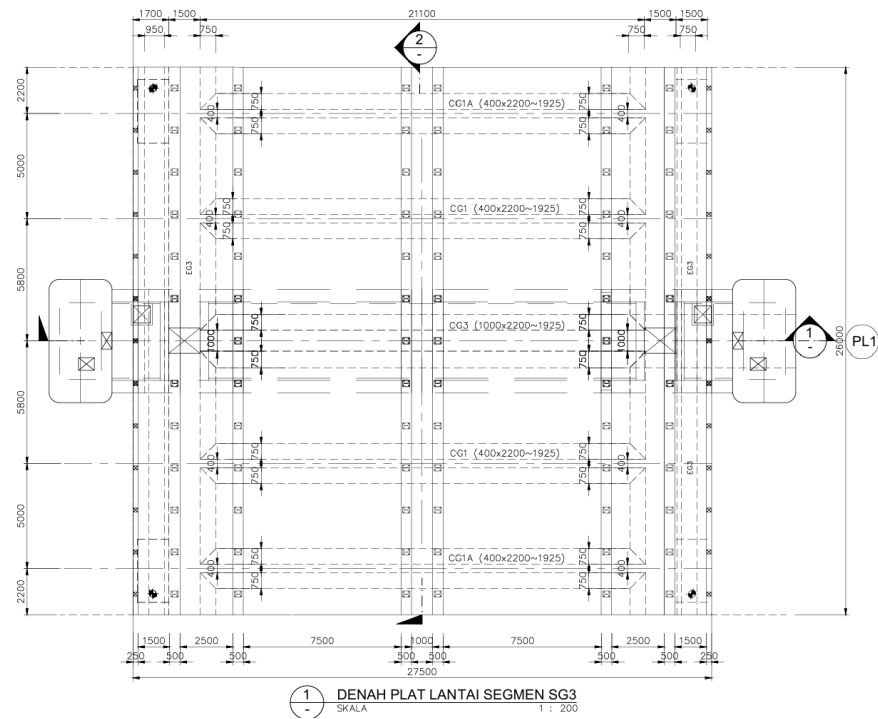
Gambar 5.13 Denah Segmen SG1

Sumber: *Shop drawing* Proyek Jembatan Penghubung Pulau Kalimantan-Pulau Laut



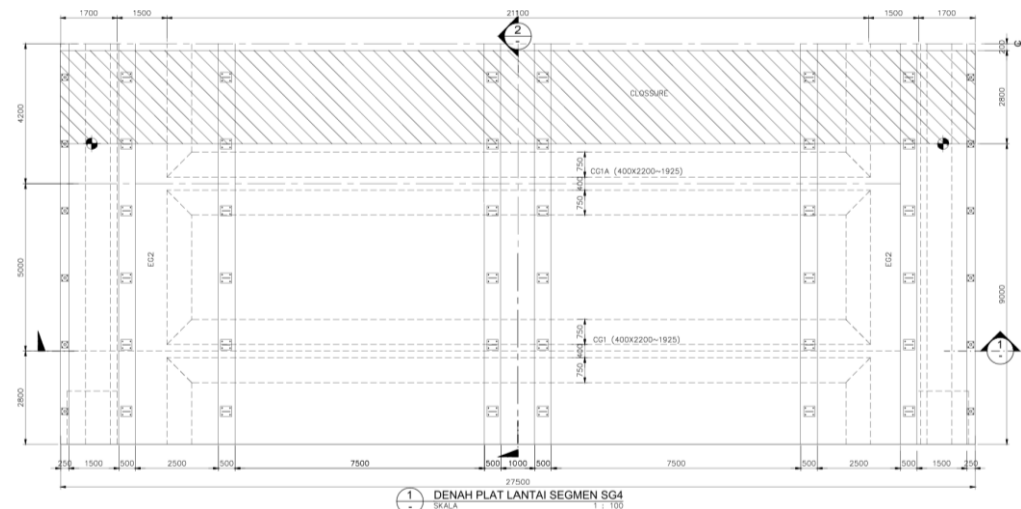
Gambar 5.14 Denah Segmen SG2

Sumber: *Shop drawing* Proyek Jembatan Penghubung Pulau Kalimantan-Pulau Laut



Gambar 5.15 Denah Segmen SG3

Sumber: *Shop drawing* Proyek Jembatan Penghubung Pulau Kalimantan-Pulau Laut



Gambar 5.16 Denah Segmen SG4

Sumber: *Shop drawing* Proyek Jembatan Penghubung Pulau Kalimantan-Pulau Laut

Dikarenakan *cross girder* terdapat banyak dalam setiap segmen, jadi diperlukan perhitungan yang lebih spesifik. Adapun perhitungan untuk mendapatkan total volume dapat dilihat pada Tabel 5.1 sebagai berikut.

Tabel 5.1 Perhitungan *Cross Girder* Per-Segmen

No	Nama	Uraian	Panjang (m)	Lebar (m)	Tebal (m)	Jumlah	Volume (m ³)
1	SG1&SG4	CG1	21,1	2,2	0,4	2	37,136
		CG1A	21,1	2,2	0,4	2	37,136
	Total						74,272
2	SG2	CG1	21,1	2,2	0,4	1	18,568
		CG2	21,1	2,4	0,4	1	20,256
	Total						38,824
3	SG3	CG1	21,1	2,2	0,4	2	37,136
		CG1A	21,1	2,2	0,4	2	37,136
		CG3	21,1	2,2	1	1	46,42
	Total						120,692

Berikut salah satu contoh perhitungan volume *cross girder* untuk SG1 & SG4 sesuai dengan jumlahnya.

$$n = 21$$

$$V = 74,272 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{tot}} = n \times V$$

$$= 21 \times 74,272$$

$$= 1559,712 \text{ m}^3$$

Adapun rekapitulasi total volume *cross girder* dapat dilihat pada Tabel 5.2 sebagai berikut.

Tabel 5.2 Rekapitulasi Total Volume *Cross Girder*

No	Nama	Jumlah	Volume (m ³)
1	SG1&SG4	21	1559,712
2	SG2	1	38,824
3	SG3	1	120,692
Total			1719,228

Didapatkan total volume cross girder sebesar 1719,228 m³, sehingga,

$$\gamma = 2,4 \text{ t/m}^3$$

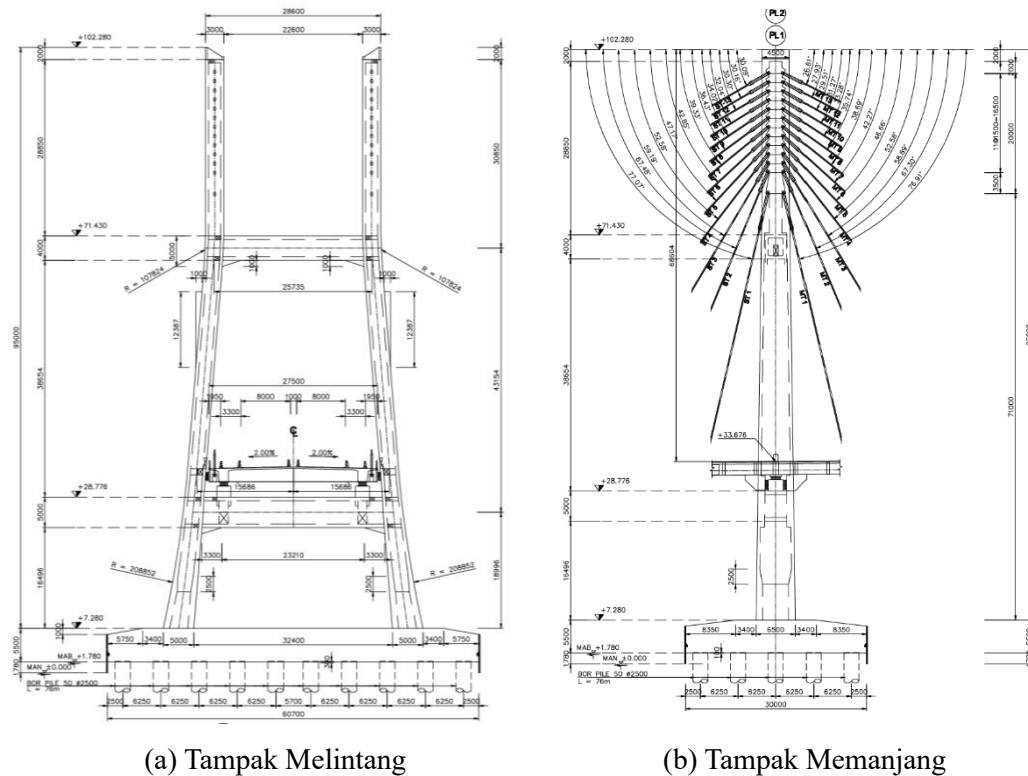
$$P = \text{Volume total} \times \gamma$$

$$= 1719,228 \times 2,4$$

$$= 4126,1272 \text{ ton}$$

Jadi, berat *cross girder* yang didapatkan dari perhitungan sebesar 4126,1272 ton.

Setelah itu, pada jembatan ini terdapat *pylon* tepat di atas *bored pile* yang akan ditinjau, sehingga acuan perhitungan dapat dilihat pada Gambar 5.17 dengan (a) tampak melintang dan (b) tampak memanjang sebagai berikut.



Gambar 5.17 Pylon

Sumber: *Shop drawing* Proyek Jembatan Penghubung Pulau Kalimantan-Pulau Laut

Adapun beberapa parameter yang menjadi perhitungan, yaitu:

$$\begin{aligned}
 p &= 95 \text{ m} \\
 l &= 4 \text{ m} \\
 t &= 6,5 \text{ m} \\
 n &= 2 \\
 \gamma &= 2,4 \text{ t/m}^3 \\
 P &= p \times l \times t \times n \times \gamma \\
 &= 95 \times 4 \times 6,5 \times 2 \times 2,4 \\
 &= 11856 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Jadi, berat *pylon* yang didapatkan dari perhitungan sebesar 11856 ton.

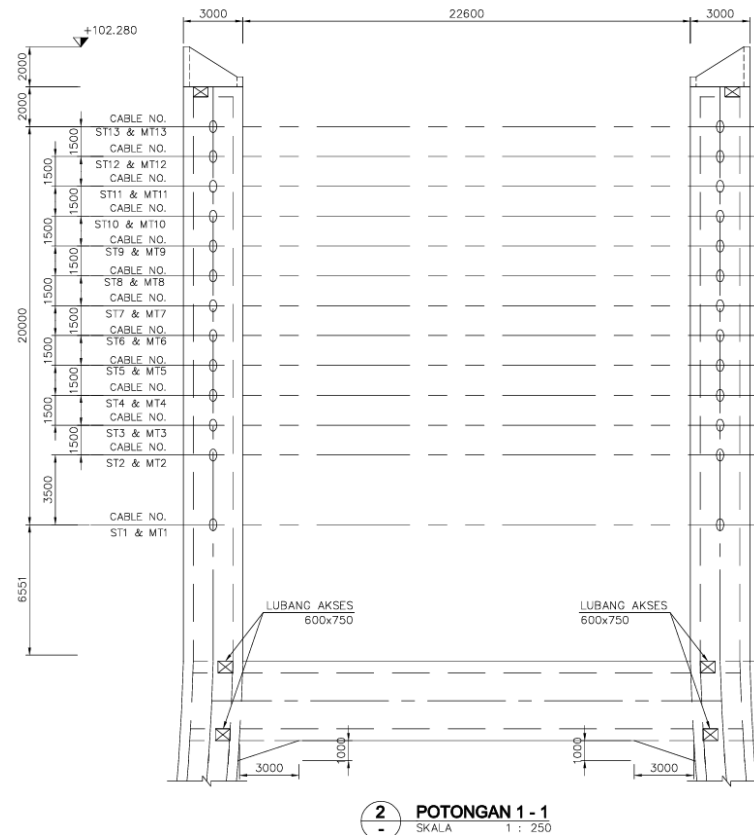
Selanjutnya, dilakukan perhitungan beban kabel yang bekerja pada *pylon* untuk memperoleh komponen gaya aksial dan gaya lateral yang diteruskan ke fondasi. Perhitungan tersebut dilakukan dengan mempertimbangkan sudut kemiringan masing-masing kabel terhadap *pylon*. Acuan sudut setiap kabel dapat

dilihat pada Gambar 5.17. Adapun hasil perhitungan beban kabel pada *pylon* disajikan pada Tabel 5.3 berikut.

Tabel 5.3 Perhitungan Beban Kabel *Pylon*

Stay Cable	Cable Force (kN)	Sudut (°)	P (kN)	T _x (kN)
SS13	7680	30,09	3850,4427	6645,035
SS12	7080	30,16	3557,1084	6121,5504
SS11	6360	30,3	3208,7957	5491,1957
SS10	6240	32,04	3310,3898	5289,5103
SS9	6120	34,02	3424,0314	5072,515
SS8	5880	36,43	3491,7807	4730,9479
SS7	5400	39,33	3422,4442	4176,9457
SS6	5040	42,85	3427,61	3695,0088
SS5	4680	47,17	3432,1904	3181,5828
SS4	4440	52,58	3526,2594	2697,9798
SS3	4200	59,19	3607,2562	2151,2097
SS2	3960	67,48	3658,0337	1516,7034
SS1	4440	77,07	4327,4201	993,49648
Σ			46243,763	51763,681
M1	4320	76,91	4207,747	978,39927
M2	3840	67,3	3542,5463	1481,8792
M3	4080	58,89	3493,2018	2108,0657
M4	4440	52,58	3526,2594	2697,9798
M5	4560	46,66	3316,4597	3129,6478
M6	4800	42,27	3228,6007	3551,9202
M7	5040	38,69	3150,5364	3933,9192
M8	5400	35,74	3154,1833	4383,0501
M9	6240	33,28	3424,0816	5216,6335
M10	6720	31,27	3488,1615	5743,7905
M11	7080	29,51	3487,4342	6161,5097
M12	7560	27,93	3541,0472	6679,415
M13	7800	26,61	3493,7381	6973,7934
Σ			45053,997	53040,003
Total			91297,76	104803,68

Berdasarkan Tabel di atas, diperoleh nilai P atau beban yang bekerja secara aksial sebesar 91297,76 kN. Selanjutnya, dilakukan pengurangan komponen gaya horizontal (T_x) pada pasangan kabel yang saling berhadapan, karena kedua kabel tersebut bekerja dengan arah yang berlawanan sehingga sebagian gaya horizontalnya saling meniadakan. Nilai hasil pengurangan tersebut digunakan sebagai nilai T_x yang sebenarnya. Selain itu, dilakukan pula perhitungan momen akibat gaya horizontal tersebut dengan mengacu pada jarak antar kabel pada *pylon* yang ditunjukkan pada Gambar 5.18. Adapun proses perhitungannya disajikan pada Tabel 5.4 berikut.



Gambar 5.18 Jarak Kabel Pylon

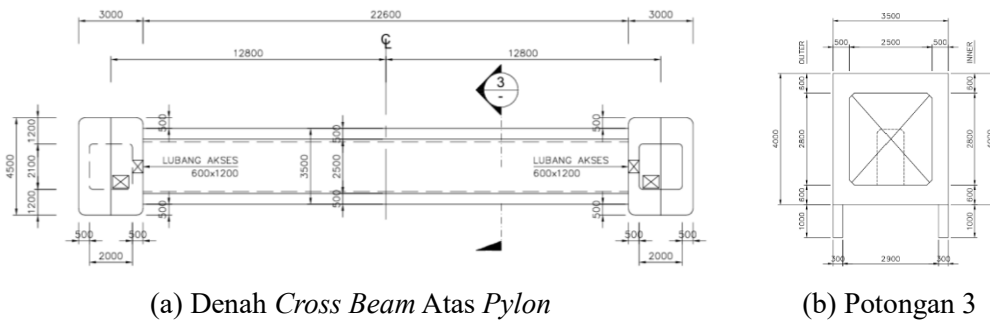
Sumber: *Shop drawing* Proyek Jembatan Penghubung Pulau Kalimantan-Pulau Laut

Tabel 5.4 Perhitungan Beban T_x dan M_y Kabel Pylon

No	h (m)	T_x (kN)	M_y (kNm)
1	49,205	15,0972104	742,8582377
2	52,705	34,8241767	1835,408232
3	54,205	43,1439576	2338,61822
4	55,705	0	0
5	57,205	51,9350532	2970,944718
6	58,705	143,088536	8400,012526
7	60,205	243,026532	14631,41238
8	61,705	347,897807	21467,03417
9	63,205	-144,11844	-9109,006129
10	64,705	-454,2802	-29394,20045
11	66,205	-670,31405	-44378,14149
12	67,705	-557,86457	-37770,22082
13	69,205	-328,75834	-22751,72099
Hasil		1276,32233	91017,0014

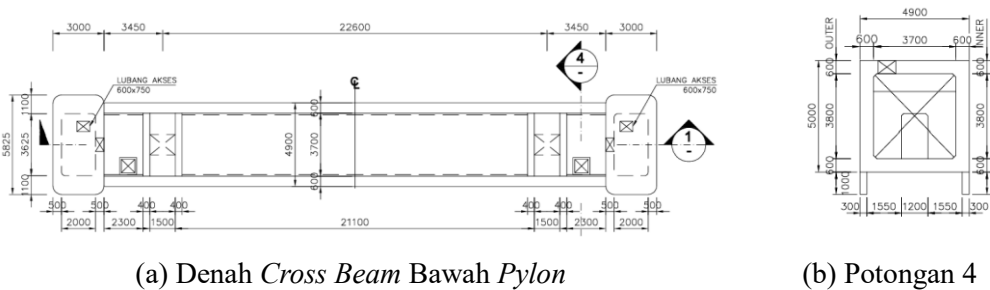
Jadi, nilai T_x yang dihasilkan sebesar 1276,3223 kN sedangkan M_y sebesar 91017,001 kNm.

Selanjutnya, terdapat perhitungan *cross beam* yang acuannya dilihat pada Gambar 5.17 dengan (a) denah *cross beam* atas *pylon* dan (b) potongan 3 serta Gambar 5.18 dengan (a) denah *cross beam* bawah *pylon* dan (b) potongan 4 berikut.



Gambar 5.19 Cross Beam Atas Pylon

Sumber: *Shop drawing* Proyek Jembatan Penghubung Pulau Kalimantan-Pulau Laut



Gambar 5.20 Cross Beam Bawah Pylon

Sumber: *Shop drawing* Proyek Jembatan Penghubung Pulau Kalimantan-Pulau Laut

Adapun beberapa parameter yang menjadi perhitungan untuk *cross beam* atas *pylon*, yaitu:

$$\begin{aligned}
 p &= 22,6 \text{ m} \\
 l &= 4 \text{ m} \\
 t &= 3,5 \text{ m} \\
 n &= 1 \\
 \gamma &= 2,4 \text{ t/m}^3 \\
 P &= p \times l \times t \times n \times \gamma \\
 &= 22,6 \times 4 \times 3,5 \times 1 \times 2,4 \\
 &= 759,36 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Jadi, berat *cross beam* atas *pylon* yang didapatkan sebesar 759,36 ton.

Dan beberapa parameter yang menjadi perhitungan untuk *cross beam* bawah *pylon*, yaitu:

$$p = 29,5 \text{ m}$$

$$l = 5 \text{ m}$$

$$t = 4,9 \text{ m}$$

$$n = 1$$

$$\gamma = 2,4 \text{ t/m}^3$$

$$\begin{aligned} P &= p \times l \times t \times n \times \gamma \\ &= 29,5 \times 5 \times 4,9 \times 1 \times 2,4 \\ &= 1734,6 \text{ ton} \end{aligned}$$

Jadi, berat *cross beam* bawah *pylon* yang didapatkan dari perhitungan sebesar 1734,6 ton.

Dari perhitungan di atas, maka didapatkan rekapitulasi berat sendiri jembatan yang dapat dilihat pada Tabel 5.5 sebagai berikut.

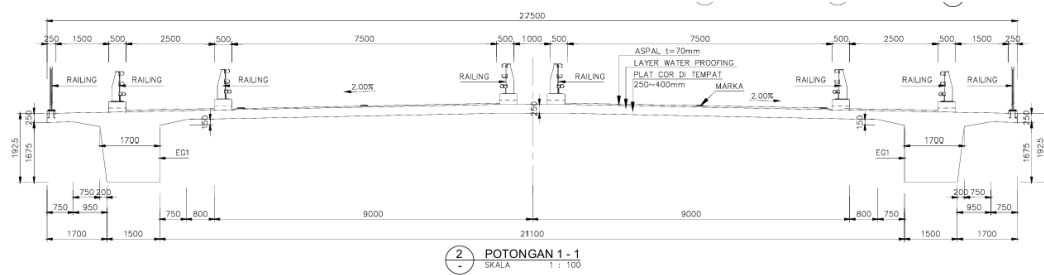
Tabel 5.5 Rekapitulasi Berat Sendiri (MS)

No	Struktur Jembatan	Berat (ton)
1	<i>Slab</i>	4125
2	<i>Pile Cap</i>	22861,5104
3	<i>Cross Girder</i>	4126,1472
4	<i>Pylon</i>	11856
5	Kabel <i>Pylon</i>	9309,7331
6	<i>Cross Beam Atas Pylon</i>	759,36
7	<i>Cross Beam Bawah Pylon</i>	1734,6
Total		54772,3507

Berdasarkan perhitungan yang telah dilakukan, didapatkan total berat sendiri (MS) sebesar 54772,3507 ton. Besarnya nilai tersebut diperoleh dari penjumlahan berat sendiri setiap elemen struktur yang ditinjau pada jembatan.

5.2.2 Beban Mati Tambahan (MA)

Beban mati tambahan juga merupakan salah satu beban permanen yang berasal dari lapisan perkerasan, utilitas, serta komponen nonstruktural lainnya yang bekerja pada jembatan. Besarnya beban ini dapat mengalami perubahan selama umur layan jembatan akibat pemeliharaan atau penggantian komponen. Acuan perhitungannya dapat dilihat terlebih dahulu pada Gambar 5.19 berikut.



Gambar 5.21 Potongan Melintang Jembatan

Sumber: *Shop drawing* Proyek Jembatan Penghubung Pulau Kalimantan-Pulau Laut

Adapun beberapa parameter yang menjadi perhitungan untuk aspal, yaitu:

$$p = 250 \text{ m}$$

$$l = 20 \text{ m}$$

$$t = 0,07 \text{ m}$$

$$n = 1$$

$$\gamma = 2,2 \text{ t/m}^3$$

$$\begin{aligned} P &= p \times l \times t \times n \times \gamma \\ &= 250 \times 20 \times 0,07 \times 1 \times 2,2 \\ &= 770 \text{ ton} \end{aligned}$$

Jadi, berat aspal yang didapatkan dari perhitungan sebesar 770 ton.

Sehingga, didapatkan rekapitulasi berat beban mati tambahan dapat dilihat pada Tabel 5.6 berikut.

Tabel 5.6 Rekapitulasi Beban Mati Tambahan (MA)

No	Struktur Jembatan	Berat (ton)
1	Aspal	770
2	Waterproofing	24
3	Railing	29,866
4	Drainase	6,518
5	Expansion Joint	4,5
6	Pipa Utilitas	4,805
7	PJU	7,38
Total		847,069

Berdasarkan perhitungan yang telah dilakukan, didapatkan total berat mati tambahan (MA) sebesar 847,069 ton. Besarnya nilai tersebut diperoleh dari penjumlahan berat setiap elemen struktur yang ditinjau pada jembatan.

5.2.3 Beban Truk “T” (TT)

Beban truk yang digunakan pada analisis ini adalah besar beban truk yang sesuai dengan SNI 1725:2016 yaitu 500 kN dapat dilihat pada Gambar 3.1.

$$\begin{aligned}
 \text{Gandar depan} &= 50 \text{ kN} \\
 \text{Gandar belakang 1} &= 225 \text{ kN} \\
 \text{Gandar belakang 2} &= 225 \text{ kN} \\
 \text{Total} &= 50 + 225 + 225 \\
 &= 500 \text{ kN} \\
 \text{Lajur rencana} &= 4 \\
 P &= \text{Beban truk total} \times \text{lajur} \\
 &= 500 \times 4 \\
 &= 2000 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Jadi, beban truk yang didapatkan dari perhitungan sebesar 2000 kN.

5.2.4 Beban Lajur “D” (TD)

Beban lajur terdiri dari beban terbagi rata (BTR) dan beban garis terpusat (BGT). Jumlah lajur kendaraan roda 4 atau lebih pada *design* jembatan ini adalah 4 lajur dengan lebar 3750 mm dan jumlah lajur roda 2 adalah 2 lajur dengan lebar 2500 mm sehingga untuk acuan perhitungan BTR dan BGT pada Gambar 3.2.

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah lajur} &= 20 \text{ m} \\
 \text{Karena } L > 30 \text{ maka,} \\
 q &= 9,0 \times \left(0,5 + \frac{15}{L}\right) \\
 &= 9,0 \times \left(0,5 + \frac{15}{250}\right) \\
 &= 5,04 \text{ kPa}
 \end{aligned}$$

Sehingga, lajur D diperoleh:

$$\begin{aligned}
 \text{BTR} &= \text{lebar lajur total} \times q \times L \\
 &= 20 \times 5,04 \times 250 \\
 &= 25200 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Untuk BGT telah diketahui sebesar 49 kN/m.

$$\begin{aligned}
 \text{BGT} &= 49 \times L \\
 &= 49 \times 250
 \end{aligned}$$

$$= 980 \text{ kN}$$

Sehingga, TD total diperoleh hasil sebagai berikut.

$$\begin{aligned} P &= BTR + BGT \\ &= 25200 + 980 \\ &= 26180 \text{ kN} \end{aligned}$$

Jadi, beban lajur yang didapatkan dari perhitungan sebesar 26180 kN.

5.2.5 Beban Rem (TB)

Beban rem sudah ditetapkan sebesar 2,2 kN/m dengan eksentrisitas 1800 mm. Perhitungan untuk menentukan besar gaya dan momen akibat eksentrisitas dapat dilihat sebagai berikut.

$$\begin{aligned} L &= 250 \text{ m} \\ \text{Beban rem} &= 2,2 \text{ kN/m} \\ e &= 1,8 \text{ m} \\ T_x &= L \times \text{Beban rem} \\ &= 250 \times 2,2 \\ &= 550 \text{ kN} \\ M_y &= T_y \times e \\ &= 550 \times 1,8 \\ &= 990 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Jadi, T_x beban rem yang didapatkan dari perhitungan sebesar 550 kN dan M_y sebesar 990 kNm.

5.2.6 Beban Angin Struktur (EWs)

Beban angin struktur sudah ditetapkan untuk beberapa bagian, yaitu:

1. *Deck* = 4,4 kN/m (dengan beban 50% pada sisi sebaliknya) (Global Y)
2. *Deck* = 1,6 kN/m (Global Z)
3. *Pylon* = 4,4 kN/m (dengan beban 50% pada sisi sebaliknya) (Global Y)

Selanjutnya dapat dihasilkan nilai beban angin struktur pada jembatan untuk panjang 250 m sebagai berikut.

Deck:

$$\begin{aligned} T_x &= \text{Beban angin} \times L \\ &= 4,4 \times 250 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 1100 \text{ kN} \\
 T_y &= 50\% \times T_x \\
 &= 50\% \times 1100 \\
 &= 550 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_y &= T_x \times 5,5 \\
 &= 1100 \times 5,5 \\
 &= 6050 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_x &= T_y \times 5,5 \\
 &= 550 \times 5,5 \\
 &= 3025 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Pylon:

$$\begin{aligned}
 T_x &= \text{Beban angin} \times L \\
 &= 4,4 \times 95 \\
 &= 418 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_y &= 50\% \times T_x \\
 &= 50\% \times 418 \\
 &= 209 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_y &= T_x \times 47,5 \\
 &= 418 \times 47,5 \\
 &= 19855 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_x &= T_y \times 47,5 \\
 &= 209 \times 47,5 \\
 &= 9927,5 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Total } T_x &= 1100 + 418 \\
 &= 1518 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Total } T_y &= 550 + 209 \\
 &= 759 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tot. } M_x &= 6050 + 19855 \\
 &= 25905 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tot. } M_y &= 3025 + 9927,5 \\
 &= 12952,2 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Jadi, T_x beban angin struktur yang didapatkan dari perhitungan sebesar 1518 kN, T_y sebesar 759 kN, M_x sebesar 25905 kNm dan M_y sebesar 12952,2 kNm.

5.2.7 Beban Angin Kendaraan (EWI)

Selain beban angin struktur, jembatan ini direncanakan mampu menahan gaya angin kendaraan, yang mana beban sudah ditetapkan sebesar 1,46 kN/m (Global Y) dengan eksentrisitas 1800 mm. Perhitungan untuk menentukan besar gaya dan momen akibat eksentrisitas dapat dilihat sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 L &= 250 \text{ m} \\
 \text{Beban angin} &= 1,46 \text{ kN/m} \\
 e &= 1,8 \text{ m} \\
 T_y &= L \times \text{Beban angin} \\
 &= 250 \times 1,46 \\
 &= 365 \text{ kN} \\
 M_x &= T_y \times e \\
 &= 365 \times 1,8 \\
 &= 657 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Jadi, T_y beban angin kendaraan yang didapatkan dari perhitungan sebesar 365 kN dan M_x sebesar 657 kNm.

5.2.8 Beban Gempa (EQ)

Beban gempa dilakukan berdasarkan kondisi asli lapangan sesuai dengan lokasi yang ditinjau yang bersumber dari Desain Spektra Indonesia Kementerian PUPR. Adapun perhitungan untuk beban gempa sesuai dengan SNI 2883:2016 sebagai berikut.

1. Level gempa

Level gempa yang digunakan dalam analisis adalah gempa dengan peluang terlampaui sebesar 7% dalam 75 tahun atau memiliki periode ulang sekitar 1.000 tahun, sesuai dengan ketentuan pada Tabel 3.5.

2. Kelas situs

Untuk daerah Kotabaru, Kalimantan Selatan, jenis tanah yang digunakan dalam analisis termasuk kategori tanah sedang (SD) sesuai dengan klasifikasi pada Tabel 3.6.

3. Menentukan respons spektra untuk periode nol detik

Mengacu pada Gambar 3.3, daerah kotabaru memiliki nilai S_{PGA} sekitar 0,05 g sedangkan pada aplikasi lini nilai S_{PGA} sebesar 0,041 g. Untuk mengetahui nilai faktor amplifikasi (F_{PGA}), dilihat pada Tabel 3.7 bahwa untuk $PGA \leq 0,1$ kelas SD nilainya sebesar 1,6. Dengan demikian, perhitungannya adalah sebagai berikut.

$$S_{PGA} = 0,041 \text{ g}$$

$$SD = 1,6 \text{ (nilai } PGA \leq 0,1)$$

$$F_{PGA} = 1,6$$

Didapat:

$$\begin{aligned} A_s &= F_{PGA} \times S_{PGA} \\ &= 1,6 \times 0,041 \\ &= 0,0656 \text{ g} \end{aligned}$$

Jadi, nilai koefisien percepatan puncak muka tanah (A_s) didapatkan sebesar 0,0656 g.

4. Menentukan respons spektra di permukaan tanah untuk periode pendek ($T = 0,2$ detik)

Mengacu pada Gambar 3.4, daerah kotabaru memiliki nilai S_s sekitar 0,05 g sedangkan pada aplikasi lini nilai S_s sebesar 0,083 g. Untuk mengetahui nilai faktor amplifikasi (F_a), dilihat pada Tabel 3.7 bahwa untuk $S_s \leq 0,25$ kelas SD nilainya sebesar 1,6. Dengan demikian, perhitungannya adalah sebagai berikut.

$$S_s = 0,083 \text{ g}$$

$$SD = 1,6 \text{ (nilai } S_s \leq 0,25)$$

$$F_a = 1,6$$

Didapat:

$$\begin{aligned} S_{DS} &= F_a \times S_s \\ &= 1,6 \times 0,083 \\ &= 0,1328 \text{ g} \end{aligned}$$

Jadi, nilai spektra permukaan tanah pada periode pendek ($T = 0,2$ detik) atau (S_{DS}) sebesar 0,1328 g.

5. Menentukan respons spektra di permukaan tanah untuk periode 1 detik

Mengacu pada Gambar 3.5, daerah kotabaru memiliki nilai S_1 sekitar 0,05 g sedangkan pada aplikasi lini nilai S_1 sebesar 0,036 g. Untuk mengetahui nilai faktor amplifikasi (F_a), dilihat pada Tabel 3.8 bahwa untuk $S_1 \leq 0,1$ kelas SD nilainya sebesar 2,4 maka, perhitungan sebagai berikut.

$$S_1 = 0,036 \text{ g}$$

$$SD = 2,4 \text{ (nilai } S_1 \leq 0,1)$$

$$F_v = 2,4$$

Didapat:

$$\begin{aligned} S_{D1} &= F_v \times S_1 \\ &= 2,4 \times 0,036 \\ &= 0,09 \text{ g} \end{aligned}$$

Jadi, nilai spektra permukaan tanah pada periode 1,0 detik atau (S_{D1}) sebesar 0,09 g.

6. Menentukan nilai T_0 dan T_s

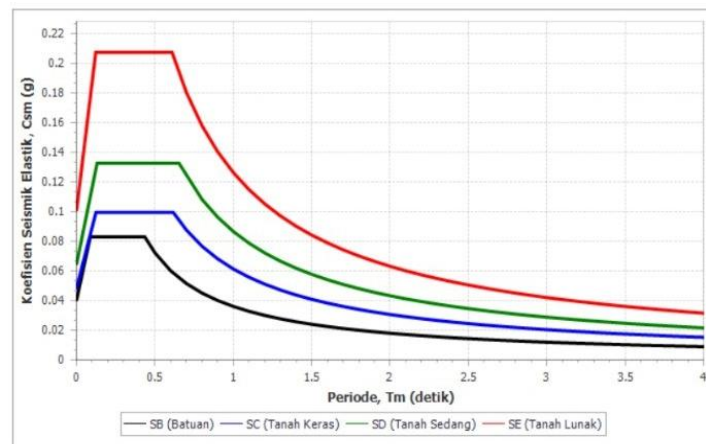
$$\begin{aligned} T_s &= \frac{S_{D1}}{S_{Ds}} \\ &= \frac{0,09}{0,1328} \\ &= 0,6506 \text{ detik} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_0 &= 0,2 T_s \\ &= 0,2 \times 0,6506 \\ &= 0,1301 \text{ detik} \end{aligned}$$

Jadi, berdasarkan hasil perhitungan, diperoleh nilai periode transisi spektrum (T_s) sebesar 0,6506 detik, sedangkan periode transisi awal (T_0) sebesar 0,1301 detik. Nilai-nilai tersebut selanjutnya digunakan sebagai parameter dalam penyusunan spektrum respons gempa yang menjadi acuan pada analisis struktur jembatan.

7. Grafik

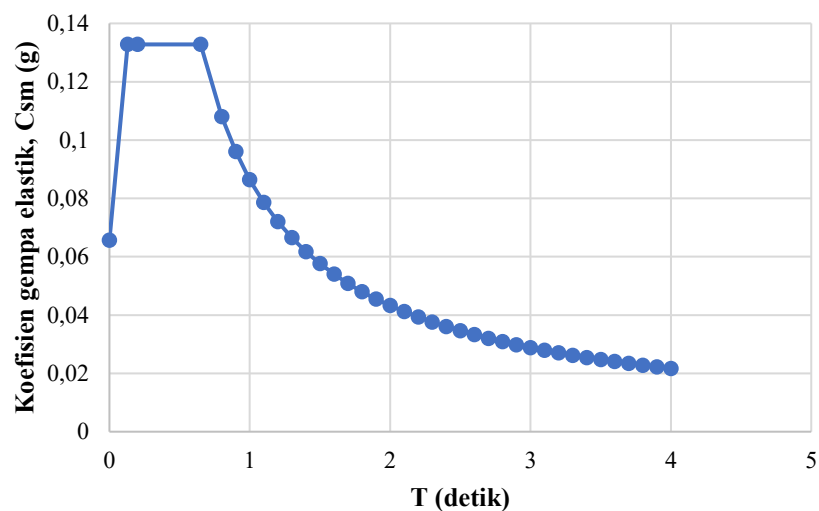
Adapun grafik desain respons spektra yang didapat dari aplikasi lini untuk kelas situs SD seperti Gambar 5.22 berikut.



Gambar 5.22 Spektrum Respons Desain

Sumber: Aplikasi Lini (2017)

Kemudian dilakukan pembuatan grafik secara manual dari perhitungan manual yang mengacu pada bentuk tipikal respon spektra pada Gambar 3.6 dan dapat dilihat hasilnya pada Gambar 5.23 berikut.



Gambar 5.23 Spektrum Respons Desain Manual

8. Menghitung momen inersia, kekakuan, dan periode alami

a. Menghitung momen inersia pilar

Pilar yang digunakan pada jembatan pada penelitian ini berupa *pylon* yang dimensi kakinya dapat dilihat pada Gambar 5.17, maka perhitungannya sebagai berikut.

Untuk arah x:

$$b = 5 \text{ m}$$

$$h = 6,5 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} I &= \frac{1}{12} \times b \times h^3 \\ &= \frac{1}{12} \times 5 \times 6,5^3 \\ &= 114,427 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

$$n = 2 \text{ (kaki pylon)}$$

$$\begin{aligned} I_{\text{total}} &= I \times n \\ &= 114,427 \times 2 \\ &= 228,854 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

Untuk arah y:

$$b = 5 \text{ m}$$

$$h = 6,5 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} I &= \frac{1}{12} \times h \times b^3 \\ &= \frac{1}{12} \times 6,5 \times 5^3 \\ &= 67,708 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

$$n = 2 \text{ (kaki pylon)}$$

$$\begin{aligned} I_{\text{total}} &= I \times n \\ &= 67,708 \times 2 \\ &= 135,417 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

Jadi, momen inersia arah x sebesar $228,854 \text{ m}^4$, sedangkan arah y sebesar $135,417 \text{ m}^4$.

b. Menghitung kekakuan pilar

Untuk arah x:

$$f'_c = 50 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} E &= 4700 \times \sqrt{f'_c} \\ &= 4700 \times \sqrt{50} \\ &= 33234,019 \text{ MPa} \\ &= 3388926063 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$L = 30 \text{ m (dari kaki pylon ke slab)}$$

$$\begin{aligned} K &= \frac{12 \times E \times I}{L^3} \\ &= \frac{12 \times 3388926063 \times 228,854}{30^3} \\ &= 344697711,1 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Untuk arah y:

$$f'_c = 50 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} E &= 4700 \times \sqrt{f'_c} \\ &= 4700 \times \sqrt{50} \\ &= 33234,019 \text{ MPa} \\ &= 3388926063 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$L = 30 \text{ m (dari kaki pylon ke slab)}$$

$$\begin{aligned} K &= \frac{12 \times E \times I}{L^3} \\ &= \frac{12 \times 3388926063 \times 135,417}{30^3} \\ &= 203963142,7 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Jadi, kekakuan arah x sebesar 344697711,1 kg/m, sedangkan arah y sebesar 203963142,7 kg/m.

c. Menghitung periode alami

Untuk arah x:

$$\begin{aligned} W &= 54772,3507 \text{ ton (disajikan pada Tabel 5.5)} \\ &= 54771759,15 \text{ kgf} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T &= 2\pi \sqrt{\frac{W}{gK}} \\ &= 2\pi \sqrt{\frac{54771759,15}{9,8 \times 344697711,1}} \\ &= 0,8 \text{ detik} \end{aligned}$$

Untuk arah y:

$$\begin{aligned} W &= 54772,3507 \text{ ton (disajikan pada Tabel 5.5)} \\ &= 54771759,15 \text{ kgf} \end{aligned}$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{gK}}$$

$$= 2\pi \sqrt{\frac{54771759,15}{9,8 \times 203963142,7}}$$

$$= 1,04 \text{ detik}$$

Jadi, periode alami arah x sebesar 0,8 detik dan arah y sebesar 1,04 detik.

9. Menentukan C_{sm} dan EQ

Untuk arah x:

$$T > T_s = 0,8 > 0,6506$$

Maka,

$$C_{sm} = \frac{S_{D1}}{T}$$

$$= \frac{0,09}{0,8}$$

$$= 0,108 \text{ g}$$

$$R = 1,5 \text{ (disajikan pada Tabel 3.10)}$$

$$EQ = \frac{C_{sm}}{R} \times W_t$$

$$= \frac{0,108}{1,5} \times 54771759,15$$

$$= 3943239,881 \text{ kg}$$

$$= 38670,17 \text{ kN}$$

Untuk arah y:

$$T > T_s = 1,04 > 0,6506$$

Maka,

$$C_{sm} = \frac{S_{D1}}{T}$$

$$= \frac{0,09}{1,04}$$

$$= 0,083 \text{ g}$$

$$R = 1,5 \text{ (disajikan pada Tabel 3.10)}$$

$$EQ = \frac{C_{sm}}{R} \times W_t$$

$$= \frac{0,083}{1,5} \times 54771759,15$$

$$= 3033261,447 \text{ kg}$$

$$= 29746,285 \text{ kN}$$

Jadi, gaya gempa arah x sebesar 38670,17 kN dan arah y sebesar 29746,285 kN.

5.2.9 Beban Tumbukan Kapal (TV)

Beban tumbukan kapal merupakan fokus beban transien yang terjadi akibat benturan langsung antara kapal dengan kolom atau fondasi. Beban ini bersifat sementara yang memiliki durasi singkat, namun memiliki intensitas gaya yang dapat menimbulkan kerusakan besar pada struktur. Namun, pada pembangunan struktur jembatan ini sudah dilengkapi dengan fender sebagai struktur peredam energi tumbukan kapal yang tidak diperhitungkan. Jenis kapal yang sering melewati perairan Kotabaru-Batulicin ialah *tug boat* untuk operasi tongkang Batubara. Perhitungan yang dilakukan dapat dilihat seperti di bawah ini.

1. Penentuan tongkang rencana

Tongkang rencana	= 300 ft
Panjang Tongkang	= 91,4 m
Lebar Tongkang	= 24,38 m
Draft	= 4,8 m

2. Karakteristik jalur pelayaran

Lebar total laut	= 3000 m
Lebar jalur pelayaran	= 250 m
Jarak antar pilar	= 246 m

3. Kecepatan impak rencana

2 lajur:

$v=5-8$ m/s lebar min	= 6,7 LOA
	= 612,38 m < 246 (NOT OK)
$v=3-4$ m/s lebar min	= 3,5 LOA
	= 319,9 m < 246 (NOT OK)

hanya 1 lajur:

$v=5-8$ m/s lebar min	= 3,2 LOA
	= 292,48 m < 246 (NOT OK)
$v=3-4$ m/s lebar min	= 1,6 LOA
	= 146,24 m < 246 (OK)

maka, kecepatan maks tongkang 4 m/s.

v arus sungai	= 0,25 m/s
-----------------	------------

$$X_c = \frac{\text{Lebar jalur pelayaran}}{2}$$

$$= \frac{250}{2}$$

$$= 125 \text{ m}$$

$$XL = 3 \text{ LOA}$$

$$= 3 \times 91,4$$

$$= 274,2 \text{ m}$$

$$VT = 4 \text{ m/s}$$

$$V_{\min} = 0,25 \text{ m/s}$$

untuk $X < 125 \text{ m}$, maka:

$$V = VT = 4 \text{ m/s}$$

untuk $X > 274,2 \text{ m}$, maka:

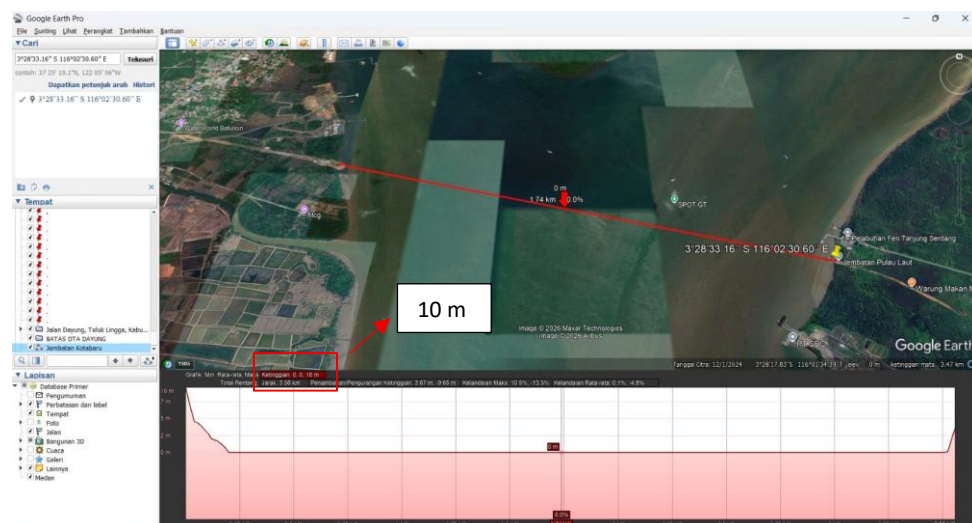
$$V = V_{\min} = 0,25 \text{ m/s}$$

4. Energi impak tongkang

$$\text{Berat Penuh} = 7500 \text{ ton}$$

$$\text{Kedalaman Laut} = 10 \text{ m}$$

Untuk kedalaman laut dapat dilihat pada Gambar 5.24 sebagai berikut.



Gambar 5.24 Kedalaman Laut

Sumber: *Google Earth Pro*

$$M = 7,5 \text{ Mg}$$

$$\text{jarak bersih} = \text{kedalaman laut} - \text{draft}$$

$$\begin{aligned}
 &= 10 - 4,8 \\
 &= 5,2 \text{ m} > 2,4 \text{ (OK)} \\
 \text{CH} &= 1,05 \\
 \text{X} &= \frac{\text{jarak antar pilar}}{2} \\
 &= \frac{246}{2} \\
 &= 123 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Karena X yang didapatkan sebesar 123 m, maka kecepatan (V) yang dipakai adalah 4 m/s.

$$\begin{aligned}
 \text{KE} &= 500 \times \text{CH} \times M \times V^2 \\
 &= 500 \times 1,05 \times 7,5 \times 4^2 \\
 &= 63000 \text{ Joule} \\
 &= 63000 \text{ Nm}
 \end{aligned}$$

Jadi, energi impak kapal yang didapat sebesar 63000 Nm.

5. Kedalaman atas kerusakan tongkang

$$\begin{aligned}
 \text{R}_B &= \frac{\text{lebar tongkang}}{10,67} \\
 &= \frac{24,38}{10,67} \\
 &= 2,2849 \text{ m} \\
 \text{a}_B &= ((1 + 1,3 \times 10^{-7} \times \text{KE})^{\frac{1}{2}} - 1) \left(\frac{3,1}{\text{R}_B} \right) \\
 &= ((1 + 1,3 \times 10^{-7} \times 63000)^{\frac{1}{2}} - 1) \left(\frac{3,1}{2,2849} \right) \\
 &= 0,0055 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Jadi, kerusakan lambung tongkang yang terjadi sebesar 0,0055 m.

6. Gaya impak pada tongkang

$$\begin{aligned}
 \text{P}_B &= 60 \times \text{a}_B \times \text{R}_B \\
 &= 60 \times 0,0055 \times 2,2849 \\
 &= 0,7601168 \text{ MN} \\
 &= 760,1168 \text{ kN} \\
 \text{Gaya searah jalur} &= 760,1168 \text{ kN} \\
 \text{Gaya tegak lurus jalur} &= \frac{\text{Gaya searah jalur}}{2}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{760,1168}{2} \\
 &= 380,0584 \text{ kN} \\
 \text{M searah jalur} &= F \times \text{jarak bersih} \\
 &= 760,1168 \times 2,4 \\
 &= 1824,2804 \text{ kNm} \\
 \text{M tegak lurus jalur} &= F \times \text{jarak bersih} \\
 &= 380,0584 \times 2,4 \\
 &= 912,1402 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Jadi, gaya impak kapal tongkang yang didapatkan dari hasil perhitungan yaitu sebesar 760,1168 kN untuk gaya searah jalur pelayaran, sedangkan untuk gaya tegak lurus jalur pelayaran adalah setengah dari gaya searah yaitu sebesar 380,0584 kN. Untuk momen tiap arah dikalikan dengan jarak bersih yang didapat, sehingga untuk momen searah jalur dihasilkan nilai sebesar 1824,2804 kNm dan tegak lurus jalur dihasilkan nilai sebesar 912,1402 kNm.

5.3 Faktor dan Kombinasi Pembebanan Pada Jembatan

Faktor pengubah respons yang digunakan pada penelitian ini sesuai dengan daktilitas ($\eta_D = 1$), redudansi ($\eta_R = 1$), dan kepentingan operasional ($\eta_I = 1$) jembatan dalam keadaan ekstrem, sehingga memenuhi syarat faktor pengubah respons sebagaimana perhitungan berikut.

$$\begin{aligned}
 \eta_i &= \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0,95 \\
 &= 1 \times 1 \times 1 \geq 0,95 \\
 &= 1 \geq 0,95 \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

Nilai faktor pengubah respons yang diperoleh sebesar 1 telah memenuhi persyaratan karena nilainya lebih besar dari 0,95, sehingga hasil tersebut dinyatakan memenuhi kriteria.

Selanjutnya faktor beban dengan kombinasi pembebanan dihitung berdasarkan Peraturan SNI 1725:2016 dapat dilihat pada Tabel 3.13, dengan rekapitulasi pembebanan dapat dilihat pada Tabel 5.7, kombinasi pembebanan yang dipakai pada Tabel 5.8, hasil batas-batas beban pada Tabel 5.9 sampai dengan Tabel 5.16, dan rekapitulasi hasil kombinasi pembebanan pada Tabel 5.17 sebagai berikut.

Tabel 5.7 Rekapitulasi Pembebanan

Rekapitulasi Pembebanan						
No	Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	MS	537136,01	1276,32			91017,00
2	MA	8306,95				
3	TT	2000				
4	TD	26180				
5	TB		550			990
6	EWs	400	1518	759	12952,5	25905
7	EWI			365	657	
8	EQ		38670,17	29746,29	1160105,12	892388,55
9	TV		760,12	380,06	912,14	1824,28

Tabel 5.8 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan									
No	Beban	Kuat I	Kuat II	Kuat III	Kuat IV	Kuat V	Ekstrem I	Ekstrem II	Layan I
1	MS	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1
2	MA	2	2	2	2	2	2	2	1
3	TT	1,8	1,4				0,5	0,5	1
4	TD	1,8	1,4				0,5	0,5	1
5	TB	1,8	1,4				0,5	0,5	1
6	EWs			1,4		0,4			0,3
7	EWI					1			1
8	EQ						1		
9	TV							1	

Tabel 5.9 Batas Beban Kuat I

Kuat I						
No	Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	MS	698276,82	1659,22			118322,10
2	MA	16613,91				
3	TT	3600				
4	TD	47124				
5	TB		990			1782
6	EWs					
7	EWI					
8	EQ					
9	TV					
Total		765614,73	2649,22			120104,10

Tabel 5.10 Batas Beban Kuat II

Kuat II						
No	Beban	P (kN)	T_x (kN)	T_y (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)
1	MS	698276,82	1659,22			118322,10
2	MA	16613,91				
3	TT	2800				
4	TD	36652				
5	TB		770			1386
6	EWs					
7	EWl					
8	EQ					
9	TV					
Total		754342,73	2429,22			119708,10

Tabel 5.11 Batas Beban Kuat III

Kuat III						
No	Beban	P (kN)	T_x (kN)	T_y (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)
1	MS	698276,82	1659,22			118322,10
2	MA	16613,91				
3	TT					
4	TD					
5	TB					
6	EWs	560	2125,2	1062,6	18133,5	36267
7	EWl					
8	EQ					
9	TV					
Total		715450,73	3784,42	1062,6	18133,5	154589,1018

Tabel 5.12 Batas Beban Kuat IV

Kuat IV						
No	Beban	P (kN)	T_x (kN)	T_y (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)
1	MS	698276,82	1659,22			118322,10
2	MA	16613,91				
3	TT					
4	TD					
5	TB					
6	EWs					
7	EWl					
8	EQ					
9	TV					
Total		714890,73	1659,22			118322,10

Tabel 5.13 Batas Beban Kuat V

Kuat V						
No	Beban	P (kN)	T_x (kN)	T_y (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)
1	MS	698276,82	1659,22			118322,10
2	MA	16613,91				
3	TT					
4	TD					
5	TB					
6	EWs	160	607,2	303,6	5181	10362
7	EWl			365	657	
8	EQ					
9	TV					
Total		715050,73	2266,42	668,6	5838	128684,10

Tabel 5.14 Batas Beban Ekstrem I

Ekstrem I						
No	Beban	P (kN)	T_x (kN)	T_y (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)
1	MS	698276,82	1659,22			118322,10
2	MA	16613,91				
3	TT	1000				
4	TD	13090				
5	TB		275			495
6	EWs					
7	EWl					
8	EQ		38670,17	29746,29	1160105,12	892388,55
9	TV					
Total		728980,73	40604,39	29746,29	1160105,12	1011205,65

Tabel 5.15 Batas Beban Ekstrem II

Ekstrem II						
No	Beban	P (kN)	T_x (kN)	T_y (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)
1	MS	698276,82	1659,22			118322,10
2	MA	16613,91				
3	TT	1000				
4	TD	13090				
5	TB		275			495
6	EWs					
7	EWl					
8	EQ					
9	TV		760,12	380,06	912,14	1824,28
Total		728980,73	2694,34	380,06	912,14	120641,38

Tabel 5.16 Batas Beban Layan I

Layan I						
No	Beban	P (kN)	T_x (kN)	T_y (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)
1	MS	537136,01	1276,32			91017,00
2	MA	8306,95				
3	TT	2000				
4	TD	26180				
5	TB		550			990
6	EWs	120	455,4	227,7	3885,75	7771,5
7	EWl			365	657	
8	EQ					
9	TV					
Total		573742,97	2281,72	592,7	4542,75	99778,50

Tabel 5.17 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan

Rekapitulasi Perhitungan Kombinasi Pembebanan						
No	Keadaan Batas	P (kN)	T_x (kN)	T_y (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)
1	Kuat I	765614,73	2649,22			120104,10
2	Kuat II	754342,73	2429,22			119708,10
3	Kuat III	715450,73	3784,42	1062,60	18133,50	154589,10
4	Kuat IV	714890,73	1659,22			118322,10
5	Kuat V	715050,73	2266,42	668,60	5838,00	128684,10
6	Ekstrem I	728980,73	40604,39	29746,29	1160105,12	1011205,65
7	Ekstrem II	728980,73	2694,34	380,06	912,14	120641,38
8	Layan I	573742,97	2281,72	592,70	4542,75	99778,50

Hasil rekapitulasi ini merupakan perhitungan dari faktor pengaruh respons (η_i) dikali faktor beban (γ_i) dikali lagi dengan gaya beban yang bekerja pada jembatan (Q_i). Kombinasi pembebanan yang digunakan pada tahap analisis dibatasi pada keadaan batas Ekstrem I dan Ekstrem II. Perhitungan untuk keadaan batas lainnya tetap dilakukan, namun hanya sebagai bahan perbandingan sementara terhadap nilai beban yang dihasilkan.

5.4 Data Karakteristik Tanah

Adanya penyelidikan tanah menghasilkan data karakteristik tanah dengan nilai N-SPT tiap lapisan yang dilakukan pada lokasi BH-03, yang mana merupakan tempat *bored pile* yang ditinjau. Adapun klasifikasi tanah pada BH-03 dapat dilihat pada Tabel 5.18 dan sketsa kedalaman *bored pile* pada Gambar 5.25 sebagai berikut.

Tabel 5.18 Klasifikasi Tanah BH-03

BH-03				
Kedalaman (m)	Deskripsi Jenis Tanah	N-SPT	Tebal Lapisan (di) (m)	di/Ni
0				
2	Lempung	37	2	0,054
4	Batu Karang	60	2	0,033
6	Batu Karang	60	2	0,033
8	Batu Karang	60	2	0,033
10	Batu Karang	60	2	0,033
12	Batu Karang	60	2	0,033
14	Batu Karang	60	2	0,033
16	Batu Karang	60	2	0,033
18	Batu Lempung	60	2	0,033
20	Batu Lempung	60	2	0,033
22	Batu Pasir	60	2	0,033
24	Batu Pasir	60	2	0,033
26	Batu Pasir	60	2	0,033
28	Batu Pasir	60	2	0,033
30	Batu Pasir	60	2	0,033
32	Batu Lempung	60	2	0,033
34	Batu Lempung	60	2	0,033
36	Batu Lempung	60	2	0,033
38	Batu Lempung	60	2	0,033
40	Batu Lempung	60	2	0,033
42	Batu Lempung	60	2	0,033
44	Batu Lempung	60	2	0,033
46	Batu Pasir	60	2	0,033
48	Batu Pasir	60	2	0,033
50	Batu Pasir	60	2	0,033
52	Batu Lempung	60	2	0,033
54	Batu Lempung	60	2	0,033
56	Batu Lempung	60	2	0,033
58	Batu Lempung	60	2	0,033
60	Batu Lempung	60	2	0,033
62	Batu Lempung	60	2	0,033
63	Batu Lempung	60	1	0,017
Total			63	1,071
N Kelas Situs				58.84
Kelas Situs (SNI 2833:2016)				SC

Sumber: PT. Pemeta Engineering System KSO.

Kedalaman	Deskripsi Tanah	N-SPT	Sketsa Kedalaman Boredpile		
					
0	Lempung				MAN ± 0,00
1					
2		37			
4	Batu Karang	60			
6		60			
8		60			
10		60			
12		60			
14		60			
16		60			
18	Batu Lempung	60			
20		60			
22	Batu Pasir	60			
24		60			
26		60			
28		60			
30		60			
32	Batu Lempung	60			
34		60			
36		60			
38		60			
40		60			
42		60			
44		60			
46	Batu Pasir	60			
48		60			
50		60			
52	Batu Lempung	60			
54		60			
56		60			
58		60			
60		60			
62		60			
63		60			
64		60			
66		60			
68		60			
70		60			
72		60			
74		60			
76		60			

Gambar 5.25 Sketsa Kedalaman *Bored pile*

Adapun data tanah hasil korelasi yang telah disesuaikan dari Tabel 3.15, Tabel 3.16, Tabel 3.17, Tabel 3.18, Tabel 3.19 dan Tabel 3.20 dapat dilihat pada Tabel 5.19 sebagai berikut. Data hasil korelasi tersebut hanya digunakan sebagai parameter input pada PLAXIS 3D dan tidak digunakan dalam perhitungan manual.

Tabel 5.19 Data Tanah Korelasi

z (m)	γ_{sat} (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	γ_{unsat} (kN/m ³)	C_u (kN/m ²)	C' (kN/m ²)	ϕ (°)	ϕ' (°)	ν (nu)	E (kN/m ²)
0-2	20	15,6	18,5	320	213,33	25	17,27	0,3	50000
2-16	20	15,6	18,5	565,3	376,87	25	17,27	0,3	4700000
16-20	20	15,6	18,5	565,3	376,87	25	17,27	0,3	95000
20-30	23	20,7	21,5	10	6,67	43	49,41	0,3	10350000
30-44	20	15,6	18,5	565,3	376,87	25	17,27	0,3	95000
44-50	23	20,7	21,5	10	6,67	43	49,41	0,3	10350000
50-76	20	15,6	18,5	565,3	376,87	25	17,27	0,3	95000

5.5 Analisis Daya Dukung Aksial Fondasi Tiang Tunggal

5.5.1 Analisis Menggunakan Metode Meyerhof

Daya dukung fondasi tiang tunggal dengan metode Meyerhof dihitung sebagai berikut.

1. Menghitung daya dukung ultimit ujung tiang (Q_p)

$$D = 2,5 \text{ m}$$

$$L = 76 \text{ m}$$

$$N = 60 \text{ (nilai } N \text{ pada ujung tiang)}$$

$$N \text{ koreksi} = N \times C_{ER} \times C_B \times C_S \times C_R \text{ (disajikan pada Tabel 3.22)}$$

$$= 60 \times 0,9 \times 1 \times 1 \times 1$$

$$= 54$$

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

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times 2,5^2$$

$$= 4,9087 \text{ m}^2$$

$$Q_p = 40 \times N \text{ koreksi} \times A_p$$

$$= 40 \times 54 \times 4,9087$$

$$= 10602,875 \text{ ton}$$

$$= 103979,2 \text{ kN}$$

Jadi, nilai Q_p menggunakan metode Meyerhof yaitu sebesar 10602,875 ton atau 103979,2 kN.

2. Menghitung daya dukung ultimit selimut tiang (Q_s)

$$f_s = 0,2 \text{ N}$$

$$= 0,2 \times 37$$

$$\begin{aligned}
 &= 7 \text{ t/m}^2 \\
 f_s &= 0,2 \text{ N} \\
 &= 0,2 \times 60 \\
 &= 12 \text{ t/m}^2 \\
 P &= \pi \times D \\
 &= \pi \times 2,5 \\
 &= 7,854 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Nilai Q_s dalam metode meyerhof dapat dilihat pada Tabel 5.20 berikut.

Tabel 5.20 Nilai Q_s Metode Meyerhof

No	Kedalaman (m)	N-SPT	f_s (t/m ²)	L (m)	Q_s (ton)
1	0				
2	2	37	7	2	116,24
3	4	60	12	2	188,50
4	6	60	12	2	188,50
5	8	60	12	2	188,50
6	10	60	12	2	188,50
7	12	60	12	2	188,50
8	14	60	12	2	188,50
9	16	60	12	2	188,50
10	18	60	12	2	188,50
11	20	60	12	2	188,50
12	22	60	12	2	188,50
13	24	60	12	2	188,50
14	26	60	12	2	188,50
15	28	60	12	2	188,50
16	30	60	12	2	188,50
17	32	60	12	2	188,50
18	34	60	12	2	188,50
19	36	60	12	2	188,50
20	38	60	12	2	188,50
21	40	60	12	2	188,50
22	42	60	12	2	188,50
23	44	60	12	2	188,50
24	46	60	12	2	188,50
25	48	60	12	2	188,50
26	50	60	12	2	188,50
27	52	60	12	2	188,50
28	54	60	12	2	188,50
29	56	60	12	2	188,50
30	58	60	12	2	188,50
31	60	60	12	2	188,50
32	62	60	12	2	188,50
33	63	60	12	1	94,25
34	64-76	60	12	13	1225,22
Total Q_s					7090,57

Jadi, nilai Q_s menggunakan metode Meyerhof yaitu sebesar 7090,57 ton.

3. Menghitung daya dukung ultimit tiang (Q_u)

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p + Q_s \\ &= 10602,875 + 7090,57 \\ &= 17693,45 \text{ ton} \end{aligned}$$

Jadi, nilai Q_u menggunakan metode Meyerhof yaitu sebesar 17693,45 ton.

4. Menghitung daya dukung izin tiang (Q_{all})

$$\begin{aligned} SF &= 2,5 \\ Q_{all} &= \frac{Q_u}{SF} \\ &= \frac{17693,45}{2,5} \\ &= 7077,3799 \text{ ton} \\ &= 69405,74 \text{ kN} \end{aligned}$$

Jadi, nilai Q_{all} menggunakan metode Meyerhof yaitu sebesar 7077,3799 ton atau 69405,74 kN.

5.5.2 Analisis Menggunakan Metode Reese & Wright

Daya dukung fondasi tiang tunggal dengan metode Reese & Wright dihitung sebagai berikut.

1. Menghitung daya dukung ultimit ujung tiang (Q_p)

$$\begin{aligned} D &= 2,5 \text{ m} \\ S_u &= 360 \text{ kN/m}^2 \text{ (disajikan pada Gambar 3.9) atau,} \\ C_u &= \frac{2}{3} \times N\text{-SPT} \times 10 \\ &= \frac{2}{3} \times 54 \times 10 \\ &= 360 \text{ kN/m}^2 \\ q_p &= 9 \times S_u \\ &= 9 \times 360 \\ &= 3240 \text{ kN/m}^2 \\ A_p &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 2,5^2 \\ &= 4,9087 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_p &= q_p \times A_p \\
 &= 3240 \times 4,9087 \\
 &= 15904,3 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Jadi, nilai Q_p menggunakan metode Reese & Wright dihasilkan sebesar 15904,3 kN.

2. Menghitung daya dukung ultimit selimut tiang (Q_s)

$$\begin{aligned}
 f_s &= 0,55 \times \frac{2}{3} \times N\text{-SPT} \times 10 \\
 &= 0,55 \times \frac{2}{3} \times 37 \times 10 \\
 &= 0,55 \times 246,667 \\
 &= 135,67 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_s &= 0,55 \times \frac{2}{3} \times N\text{-SPT} \times 10 \\
 &= 0,55 \times \frac{2}{3} \times 60 \times 10 \\
 &= 0,55 \times 400 \\
 &= 220 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P &= \pi \times D \\
 &= \pi \times 2,5 \\
 &= 7,854 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Nilai Q_s dalam metode Reese & Wright dapat dilihat pada Tabel 5.21 berikut.

Tabel 5.21 Nilai Q_s Metode Reese & Wright

No	Kedalaman (m)	N-SPT	C_u (kN/m ²)	f_s (kN/m ²)	P(m)	L (m)	Q_s (kN)
1	0						
2	2	37	246,667	135,67	7,85	2	2131,05
3	4	60	400	220	7,85	2	3455,75
4	6	60	400	220	7,85	2	3455,75
5	8	60	400	220	7,85	2	3455,75
6	10	60	400	220	7,85	2	3455,75
7	12	60	400	220	7,85	2	3455,75
8	14	60	400	220	7,85	2	3455,75
9	16	60	400	220	7,85	2	3455,75
10	18	60	400	220	7,85	2	3455,75
11	20	60	400	220	7,85	2	3455,75
12	22	60	400	220	7,85	2	3455,75
13	24	60	400	220	7,85	2	3455,75
14	26	60	400	220	7,85	2	3455,75
15	28	60	400	220	7,85	2	3455,75
16	30	60	400	220	7,85	2	3455,75

Lanjutan Tabel 5.21 Nilai Q_s Metode Reese & Wright

No	Kedalaman (m)	N-SPT	C_u (kN/m ²)	f_s (kN/m ²)	P(m)	L (m)	Q_s (kN)
17	32	60	400	220	7,85	2	3455,75
18	34	60	400	220	7,85	2	3455,75
19	36	60	400	220	7,85	2	3455,75
20	38	60	400	220	7,85	2	3455,75
21	40	60	400	220	7,85	2	3455,75
22	42	60	400	220	7,85	2	3455,75
23	44	60	400	220	7,85	2	3455,75
24	46	60	400	220	7,85	2	3455,75
25	48	60	400	220	7,85	2	3455,75
26	50	60	400	220	7,85	2	3455,75
27	52	60	400	220	7,85	2	3455,75
28	54	60	400	220	7,85	2	3455,75
29	56	60	400	220	7,85	2	3455,75
30	58	60	400	220	7,85	2	3455,75
31	60	60	400	220	7,85	2	3455,75
32	62	60	400	220	7,85	2	3455,75
33	63	60	400	220	7,85	1	1727,88
34	64-76	60	400	220	7,85	13	22462,39
Total Q_s							129993,87

Jadi, nilai Q_s menggunakan metode Reese & Wright dihasilkan sebesar 129993,87 kN.

3. Menghitung daya dukung ultimit tiang (Q_u)

$$\begin{aligned}
 Q_u &= Q_p + Q_s \\
 &= 15904,3 + 129993,87 \\
 &= 145898,18 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Jadi, nilai Q_u menggunakan metode Reese & Wright dihasilkan yaitu sebesar 145898,18 kN.

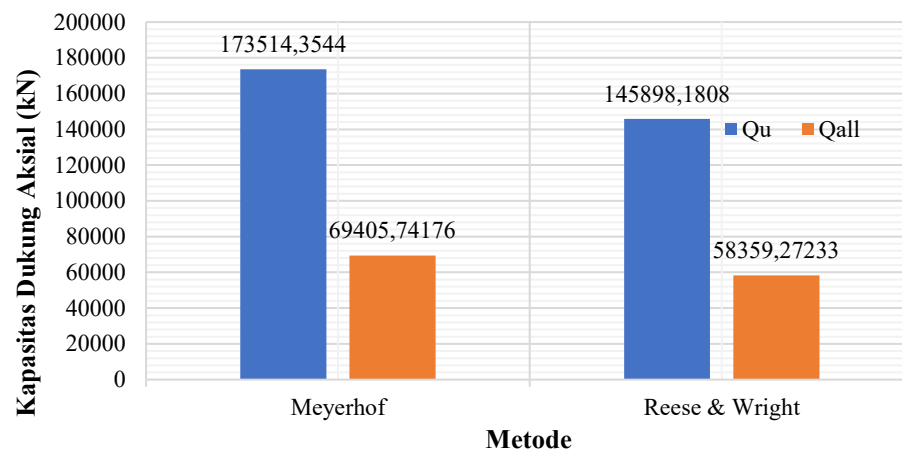
4. Menghitung daya dukung izin tiang (Q_{all})

$$\begin{aligned}
 SF &= 2,5 \\
 Q_{all} &= \frac{Q_u}{SF} \\
 &= \frac{145898,18}{2,5} \\
 &= 58359,3 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Jadi, nilai Q_{all} menggunakan metode Reese & Wright yaitu sebesar 58359,3 kN.

5.5.3 Perbandingan Kapasitas Dukung Tiang Tunggal

Perbandingan hasil perhitungan kapasitas dukung tiang tunggal metode Meyerhof dan Reese & Wright disajikan pada gambar 5.26 berikut.



Gambar 5.26 Grafik Perbandingan Kapasitas Dukung Tiang Tunggal

Berdasarkan grafik tersebut dapat dilihat bahwa daya dukung tiang tunggal menggunakan metode Meyerhof bernilai lebih besar daripada metode Reese & Wright. Dengan demikian, terdapat perbedaan hasil perhitungan kapasitas tiang tunggal antara kedua metode yang dipengaruhi oleh pendekatan dan parameter yang digunakan dalam masing-masing metode.

5.6 Analisis Daya Dukung Aksial Fondasi Kelompok Tiang

5.6.1 Analisis Menggunakan Metode Meyerhof

1. Jumlah tiang

$$P = 728980,73 \text{ kN (Nilai P Ekstrem I dan Ekstrem II sama)}$$

$$Q_{all} = 69405,74 \text{ kN}$$

$$n = \frac{P}{Q_{all}}$$

$$= \frac{728980,73}{69405,74}$$

$$= 10,5$$

$$= 50 \text{ tiang (mengikuti eksisting)}$$

2. Susunan tiang

Pada susunan tiang ini juga mengikuti perencanaan eksisting yang berjumlah 50 tiang. Susunan tiang dapat dilihat pada Gambar 5.9 Denah *Pile Cap*.

3. Kontrol terhadap gaya

a. Efisiensi kelompok tiang

$$m = 5$$

$$n = 10$$

$$s = 6,25 \text{ m}$$

$$D = 2,5 \text{ m}$$

Perhitungan menggunakan metode Converse-Labarre sebagai berikut.

$$\begin{aligned}\theta &= \arctan\left(\frac{D}{s}\right) \\ &= \arctan\left(\frac{2,5}{6,25}\right) \\ &= 21,8014^\circ\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}E_g &= 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90.m.n} \\ &= 1 - 21,8014^\circ \frac{(10-1)5 + (5-1)10}{90.5.10} \\ &= 0,588\end{aligned}$$

Jadi, nilai efisiensi tiang kelompok yang didapatkan sebesar 0,588.

b. Kapasitas dukung kelompok tiang

$$Q_{all} = 7077,3799 \text{ ton}$$

$$n = 50 \text{ tiang}$$

$$\begin{aligned}Q_g &= n \times Q_{all} \times E_g \\ &= 50 \times 7077,379 \times 0,588 \\ &= 208144,186 \text{ ton}\end{aligned}$$

Jadi, nilai daya dukung kelompok tiang yang didapatkan yaitu sebesar 208144,186 ton atau 2041207,591 kN.

c. Kapasitas dukung blok kelompok tiang

$$L_g = 60,7 \text{ m}$$

$$B_g = 30 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}q_p &= \frac{Q_p}{A_p} \\ &= \frac{10602,875}{4,9087} \\ &= 2160 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

$$L = 76 \text{ m}$$

$$P = 7,8539 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 f_s &= \frac{Q_s}{P \times L} \\
 &= \frac{7090,57}{7,8539 \times 76} \\
 &= 11,879 \text{ t/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{ug} &= L_g \times B_g \times q_p + \sum [2 \times (L_g \times B_g) \times \Delta L \times f_s] \\
 &= 60,7 \times 30 \times 2160 + \sum (2 \times (60,7 \times 30) \times 76 \times 11,879) \\
 &= 7221357,6 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Jadi, nilai daya dukung geser blok kelompok tiang yang didapatkan yaitu sebesar 7221357,6 ton atau 70817687,576 kN.

Cek keamanan:

$$\begin{aligned}
 Q_{ug} &\geq Q_g \\
 7221357,6 \text{ ton} &\geq 208144,186 \text{ ton (AMAN)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_g &\geq P \\
 208144,186 \text{ ton} &\geq 74334,97 \text{ ton (AMAN)}
 \end{aligned}$$

Karena daya dukung geser blok kelompok tiang lebih besar daripada daya dukung kelompok tiang, dan daya dukung kelompok tiang melebihi beban pada kondisi Ekstrem I maupun Ekstrem II, maka fondasi dinyatakan aman.

d. Analisis distribusi beban

Perhitungan mengenai kontrol pembebanan pada tiang pada kondisi Ekstrem I dan Ekstrem II sebagai berikut.

Ekstrem I:

$$\begin{aligned}
 P_{maks} &= \frac{\sum P}{n} + \frac{M_x y_{maks}}{n_y \sum y^2} + \frac{M_y x_{maks}}{n_x \sum x^2} \\
 &= \frac{728980,73}{50} + \frac{1160105,12 \times 12,5}{3906,25} + \frac{1011205,65 \times 27,85}{15687,38} \\
 &= 20087,16 \text{ kN (tiang No. 10)} \\
 P_{min} &= \frac{\sum P}{n} + \frac{M_x y_{min}}{n_y \sum y^2} + \frac{M_y x_{min}}{n_x \sum x^2} \\
 &= \frac{728980,73}{50} + \frac{1160105,12(-12,5)}{3906,25} + \frac{1011205,65(-27,85)}{15687,38} \\
 &= 9072,07 \text{ kN (tiang No. 41)}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan di atas, pada kondisi pembebanan Ekstrem I diperoleh distribusi beban yang berbeda pada setiap tiang. Nilai beban

maksimum terjadi pada tiang 10 sebesar 21867,8 kN, sedangkan nilai beban minimum terjadi pada tiang 41 sebesar 7291,45 kN.

Ekstrem II:

$$\begin{aligned}
 P_{\text{maks}} &= \frac{\sum P}{n} + \frac{M_x y_{\text{maks}}}{n_y \sum y^2} + \frac{M_y x_{\text{maks}}}{n_x \sum x^2} \\
 &= \frac{728980,73}{50} + \frac{912,14 \times 12,5}{3906,25} + \frac{120641,38 \times 27,85}{15687,38} \\
 &= 14796,71 \text{ kN (tiang No. 10)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{\text{min}} &= \frac{\sum P}{n} + \frac{M_x y_{\text{min}}}{n_y \sum y^2} + \frac{M_y x_{\text{min}}}{n_x \sum x^2} \\
 &= \frac{728980,73}{50} + \frac{912,14(-12,5)}{3906,25} + \frac{120641,38(-27,85)}{15687,38} \\
 &= 14362,52 \text{ kN (tiang No. 41)}
 \end{aligned}$$

Sedangkan, hasil perhitungan di atas, pada kondisi pembebanan Ekstrem II diperoleh distribusi beban yang berbeda pada setiap tiang. Nilai beban maksimum terjadi pada tiang 10 sebesar 14796,71 kN, sedangkan nilai beban minimum terjadi pada tiang 41 sebesar 14362,52 kN. Adapun rekapitulasi dari perhitungan kontrol gaya berdasarkan metode Meyerhof dapat dilihat pada Tabel 5.22 dan 5.23 di bawah ini.

Tabel 5.22 Rekapitulasi Kontrol Gaya yang Terjadi Berdasarkan Kondisi Batas Ekstrem I Metode Meyerhof

Kontrol Gaya yang Terjadi Berdasarkan Meyerhof									
Pile	x_i (m)	y_i (m)	x^2	y^2	$\frac{\sum P}{n}$	$\frac{M_x \cdot y}{\sum y^2}$	$\frac{M_y \cdot x}{\sum x^2}$	P (kN)	Cek (P < Q_u)
1	-27,85	12,5	775,6	156,3	14579,6	3712,3	-1795,2	16496,7	AMAN
2	-21,6	12,5	466,6	156,3	14579,6	3712,3	-1392,3	16899,6	AMAN
3	-15,35	12,5	235,6	156,3	14579,6	3712,3	-989,5	17302,5	AMAN
4	-9,1	12,5	82,8	156,3	14579,6	3712,3	-586,6	17705,4	AMAN
5	-2,85	12,5	8,1	156,3	14579,6	3712,3	-183,7	18108,2	AMAN
6	2,85	12,5	8,1	156,3	14579,6	3712,3	183,7	18475,7	AMAN
7	9,1	12,5	82,8	156,3	14579,6	3712,3	586,6	18878,5	AMAN
8	15,35	12,5	235,6	156,3	14579,6	3712,3	989,5	19281,4	AMAN
9	21,6	12,5	466,6	156,3	14579,6	3712,3	1392,3	19684,3	AMAN
10	27,85	12,5	775,6	156,3	14579,6	3712,3	1795,2	20087,2	AMAN
11	-27,85	6,25	775,6	39,1	14579,6	1856,2	-1795,2	14640,6	AMAN
12	-21,6	6,25	466,6	39,1	14579,6	1856,2	-1392,3	15043,5	AMAN
13	-15,35	6,25	235,6	39,1	14579,6	1856,2	-989,5	15446,3	AMAN
14	-9,1	6,25	82,8	39,1	14579,6	1856,2	-586,6	15849,2	AMAN
15	-2,85	6,25	8,1	39,1	14579,6	1856,2	-183,7	16252,1	AMAN
16	2,85	6,25	8,1	39,1	14579,6	1856,2	183,7	16619,5	AMAN
17	9,1	6,25	82,8	39,1	14579,6	1856,2	586,6	17022,4	AMAN
18	15,35	6,25	235,6	39,1	14579,6	1856,2	989,5	17425,2	AMAN

Lanjutan Tabel 5.22 Rekapitulasi Kontrol Gaya yang Terjadi
Berdasarkan Kondisi Batas Ekstrem I Metode Meyerhof

Kontrol Gaya yang Terjadi Berdasarkan Meyerhof									
Pile	x_i (m)	y_i (m)	x²	y²	$\frac{\sum P}{n}$	$\frac{M_x \cdot y}{\sum y^2}$	$\frac{M_y \cdot x}{\sum x^2}$	P (kN)	Cek (P < Q_u)
19	21,6	6,25	466,6	39,1	14579,6	1856,2	1392,3	17828,1	AMAN
20	27,85	6,25	775,6	39,1	14579,6	1856,2	1795,2	18231,0	AMAN
21	-27,85	0	775,6	0	14579,6	0,0	-1795,2	12784,4	AMAN
22	-21,6	0	466,6	0	14579,6	0,0	-1392,3	13187,3	AMAN
23	-15,35	0	235,6	0	14579,6	0,0	-989,5	13590,2	AMAN
24	-9,1	0	82,8	0	14579,6	0,0	-586,6	13993,0	AMAN
25	-2,85	0	8,1	0	14579,6	0,0	-183,7	14395,9	AMAN
26	2,85	0	8,1	0	14579,6	0,0	183,7	14763,3	AMAN
27	9,1	0	82,8	0	14579,6	0,0	586,6	15166,2	AMAN
28	15,35	0	235,6	0	14579,6	0,0	989,5	15569,1	AMAN
29	21,6	0	466,6	0	14579,6	0,0	1392,3	15971,9	AMAN
30	27,85	0	775,6	0	14579,6	0,0	1795,2	16374,8	AMAN
31	-27,85	-6,25	775,6	39,1	14579,6	-1856,2	-1795,2	10928,2	AMAN
32	-21,6	-6,25	466,6	39,1	14579,6	-1856,2	-1392,3	11331,1	AMAN
33	-15,35	-6,25	235,6	39,1	14579,6	-1856,2	-989,5	11734,0	AMAN
34	-9,1	-6,25	82,8	39,1	14579,6	-1856,2	-586,6	12136,9	AMAN
35	-2,85	-6,25	8,1	39,1	14579,6	-1856,2	-183,7	12539,7	AMAN
36	2,85	-6,25	8,1	39,1	14579,6	-1856,2	183,7	12907,2	AMAN
37	9,1	-6,25	82,8	39,1	14579,6	-1856,2	586,6	13310,0	AMAN
38	15,35	-6,25	235,6	39,1	14579,6	-1856,2	989,5	13712,9	AMAN
39	21,6	-6,25	466,6	39,1	14579,6	-1856,2	1392,3	14115,8	AMAN
40	27,85	-6,25	775,6	39,1	14579,6	-1856,2	1795,2	14518,7	AMAN
41	-27,85	-12,5	775,6	156,3	14579,6	-3712,3	-1795,2	9072,1	AMAN
42	-21,6	-12,5	466,6	156,3	14579,6	-3712,3	-1392,3	9474,9	AMAN
43	-15,35	-12,5	235,6	156,3	14579,6	-3712,3	-989,5	9877,8	AMAN
44	-9,1	-12,5	82,8	156,3	14579,6	-3712,3	-586,6	10280,7	AMAN
45	-2,85	-12,5	8,1	156,3	14579,6	-3712,3	-183,7	10683,6	AMAN
46	2,85	-12,5	8,1	156,3	14579,6	-3712,3	183,7	11051,0	AMAN
47	9,1	-12,5	82,8	156,3	14579,6	-3712,3	586,6	11453,9	AMAN
48	15,35	-12,5	235,6	156,3	14579,6	-3712,3	989,5	11856,7	AMAN
49	21,6	-12,5	466,6	156,3	14579,6	-3712,3	1392,3	12259,6	AMAN
50	27,85	-12,5	775,6	156,3	14579,6	-3712,3	1795,2	12662,5	AMAN

Tabel 5.23 Rekapitulasi Kontrol Gaya yang Terjadi Berdasarkan
Kondisi Batas Ekstrem II Metode Meyerhof

Kontrol Gaya yang Terjadi Berdasarkan Meyerhof									
Pile	x_i (m)	y_i (m)	x²	y²	$\frac{\sum P}{n}$	$\frac{M_x \cdot y}{\sum y^2}$	$\frac{M_y \cdot x}{\sum x^2}$	P (kN)	Cek (P < Q_u)
1	-27,85	12,5	775,6	156,3	14579,6	2,9	-214,2	14368,4	AMAN
2	-21,6	12,5	466,6	156,3	14579,6	2,9	-166,1	14416,4	AMAN
3	-15,35	12,5	235,6	156,3	14579,6	2,9	-118,0	14464,5	AMAN
4	-9,1	12,5	82,8	156,3	14579,6	2,9	-70,0	14512,6	AMAN
5	-2,85	12,5	8,1	156,3	14579,6	2,9	-21,9	14560,6	AMAN
6	2,85	12,5	8,1	156,3	14579,6	2,9	21,9	14604,5	AMAN
7	9,1	12,5	82,8	156,3	14579,6	2,9	70,0	14652,5	AMAN
8	15,35	12,5	235,6	156,3	14579,6	2,9	118,0	14700,6	AMAN
9	21,6	12,5	466,6	156,3	14579,6	2,9	166,1	14748,6	AMAN
10	27,85	12,5	775,6	156,3	14579,6	2,9	214,2	14796,7	AMAN
11	-27,85	6,25	775,6	39,1	14579,6	1,5	-214,2	14366,9	AMAN
12	-21,6	6,25	466,6	39,1	14579,6	1,5	-166,1	14415,0	AMAN

Lanjutan Tabel 5.23 Rekapitulasi Kontrol Gaya yang Terjadi
Berdasarkan Kondisi Batas Ekstrem II Metode Meyerhof

Kontrol Gaya yang Terjadi Berdasarkan Meyerhof									
Pile	x_i (m)	y_i (m)	x²	y²	$\frac{\sum P}{n}$	$\frac{M_x \cdot y}{\sum y^2}$	$\frac{M_y \cdot x}{\sum x^2}$	P (kN)	Cek (P < Q_u)
13	-15,35	6,25	235,6	39,1	14579,6	1,5	-118,0	14463,0	AMAN
14	-9,1	6,25	82,8	39,1	14579,6	1,5	-70,0	14511,1	AMAN
15	-2,85	6,25	8,1	39,1	14579,6	1,5	-21,9	14559,2	AMAN
16	2,85	6,25	8,1	39,1	14579,6	1,5	21,9	14603,0	AMAN
17	9,1	6,25	82,8	39,1	14579,6	1,5	70,0	14651,1	AMAN
18	15,35	6,25	235,6	39,1	14579,6	1,5	118,0	14699,1	AMAN
19	21,6	6,25	466,6	39,1	14579,6	1,5	166,1	14747,2	AMAN
20	27,85	6,25	775,6	39,1	14579,6	1,5	214,2	14795,3	AMAN
21	-27,85	0	775,6	0	14579,6	0,0	-214,2	14365,4	AMAN
22	-21,6	0	466,6	0	14579,6	0,0	-166,1	14413,5	AMAN
23	-15,35	0	235,6	0	14579,6	0,0	-118,0	14461,6	AMAN
24	-9,1	0	82,8	0	14579,6	0,0	-70,0	14509,6	AMAN
25	-2,85	0	8,1	0	14579,6	0,0	-21,9	14557,7	AMAN
26	2,85	0	8,1	0	14579,6	0,0	21,9	14601,5	AMAN
27	9,1	0	82,8	0	14579,6	0,0	70,0	14649,6	AMAN
28	15,35	0	235,6	0	14579,6	0,0	118,0	14697,7	AMAN
29	21,6	0	466,6	0	14579,6	0,0	166,1	14745,7	AMAN
30	27,85	0	775,6	0	14579,6	0,0	214,2	14793,8	AMAN
31	-27,85	-6,25	775,6	39,1	14579,6	-1,5	-214,2	14364,0	AMAN
32	-21,6	-6,25	466,6	39,1	14579,6	-1,5	-166,1	14412,0	AMAN
33	-15,35	-6,25	235,6	39,1	14579,6	-1,5	-118,0	14460,1	AMAN
34	-9,1	-6,25	82,8	39,1	14579,6	-1,5	-70,0	14508,2	AMAN
35	-2,85	-6,25	8,1	39,1	14579,6	-1,5	-21,9	14556,2	AMAN
36	2,85	-6,25	8,1	39,1	14579,6	-1,5	21,9	14600,1	AMAN
37	9,1	-6,25	82,8	39,1	14579,6	-1,5	70,0	14648,1	AMAN
38	15,35	-6,25	235,6	39,1	14579,6	-1,5	118,0	14696,2	AMAN
39	21,6	-6,25	466,6	39,1	14579,6	-1,5	166,1	14744,3	AMAN
40	27,85	-6,25	775,6	39,1	14579,6	-1,5	214,2	14792,3	AMAN
41	-27,85	-12,5	775,6	156,3	14579,6	-2,9	-214,2	14362,5	AMAN
42	-21,6	-12,5	466,6	156,3	14579,6	-2,9	-166,1	14410,6	AMAN
43	-15,35	-12,5	235,6	156,3	14579,6	-2,9	-118,0	14458,6	AMAN
44	-9,1	-12,5	82,8	156,3	14579,6	-2,9	-70,0	14506,7	AMAN
45	-2,85	-12,5	8,1	156,3	14579,6	-2,9	-21,9	14554,8	AMAN
46	2,85	-12,5	8,1	156,3	14579,6	-2,9	21,9	14598,6	AMAN
47	9,1	-12,5	82,8	156,3	14579,6	-2,9	70,0	14646,7	AMAN
48	15,35	-12,5	235,6	156,3	14579,6	-2,9	118,0	14694,7	AMAN
49	21,6	-12,5	466,6	156,3	14579,6	-2,9	166,1	14742,8	AMAN
50	27,85	-12,5	775,6	156,3	14579,6	-2,9	214,2	14790,9	AMAN

e. Analisis kekuatan tiang

Pada kondisi batas Ekstrem I:

$$D = 2,5 \text{ m}$$

$$P (\text{MAX}) = 20087,16 \text{ kN}$$

$$A = 4,9087 \text{ m}^2$$

$$\sigma = \frac{P}{A}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{20087,16}{4,9087} \\
 &= 4092,12 \text{ kN/m}^2 \\
 1 \text{ Mpa} &= 10,2 \text{ kg/cm}^2 \\
 f'_c &= 35 \text{ MPa} \\
 \text{angka konversi} &= 0,83 \\
 K &= \frac{f'_c \times 1 \text{ MPa}}{\text{angka konversi}} \\
 &= \frac{35 \times 10,2}{0,83} \\
 &= 430,1205 \text{ kg/ cm}^2 \\
 \sigma \text{ izin} &= K \times 1000 \times 0,083 \\
 &= 430,1205 \times 1000 \times 0,083 \\
 &= 35700 \text{ kN/m}^2 \\
 \sigma &\leq \sigma \text{ izin} \\
 4092,12 \text{ kN/m}^2 &\leq 35700 \text{ kN/m}^2 \text{ (AMAN)}
 \end{aligned}$$

Karena nilai tegangan yang diperoleh lebih kecil daripada tegangan izin, maka kondisi tersebut dinyatakan aman.

Pada kondisi batas Ekstrem II:

$$\begin{aligned}
 D &= 2,5 \text{ m} \\
 P \text{ (MAX)} &= 14796,71 \text{ kN} \\
 A &= 4,9087 \text{ m}^2 \\
 \sigma &= \frac{P}{A} \\
 &= \frac{14796,71}{4,9087} \\
 &= 3014,36 \text{ kN/m}^2 \\
 1 \text{ Mpa} &= 10,2 \text{ kg/cm}^2 \\
 f'_c &= 35 \text{ MPa} \\
 \text{angka konversi} &= 0,83 \\
 K &= \frac{f'_c \times 1 \text{ MPa}}{\text{angka konversi}} \\
 &= \frac{35 \times 10,2}{0,83} \\
 &= 430,1205 \text{ kg/ cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma \text{ izin} &= K \times 1000 \times 0,083 \\
 &= 430,1205 \times 1000 \times 0,083 \\
 &= 35700 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma &\leq \sigma \text{ izin} \\
 3014,36 \text{ kN/m}^2 &\leq 35700 \text{ kN/m}^2 \text{ (AMAN)}
 \end{aligned}$$

Karena nilai tegangan yang diperoleh lebih kecil daripada tegangan izin, maka kondisi tersebut dinyatakan aman.

5.6.2 Analisis Menggunakan Metode Reese & Wright

1. Jumlah tiang

$$P = 728980,73 \text{ kN (Nilai P Ekstrem I dan Ekstrem II sama)}$$

$$Q_{\text{all}} = 58359,3 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{P}{Q_{\text{all}}} \\
 &= \frac{728980,73}{58359,3} \\
 &= 12,5 \\
 &= 50 \text{ tiang (mengikuti eksisting)}
 \end{aligned}$$

2. Susunan tiang

Pada susunan tiang ini juga mengikuti perencanaan eksisting yang berjumlah 50 tiang. Susunan tiang dapat dilihat pada Gambar 5.9 Denah *Pile Cap*.

3. Kontrol terhadap gaya

a. Efisiensi kelompok tiang

$$m = 5$$

$$n = 10$$

$$s = 6,25 \text{ m}$$

$$D = 2,5 \text{ m}$$

Perhitungan menggunakan metode Converse-Labarre sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 \theta &= \arctan \left(\frac{D}{s} \right) \\
 &= \arctan \left(\frac{2,5}{6,25} \right) \\
 &= 21,8014^\circ
 \end{aligned}$$

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90.m.n}$$

$$= 1 - 21,8014 \circ \frac{(10-1)5+(5-1)10}{90.5.10}$$

$$= 0,588$$

Jadi, nilai efisiensi tiang kelompok yang didapatkan sebesar 0,588.

b. Kapasitas dukung kelompok tiang

$$Q_{all} = 5950,96 \text{ ton}$$

$$n = 50 \text{ tiang}$$

$$Q_g = n \times Q_{all} \times E_g$$

$$= 50 \times 5950,96 \times 0,588$$

$$= 175016,403 \text{ ton}$$

Jadi, nilai daya dukung kelompok tiang yang didapatkan yaitu sebesar 175016,403 ton atau 1716333,356 kN.

c. Kapasitas dukung blok kelompok tiang

$$L_g = 60,7 \text{ m}$$

$$B_g = 30 \text{ m}$$

$$q_p = \frac{Q_p}{A_p}$$

$$= \frac{1621,78}{4,9087}$$

$$= 330,386 \text{ t/m}^2$$

$$L = 76 \text{ m}$$

$$P = 7,8539 \text{ m}$$

$$f_s = \frac{Q_s}{P \times L}$$

$$= \frac{13255,618}{7,8539 \times 76}$$

$$= 22,207 \text{ t/m}^2$$

$$Q_{ug} = L_g \times B_g \times q_p + \Sigma [2 \times (L_g \times B_g) \times \Delta L \times f_s]$$

$$= 60,7 \times 30 \times 330,386 + \Sigma (2 \times (60,7 \times 30) \times 76 \times 22,207)$$

$$= 6748447,08 \text{ ton}$$

Jadi, nilai daya dukung geser blok kelompok tiang yang didapatkan yaitu sebesar 6748447,08 ton atau 66179996 kN.

Cek keamanan:

$$Q_{ug} \geq Q_g$$

$$6748447,08 \text{ ton} \geq 175016,403 \text{ ton (AMAN)}$$

$$Q_g \geq P$$

$$175016,403 \text{ ton} \geq 74334,97 \text{ ton (AMAN)}$$

Karena daya dukung geser blok kelompok tiang lebih besar daripada daya dukung kelompok tiang, dan daya dukung kelompok tiang melebihi beban pada kondisi Ekstrem I maupun Ekstrem II, maka fondasi dinyatakan aman.

d. Analisis distribusi beban

Perhitungan mengenai kontrol pembebanan pada tiang pada kondisi Ekstrem I dan Ekstrem II sebagai berikut.

Ekstrem I:

$$\begin{aligned} P_{\text{maks}} &= \frac{\sum P}{n} + \frac{M_x y_{\text{maks}}}{n_y \sum y^2} + \frac{M_y x_{\text{maks}}}{n_x \sum x^2} \\ &= \frac{728980,73}{50} + \frac{1160105,12 \times 12,5}{3906,25} + \frac{1011205,65 \times 27,85}{15687,38} \\ &= 20087,16 \text{ kN (tiang No. 10)} \\ P_{\text{min}} &= \frac{\sum P}{n} + \frac{M_x y_{\text{min}}}{n_y \sum y^2} + \frac{M_y x_{\text{min}}}{n_x \sum x^2} \\ &= \frac{728980,73}{50} + \frac{1160105,12(-12,5)}{3906,25} + \frac{1011205,65(-27,85)}{15687,38} \\ &= 9072,07 \text{ kN (tiang No. 41)} \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan di atas, pada kondisi pembebanan Ekstrem I diperoleh distribusi beban yang berbeda pada setiap tiang. Nilai beban maksimum terjadi pada tiang 10 sebesar 21867,8 kN, sedangkan nilai beban minimum terjadi pada tiang 41 sebesar 7291,45 kN.

Ekstrem II:

$$\begin{aligned} P_{\text{maks}} &= \frac{\sum P}{n} + \frac{M_x y_{\text{maks}}}{n_y \sum y^2} + \frac{M_y x_{\text{maks}}}{n_x \sum x^2} \\ &= \frac{728980,73}{50} + \frac{912,14 \times 12,5}{3906,25} + \frac{120641,38 \times 27,85}{15687,38} \\ &= 14796,71 \text{ kN (tiang No. 10)} \\ P_{\text{min}} &= \frac{\sum P}{n} + \frac{M_x y_{\text{min}}}{n_y \sum y^2} + \frac{M_y x_{\text{min}}}{n_x \sum x^2} \\ &= \frac{728980,73}{50} + \frac{912,14(-12,5)}{3906,25} + \frac{120641,38(-27,85)}{15687,38} \\ &= 14362,52 \text{ kN (tiang No. 41)} \end{aligned}$$

Sedangkan, hasil perhitungan di atas, pada kondisi pembebanan Ekstrem II diperoleh distribusi beban yang berbeda pada setiap tiang. Nilai beban maksimum terjadi pada tiang 10 sebesar 14796,71 kN, sedangkan nilai beban minimum terjadi pada tiang 41 sebesar 14362,52 kN. Adapun rekapitulasi dari perhitungan kontrol gaya berdasarkan metode Reese & Wright dapat dilihat pada Tabel 5.24 dan 5.25 di bawah ini.

Tabel 5.24 Rekapitulasi Kontrol Gaya yang Terjadi Berdasarkan Kondisi Batas Ekstrem I Metode Reese & Wright

Kontrol Gaya yang Terjadi Berdasarkan Reese & Wright									
Pile	x_i (m)	y_i (m)	x^2	y^2	$\frac{\sum P}{n}$	$\frac{M_x \cdot y}{\sum y^2}$	$\frac{M_y \cdot x}{\sum x^2}$	P (kN)	Cek ($P < Q_u$)
1	-27,85	12,5	775,6	156,3	14579,6	3712,3	-1795,2	16496,7	AMAN
2	-21,6	12,5	466,6	156,3	14579,6	3712,3	-1392,3	16899,6	AMAN
3	-15,35	12,5	235,6	156,3	14579,6	3712,3	-989,5	17302,5	AMAN
4	-9,1	12,5	82,8	156,3	14579,6	3712,3	-586,6	17705,4	AMAN
5	-2,85	12,5	8,1	156,3	14579,6	3712,3	-183,7	18108,2	AMAN
6	2,85	12,5	8,1	156,3	14579,6	3712,3	183,7	18475,7	AMAN
7	9,1	12,5	82,8	156,3	14579,6	3712,3	586,6	18878,5	AMAN
8	15,35	12,5	235,6	156,3	14579,6	3712,3	989,5	19281,4	AMAN
9	21,6	12,5	466,6	156,3	14579,6	3712,3	1392,3	19684,3	AMAN
10	27,85	12,5	775,6	156,3	14579,6	3712,3	1795,2	20087,2	AMAN
11	-27,85	6,25	775,6	39,1	14579,6	1856,2	-1795,2	14640,6	AMAN
12	-21,6	6,25	466,6	39,1	14579,6	1856,2	-1392,3	15043,5	AMAN
13	-15,35	6,25	235,6	39,1	14579,6	1856,2	-989,5	15446,3	AMAN
14	-9,1	6,25	82,8	39,1	14579,6	1856,2	-586,6	15849,2	AMAN
15	-2,85	6,25	8,1	39,1	14579,6	1856,2	-183,7	16252,1	AMAN
16	2,85	6,25	8,1	39,1	14579,6	1856,2	183,7	16619,5	AMAN
17	9,1	6,25	82,8	39,1	14579,6	1856,2	586,6	17022,4	AMAN
18	15,35	6,25	235,6	39,1	14579,6	1856,2	989,5	17425,2	AMAN
19	21,6	6,25	466,6	39,1	14579,6	1856,2	1392,3	17828,1	AMAN
20	27,85	6,25	775,6	39,1	14579,6	1856,2	1795,2	18231,0	AMAN
21	-27,85	0	775,6	0	14579,6	0,0	-1795,2	12784,4	AMAN
22	-21,6	0	466,6	0	14579,6	0,0	-1392,3	13187,3	AMAN
23	-15,35	0	235,6	0	14579,6	0,0	-989,5	13590,2	AMAN
24	-9,1	0	82,8	0	14579,6	0,0	-586,6	13993,0	AMAN
25	-2,85	0	8,1	0	14579,6	0,0	-183,7	14395,9	AMAN
26	2,85	0	8,1	0	14579,6	0,0	183,7	14763,3	AMAN
27	9,1	0	82,8	0	14579,6	0,0	586,6	15166,2	AMAN
28	15,35	0	235,6	0	14579,6	0,0	989,5	15569,1	AMAN
29	21,6	0	466,6	0	14579,6	0,0	1392,3	15971,9	AMAN
30	27,85	0	775,6	0	14579,6	0,0	1795,2	16374,8	AMAN
31	-27,85	-6,25	775,6	39,1	14579,6	-1856,2	-1795,2	10928,2	AMAN
32	-21,6	-6,25	466,6	39,1	14579,6	-1856,2	-1392,3	11331,1	AMAN
33	-15,35	-6,25	235,6	39,1	14579,6	-1856,2	-989,5	11734,0	AMAN
34	-9,1	-6,25	82,8	39,1	14579,6	-1856,2	-586,6	12136,9	AMAN
35	-2,85	-6,25	8,1	39,1	14579,6	-1856,2	-183,7	12539,7	AMAN
36	2,85	-6,25	8,1	39,1	14579,6	-1856,2	183,7	12907,2	AMAN
37	9,1	-6,25	82,8	39,1	14579,6	-1856,2	586,6	13310,0	AMAN
38	15,35	-6,25	235,6	39,1	14579,6	-1856,2	989,5	13712,9	AMAN
39	21,6	-6,25	466,6	39,1	14579,6	-1856,2	1392,3	14115,8	AMAN

**Lanjutan Tabel 5.24 Rekapitulasi Kontrol Gaya yang Terjadi
Berdasarkan Kondisi Batas Ekstrem I Metode Reese & Wright**

Kontrol Gaya yang Terjadi Berdasarkan Reese & Wright									
Pile	x_i (m)	y_i (m)	x^2	y^2	$\frac{\sum P}{n}$	$\frac{M_x \cdot y}{\sum y^2}$	$\frac{M_y \cdot x}{\sum x^2}$	P (kN)	Cek ($P < Q_u$)
40	27,85	-6,25	775,6	39,1	14579,6	-1856,2	1795,2	14518,7	AMAN
41	-27,85	-12,5	775,6	156,3	14579,6	-3712,3	-1795,2	9072,1	AMAN
42	-21,6	-12,5	466,6	156,3	14579,6	-3712,3	-1392,3	9474,9	AMAN
43	-15,35	-12,5	235,6	156,3	14579,6	-3712,3	-989,5	9877,8	AMAN
44	-9,1	-12,5	82,8	156,3	14579,6	-3712,3	-586,6	10280,7	AMAN
45	-2,85	-12,5	8,1	156,3	14579,6	-3712,3	-183,7	10683,6	AMAN
46	2,85	-12,5	8,1	156,3	14579,6	-3712,3	183,7	11051,0	AMAN
47	9,1	-12,5	82,8	156,3	14579,6	-3712,3	586,6	11453,9	AMAN
48	15,35	-12,5	235,6	156,3	14579,6	-3712,3	989,5	11856,7	AMAN
49	21,6	-12,5	466,6	156,3	14579,6	-3712,3	1392,3	12259,6	AMAN
50	27,85	-12,5	775,6	156,3	14579,6	-3712,3	1795,2	12662,5	AMAN

**Tabel 5.25 Rekapitulasi Kontrol Gaya yang Terjadi Berdasarkan
Kondisi Batas Ekstrem II Metode Reese & Wright**

Kontrol Gaya yang Terjadi Berdasarkan Reese & Wright									
Pile	x_i (m)	y_i (m)	x^2	y^2	$\frac{\sum P}{n}$	$\frac{M_x \cdot y}{\sum y^2}$	$\frac{M_y \cdot x}{\sum x^2}$	P (kN)	Cek ($P < Q_u$)
1	-27,85	12,5	775,6	156,3	14579,6	2,9	-214,2	14368,4	AMAN
2	-21,6	12,5	466,6	156,3	14579,6	2,9	-166,1	14416,4	AMAN
3	-15,35	12,5	235,6	156,3	14579,6	2,9	-118,0	14464,5	AMAN
4	-9,1	12,5	82,8	156,3	14579,6	2,9	-70,0	14512,6	AMAN
5	-2,85	12,5	8,1	156,3	14579,6	2,9	-21,9	14560,6	AMAN
6	2,85	12,5	8,1	156,3	14579,6	2,9	21,9	14604,5	AMAN
7	9,1	12,5	82,8	156,3	14579,6	2,9	70,0	14652,5	AMAN
8	15,35	12,5	235,6	156,3	14579,6	2,9	118,0	14700,6	AMAN
9	21,6	12,5	466,6	156,3	14579,6	2,9	166,1	14748,6	AMAN
10	27,85	12,5	775,6	156,3	14579,6	2,9	214,2	14796,7	AMAN
11	-27,85	6,25	775,6	39,1	14579,6	1,5	-214,2	14366,9	AMAN
12	-21,6	6,25	466,6	39,1	14579,6	1,5	-166,1	14415,0	AMAN
13	-15,35	6,25	235,6	39,1	14579,6	1,5	-118,0	14463,0	AMAN
14	-9,1	6,25	82,8	39,1	14579,6	1,5	-70,0	14511,1	AMAN
15	-2,85	6,25	8,1	39,1	14579,6	1,5	-21,9	14559,2	AMAN
16	2,85	6,25	8,1	39,1	14579,6	1,5	21,9	14603,0	AMAN
17	9,1	6,25	82,8	39,1	14579,6	1,5	70,0	14651,1	AMAN
18	15,35	6,25	235,6	39,1	14579,6	1,5	118,0	14699,1	AMAN
19	21,6	6,25	466,6	39,1	14579,6	1,5	166,1	14747,2	AMAN
20	27,85	6,25	775,6	39,1	14579,6	1,5	214,2	14795,3	AMAN
21	-27,85	0	775,6	0	14579,6	0,0	-214,2	14365,4	AMAN
22	-21,6	0	466,6	0	14579,6	0,0	-166,1	14413,5	AMAN
23	-15,35	0	235,6	0	14579,6	0,0	-118,0	14461,6	AMAN
24	-9,1	0	82,8	0	14579,6	0,0	-70,0	14509,6	AMAN
25	-2,85	0	8,1	0	14579,6	0,0	-21,9	14557,7	AMAN
26	2,85	0	8,1	0	14579,6	0,0	21,9	14601,5	AMAN
27	9,1	0	82,8	0	14579,6	0,0	70,0	14649,6	AMAN
28	15,35	0	235,6	0	14579,6	0,0	118,0	14697,7	AMAN
29	21,6	0	466,6	0	14579,6	0,0	166,1	14745,7	AMAN
30	27,85	0	775,6	0	14579,6	0,0	214,2	14793,8	AMAN
31	-27,85	-6,25	775,6	39,1	14579,6	-1,5	-214,2	14364,0	AMAN
32	-21,6	-6,25	466,6	39,1	14579,6	-1,5	-166,1	14412,0	AMAN
33	-15,35	-6,25	235,6	39,1	14579,6	-1,5	-118,0	14460,1	AMAN

**Lanjutan Tabel 5.25 Rekapitulasi Kontrol Gaya yang Terjadi
Berdasarkan Kondisi Batas Ekstrem II Metode Reese & Wright**

Kontrol Gaya yang Terjadi Berdasarkan Reese & Wright									
Pile	x_i (m)	y_i (m)	x^2	y^2	$\frac{\sum P}{n}$	$\frac{M_x \cdot y}{\sum y^2}$	$\frac{M_y \cdot x}{\sum x^2}$	P (kN)	Cek ($P < Q_u$)
34	-9,1	-6,25	82,8	39,1	14579,6	-1,5	-70,0	14508,2	AMAN
35	-2,85	-6,25	8,1	39,1	14579,6	-1,5	-21,9	14556,2	AMAN
36	2,85	-6,25	8,1	39,1	14579,6	-1,5	21,9	14600,1	AMAN
37	9,1	-6,25	82,8	39,1	14579,6	-1,5	70,0	14648,1	AMAN
38	15,35	-6,25	235,6	39,1	14579,6	-1,5	118,0	14696,2	AMAN
39	21,6	-6,25	466,6	39,1	14579,6	-1,5	166,1	14744,3	AMAN
40	27,85	-6,25	775,6	39,1	14579,6	-1,5	214,2	14792,3	AMAN
41	-27,85	-12,5	775,6	156,3	14579,6	-2,9	-214,2	14362,5	AMAN
42	-21,6	-12,5	466,6	156,3	14579,6	-2,9	-166,1	14410,6	AMAN
43	-15,35	-12,5	235,6	156,3	14579,6	-2,9	-118,0	14458,6	AMAN
44	-9,1	-12,5	82,8	156,3	14579,6	-2,9	-70,0	14506,7	AMAN
45	-2,85	-12,5	8,1	156,3	14579,6	-2,9	-21,9	14554,8	AMAN
46	2,85	-12,5	8,1	156,3	14579,6	-2,9	21,9	14598,6	AMAN
47	9,1	-12,5	82,8	156,3	14579,6	-2,9	70,0	14646,7	AMAN
48	15,35	-12,5	235,6	156,3	14579,6	-2,9	118,0	14694,7	AMAN
49	21,6	-12,5	466,6	156,3	14579,6	-2,9	166,1	14742,8	AMAN
50	27,85	-12,5	775,6	156,3	14579,6	-2,9	214,2	14790,9	AMAN

e. Analisis kekuatan tiang

Pada kondisi batas Ekstrem I:

$$D = 2,5 \text{ m}$$

$$P (\text{MAX}) = 20087,16 \text{ kN}$$

$$A = 4,9087 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{P}{A} \\ &= \frac{20087,16}{4,9087} \\ &= 4092,12 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$1 \text{ Mpa} = 10,2 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 35 \text{ MPa}$$

$$\text{angka konversi} = 0,83$$

$$\begin{aligned} K &= \frac{f'_c \times 1 \text{ MPa}}{\text{angka konversi}} \\ &= \frac{35 \times 10,2}{0,83} \\ &= 430,1205 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma \text{ izin} &= K \times 1000 \times 0,083 \\ &= 430,1205 \times 1000 \times 0,083 \end{aligned}$$

$$= 35700 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma \leq \sigma \text{ izin}$$

$$4092,12 \text{ kN/m}^2 \leq 35700 \text{ kN/m}^2 \text{ (AMAN)}$$

Karena nilai tegangan yang diperoleh lebih kecil daripada tegangan izin, maka kondisi tersebut dinyatakan aman.

Pada kondisi batas Ekstrem II:

$$D = 2,5 \text{ m}$$

$$P \text{ (MAX)} = 14796,71 \text{ kN}$$

$$A = 4,9087 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{P}{A} \\ &= \frac{14796,71}{4,9087} \\ &= 3014,36 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$1 \text{ Mpa} = 10,2 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 35 \text{ MPa}$$

$$\text{angka konversi} = 0,83$$

$$\begin{aligned} K &= \frac{f'_c \times 1 \text{ MPa}}{\text{angka konversi}} \\ &= \frac{35 \times 10,2}{0,83} \\ &= 430,1205 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma \text{ izin} &= K \times 1000 \times 0,083 \\ &= 430,1205 \times 1000 \times 0,083 \\ &= 35700 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

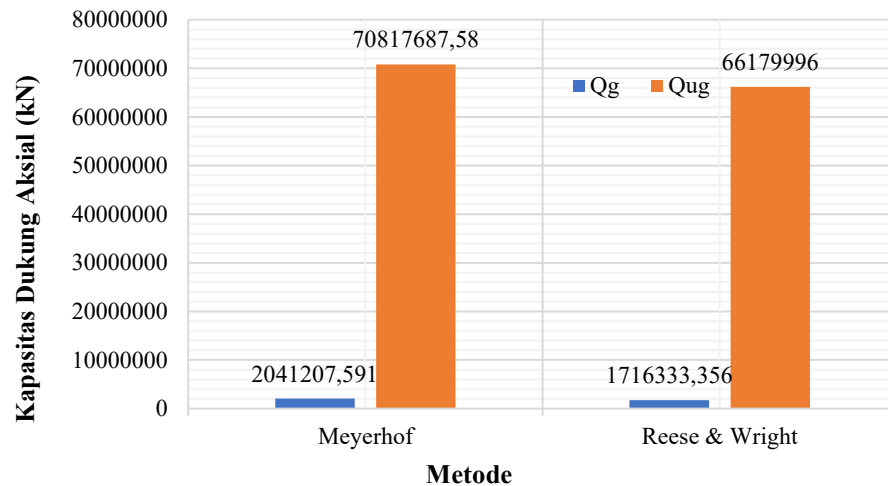
$$\sigma \leq \sigma \text{ izin}$$

$$3014,36 \text{ kN/m}^2 \leq 35700 \text{ kN/m}^2 \text{ (AMAN)}$$

Karena nilai tegangan yang diperoleh lebih kecil daripada tegangan izin, maka kondisi tersebut dinyatakan aman.

5.6.3 Perbandingan Kapasitas Dukung Kelompok

Perbandingan hasil perhitungan kapasitas dukung tiang kelompok metode Meyerhof dan Reese & Wright disajikan pada Gambar 5.27 berikut.



Gambar 5.27 Grafik Perbandingan Kapasitas Dukung Tiang Kelompok

Berdasarkan grafik tersebut dapat dilihat bahwa daya dukung tiang kelompok menggunakan metode Meyerhof dan metode Reese & Wright masih lebih kecil daripada daya dukung geser blok tiang. Dengan demikian, daya dukung kelompok tiang dinyatakan aman.

5.7 Penurunan Tiang

5.7.1 Penurunan Berdasarkan Meyerhof

Perhitungan penurunan tiang tunggal pada kondisi beban Ekstrem I maupun Ekstrem II menggunakan kapasitas dukung Meyerhof sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 Q_w &= \frac{P}{n} \\
 &= \frac{728980,73}{50} \\
 &= 14579,61 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{wp} &= \frac{Q_p}{Q_p + Q_s} \times Q_w \\
 &= \frac{103979,22}{103979,22 + 69535,14} \times 14579,61 \\
 &= 8736,90 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{ws} &= \frac{Q_s}{Q_p + Q_s} \times Q_w \\
 &= \frac{69535,14}{103979,22 + 69535,14} \times 14579,61 \\
 &= 5842,72 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$L = 76 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} A_p &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 2,5^2 \\ &= 4,9087 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_p &= 4700 \times \sqrt{f'c} \\ &= 4700 \times \sqrt{35} \\ &= 27805,5749 \text{ MPa} \\ &= 27805574,98 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\alpha = 0,5 \text{ (distribusi gesekan seragam/parabolik sepanjang tiang)}$$

$$\begin{aligned} S_s &= \frac{(Q_{wp} + \alpha \times Q_{ws}) \times L}{A_p \times E_p} \\ &= \frac{(8736,90 + 0,5 \times 5842,72) \times 76}{4,9087 \times 27805574,98} \\ &= 0,0065 \text{ m} \\ &= 6,491 \text{ mm} \end{aligned}$$

Nilai penurunan akibat deformasi aksial tiang tunggal adalah 0,0065 mm.

$$C_p = 0,06 \text{ (disajikan pada Tabel 3.23)}$$

$$D = 2,5 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} q_p &= \frac{Q_p}{A_p} \\ &= \frac{103979,22}{4,9087} \\ &= 21182,472 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_p &= \frac{C_p \times Q_{wp}}{D \times q_p} \\ &= \frac{0,06 \times 8736,90}{2,5 \times 21182,472} \\ &= 0,0099 \text{ m} \\ &= 9,899 \text{ mm} \end{aligned}$$

Nilai penurunan akibat beban pada ujung tiang adalah 0,0099 mm.

$$\begin{aligned} I_{ws} &= 2 + 0,35 \sqrt{\frac{L}{D}} \\ &= 2 + 0,35 \sqrt{\frac{76}{2,5}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 3,9298 \\
 P &= \pi \times D \\
 &= \pi \times 2,5 \\
 &= 7,8540 \text{ m} \\
 E_s &= 20000 \text{ kN/m}^2 \text{ (disajikan pada Tabel 3.25)} \\
 \mu_s &= 0,2 \text{ m (disajikan pada Tabel 3.24)} \\
 S_{ps} &= \left(\frac{Q_{wp}}{P \times L} \right) \times \frac{D}{E_s} \times (1 - \mu_s^2) \times I_{ws} \\
 &= \left(\frac{8736,90}{7,854 \times 76} \right) \times \frac{2,5}{20000} \times (1 - 0,2^2) \times 3,9298 \\
 &= 0,0069 \text{ m} \\
 &= 6,902 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Nilai penurunan akibat beban pada sepanjang tiang adalah 0,0069 mm.

$$\begin{aligned}
 S &= S_s + S_p + S_{ps} \\
 &= 0,0065 + 0,0099 + 0,0069 \\
 &= 0,0233 \text{ m} \\
 &= 23,29 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Cek penurunan S harus kurang dari S_{izin} sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 S_{izin} &= 10\% \times D \\
 &= 10\% \times 2,5 \\
 &= 0,25 \text{ m} \\
 &= 250 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$S < S_{izin}$$

$$23,29 \text{ mm} < 250 \text{ mm (AMAN)}$$

Perhitungan penurunan tiang kelompok sebagai berikut.

$$B = 30 \text{ m (lebar kelompok tiang)}$$

$$\begin{aligned}
 S_g &= S \sqrt{\frac{B}{D}} \\
 &= 0,0233 \sqrt{\frac{30}{2,5}} \\
 &= 0,0807 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$S_{izin} = 15 + \frac{B}{600}$$

$$= 15 + \frac{30 \times 100}{600}$$

$$= 20 \text{ cm}$$

$$= 0,2 \text{ m}$$

$$S_g < S_g \text{ izin}$$

$$0,0807 \text{ m} < 0,2 \text{ m (AMAN)}$$

Jadi, untuk penurunan tiang tunggal maupun tiang kelompok berdasarkan beban Ekstrem I dan Ekstrem II menggunakan metode Meyerhof dinyatakan aman.

5.7.2 Penurunan Berdasarkan Reese & Wright

Perhitungan penurunan tiang tunggal pada kondisi beban Ekstrem I maupun Ekstrem II menggunakan kapasitas dukung Reese & Wright sebagai berikut.

$$\begin{aligned} Q_w &= \frac{P}{n} \\ &= \frac{728980,73}{50} \\ &= 14579,61 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{wp} &= \frac{Q_p}{Q_p + Q_s} \times Q_w \\ &= \frac{15904,31}{15904,31 + 129993,87} \times 14579,61 \\ &= 1589,32 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{ws} &= \frac{Q_s}{Q_p + Q_s} \times Q_w \\ &= \frac{129993,87}{15904,31 + 129993,87} \times 14579,61 \\ &= 12990,30 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$L = 76 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} A_p &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 2,5^2 \\ &= 4,9087 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_p &= 4700 \times \sqrt{f'c} \\ &= 4700 \times \sqrt{35} \\ &= 27805,5749 \text{ MPa} \\ &= 27805574,98 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\alpha = 0,5 \text{ (distribusi gesekan seragam/parabolik sepanjang tiang)}$$

$$\begin{aligned} S_s &= \frac{(Q_{wp} + \alpha \times Q_{ws}) \times L}{A_p \times E_p} \\ &= \frac{(1589,32 + 0,5 \times 12990,30) \times 76}{4,9087 \times 27805574,98} \\ &= 0,0045 \text{ m} \\ &= 4,502 \text{ mm} \end{aligned}$$

Nilai penurunan akibat deformasi aksial tiang tunggal adalah 0,0045 mm.

$$C_p = 0,06 \text{ (disajikan pada Tabel 3.23)}$$

$$D = 2,5 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} q_p &= \frac{Q_p}{A_p} \\ &= \frac{15904,31}{4,9087} \\ &= 3240 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_p &= \frac{C_p \times Q_{wp}}{D \times q_p} \\ &= \frac{0,06 \times 1589,32}{2,5 \times 3240} \\ &= 0,0118 \text{ m} \\ &= 11,77 \text{ mm} \end{aligned}$$

Nilai penurunan akibat beban pada ujung tiang adalah 0,0118 mm.

$$\begin{aligned} I_{ws} &= 2 + 0,35 \sqrt{\frac{L}{D}} \\ &= 2 + 0,35 \sqrt{\frac{76}{2,5}} \\ &= 3,9298 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P &= \pi \times D \\ &= \pi \times 2,5 \\ &= 7,8540 \text{ m} \end{aligned}$$

$$E_s = 20000 \text{ kN/m}^2 \text{ (disajikan pada Tabel 3.25)}$$

$$\mu_s = 0,2 \text{ m (disajikan pada Tabel 3.24)}$$

$$\begin{aligned} S_{ps} &= \left(\frac{Q_{wp}}{P \times L} \right) \times \frac{D}{E_s} \times (1 - \mu_s^2) \times I_{ws} \\ &= \left(\frac{1589,32}{7,854 \times 76} \right) \times \frac{2,5}{20000} \times (1 - 0,2^2) \times 3,9298 \end{aligned}$$

$$= 0,0013 \text{ m}$$

$$= 1,26 \text{ mm}$$

Nilai penurunan akibat beban pada sepanjang tiang adalah 0,0013 mm.

$$\begin{aligned} S &= S_s + S_p + S_{ps} \\ &= 0,0045 + 0,0118 + 0,0013 \\ &= 0,0175 \text{ m} \\ &= 17,53 \text{ mm} \end{aligned}$$

Cek penurunan S harus kurang dari S_{izin} sebagai berikut.

$$\begin{aligned} S_{izin} &= 10\% \times D \\ &= 10\% \times 2,5 \\ &= 0,25 \text{ m} \\ &= 250 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S < S_{izin}$$

$$17,53 \text{ mm} < 250 \text{ mm (AMAN)}$$

Perhitungan penurunan tiang kelompok sebagai berikut.

$$B = 30 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} S_g &= S \sqrt{\frac{B}{D}} \\ &= 0,0175 \sqrt{\frac{30}{2,5}} \\ &= 0,0607 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{izin} &= 15 + \frac{B}{600} \\ &= 15 + \frac{30 \times 100}{600} \\ &= 20 \text{ cm} \\ &= 0,2 \text{ m} \end{aligned}$$

$$S_g < S_{g \text{ izin}}$$

$$0,0607 \text{ m} < 0,2 \text{ m (AMAN)}$$

Jadi, untuk penurunan tiang tunggal maupun tiang kelompok berdasarkan beban Ekstrem I dan Ekstrem II menggunakan metode Reese & Wright dinyatakan aman.

5.8 Analisis Daya Dukung Lateral

5.8.1 Analisis Tiang Tunggal

1. Penentuan kriteria jenis tiang

$$D = 2,5 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} I_p &= \frac{1}{64} \times \pi \times d^4 \\ &= \frac{1}{64} \times \pi \times 2,5^4 \\ &= 1,9175 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

$$f'_c = 35 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} E_p &= 4700 \times \sqrt{f'_c} \\ &= 4700 \times \sqrt{35} \\ &= 27805,5749 \text{ MPa} \\ &= 27805574,98 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k_1 &= 54 \text{ MN/m}^3 \text{ (disajikan pada Tabel 3.28)} \\ &= 54000 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K &= \frac{k_1}{1,5} \\ &= \frac{54000}{1,5} \\ &= 36000 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R &= \sqrt[4]{\frac{EI}{K}} \\ &= \sqrt[4]{\frac{27805574,98 \times 1,9175}{36000}} \\ &= 6,203 \text{ m} \end{aligned}$$

Cek tiang panjang atau pendek:

$$L \geq 3,5 R \text{ (disajikan pada Tabel 3.29)}$$

$$76 \text{ m} \geq 3,5 \times 6,203 \text{ m}$$

$$76 \text{ m} \geq 21,712 \text{ m (Tiang Panjang/Tidak Kaku)}$$

Karena mengacu pada Tabel 3.29, ketika panjang tiang lebih dari 3,5 R dikatakan sebagai tiang panjang atau tidak kaku.

2. Penentuan nilai H_u

Pada kondisi tiang ini dapat dilihat pada Gambar 5.6 bahwa kepala tiang terhubung monolit dengan *pile cap*, sehingga tiang ini merupakan tiang ujung jepit (*fixed head pile*) dan penentuan nilai H_u ini berdasarkan rumus Broms khusus tiang panjang ujung jepit pada tanah kohesif. Perhitungannya dapat dilihat sebagai berikut.

a) Hitung M_y

Hitung luas tulangan:

$$d_b = 32 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 32^2 \\ &= 804,2477 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Nilai n setiap *section*-nya dapat dilihat pada Gambar 5.6

$$n_1 = 122$$

$$\begin{aligned} A_s &= 122 \times 804,2477 \\ &= 98118,2218 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$n_2 = 74$$

$$\begin{aligned} A_s &= 74 \times 804,2477 \\ &= 59514,3312 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$n_3 = 62$$

$$\begin{aligned} A_s &= 62 \times 804,2477 \\ &= 49863,3586 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Diambil nilai A_s yang terbesar yaitu pada *section* 1 sebesar $98118,2218 \text{ mm}^2$.

Hitung kedalaman efektif:

$$\begin{aligned} D &= 2,5 \text{ m} \\ &= 2500 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$c = 150 \text{ mm}$$

$$d_s = 22 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} d &= D - c - d_s - \frac{d_b}{2} \\ &= 2500 - 150 - 22 - \frac{32}{2} \\ &= 2312 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$= 2,312 \text{ m}$$

Hitung gaya tarik tulangan:

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$T = f_y \times A_s$$

$$= 400 \times 98118,2218$$

$$= 39247288,7 \text{ N}$$

$$= 39247,2887 \text{ kN}$$

Hitung tinggi blok tekan beton:

$$f'_c = 35 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times D} \\ &= \frac{98118,2218 \times 400}{0,85 \times 35 \times 2500} \\ &= 527,6946 \text{ mm} \\ &= 0,5277 \text{ m} \end{aligned}$$

Hitung momen:

$$\begin{aligned} M_n &= T \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 39247,2887 \times \left(2,312 - \frac{0,5277}{2} \right) \\ &= 80384,4396 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\phi = 0,9$$

$$\begin{aligned} M_y &= \phi M_n \\ &= 0,9 \times 80384,4396 \\ &= 72345,9956 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan di atas, dihasilkan M_y sebesar 72345,9956 kNm.

b) Hitung H_u

Untuk perhitungan nilai H_u , bisa menggunakan 2 cara, yaitu menggunakan substitusi rumus atau menggunakan grafik.

Cara ke-1 menggunakan substitusi:

$$\begin{aligned} H_u &= \frac{2 M_y}{\frac{3d}{2} + \frac{f}{2}} \\ f &= \frac{H_u}{9 c_u d} \end{aligned}$$

dengan melakukan substitusi nilai f ke rumus H_u sebagai berikut.

$$c_u = 360 \text{ kN/m}^2 \text{ (disajikan pada Gambar 3.9)}$$

$$H_u = \frac{2 My}{\frac{3d}{2} + \frac{1}{2} x \frac{Hu}{9 c_u d}}$$

$$H_u = \frac{2 x 72345,9956}{\frac{3 x 2,5}{2} + \frac{1}{2} x \frac{Hu}{9 x 360 x 2,5}}$$

$$H_u = \frac{144691,9912}{3,75 + \frac{Hu}{16200}}$$

$$H_u x (3,75 + \frac{Hu}{16200}) = 144691,9912$$

$$3,75H_u + \frac{Hu^2}{16200} = 144691,9912$$

$$60750H_u + H_u^2 = 2344010258$$

$$H_u^2 + 60750H_u - 2344010258 = 0$$

Setelah mendapatkan persamaan kuadrat, untuk mencari nilai dari H_u , maka menggunakan rumus sebagai berikut.

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

dengan,

$$a = 1$$

$$b = 60750$$

$$c = -2344010258$$

maka,

$$H_u = \frac{-60750 \pm \sqrt{60750^2 - (4 x 1 x (-2344010258))}}{2 x 1}$$

$$H_{u+} = 26779,62 \text{ kN}$$

$$H_{u-} = -87529,62 \text{ kN}$$

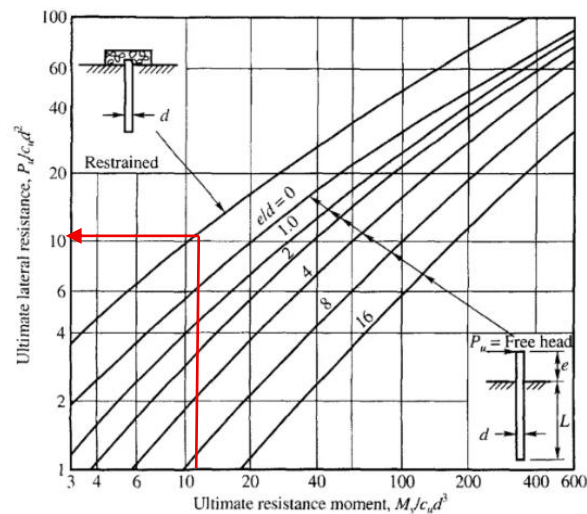
Cara ke-2 menggunakan grafik:

Grafik dapat dilihat pada Gambar 3.12 yang menyajikan hubungan $M_y/C_u d^3$ dan $H_u/C_u d^2$, sehingga perhitungan sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \frac{M_y}{C_u d^3} &= \frac{72345,9956}{360 x 2,5^3} \\ &= 12,86 \end{aligned}$$

Kemudian ditarik garis pada grafik pada Gambar 5.28 yang menghasilkan nilai seperti dibawah ini.

$$\frac{H_u}{C_u d^2} = 11,9$$



Gambar 5.28 Nilai $H_u/C_u d^2$

$$\begin{aligned}
 H_u &= \frac{H_u}{C_u d^2} \times C_u d^2 \\
 &= 11,9 \times 360 \times 2,5^2 \\
 &= 26775 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dari kedua cara tersebut diperoleh H_u menggunakan substitusi sebesar 26602,4617 kN dan H_u menggunakan grafik sebesar 26906,25 kN, dengan selisih antara kedua nilai tersebut terbilang sedikit yaitu hanya 0,017%, sehingga dapat menggunakan cara ke-1 maupun ke-2.

c) Hitung $H_{u \text{ izin}}$

$$SF = 2,5$$

$$\begin{aligned}
 H_{u \text{ izin}} &= \frac{H_u}{SF} \\
 &= \frac{26779,62}{2,5} \\
 &= 10711,85 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Jadi, dari hasil perhitungan didapatkan $H_{u \text{ izin}}$ sebesar 10711,85 kN.

5.8.2 Analisis Tiang Kelompok

Perhitungan analisis tiang kelompok dilakukan untuk mengevaluasi kapasitas fondasi dalam menahan beban yang bekerja. Adapun hasil perhitungannya disajikan sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 H_{g \text{ izin}} &= \sum_{j=1}^n H_{u \text{ izin}} \\
 &= 50 \times 10711,85
 \end{aligned}$$

$$= 535592,45 \text{ kN}$$

Jadi, dari hasil perhitungan didapatkan $H_{g \text{ izin}}$ sebesar 535592,45 kN.

5.8.3 Defleksi Tiang

Analisis defleksi tiang dilakukan untuk mengetahui besarnya perpindahan yang terjadi akibat beban yang bekerja. Perhitungannya disajikan sebagai berikut.

$$K_h = 54000 \text{ kN/m}^3$$

$$d = 2,5 \text{ m}$$

$$E_p = 27805574,98 \text{ kN/m}^2$$

$$I_p = 1,9175 \text{ m}^4$$

$$\begin{aligned} \beta &= \left(\frac{K_h d}{4 E_p I_p} \right) \\ &= \left(\frac{54000 \times 2,5}{4 \times 27805574,98 \times 1,9175} \right) \\ &= 0,1586 \end{aligned}$$

Cek:

$$L = 76 \text{ m}$$

$$\beta L \geq 1,5$$

$$0,1586 \times 76 \geq 1,5$$

$$12,055 \geq 1,5 \text{ (OK)}$$

Hitung y_0 :

$$H_{\text{izin}} = 10711,85 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} y_0 \text{ ultimit} &= \frac{H\beta}{K_h d} \\ &= \frac{10711,85 \times 0,1586}{54000 \times 2,5} \\ &= 0,01258 \text{ m} \\ &= 12,58 \text{ mm} \leq 25 \text{ mm (AMAN)} \end{aligned}$$

Jadi, nilai defleksi ketika beban ultimit sebesar 12,58 mm dinyatakan aman.

$$\begin{aligned} H_{\text{Ekstrem I}} &= \frac{\sqrt{T_x^2 + T_y^2}}{n} \\ &= \frac{\sqrt{40604,39^2 + 29746,29^2}}{50} \\ &= 1006,69 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$y_0 \text{ Ekstrem I} = \frac{H\beta}{K_h d}$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{1006,69 \times 0,1586}{54000 \times 2,5} \\
&= 0,0011828 \text{ m} \\
&= 1,183 \text{ mm} \leq 25 \text{ mm (AMAN)}
\end{aligned}$$

Jadi, nilai defleksi ketika beban Ekstrem I sebesar 1,183 mm dinyatakan aman.

$$\begin{aligned}
H_{\text{Ekstrem II}} &= \frac{\sqrt{T_x^2 + T_y^2}}{n} \\
&= \frac{\sqrt{2694,34^2 + 380,06^2}}{50} \\
&= 54,42 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
y_0_{\text{Ekstrem II}} &= \frac{H\beta}{Kh d} \\
&= \frac{54,42 \times 0,1586}{54000 \times 2,5} \\
&= 0,000063 \text{ m} \\
&= 0,063 \text{ mm} \leq 25 \text{ mm (AMAN)}
\end{aligned}$$

Jadi, nilai defleksi ketika beban Ekstrem II sebesar 0,063 mm dinyatakan aman.

5.8.4 Keamanan Tiang

Berikut pengecekan tiang tunggal ketika gaya horizontal dalam keadaan Ekstrem I (Beban Gempa) sebagai berikut.

$$T_x = 40604,39 \text{ kN}$$

$$T_y = 29746,29 \text{ kN}$$

Cek:

$$T_x < H_g \text{ izin}$$

$$40604,39 \text{ kN} < 535592,45 \text{ kN (AMAN)}$$

$$T_y < H_g \text{ izin}$$

$$29746,29 \text{ kN} < 535592,45 \text{ kN (AMAN)}$$

Karena nilai T_x maupun T_y pada beban Ekstrem I lebih kecil dari $H_g \text{ izin}$, maka perhitungan dinyatakan aman.

Selanjutnya dilakukan pengecekan dalam keadaan Ekstrem II (Tumbukan Kapal) yang terjadi sebagai berikut.

$$T_x = 2694,34 \text{ kN}$$

$$T_y = 380,06 \text{ kN}$$

Cek:

$$T_x < H_{g \text{ izin}}$$

$$2694,34 \text{ kN} < 535592,45 \text{ kN (AMAN)}$$

$$T_y < H_{g \text{ izin}}$$

$$380,06 \text{ kN} < 535592,45 \text{ kN (AMAN)}$$

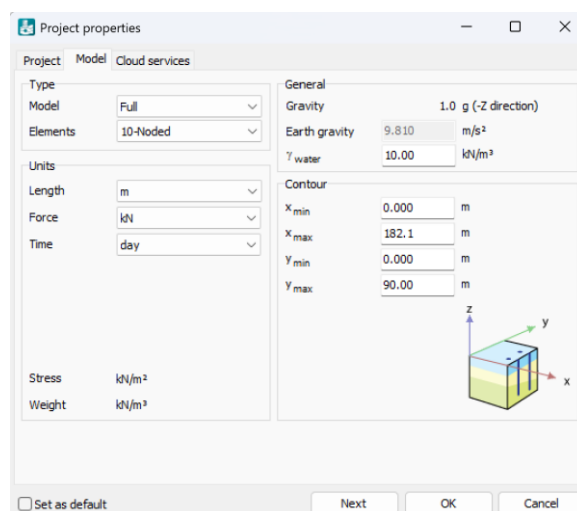
Karena nilai T_x maupun T_y pada beban Ekstrem II lebih kecil dari $H_{g \text{ izin}}$, maka perhitungan dinyatakan aman.

5.9 Software PLAXIS 3D

Untuk memperoleh gambaran perilaku fondasi dan interaksi antara tanah dengan struktur, dilakukan analisis menggunakan perangkat lunak PLAXIS 3D. Proses pemodelan dilakukan secara bertahap mulai dari pendefinisian material, penyusunan geometri model, hingga penerapan kondisi pembebanan. Langkah-langkah pemodelan tersebut disajikan pada uraian berikut.

1. Menentukan *project properties*

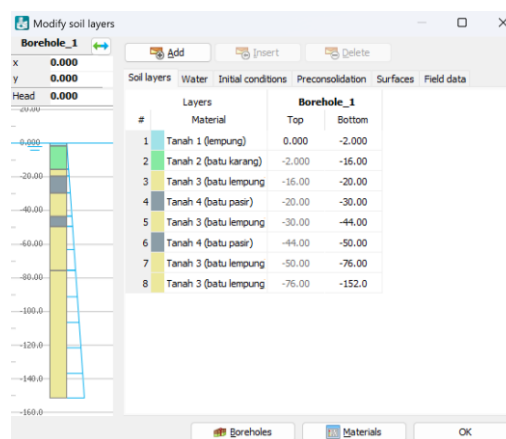
Pada tahap ini, menentukan satuan yang digunakan pada perhitungan dan membuat ukuran tanah (x dan y) yang sesuai dengan kapasitas *pile cap* dan *bored pile*. Pada penelitian ini, digunakan ukuran x sebesar tiga kali panjang *pile cap* dan ukuran y sebesar tiga kali lebar *pile cap*. Adapun *project properties* disajikan pada Gambar 5.29 berikut.



Gambar 5.29 Project Properties PLAXIS 3D

2. Menentukan kedalaman *borehole*

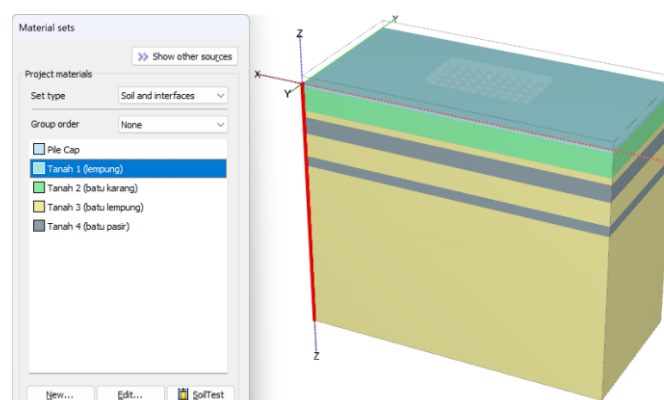
Kedalaman *borehole* disesuaikan dengan data penyelidikan tanah dari proyek. Pada penelitian ini, kedalaman model dibuat sebesar dua kali panjang *bored pile*. Karena data penyelidikan tanah hanya tersedia hingga kedalaman 63 m, maka model diperpanjang hingga 152 m. Lapisan tanah di bawah kedalaman 63 m diasumsikan memiliki sifat yang sama dengan lapisan tanah pada kedalaman terakhir hasil penyelidikan yang disajikan pada Gambar 5.30 berikut.



Gambar 5.30 Kedalaman *Borehole*

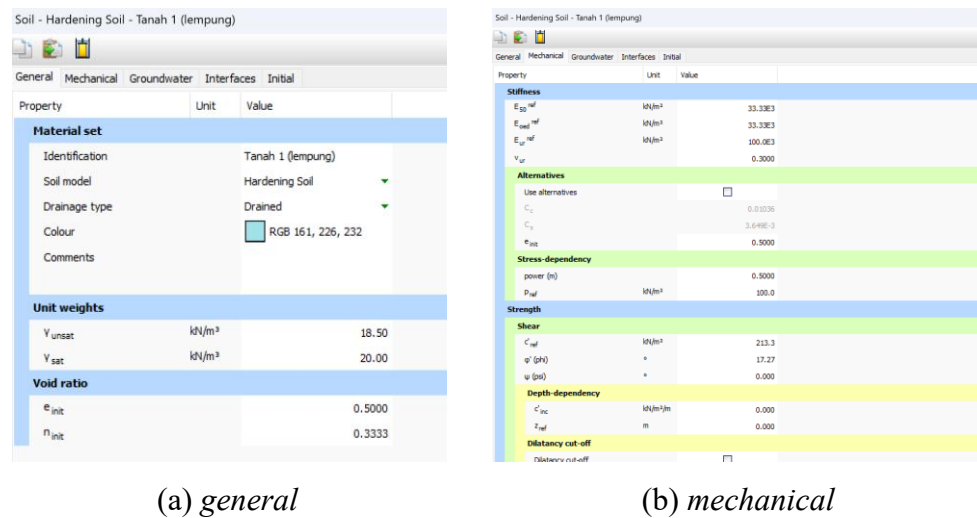
3. Input material tanah

Tahap selanjutnya adalah menentukan tipe material tanah dengan memilih *Soil and Interfaces*, kemudian memasukkan parameter tanah yang diperoleh dari data proyek dan telah dikorelasikan (disajikan pada Tabel 5.19) menjadi parameter geoteknik. Adapun material tanah dapat dilihat pada Gambar 5.31 berikut.



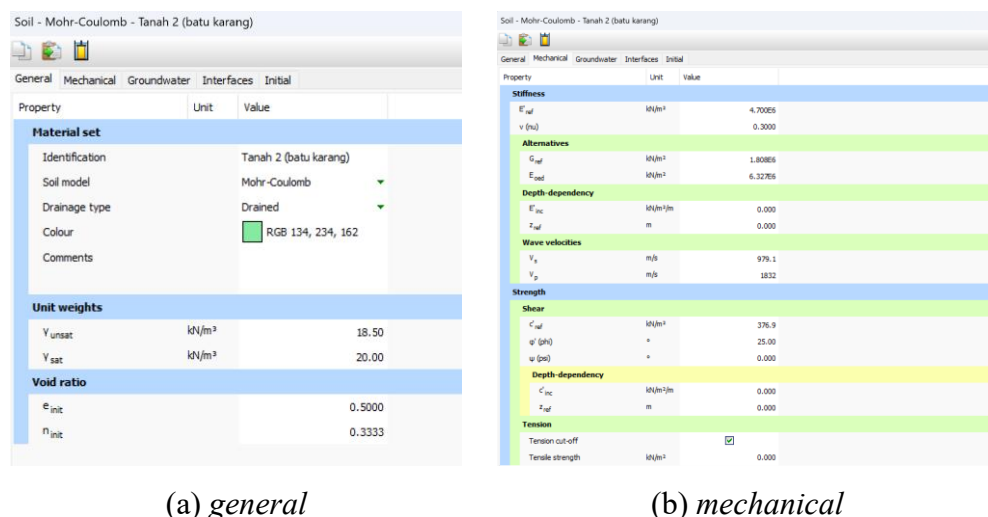
Gambar 5.31 Material Tanah

Pada pemodelannya, tanah lempung menggunakan model *Hardening Soil* karena mampu menggambarkan perilaku tanah yang nonlinier dan perubahan kekakuan akibat pembebanan, sehingga hasil deformasi lebih akurat yang dapat dilihat pada Gambar 5.32 dengan (a) *general* dan (b) *mechanical* berikut.



Gambar 5.32 Material Tanah 1 (Lempung)

Sementara itu, lapisan batuan dimodelkan dengan *Mohr-Coulomb* karena batuan memiliki kekakuan yang tinggi dan deformasi yang kecil. Adapun uraian material tanah disajikan pada Gambar 5.33 sampai dengan Gambar 5.35 dengan (a) *general* dan (b) *mechanical* berikut.



Gambar 5.33 Material Tanah 2 (Batu Karang)

Soil - Mohr-Coulomb - Tanah 3 (batu lempung)

General Mechanical Groundwater Interfaces Initial

Property	Unit	Value
Material set		
Identification		Tanah 3 (batu lempung)
Soil model		Mohr-Coulomb
Drainage type		Drained
Colour		RGB 236, 232, 156
Comments		
Unit weights		
γ_{unsat}	kN/m ³	18.50
γ_{sat}	kN/m ³	20.00
Void ratio		
e_{init}		0.5000
n_{init}		0.3333

(a) general

Soil - Mohr-Coulomb - Tanah 3 (batu lempung)

General Mechanical Groundwater Interfaces Initial

Property	Unit	Value
Stiffness		
E_{ref}	kN/m ²	95.00E3
ν (nu)		0.3000
Alternatives		
G_{ref}	kN/m ²	36.54E3
E_{ref}	kN/m ²	127.9E3
Depth-dependency		
E_{ref}	kN/m ²	0.000
ν_{ref}	m	0.000
Wave velocities		
V_p	m/s	139.2
V_s	m/s	260.4
Strength		
Shear		
c_{ref}	kN/m ²	376.9
ϕ' (phi)	°	25.00
ψ (psi)	°	0.000
Depth-dependency		
c_{ref}	kN/m ²	0.000
ν_{ref}	m	0.000
Tension		
Tension cut-off		☒
Tensile strength	kN/m ²	0.000

(b) mechanical

Gambar 5.34 Material Tanah 3 (Batu Lempung)

Soil - Mohr-Coulomb - Tanah 4 (batu pasir)

General Mechanical Groundwater Interfaces Initial

Property	Unit	Value
Material set		
Identification		Tanah 4 (batu pasir)
Soil model		Mohr-Coulomb
Drainage type		Drained
Colour		RGB 139, 157, 167
Comments		
Unit weights		
γ_{unsat}	kN/m ³	21.50
γ_{sat}	kN/m ³	23.00
Void ratio		
e_{init}		0.5000
n_{init}		0.3333

(a) general

Soil - Mohr-Coulomb - Tanah 4 (batu pasir)

General Mechanical Groundwater Interfaces Initial

Property	Unit	Value
Stiffness		
E_{ref}	kN/m ²	10.33E6
ν (nu)		0.3000
Alternatives		
G_{ref}	kN/m ²	3.981E6
E_{ref}	kN/m ²	13.93E6
Depth-dependency		
E_{ref}	kN/m ²	0.000
ν_{ref}	m	0.000
Wave velocities		
V_p	m/s	1348
V_s	m/s	2521
Strength		
Shear		
c_{ref}	kN/m ²	6.667
ϕ' (phi)	°	49.40
ψ (psi)	°	0.000
Depth-dependency		
c_{ref}	kN/m ²	0.000
ν_{ref}	m	0.000
Tension		
Tension cut-off		☒
Tensile strength	kN/m ²	0.000

(b) mechanical

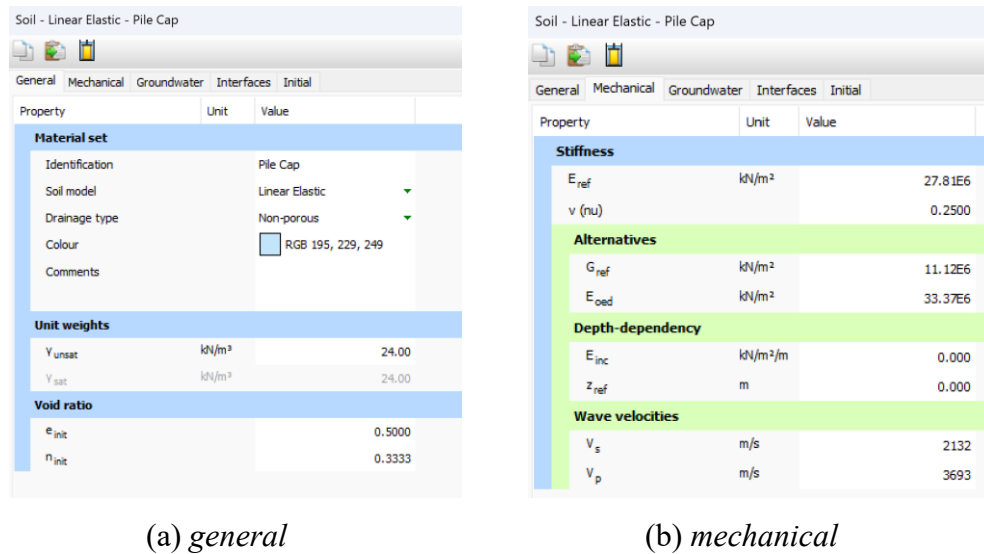
Gambar 5.35 Material Tanah 4 (Batu Pasir)

Pada seluruh material tanah, digunakan kondisi *Groundwater* USDA dengan nilai R_{INTER} sebesar 0,6 sebagai nilai yang ditetapkan untuk pemodelan interaksi antara tanah dan fondasi *bored pile*. Nilai tersebut digunakan secara konsisten pada seluruh lapisan tanah dalam pemodelan PLAXIS 3D.

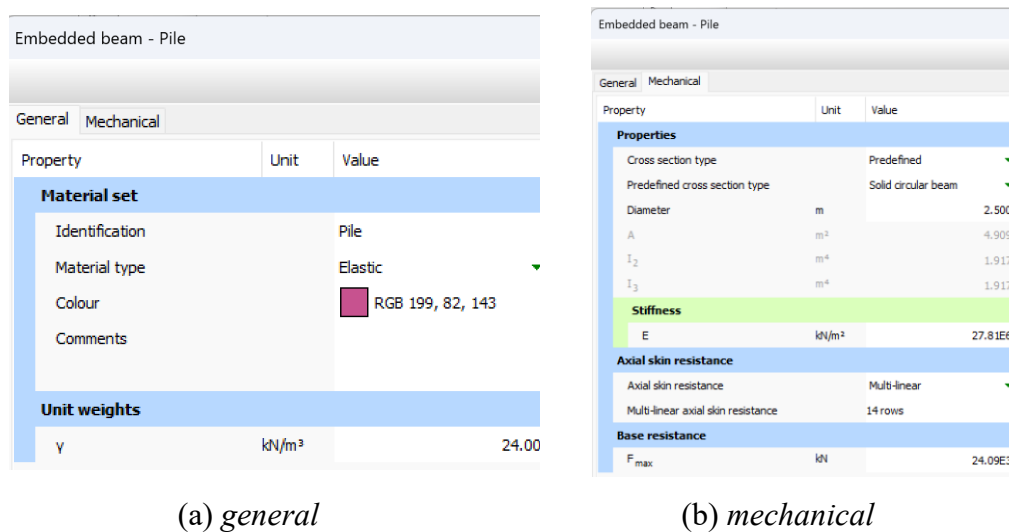
4. Input parameter struktur

Struktur yang dimodelkan terdiri atas *pile cap* yang diinput menggunakan tipe *soil and interfaces*, serta *bored pile* yang dimodelkan sebagai *embedded beam*. Pemodelan tersebut dilakukan untuk merepresentasikan perilaku interaksi antara struktur fondasi dan tanah sesuai dengan kondisi di lapangan. Adapun material

yang digunakan pada masing-masing elemen struktur disajikan pada Gambar 5.34 dan Gambar 5.35 dengan (a) *general* dan (b) *mechanical* berikut.

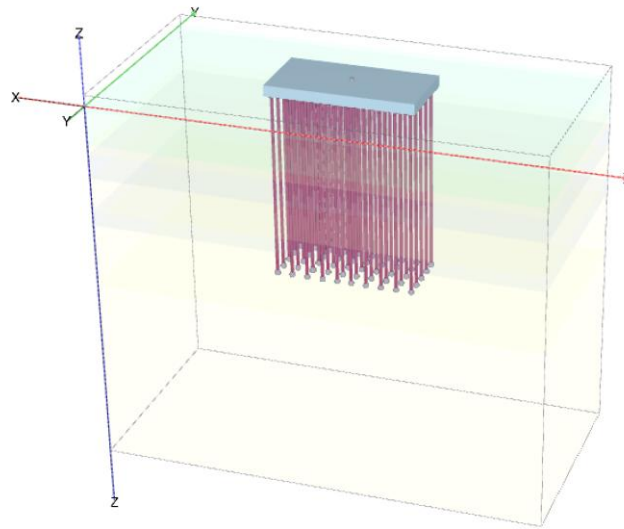


Gambar 5.36 Material *Pile Cap*



Gambar 5.37 Material *Bored pile*

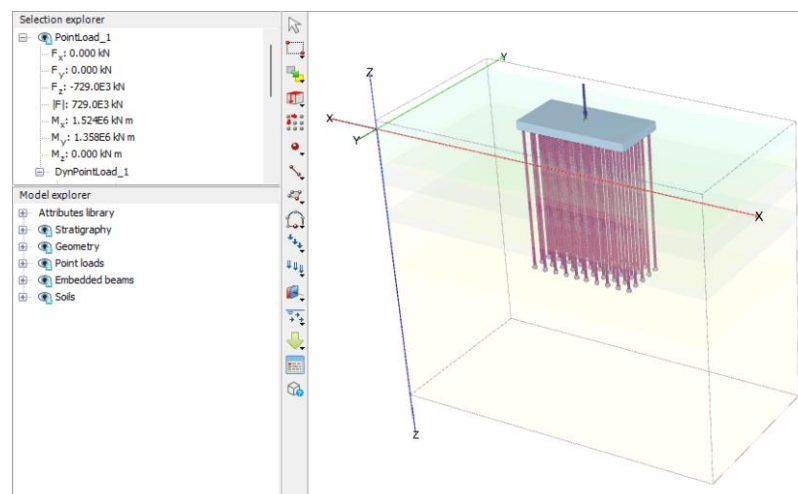
Setelah seluruh komponen pemodelan selesai didefinisikan dan disusun sesuai dengan dimensi serta konfigurasi yang direncanakan, diperoleh tampilan struktur tiga dimensi (3D) yang terdiri atas *pile cap* dan *bored pile*. Adapun tampilan struktur 3D *pile cap* dan *bored pile* dapat dilihat pada Gambar 5.38 berikut.



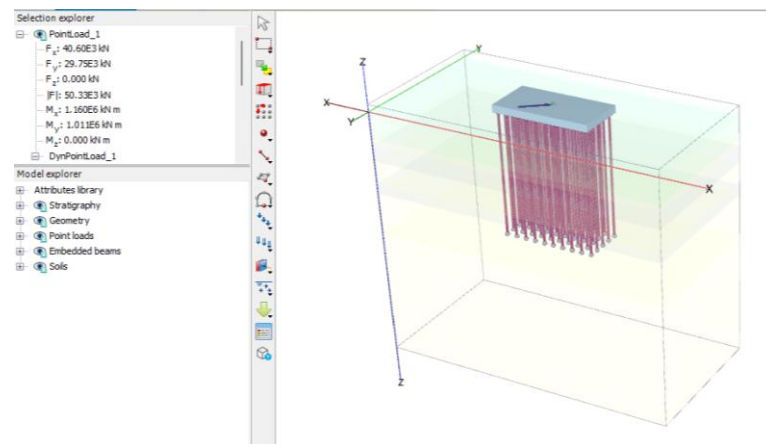
Gambar 5.38 Struktur *Pile Cap* dan *Bored pile*

5. Input beban

Penginputan beban disesuaikan dengan jenis analisis yang dilakukan, karena pembebanan pada analisis aksial dan analisis lateral berbeda. Pada analisis aksial, beban yang dimasukkan meliputi F_z , M_x , dan M_y . Sementara itu, pada analisis lateral digunakan F_x , F_y , M_x , dan M_y . Besarnya beban yang diinput disesuaikan dengan kondisi pembebanan, yaitu Ekstrem I atau Ekstrem II. Adapun parameter dan visual ketika dibebani pada kondisi Ekstrem I dapat dilihat pada Gambar 5.39 dan Gambar 5.40 sebagai berikut.

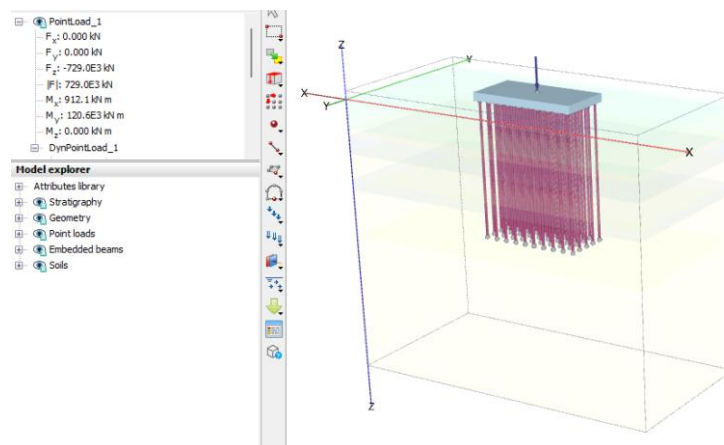


Gambar 5.39 Beban Aksial Kondisi Ekstrem I

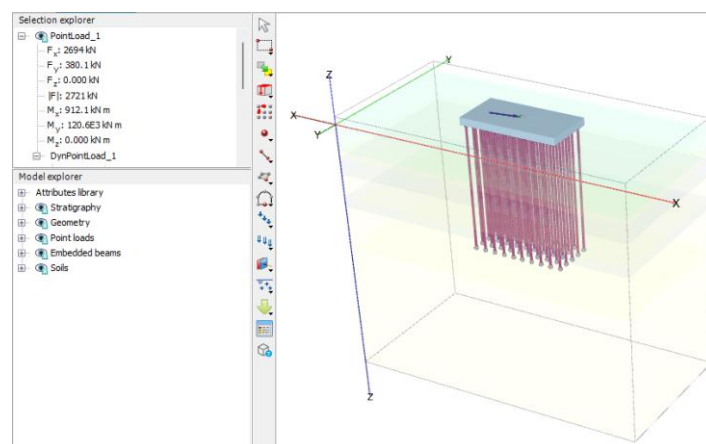


Gambar 5.40 Beban Lateral Kondisi Ekstrem I

Kemudian untuk parameter dan visual ketika dibebani pada kondisi Ekstrem II dapat dilihat pada Gambar 5.41 dan Gambar 5.42 sebagai berikut.



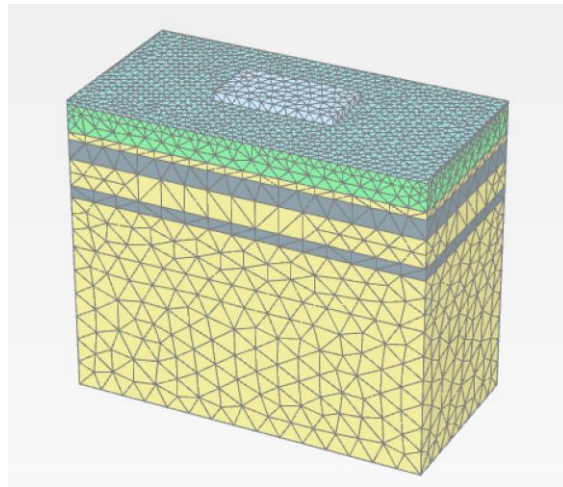
Gambar 5.41 Beban Aksial Kondisi Ekstrem II



Gambar 5.42 Beban Lateral Kondisi Ekstrem II

6. Mesh

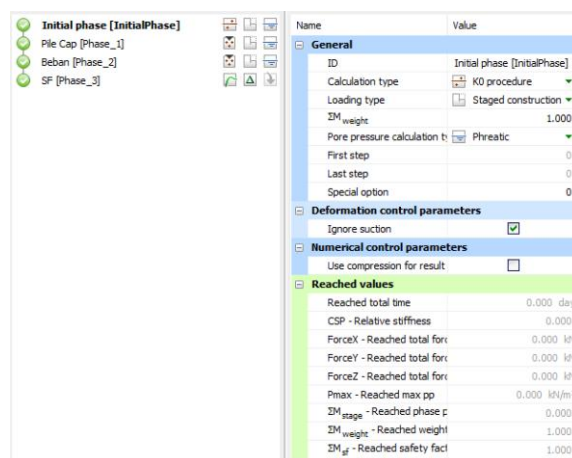
Pembentukan *mesh* bertujuan untuk meningkatkan ketelitian analisis dalam merepresentasikan perilaku tanah dan struktur selama proses pembebanan. Adapun *mesh* yang digunakan dalam PLAXIS dilihat pada Gambar 5.43 berikut.



Gambar 5.43 Output Mesh

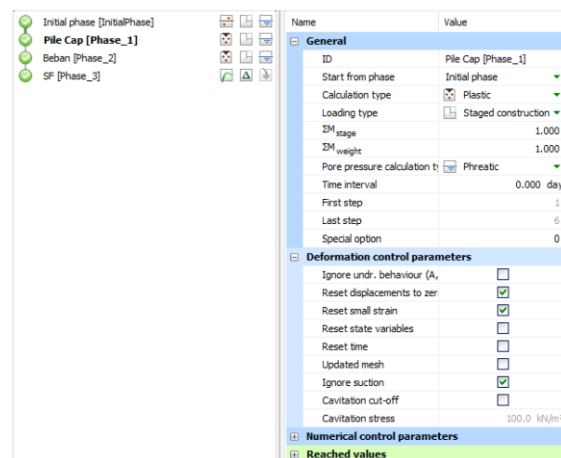
7. Tahapan konstruksi

Pemodelan dibagi ke dalam empat fase, yaitu *initial phase*, instalasi *pile cap*, pembebanan, *safety factor* dan dikeluarkan *output*-nya. Adapun *Initial phase* merupakan tahap awal pada PLAXIS 3D yang digunakan untuk membangkitkan kondisi tegangan awal tanah sebelum dilakukan tahapan konstruksi dan pembebanan dapat dilihat pada Gambar 5.44 sebagai berikut.



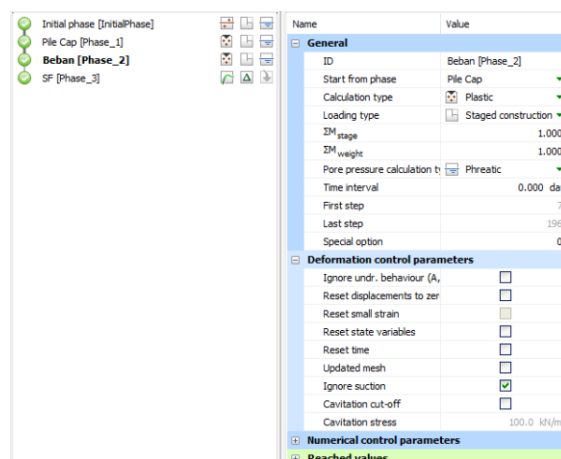
Gambar 5.44 Initial phase

Selanjutnya, tahap instalasi *pile cap* dilakukan dengan mengaktifkan elemen *pile cap* pada model PLAXIS 3D. Tahap ini bertujuan untuk membentuk fondasi sebelum pembebanan diberikan seperti pada Gambar 5.45 sebagai berikut.



Gambar 5.45 Tahap Instalasi *Pile Cap*

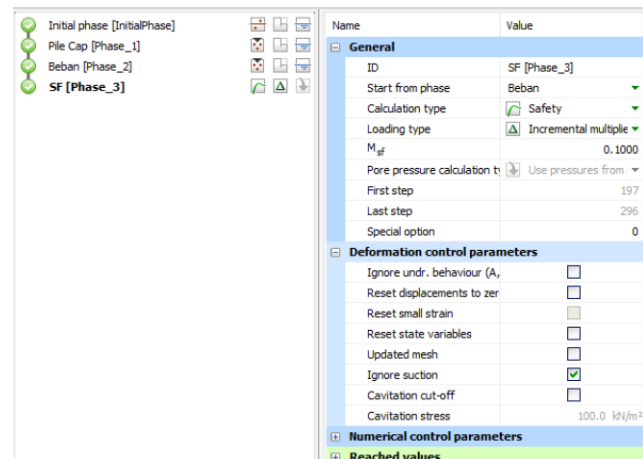
Kemudian, tahap pembebanan dilakukan dengan mengaplikasikan beban pada struktur sesuai dengan kombinasi pembebanan yang ditinjau. Tahap ini bertujuan untuk menganalisis respons tanah dan fondasi terhadap beban yang bekerja seperti pada Gambar 5.46 berikut.



Gambar 5.46 Tahap Pembebanan

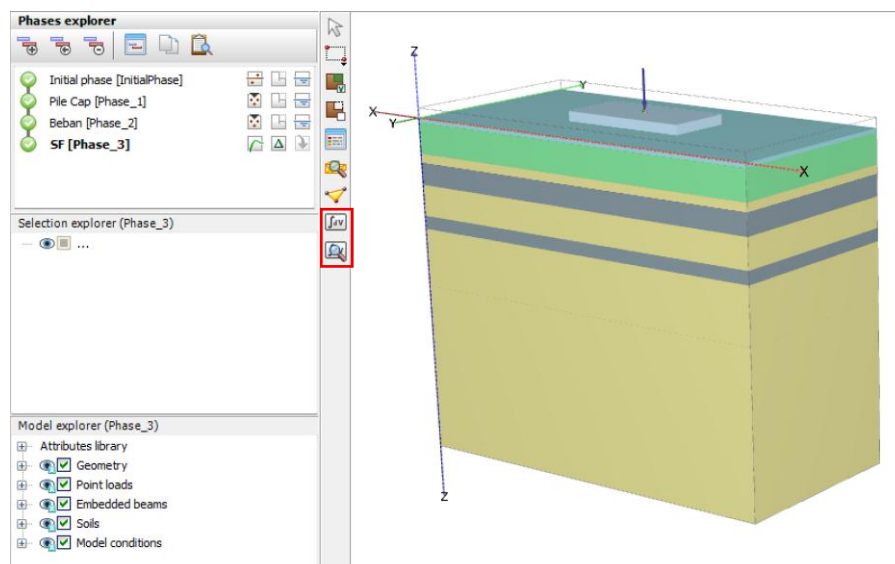
Setelah itu, tahap *Safety Factor* (SF) dilakukan untuk memperoleh nilai faktor keamanan fondasi menggunakan metode reduksi kekuatan tanah (*Strength*

Reduction Method). Nilai tersebut digunakan untuk mengevaluasi kestabilan model yang dianalisis seperti pada Gambar 5.47 berikut.



Gambar 5.47 Tahap SF

Tahap terakhir pada *staged construction* adalah melakukan proses perhitungan (*running*) pada PLAXIS 3D untuk setiap fase yang telah dimodelkan. Setelah proses analisis selesai, diperoleh *output* yang berisi hasil perhitungan, seperti deformasi, gaya dalam, dan parameter lainnya sesuai dengan kebutuhan analisis. Adapun *output* tersebut dapat dilihat pada Gambar 5.48 berikut.



Gambar 5.48 Menghitung dan Mengeluarkan *Output*

5.9.2 Analisis Tiang Terhadap Beban Aksial

Berdasarkan hasil pemodelan PLAXIS 3D yang telah dilakukan, diperoleh nilai penurunan pada tiang tunggal dan kelompok akibat pembebanan yang diberikan. Nilai penurunan tersebut digunakan untuk mengevaluasi kemampuan fondasi sesuai dengan kondisi batas ekstrem yang telah ditentukan. Adapun uraian hasil deformasi serta *safety factor* tiang terhadap beban aksial sebagai berikut.

1. Kondisi Ekstrem I

a. Deformasi tiang tunggal

Deformasi yang dihasilkan PLAXIS 3D disajikan pada Tabel 5.26 berikut.

Tabel 5.26 Deformasi Tiang Tunggal Kondisi Ekstrem I Berdasarkan Beban Aksial

Tiang	Deformasi, u_z (m)	Penurunan izin, S_{izin} (m)	Cek $u_z < S_{izin}$
1	0,06843	0,25	AMAN
2	0,0724	0,25	AMAN
3	0,07535	0,25	AMAN
4	0,07818	0,25	AMAN
5	0,07958	0,25	AMAN
6	0,08024	0,25	AMAN
7	0,07793	0,25	AMAN
8	0,07535	0,25	AMAN
9	0,07212	0,25	AMAN
10	0,06868	0,25	AMAN
11	0,07018	0,25	AMAN
12	0,07415	0,25	AMAN
13	0,07773	0,25	AMAN
14	0,08106	0,25	AMAN
15	0,08391	0,25	AMAN
16	0,08359	0,25	AMAN
17	0,08114	0,25	AMAN
18	0,07783	0,25	AMAN
19	0,07421	0,25	AMAN
20	0,0703	0,25	AMAN
21	0,0706	0,25	AMAN
22	0,07457	0,25	AMAN
23	0,07823	0,25	AMAN
24	0,08207	0,25	AMAN
25	0,08509	0,25	AMAN
26	0,08539	0,25	AMAN
27	0,08199	0,25	AMAN
28	0,07832	0,25	AMAN
29	0,07459	0,25	AMAN
30	0,07051	0,25	AMAN
31	0,07007	0,25	AMAN
32	0,07414	0,25	AMAN

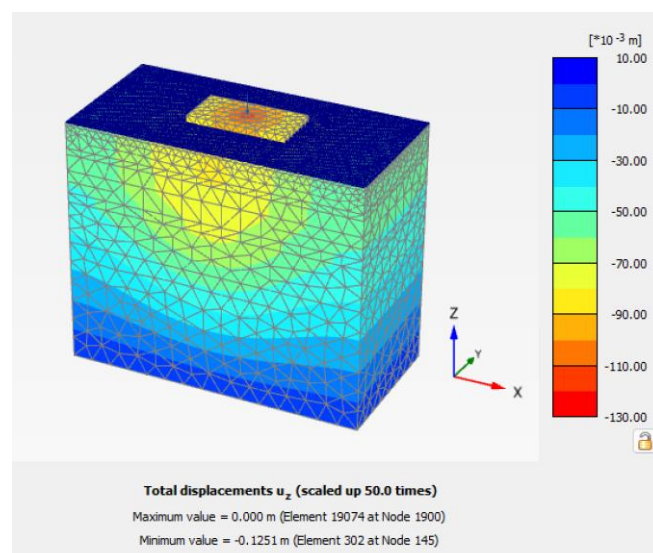
**Lanjutan Tabel 5.26 Deformasi Tiang Tunggal Kondisi Ekstrem I
Berdasarkan Beban Aksial**

Tiang	Deformasi, u_z (m)	Penurunan izin, S_{izin} (m)	Cek $u_z < S_{izin}$
33	0,07757	0,25	AMAN
34	0,08082	0,25	AMAN
35	0,08339	0,25	AMAN
36	0,08315	0,25	AMAN
37	0,08086	0,25	AMAN
38	0,07754	0,25	AMAN
39	0,07416	0,25	AMAN
40	0,07026	0,25	AMAN
41	0,06859	0,25	AMAN
42	0,07421	0,25	AMAN
43	0,07503	0,25	AMAN
44	0,07762	0,25	AMAN
45	0,07931	0,25	AMAN
46	0,07906	0,25	AMAN
47	0,0779	0,25	AMAN
48	0,07506	0,25	AMAN
49	0,07246	0,25	AMAN
50	0,06853	0,25	AMAN

Berdasarkan hasil deformasi setiap tiang dari PLAXIS 3D, penurunan yang terjadi masih berada di bawah penurunan izin metode Vesic, sehingga dinyatakan masih dalam batas aman.

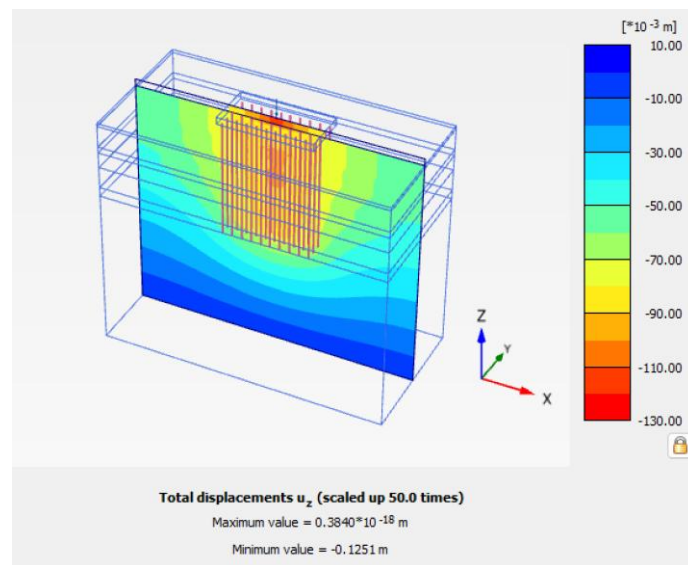
b. Deformasi tiang kelompok

Hasil dari PLAXIS 3D dapat dilihat pada Gambar 5.49 berikut.

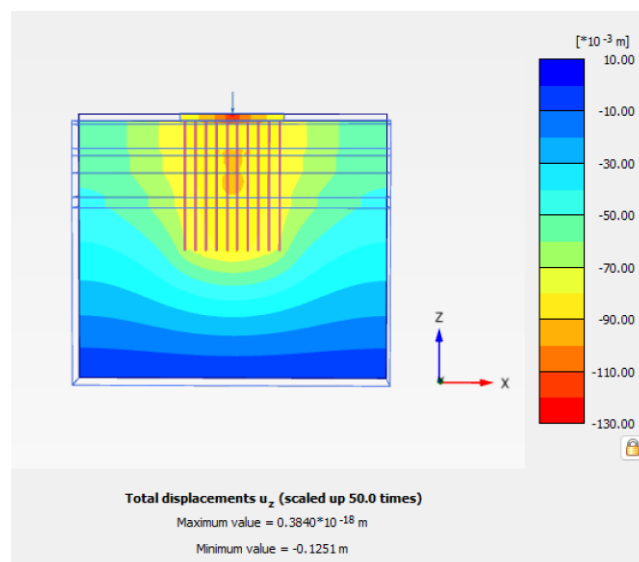


**Gambar 5.49 Deformasi Kelompok Tiang Kondisi Ekstrem I
Berdasarkan Beban Aksial**

Total deformasi yang diperoleh sebesar 0,1251 m, masih berada di bawah penurunan izin tiang kelompok menurut metode Vesic sebesar 0,2 m, sehingga fondasi dinyatakan memenuhi batas penurunan yang diizinkan, sehingga penurunan yang terjadi akibat pembebanan tidak berpotensi mengganggu stabilitas maupun fungsi struktur di atasnya. Lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 5.50, dan Gambar 5.51 sebagai berikut.



Gambar 5.50 Vertical Cross Section Deformasi Kelompok Tiang Kondisi Ekstrem I Berdasarkan Beban Aksial



Gambar 5.51 Tampak Depan Deformasi Kelompok Tiang Kondisi Ekstrem I Berdasarkan Beban Aksial

c. *Safety factor* (SF)

Berdasarkan hasil analisis pada kondisi Ekstrem I dengan pembebanan aksial, diperoleh nilai *safety factor* sebesar 5,047 dari pemodelan menggunakan PLAXIS 3D. Nilai tersebut memenuhi persyaratan untuk fondasi *bored pile* sebagai fondasi dalam, yaitu memiliki nilai *safety factor* lebih besar dari 2,5. Dengan demikian, fondasi dinyatakan aman.

2. Kondisi Ekstrem II

a. Deformasi tiang tunggal

Deformasi yang dihasilkan PLAXIS 3D dapat dilihat pada Tabel 5.27 berikut.

Tabel 5.27 Deformasi Tiang Tunggal Kondisi Ekstrem II Berdasarkan Beban Aksial

Tiang	Deformasi, u_z (m)	Penurunan izin, S_{izin} (m)	Cek $u_z < S_{izin}$
1	0,06843	0,25	AMAN
2	0,0724	0,25	AMAN
3	0,07535	0,25	AMAN
4	0,07818	0,25	AMAN
5	0,07958	0,25	AMAN
6	0,08024	0,25	AMAN
7	0,07793	0,25	AMAN
8	0,07535	0,25	AMAN
9	0,07212	0,25	AMAN
10	0,06868	0,25	AMAN
11	0,07018	0,25	AMAN
12	0,07415	0,25	AMAN
13	0,07773	0,25	AMAN
14	0,08106	0,25	AMAN
15	0,08391	0,25	AMAN
16	0,08359	0,25	AMAN
17	0,08114	0,25	AMAN
18	0,07783	0,25	AMAN
19	0,07421	0,25	AMAN
20	0,0703	0,25	AMAN
21	0,0706	0,25	AMAN
22	0,07457	0,25	AMAN
23	0,07823	0,25	AMAN
24	0,08207	0,25	AMAN
25	0,08509	0,25	AMAN
26	0,08539	0,25	AMAN
27	0,08199	0,25	AMAN
28	0,07832	0,25	AMAN
29	0,07459	0,25	AMAN
30	0,07051	0,25	AMAN
31	0,07007	0,25	AMAN
32	0,07414	0,25	AMAN

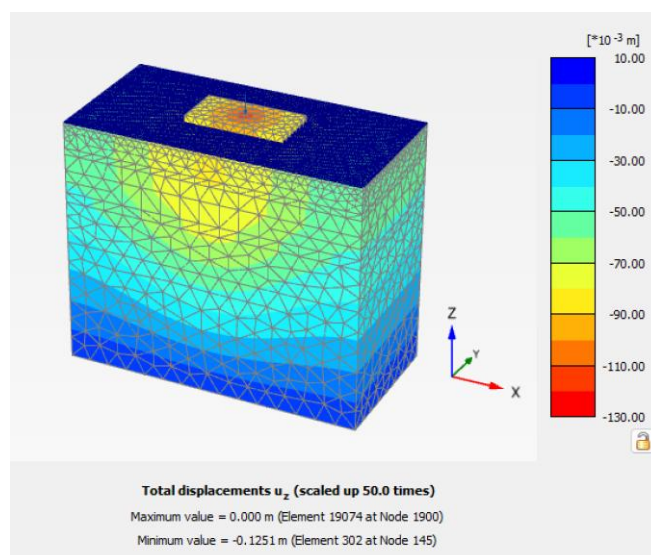
Lanjutan Tabel 5.27 Deformasi Tiang Tunggal Kondisi Ekstrem II
Berdasarkan Beban Aksial

Tiang	Deformasi, u_z (m)	Penurunan izin, S_{izin} (m)	Cek $u_z < S_{izin}$
33	0,07757	0,25	AMAN
34	0,08082	0,25	AMAN
35	0,08339	0,25	AMAN
36	0,08315	0,25	AMAN
37	0,08086	0,25	AMAN
38	0,07754	0,25	AMAN
39	0,07416	0,25	AMAN
40	0,07026	0,25	AMAN
41	0,06859	0,25	AMAN
42	0,07421	0,25	AMAN
43	0,07503	0,25	AMAN
44	0,07762	0,25	AMAN
45	0,07931	0,25	AMAN
46	0,07906	0,25	AMAN
47	0,0779	0,25	AMAN
48	0,07506	0,25	AMAN
49	0,07246	0,25	AMAN
50	0,06853	0,25	AMAN

Berdasarkan hasil PLAXIS, penurunan masih di bawah batas izin metode Vesic sehingga dinyatakan aman. Nilainya sama dengan Kondisi Ekstrem I karena beban aksialnya identik, meskipun momennya berbeda.

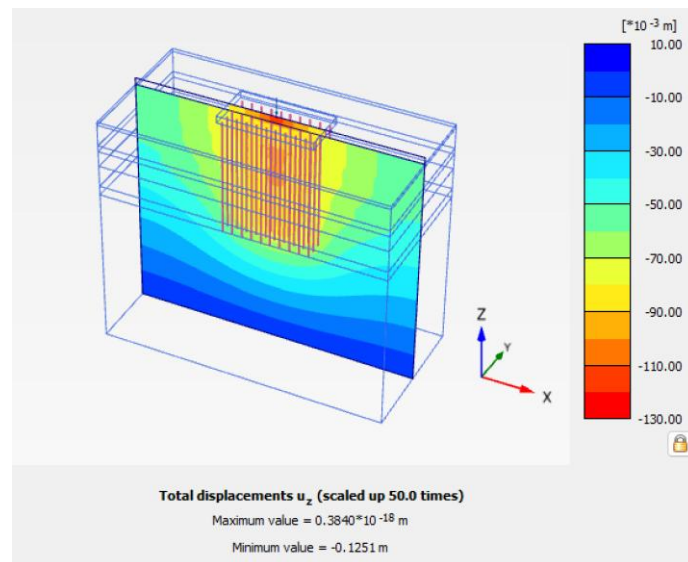
b. Deformasi tiang kelompok

Hasil dari PLAXIS 3D dapat dilihat pada Gambar 5.52 berikut.

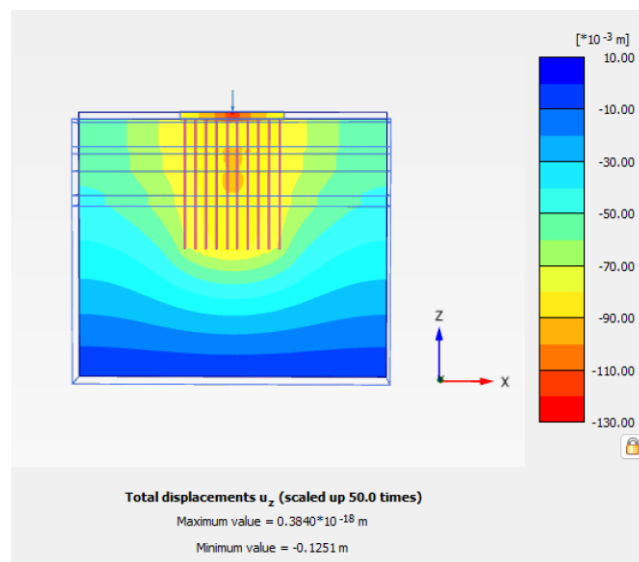


Gambar 5.52 Deformasi Kelompok Tiang Kondisi Ekstrem II
Berdasarkan Beban Aksial

Total deformasi yang diperoleh juga sebesar 0,1251 m, masih berada di bawah penurunan izin tiang kelompok menurut metode Vesic sebesar 0,2 m, sehingga fondasi dinyatakan memenuhi batas penurunan yang diizinkan, sehingga penurunan yang terjadi akibat pembebanan tidak berpotensi mengganggu stabilitas maupun fungsi struktur di atasnya. Lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 5.53, dan Gambar 5.54 sebagai berikut.



Gambar 5.53 *Vertical Cross Section* Deformasi Kelompok Tiang Kondisi Ekstrem II Berdasarkan Beban Aksial



Gambar 5.54 *Tampak Depan* Deformasi Kelompok Tiang Kondisi Ekstrem II Berdasarkan Beban Aksial

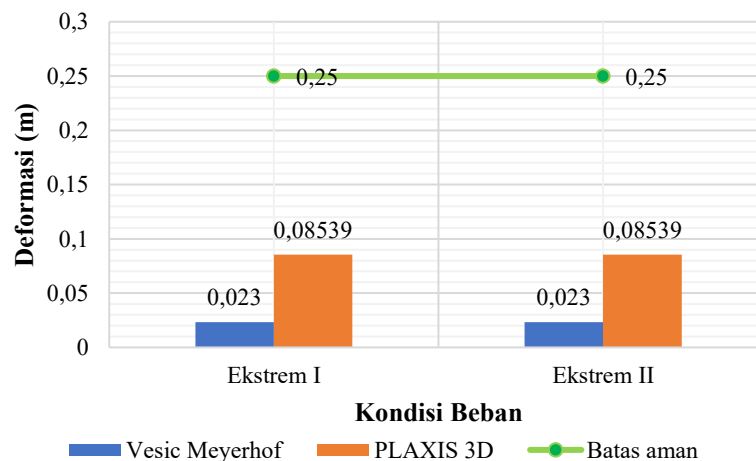
c. *Safety factor* (SF)

Berdasarkan hasil analisis pada kondisi Ekstrem II dengan pembebanan aksial, diperoleh nilai *safety factor* sebesar 5,047 dari pemodelan menggunakan PLAXIS 3D. Nilai tersebut sama dengan hasil pada kondisi Ekstrem I dan telah memenuhi persyaratan untuk fondasi *bored pile* sebagai fondasi dalam, yaitu memiliki nilai *safety factor* lebih besar dari 2,5. Dengan demikian, fondasi dinyatakan aman karena masih memiliki faktor keamanan yang memadai terhadap kemungkinan terjadinya keruntuhan.

3. Perbandingan deformasi aksial

a. Deformasi PLAXIS 3D dan metode Meyerhof pada tiang tunggal

Perbandingan deformasi manual menggunakan metode Vesic dan Meyerhof pada dua kondisi beban dapat dilihat pada Gambar 5.55 berikut.

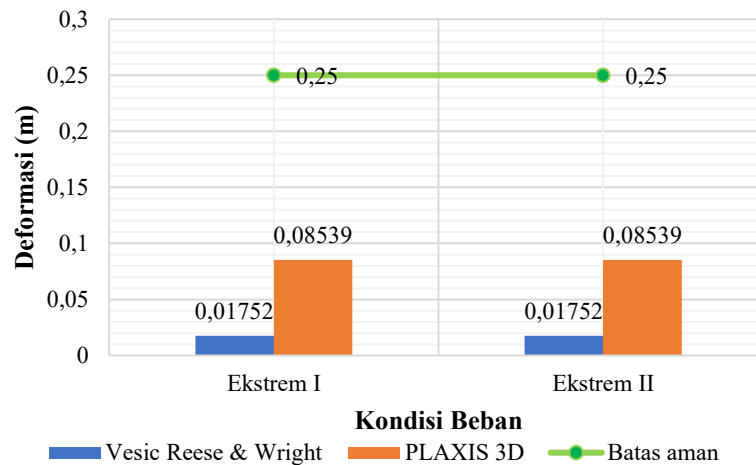


Gambar 5.55 Perbandingan Deformasi Aksial Tiang Tunggal Metode Vesic Meyerhof dan PLAXIS 3D

Berdasarkan grafik pada Gambar 5.55 dapat dilihat bahwa nilai deformasi tiang tunggal yang dihasilkan pada PLAXIS 3D paling maksimum lebih besar daripada deformasi menggunakan metode Vesic Meyerhof tetapi masih jauh di bawah batas aman.

b. Deformasi PLAXIS 3D dan metode Reese & Wright pada tiang tunggal

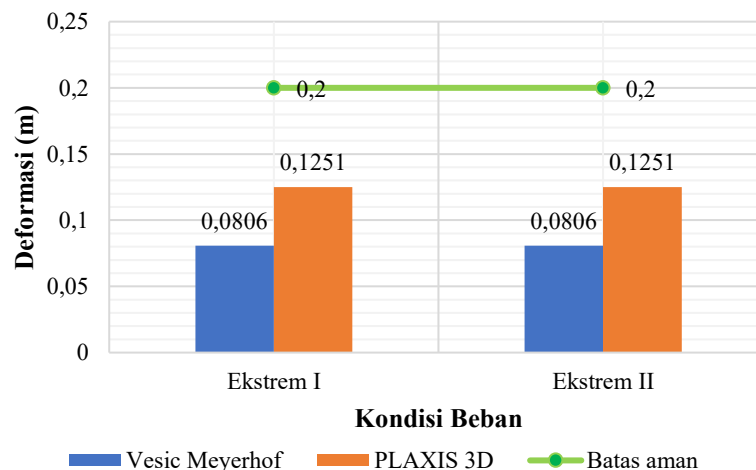
Perbandingan deformasi manual menggunakan metode Vesic dan Reese & Wright pada dua kondisi beban dapat dilihat pada Gambar 5.56 berikut.



Gambar 5.56 Perbandingan Deformasi Aksial Tiang Tunggal Metode Vesic Reese & Wright dan PLAXIS 3D

Berdasarkan grafik pada Gambar 5.56 dapat dilihat bahwa nilai deformasi tiang tunggal yang dihasilkan pada PLAXIS 3D paling maksimum lebih besar daripada deformasi menggunakan metode Vesic Reese & Wright tetapi masih jauh di bawah batas aman.

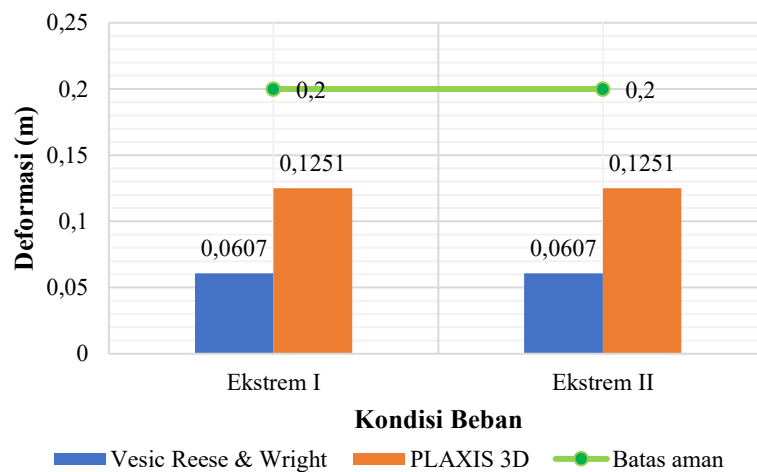
- c. Deformasi PLAXIS 3D dan metode Meyerhof pada tiang kelompok
Perbandingan deformasi manual menggunakan metode Vesic dan Meyerhof pada dua kondisi beban dapat dilihat pada Gambar 5.57 berikut.



Gambar 5.57 Perbandingan Deformasi Aksial Tiang Kelompok Metode Vesic Meyerhof dan PLAXIS 3D

Berdasarkan grafik pada Gambar 5.57 dapat dilihat bahwa nilai deformasi tiang kelompok yang dihasilkan pada PLAXIS 3D lebih besar daripada deformasi menggunakan metode Vesic Meyerhof tetapi masih jauh di bawah batas aman.

- d. Deformasi PLAXIS 3D dan metode Reese & Wright pada tiang kelompok
- Perbandingan deformasi manual menggunakan metode Vesic dan Reese & Wright pada dua kondisi beban dapat dilihat pada Gambar 5.58 berikut.



Gambar 5.58 Perbandingan Deformasi Aksial Tiang Kelompok Metode Vesic Reese & Wright dan PLAXIS 3D

Berdasarkan grafik pada Gambar 5.58 dapat dilihat bahwa nilai deformasi tiang kelompok yang dihasilkan pada PLAXIS 3D lebih besar daripada deformasi menggunakan metode Vesic Reese & Wright tetapi masih jauh di bawah batas aman

5.9.3 Analisis Tiang Terhadap Beban Lateral

Pemodelan beban lateral pada penelitian ini dilakukan menggunakan perangkat lunak PLAXIS 3D untuk menganalisis respons fondasi *bored pile* terhadap pembebanan horizontal yang bekerja. Analisis numerik ini bertujuan untuk mengevaluasi perilaku fondasi dalam menahan gaya lateral, termasuk besarnya deformasi yang terjadi. Pada analisis ini, pembebanan lateral dikaji berdasarkan dua kondisi beban ekstrem yang berpotensi terjadi pada struktur. Adapun uraian hasilnya sebagai berikut.

1. Kondisi Ekstrem I

a. Deformasi tiang tunggal

Deformasi yang dihasilkan PLAXIS 3D dapat dilihat pada Tabel 5.28 berikut.

Tabel 5.28 Deformasi Tiang Tunggal Kondisi Ekstrem I Berdasarkan Beban Lateral

Tiang	Deformasi, $ u $ (m)	Defleksi izin, ρ_{izin} (m)	Cek $ u < \rho_{izin}$
1	0,00195	0,025	AMAN
2	0,00168	0,025	AMAN
3	0,00145	0,025	AMAN
4	0,00121	0,025	AMAN
5	0,00099	0,025	AMAN
6	0,00110	0,025	AMAN
7	0,00119	0,025	AMAN
8	0,00122	0,025	AMAN
9	0,00117	0,025	AMAN
10	0,00126	0,025	AMAN
11	0,00201	0,025	AMAN
12	0,00176	0,025	AMAN
13	0,00150	0,025	AMAN
14	0,00122	0,025	AMAN
15	0,00099	0,025	AMAN
16	0,00113	0,025	AMAN
17	0,00117	0,025	AMAN
18	0,00114	0,025	AMAN
19	0,00108	0,025	AMAN
20	0,00124	0,025	AMAN
21	0,00208	0,025	AMAN
22	0,00180	0,025	AMAN
23	0,00154	0,025	AMAN
24	0,00126	0,025	AMAN
25	0,00104	0,025	AMAN
26	0,00108	0,025	AMAN
27	0,00111	0,025	AMAN
28	0,00107	0,025	AMAN
29	0,00110	0,025	AMAN
30	0,00126	0,025	AMAN
31	0,00207	0,025	AMAN
32	0,00183	0,025	AMAN
33	0,00157	0,025	AMAN
34	0,00131	0,025	AMAN
35	0,00109	0,025	AMAN
36	0,00105	0,025	AMAN
37	0,00106	0,025	AMAN
38	0,00104	0,025	AMAN
39	0,00106	0,025	AMAN
40	0,00120	0,025	AMAN
41	0,00216	0,025	AMAN
42	0,00186	0,025	AMAN

Lanjutan Tabel 5.28 Deformasi Tiang Tunggal Kondisi Ekstrem I
Berdasarkan Beban Lateral

Tiang	Deformasi, $ u $ (m)	Defleksi izin, ρ_{izin} (m)	Cek $ u < \rho_{izin}$
43	0,00162	0,025	AMAN
44	0,00138	0,025	AMAN
45	0,00117	0,025	AMAN
46	0,00114	0,025	AMAN
47	0,00111	0,025	AMAN
48	0,00106	0,025	AMAN
49	0,00108	0,025	AMAN
50	0,00120	0,025	AMAN

Berdasarkan hasil deformasi lateral setiap tiang dari PLAXIS 3D, diperoleh nilai defleksi yang masih berada di bawah batas defleksi izin untuk kondisi ekstrem. Hal ini menunjukkan bahwa respons lateral pada setiap tiang masih memenuhi persyaratan yang ditetapkan, sehingga fondasi tiang tunggal dinyatakan masih dalam batas aman.

b. Deformasi tiang kelompok

Hasil dari PLAXIS 3D untuk tiang kelompok didapatkan sebagai berikut.

$$u_x = 0,00319 \text{ m}$$

$$u_y = 0,00218 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 u &= \sqrt{u_x^2 + u_y^2} \\
 &= \sqrt{0,00319^2 + 0,00218^2} \\
 &= 0,00387 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil analisis menggunakan PLAXIS 3D, diperoleh nilai total deformasi sebesar 0,00387 m. Nilai tersebut masih lebih kecil dibandingkan penurunan izin tiang kelompok berdasarkan SNI 8460:2017, yaitu sebesar 0,025 m untuk kondisi ekstrem. Dengan demikian, deformasi yang terjadi masih memenuhi batas yang dipersyaratkan sehingga fondasi dinyatakan aman terhadap deformasi akibat pembebanan.

c. *Safety factor* (SF)

Berdasarkan hasil analisis pada kondisi Ekstrem I dengan pembebanan lateral, diperoleh nilai *safety factor* sebesar 2,908 dari pemodelan menggunakan PLAXIS 3D. Nilai tersebut telah memenuhi persyaratan untuk

fondasi *bored pile* sebagai fondasi dalam, yaitu memiliki nilai *safety factor* lebih besar dari 2,5. Dengan demikian, fondasi dinyatakan aman karena masih memiliki faktor keamanan yang memadai terhadap kemungkinan terjadinya keruntuhan.

2. Kondisi Ekstrem II

a. Deformasi tiang tunggal

Deformasi yang dihasilkan PLAXIS 3D dapat dilihat pada Tabel 5.29 berikut.

Tabel 5.29 Deformasi Tiang Tunggal Kondisi Ekstrem II Berdasarkan Beban Lateral

Tiang	Deformasi, $ u $ (m)	Defleksi izin, p_{izin} (m)	Cek $ u < p_{izin}$
1	0,00154	0,025	AMAN
2	0,00125	0,025	AMAN
3	0,00103	0,025	AMAN
4	0,00086	0,025	AMAN
5	0,00073	0,025	AMAN
6	0,00074	0,025	AMAN
7	0,00088	0,025	AMAN
8	0,00108	0,025	AMAN
9	0,00130	0,025	AMAN
10	0,00155	0,025	AMAN
11	0,00151	0,025	AMAN
12	0,00121	0,025	AMAN
13	0,00092	0,025	AMAN
14	0,00062	0,025	AMAN
15	0,00039	0,025	AMAN
16	0,00041	0,025	AMAN
17	0,00071	0,025	AMAN
18	0,00100	0,025	AMAN
19	0,00123	0,025	AMAN
20	0,00157	0,025	AMAN
21	0,00153	0,025	AMAN
22	0,00119	0,025	AMAN
23	0,00087	0,025	AMAN
24	0,00053	0,025	AMAN
25	0,00017	0,025	AMAN
26	0,00019	0,025	AMAN
27	0,00061	0,025	AMAN
28	0,00096	0,025	AMAN
29	0,00128	0,025	AMAN
30	0,00152	0,025	AMAN
31	0,00148	0,025	AMAN
32	0,00119	0,025	AMAN
33	0,00089	0,025	AMAN
34	0,00058	0,025	AMAN

Lanjutan Tabel 5.29 Deformasi Tiang Tunggal Kondisi Ekstrem II
Berdasarkan Beban Lateral

Tiang	Deformasi, u (m)	Defleksi izin, ρ_{izin} (m)	Cek $u < \rho_{izin}$
35	0,00034	0,025	AMAN
36	0,00034	0,025	AMAN
37	0,00066	0,025	AMAN
38	0,00099	0,025	AMAN
39	0,00123	0,025	AMAN
40	0,00152	0,025	AMAN
41	0,00154	0,025	AMAN
42	0,00123	0,025	AMAN
43	0,00096	0,025	AMAN
44	0,00073	0,025	AMAN
45	0,00053	0,025	AMAN
46	0,00055	0,025	AMAN
47	0,00077	0,025	AMAN
48	0,00105	0,025	AMAN
49	0,00124	0,025	AMAN
50	0,00151	0,025	AMAN

Berdasarkan hasil deformasi lateral setiap tiang dari PLAXIS 3D, diperoleh nilai defleksi yang masih berada di bawah batas defleksi izin untuk kondisi ekstrem. Hal ini menunjukkan bahwa respons lateral pada setiap tiang masih memenuhi persyaratan yang ditetapkan, sehingga fondasi tiang tunggal dinyatakan masih dalam batas aman.

b. Deformasi tiang kelompok

Hasil dari PLAXIS 3D untuk tiang kelompok didapatkan sebagai berikut.

$$u_x = 0,00284 \text{ m}$$

$$u_y = 0,00186 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 u &= \sqrt{u_x^2 + u_y^2} \\
 &= \sqrt{0,00284^2 + 0,00186^2} \\
 &= 0,0034 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil analisis menggunakan PLAXIS 3D, diperoleh nilai total deformasi sebesar 0,0034 m. Nilai tersebut masih lebih kecil dibandingkan penurunan izin tiang kelompok berdasarkan SNI 8460:2017, yaitu sebesar 0,025 m untuk kondisi ekstrem. Dengan demikian, deformasi yang terjadi

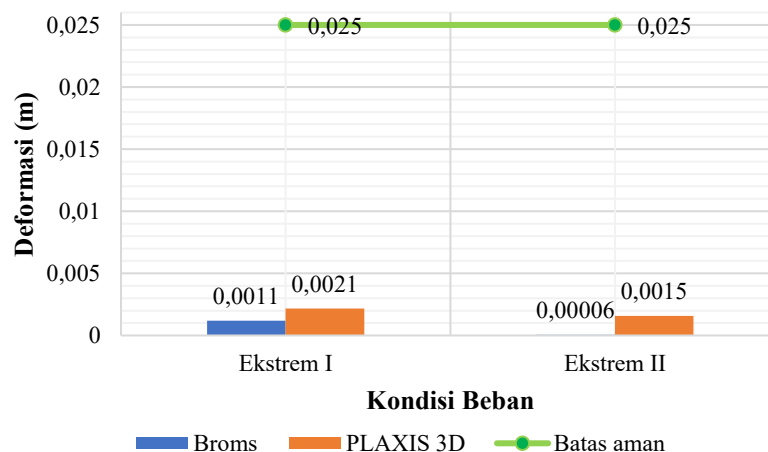
masih memenuhi batas yang dipersyaratkan sehingga fondasi dinyatakan aman terhadap deformasi akibat pembebanan.

c. *Safety factor* (SF)

Berdasarkan hasil analisis pada kondisi Ekstrem II dengan pembebanan lateral, diperoleh nilai *safety factor* sebesar 5,788 dari pemodelan menggunakan PLAXIS 3D. Nilai tersebut telah memenuhi persyaratan untuk fondasi *bored pile* sebagai fondasi dalam, yaitu memiliki nilai *safety factor* lebih besar dari 2,5. Dengan demikian, fondasi dinyatakan aman karena masih memiliki faktor keamanan yang memadai terhadap kemungkinan terjadinya keruntuhan.

3. Perbandingan deformasi lateral

Deformasi lateral yang dibandingkan hanya pada kondisi tiang tunggal saja ketika menggunakan metode manual Broms dengan PLAXIS 3D. Adapun grafik perbandingan dapat dilihat pada Gambar 5.59 berikut.



Gambar 5.59 Perbandingan Deformasi Lateral Tiang Tunggal Metode Broms dan PLAXIS 3D

Berdasarkan grafik pada Gambar 5.59 dapat dilihat bahwa nilai deformasi tiang tunggal yang dihasilkan pada PLAXIS 3D lebih besar daripada deformasi menggunakan metode Broms untuk kedua kondisi beban, bahkan pada deformasi broms pada Ekstrem II itu tidak terlihat di grafik karena nilainya yang terlalu kecil, tetapi nilai deformasi keduanya masih jauh di bawah batas aman.

BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Penelitian mengenai analisis fondasi *bored pile* pada Jembatan Penghubung Kotabaru–Batulicin telah dilakukan melalui perhitungan manual dan pemodelan menggunakan PLAXIS 3D. Hasil yang diperoleh dari kedua metode tersebut selanjutnya dianalisis dan dibandingkan untuk mengevaluasi kapasitas dukung, deformasi, serta faktor keamanan fondasi. Adapun kesimpulan yang diperoleh dari penelitian ini disajikan sebagai berikut.

1. Kondisi dan karakteristik tanah pada lokasi fondasi *bored pile* Jembatan Kotabaru-Batulicin berdasarkan data N-SPT BH-03 menunjukkan bahwa lapisan tanah permukaan pada kedalaman 0-2 m berupa lempung dengan nilai N-SPT sebesar 37. Pada kedalaman berikutnya hingga 63 m didominasi oleh lapisan batu karang, batu pasir, dan batu lempung dengan nilai N-SPT mencapai 60. Nilai N-SPT rata-rata yang diperoleh sebesar 58,84 menunjukkan bahwa tanah pada lokasi penelitian memiliki tingkat kepadatan dan kekerasan yang tinggi.
2. Hasil perhitungan kapasitas dukung aksial fondasi *bored pile* berdasarkan data N-SPT dan pembebanan Ekstrem I dan Ekstrem II menunjukkan bahwa metode Meyerhof menghasilkan daya dukung izin tiang tunggal sebesar 69405,74 kN, lebih besar daripada beban yang bekerja pada satu tiang sebesar 15312,3 kN. Pada tiang kelompok, diperoleh daya dukung izin sebesar 2041207,591 kN, yang juga melebihi beban yang diterapkan pada kelompok tiang sebesar 728980,73 kN. Sementara itu, metode Reese & Wright menghasilkan daya dukung izin tiang tunggal sebesar 58359,3 kN dan daya dukung izin tiang kelompok sebesar 1716333,356 kN, yang keduanya juga lebih besar dibandingkan beban yang bekerja. Dengan demikian, hasil analisis kapasitas dukung aksial menggunakan kedua metode menunjukkan bahwa fondasi *bored pile* memenuhi persyaratan keamanan terhadap beban yang diterapkan.
3. Hasil perhitungan kapasitas dukung lateral fondasi *bored pile* berdasarkan data N-SPT menggunakan metode Broms menunjukkan bahwa daya dukung izin

tiang tunggal sebesar 10711,85 kN dan daya dukung izin tiang kelompok sebesar 535592,45 kN. Nilai tersebut lebih besar dibandingkan beban lateral yang bekerja pada Kondisi Ekstrem I, yaitu sebesar 40604,39 kN pada arah x dan 29746,29 kN pada arah y, maupun pada Kondisi Ekstrem II, yaitu sebesar 2694,34 kN pada arah x dan 380,06 kN pada arah y. Dengan demikian, fondasi *bored pile* dinyatakan memenuhi persyaratan kapasitas dukung lateral dan berada dalam kondisi aman terhadap beban ekstrem yang ditinjau.

4. Hasil analisis deformasi fondasi *bored pile* akibat beban aksial pada Kondisi Ekstrem I dan Ekstrem II menunjukkan bahwa penurunan tiang tunggal yang diperoleh dengan metode Meyerhof sebesar 0,0233 m, metode Reese & Wright sebesar 0,0175 m, dan hasil analisis PLAXIS 3D maksimum sebesar 0,0853 m. Seluruh nilai tersebut masih berada di bawah batas penurunan izin tiang tunggal sebesar 0,25 m, sehingga fondasi dinyatakan aman. Sementara itu, pada tiang kelompok diperoleh penurunan sebesar 0,0807 m menggunakan metode Meyerhof, 0,0607 m menggunakan metode Reese & Wright, dan 0,1251 m berdasarkan analisis PLAXIS 3D. Nilai-nilai tersebut juga masih lebih kecil dibandingkan batas penurunan izin tiang kelompok sebesar 0,20 m, sehingga fondasi tiang kelompok dinyatakan memenuhi batas penurunan yang diizinkan.
5. Hasil analisis deformasi fondasi *bored pile* akibat beban lateral menunjukkan bahwa pada kondisi Ekstrem I diperoleh defleksi tiang tunggal sebesar 0,001182 m menggunakan metode Broms dan 0,00215 m berdasarkan analisis PLAXIS 3D, sedangkan defleksi tiang kelompok hasil PLAXIS 3D sebesar 0,00387 m. Pada kondisi Ekstrem II, metode Broms menghasilkan defleksi tiang tunggal sebesar 0,000063 m, sementara analisis PLAXIS 3D menghasilkan defleksi sebesar 0,00156 m untuk tiang tunggal dan 0,0034 m untuk tiang kelompok. Seluruh nilai defleksi yang diperoleh pada kedua kondisi tersebut masih berada di bawah batas defleksi yang diizinkan sebesar 0,025 m, sehingga fondasi *bored pile* dinyatakan memenuhi persyaratan keamanan terhadap pembebanan lateral.
6. Hasil analisis *safety factor* menggunakan PLAXIS 3D menunjukkan bahwa pada pembebanan aksial, Kondisi Ekstrem I dan Ekstrem II menghasilkan nilai *safety factor* sebesar 5,047. Sementara itu, pada pembebanan lateral diperoleh nilai

safety factor sebesar 2,908 untuk Kondisi Ekstrem I dan 5,788 untuk Kondisi Ekstrem II. Seluruh nilai *safety factor* tersebut lebih besar daripada nilai minimum yang dipersyaratkan untuk fondasi *bored pile*, yaitu 2,5, sehingga fondasi dinyatakan memenuhi persyaratan keamanan terhadap potensi keruntuhan.

6.2 Saran

Sebagai penutup dari penelitian ini, terdapat beberapa saran yang diharapkan dapat menjadi masukan bagi penelitian selanjutnya serta bermanfaat dalam penerapannya di lapangan. Adapun saran tersebut adalah sebagai berikut.

1. Melakukan analisis menggunakan data asli proyek yang lebih lengkap dan detail, seperti hasil uji laboratorium atau uji lapangan lainnya, sehingga hasilnya lebih merepresentasikan kondisi aktual.
2. Melakukan analisis dengan metode manual lainnya dengan perangkat lunak geoteknik yang berbeda untuk melihat tingkat perbedaan hasil.
3. Melakukan variasi kondisi batas pembebanan, sehingga dapat mengetahui perilaku fondasi yang terjadi di berbagai kondisi.

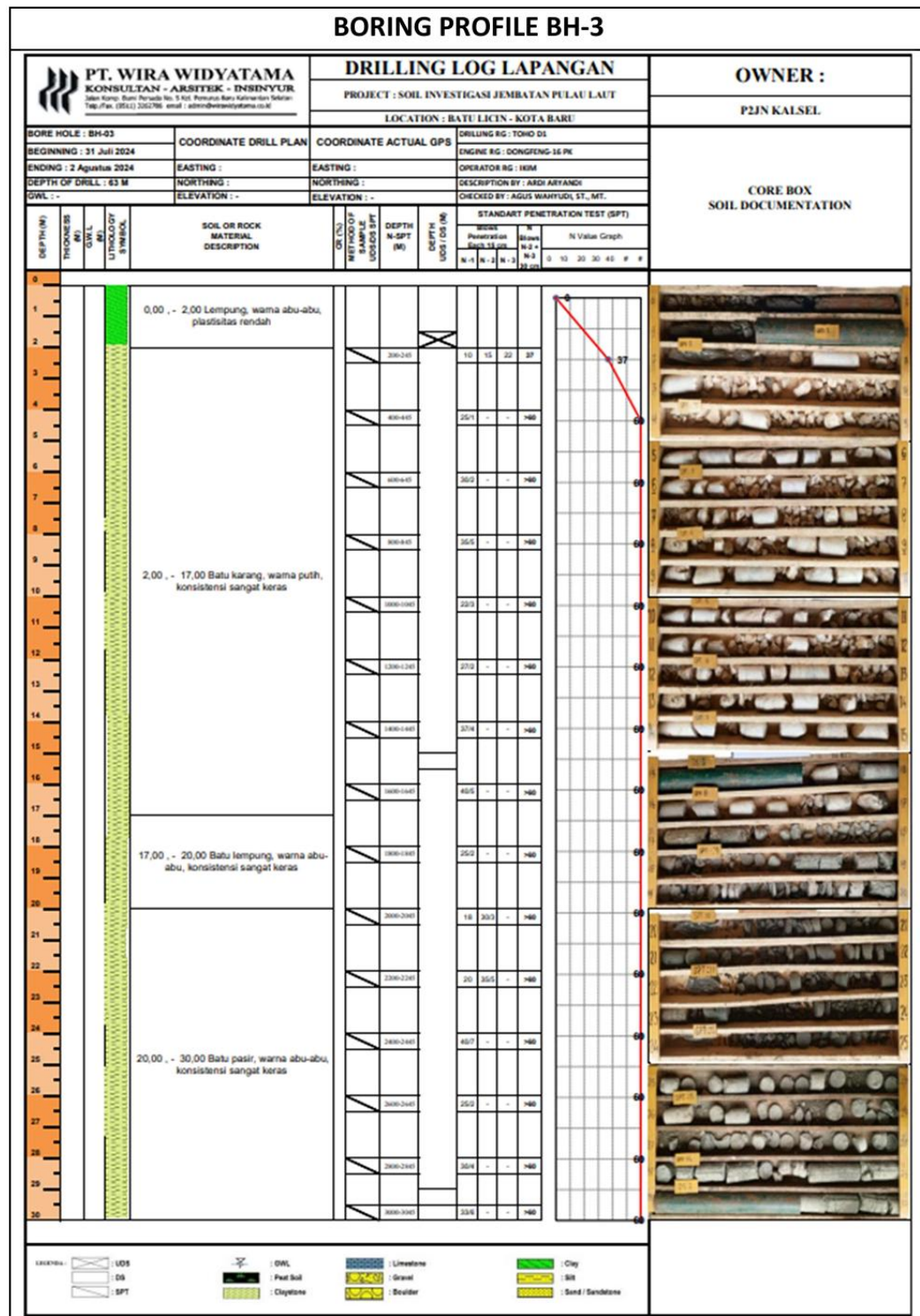
DAFTAR PUSTAKA

- American Association of State Highway and Transportation Officials. (1998). *LRFD bridge design specifications* (1st ed.). AASHTO.
- Badan Standardisasi Nasional. (2016). *SNI 1725:2016: Pembebanan untuk jembatan*. Badan Standardisasi Nasional.
- Badan Standardisasi Nasional. (2016). *SNI 2833:2016: Perencanaan jembatan terhadap beban gempa*. Badan Standardisasi Nasional.
- Badan Standardisasi Nasional. (2017). *SNI 8460:2017 Persyaratan perancangan geoteknik*. Badan Standardisasi Nasional.
- Biarez, J., & Favre, J. L. (1976). *Parameters of soil and foundation engineering*. Elsevier.
- Budhu, M. (2011). *Soil Mechanics and Foundation*.
- Bowles, J. E. (1984). *Physical and geotechnical properties of soils* (2nd ed.). McGraw-Hill.
- Broms, B. B. (1964). Lateral resistance of piles in cohesive soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 90(2), 27-64.
- Das, B. M. (2011). *Principles of foundation engineering* (7th ed.). Cengage Learning.
- Fadilah, U. N., & Tunafiah, H. (2018). Analisa daya dukung pondasi bored pile berdasarkan data N-SPT menurut rumus Reese & Wright dan penurunan. *Jurnal IKRA-ITH Teknologi*, 2(3), 7–13.
- Fajri Nurul Hakim, M., & Abdul Hadi, M. (2023). Analisis Daya Dukung dan Penurunan Pondasi Berdasarkan Data N-SPT Diverifikasi dengan Nilai PDA dan CAPWAP. 3(1).
- Hardiyatmo, H. C. (2010). *Analisis Dan Perancangan Fondasi II*. Yogyakarta, Indonesia: Gadjah Mada University Press.
- Indra, S., Yudianto, E. A., & Fadilla, D. J. (2024). Studi Alternatif Perencanaan Pondasi Tiang Bor (*Bore Pile*) Pada Gedung Malang Creative Center (MCC). *In Student Journal GELAGAR*.
- Kementerian Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat. (Tahun Terbit). *Pedoman Penentuan Beban Impak Bangunan Pelindung Pilar Jembatan*. Jakarta: Direktorat Jenderal Bina Marga.

- Look, B. G. (2007). *Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables*.
- Murthy. (2003). *Geotechnical Engineering*.
- Rajagukguk, H., & Tanjung, D. (2023). Analisis Daya Dukung Pondasi *Bore Pile* Dengan Hasil Uji Pembebanan Langsung (*Loading Test*).
- Simanjuntak, R., & Erwin Harahapan, S. (2024). Analisis Daya Dukung Lateral *Bored pile* Ø 80 Cm dengan Menggunakan Uji Beban Lateral dan Menggunakan Metode Elemen Hingga pada Proyek Menara BRI-Medan. *In Syntax Admiration* (Vol. 5, Issue 8).
- Skempton, A. W. (1986). *Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation*. *Géotechnique*, 36(3), 425–447.
- Sowers, G. F. (1979). *Introductory soil mechanics and foundations: Geotechnical engineering* (4th ed.). Macmillan.
- Terzaghi, K., & Peck, R. B. (1967). *Soil mechanics in engineering practice* (2nd ed.). John Wiley & Sons.
- Tomlinson, M. J. (2001). *Foundation design and construction* (7th ed.). Harlow, England: Prentice Hall.
- Vagenas, N., Sofianos, A., & Sakellariou, M. (2010). *Rock engineering and rock mechanics*.
- Vesic, A. S. (1977). *Design of pile foundations*. National Cooperative Highway Research Program.
- Wulan, A., Pujiawati, K., & Kusumaningrum, J. (2023). Perencanaan Pondasi *Bore pile* Pada Jembatan, Studi Kasus: Jembatan Utama Cisadane. *Jurnal Sains Dan Teknologi (JSIT)*, 3(1), 19–31.

LAMPIRAN

Lampiran 1 Data Tanah



BORING PROFILE BH-3

PT. WIRA WIDYATAMA KONSULTAN - ARSITEK - INSINYUR Jalan Korp. Bumi Perak No. 5-01, Perumahan Bumi Kalimantan Selatan Telp. (051) 2527780, email : admin@widyatama.co.id		DRILLING LOG LAPANGAN		OWNER :				
PROJECT : SOIL INVESTIGASI JEMBRAN PULAU LAUT		LOCATION : BATU LICIN - KOTA BARU		P2JN KALSEL				
BORE HOLE : BH-03		COORDINATE DRILL PLAN		COORDINATE ACTUAL GPS				
BEGINNING : 31 Juli 2024		EASTING :		EASTING :				
ENDING : 2 Agustus 2024		NORTHING :		NORTHING :				
DEPTH OF DRILL : 63 M		ELEVATION : -		ELEVATION : -				
GWL : -		ELEVATION : -		ELEVATION : -				
DEPTH (M)	THICKNESS (M)	GWL	SYMBOL	SOIL OR ROCK MATERIAL DESCRIPTION	DEPTH N-SPT (M)	DEPTH US / DS (M)	STANDARD PENETRATION TEST (SPT)	CORE BOX SOIL DOCUMENTATION
30								
31								
32								
33								
34								
35								
36								
37								
38								
39								
40								
41								
42								
43								
44								
45								
46								
47								
48								
49								
50								
51								
52								
53								
54								
55								
56								
57								
58								
59								
60								

LEGENDA :

UDS :

DS :

SPT :

GWL :

Peat Soil :

Claystone :

Limestone :

Gravel :

Boulder :

Clay :

Silt :

Sand / Sandstone :

BORING PROFILE BH-3														
PT. WIRA WIDYATAMA KONSULTAN - ARSITEK - INSINYUR Jl. Kuning, Buaru Bayu No. 5, Krt. Pemurus Baru, Kabupaten Selandi Telp./Fax. (0511) 2527760 email : admin@wira-widyatama.co.id				DRILLING LOG LAPANGAN PROJECT : SOIL INVESTIGASI JEMBATAN PULAU LAUT LOCATION : BATU LICEN - KOTA BARU						OWNER : P2JN KALSEL				
BORE HOLE : BH-03		COORDINATE DRILL PLAN		COORDINATE ACTUAL GPS		DRILLING RG : TOKO D1			CORE BOX SOIL DOCUMENTATION					
BEGINNING : 31 Juli 2024						ENGINE RG : DONGFENG-16 PK								
ENDING : 2 Agustus 2024		EASTING :		EASTING :		OPERATOR RG : IKM								
DEPTH OF DRILL : 63 M		NORTHING :		NORTHING :		DESCRIPTION BY : ARDIARYANDI								
GWL : -		ELEVATION : -		ELEVATION : -		CHECKED BY : AGUS WIDYUD, ST., MT.								
DEPTH (M)	THICKNESS (M)	GWL	DEPTH OF LITHOLOG (M)	SOIL OR ROCK MATERIAL DESCRIPTION	DEPTH (M)	DEPTH (M)	DEPTH (M)	DEPTH (M)	STANDART PENETRATION TEST (SPT)					
									N Value Graph 0 10 20 30 40 50 60					
60				60,00 - 63,00 Batu lempung, warna abu-abu, konsistensi sangat keras					35,0	-	-	-	-	
61									30,0	-	-	-	-	
62									35,5	-	-	-	-	
63				End Of Boring										
64														
65														
66														
67														
68														
69														
70														
71														
72														
73														
74														
75														
76														
77														
78														
79														
80														
81														
82														
83														
84														
85														
86														
87														
88														
89														
90														

LEGENDA :

UDS :

DS :

SPT :

GWL :

Fast Soil :

Claystone :

Limestone :

Gravel :

Boulder :

Clay :

Silt :

Sand / Sandstone :

BH-01**Tabel 4 Deskripsi Tanah Hasil Uji N_{SPT} titik BH-1**

Kedalaman (m)	Deskripsi	N-SPT	Klasifikasi
0,00 - 4,00	Pasir berlempung (SC)	16	Medium
4,00 - 6,00	Pasir sedikit lempung	11	Medium
6,00 - 8,00	Lanau plastisitas rendah dengan pasir (ML)	6	Sedang
8,00 - 8,50	Lempung dan gravel	6	Sedang
8,50 - 9,73	Batu pecahan sedikit lempung	>60	Keras
9,73 - 10,24	Limestone	>60	Keras
10,24 - 10,38	Batuan napal	>60	Keras
10,38 - 11,00	Limestone	>60	Keras
11,00 - 12,00	Pecahan berukuran kerikil batu lempung	>60	Keras
12,00 - 13,00	Dominan limestone yang tersisipkan batuan napal	>60	Keras
13,00 - 14,00	Limestone	>60	Keras
14,00 - 14,80	Limestone mulai terkristal	>60	Keras
14,80 - 15,00	Limestone dengan sisipan batu lempung	>60	Keras
15,00 - 19,85	Limestone	>60	Keras
19,85 - 20,00	Limestone terkristalkan	>60	Keras
20,00 - 28,65	Limestone	>60	Keras
28,65 - 29,00	Limestone sisipan batu lempung	>60	Keras
29,00 - 30,00	Limestone	>60	Keras

BH-03**Tabel 6 Deskripsi Tanah Hasil Uji N_{SPT} titik BH-3**

Kedalaman (m)	Deskripsi	N-SPT	Klasifikasi
0,00 - 4,00	Lempung, abu-abu, plastisitas rendah	37	Sangat Kaku
4,00 - 17,00	Batu karang, putih	60	Sangat keras
17,00 - 20,00	Batu lempung, abu-abu	60	Sangat keras
20,00 - 30,00	Batu pasir, abu-abu	60	Sangat keras
30,00 - 45,00	Batu lempung, abu-abu	60	Sangat keras
45,00 - 50,00	Batu pasir, abu-abu	60	Sangat keras
50,00 - 60,00	Batu lempung, abu-abu	60	Sangat keras
60,00 - 63,00	Batu lempung, abu-abu	60	Sangat keras

BH-04**Tabel 7 Deskripsi Tanah Hasil Uji N_{SPT} titik BH-4**

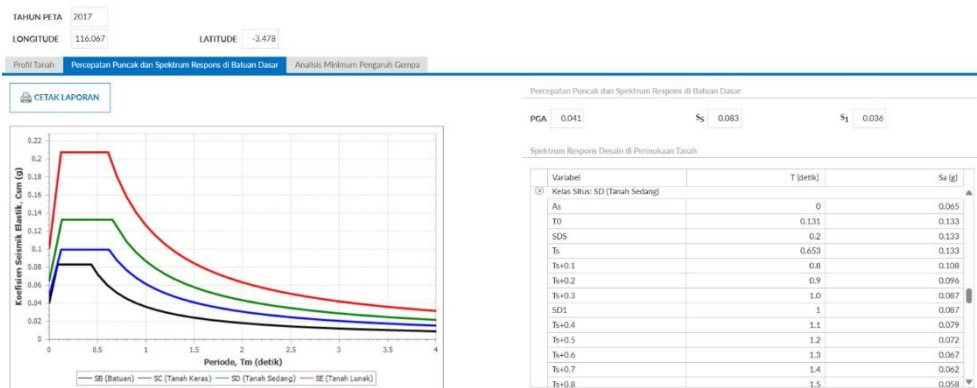
Kedalaman (m)	Deskripsi	N-SPT	Klasifikasi
0,00 - 1,00	Pasir sedikit lempung dan gravel	-	-
1,00 - 2,00	Lempung berpasir	17	Sangat kaku
2,00 - 8,30	Clayshale	>50	Keras
8,30 - 12,00	Lanau berpasir plastisitas rendah (ML)	>50	Keras
12,00 - 19,65	Lanau plastisitas rendah (ML)	>50	Keras
19,65 - 21,82	Clayshale	>50	Keras
21,82 - 25,40	Lanau plastisitas rendah dengan pasir (ML)	>50	Keras
25,40 - 25,68	Sandstone	>50	Keras
25,68 - 28,00	Clayshale	>50	Keras
28,00 - 30,00	Lanau plastisitas rendah (ML)	>50	Keras

Lampiran 2 Data Gempa

Pada studi ini, akan dilakukan analisis untuk lokasi proyek dengan mempertimbangkan kelas situs tanah padat dan batuan lunak (SD). Hal ini berdasarkan hasil analisis kelas situs pada dua sample data hasil bor yang diringkas pada Tabel 6.

Tabel 6 Rekapitulasi Analisis Kelas Situs di Lokasi Proyek

No	Data	N _{SPT-30}	Keterangan
1	BH-01	26.51	SD
2	BH-03	57.61	SC
3	BH-04	44.71	SD



2024 © Direktorat Bina Teknik Jalan dan Jembatan

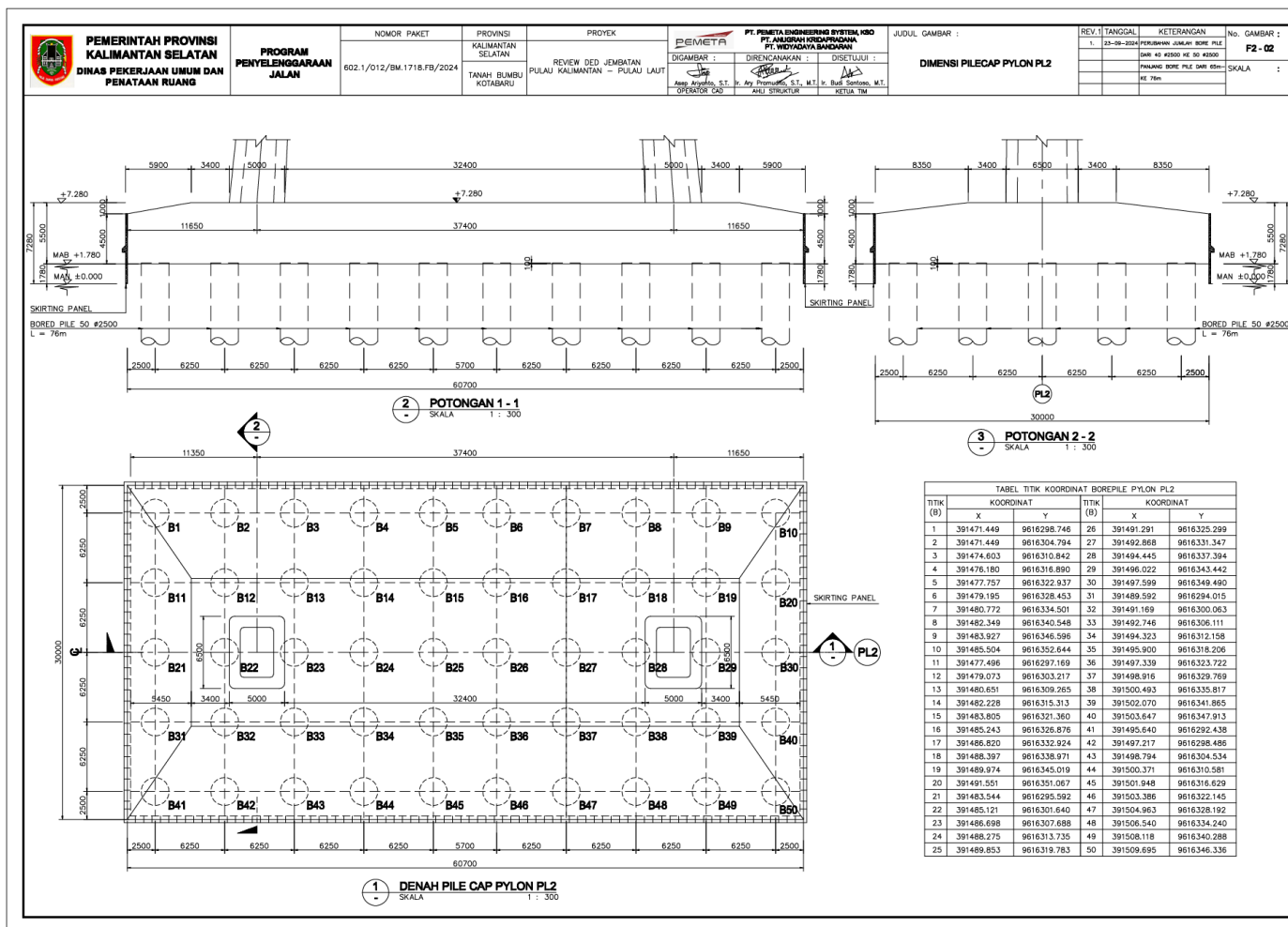
Spektrum Respons Desain di Permukaan Tanah

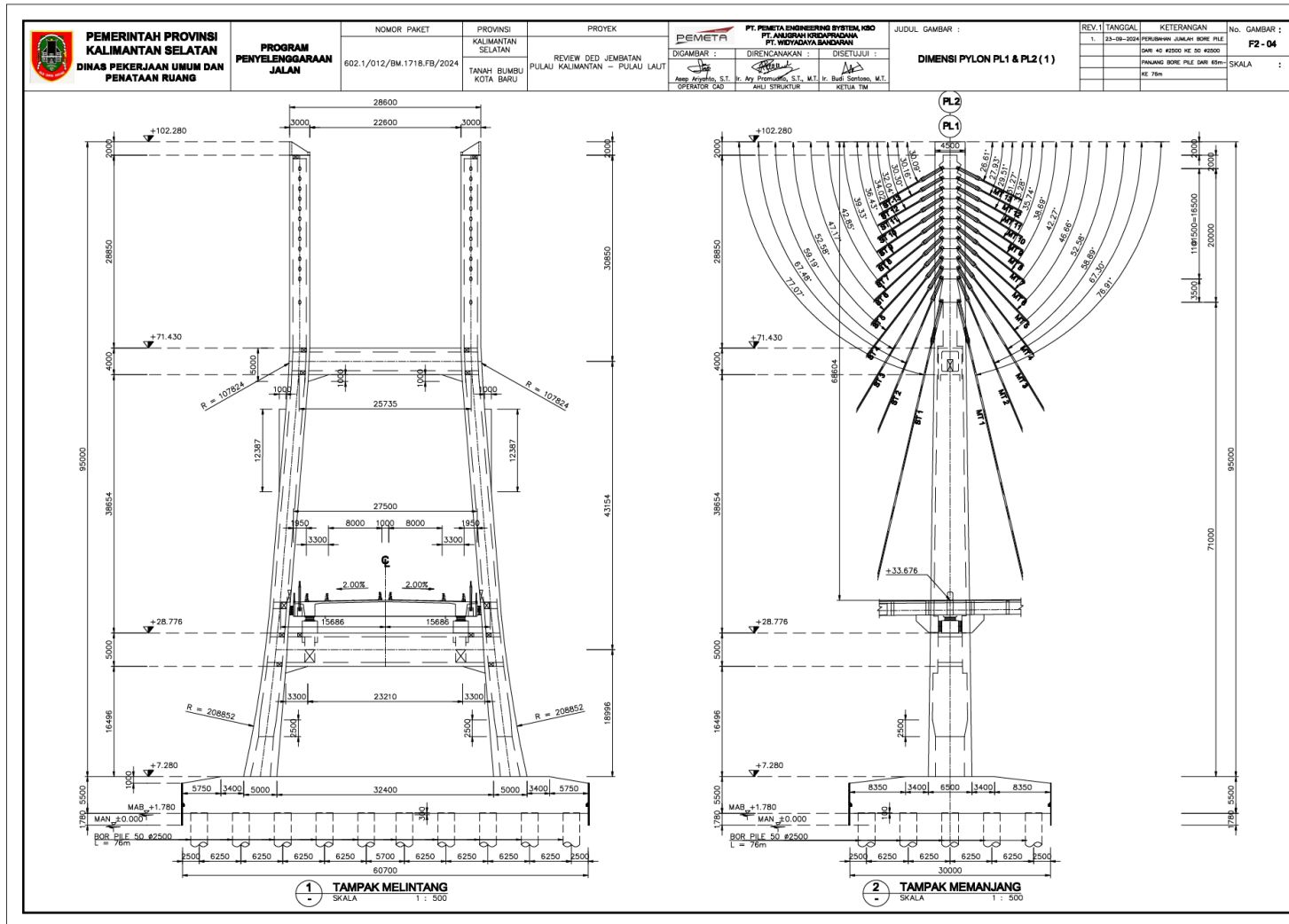
Variabel	T (detik)	S _a (g)
Ts+0.9	1.6	0.054
Ts+1	1.7	0.051
Ts+1.1	1.8	0.048
Ts+1.2	1.9	0.046
Ts+1.3	2	0.043
Ts+1.4	2.1	0.041
Ts+1.5	2.2	0.039
Ts+1.6	2.3	0.038
Ts+1.7	2.4	0.036
Ts+1.8	2.5	0.035
Ts+1.9	2.6	0.033
Ts+2	2.7	0.032
Ts+2.1	2.8	0.031
Ts+2.2	2.9	0.030

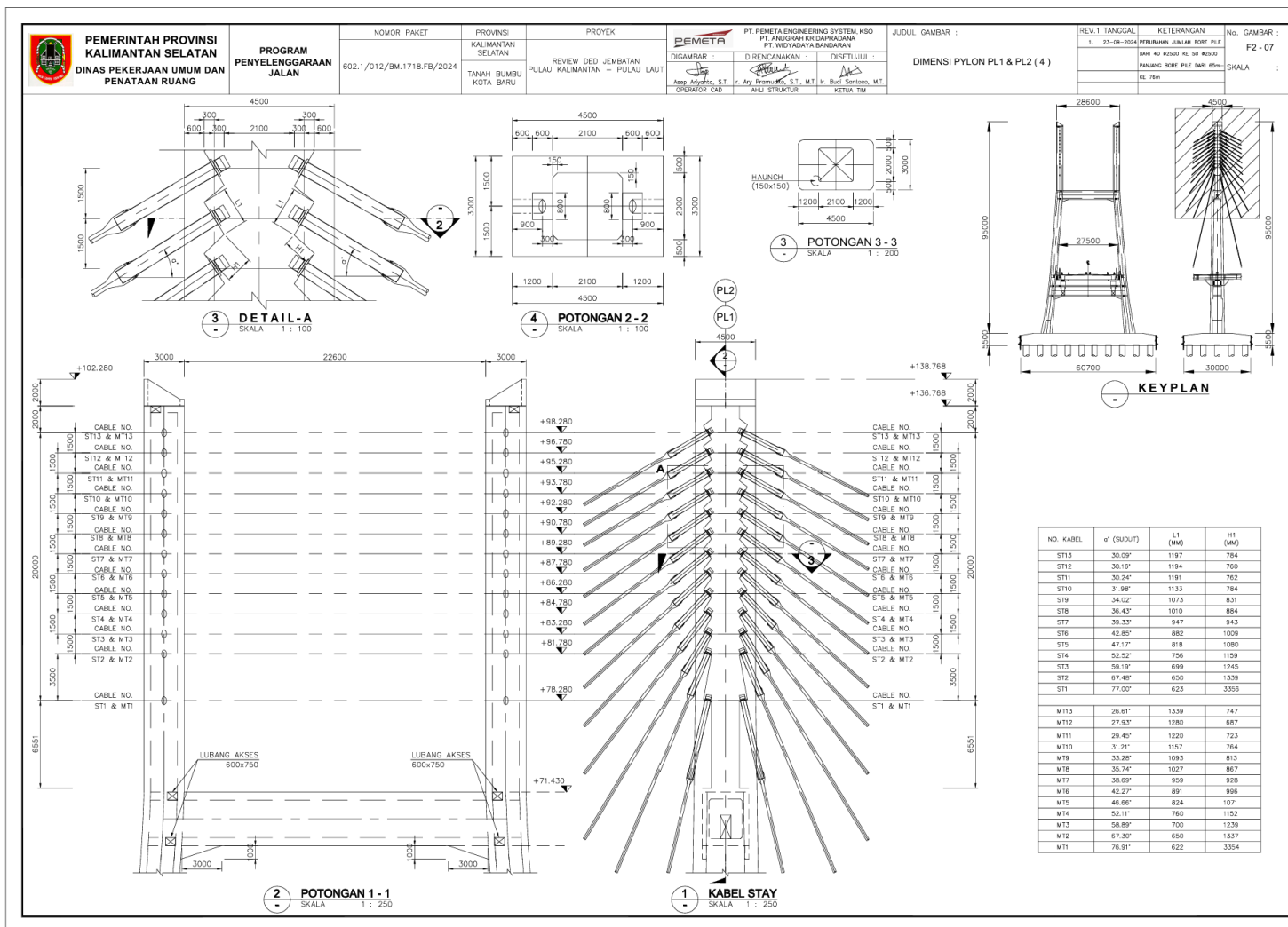
Spektrum Respons Desain di Permukaan Tanah

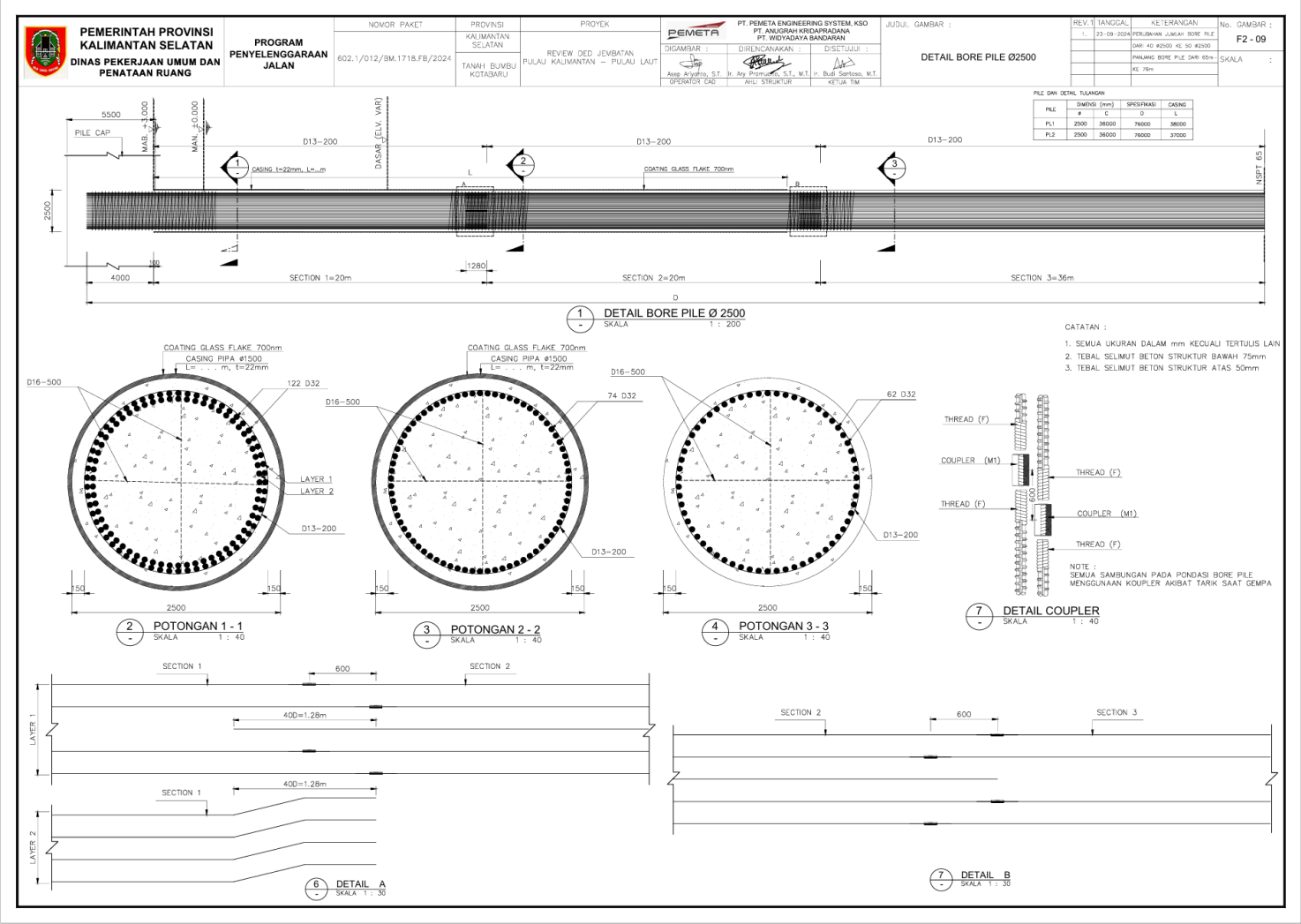
Variabel	T (detik)	S _a (g)
Ts+2.3	3	0.029
Ts+2.4	3.1	0.028
Ts+2.5	3.2	0.027
Ts+2.6	3.3	0.026
Ts+2.7	3.4	0.026
Ts+2.8	3.5	0.025
Ts+2.9	3.6	0.024
Ts+3	3.7	0.023
Ts+3.1	3.8	0.023
Ts+3.2	3.9	0.022
Ts+3.3	4	0.022

Lampiran 3 Shop Drawing Jembatan









Lampiran 4 Gaya Kabel Penggantung



PT. PEMETA ENGINEERING SYSTEM KSO.

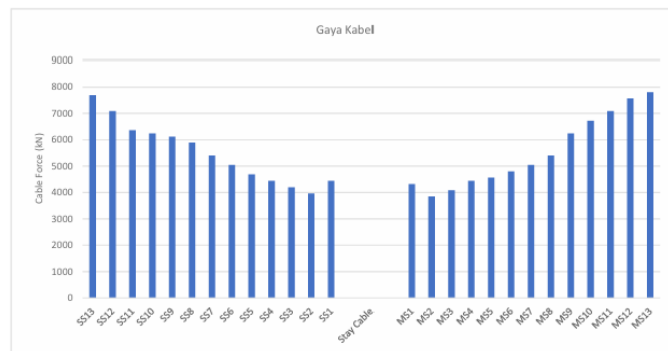
Laporan Akhir Review DED Bentang Utama
Review DED Jembatan Pulau Kalimantan - Pulau Laut
Tahun 2024

Tabel 4. 1 Gaya Kabel Penggantung

Stay Cable	Cable Force (kN)	Number of Strand	Length (mm)	Area (mm ²)	Diameter (mm)	Stress (MPa)	Stress Ratio	Check <0.45fpu
SS13	7680	78	134.825	10920	117.914	860.84	0.44	OK
SS12	7080	72	131.452	10080	113.288	841.95	0.44	OK
SS11	6360	65	128.080	9100	107.641	822.71	0.43	OK
SS10	6240	64	118.659	8960	106.809	752.17	0.40	OK
SS9	6120	62	109.370	8680	105.127	704.38	0.38	OK
SS8	5880	60	100.248	8400	103.418	696.02	0.37	OK
SS7	5400	55	91.345	7700	99.015	718.83	0.39	OK
SS6	5040	51	82.730	7140	95.346	741.88	0.40	OK
SS5	4680	48	74.504	6720	92.500	752.84	0.40	OK
SS4	4440	45	66.807	6300	89.562	733.31	0.39	OK
SS3	4200	43	59.847	6020	87.549	711.04	0.38	OK
SS2	3960	41	53.906	5740	85.489	666.18	0.36	OK
SS1	4440	45	47.405	6300	89.562	630.86	0.34	OK

Tabel 4. 2 Gaya Kabel Penggantung

Stay Cable	Cable Force (kN)	Number of Strand	Length (mm)	Area (mm ²)	Diameter (mm)	Stress (MPa)	Stress Ratio	Check <0.45fpu
MS1	4320	44	47.194	6160	88.562	619.16	0.33	OK
MS2	3840	39	53.541	5460	83.378	669.13	0.36	OK
MS3	4080	42	59.353	5880	86.525	709.52	0.38	OK
MS4	4440	45	66.209	6300	89.562	750.67	0.40	OK
MS5	4560	47	73.820	6580	91.531	784.88	0.42	OK
MS6	4800	49	81.975	6860	93.458	790.75	0.43	OK
MS7	5040	51	90.529	7140	95.346	786.04	0.42	OK
MS8	5400	55	99.379	7700	99.015	754.36	0.41	OK
MS9	6240	64	108.452	8960	106.809	724.61	0.39	OK
MS10	6720	68	117.699	9520	110.097	705.97	0.38	OK
MS11	7080	72	127.077	10080	113.288	690.19	0.37	OK
MS12	7560	77	136.564	10780	117.156	681.35	0.37	OK
MS13	7800	79	146.137	11060	118.668	700.47	0.38	OK



Gambar 4. 1 Gaya Kabel Penggantung untuk Beban DL dan Layan