

TUGAS AKHIR

**EVALUASI DAYA DUKUNG FONDASI *BORED PILE* DENGAN
MEMPERTIMBANGKAN FAKTOR LIKUEFAKSI
(*EVALUATION OF THE BEARING CAPACITY OF BORED PILE FOUNDATIONS
BY CONSIDERING LIQUEFACTION FACTORS*)**

**(Studi Kasus Pada Jembatan Kabanaran Bantul-Kulon Progo P10-177
dan P13-234)**

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



Azizah Nadya Soraya Utami

21511137

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
YOGYAKARTA
2025**

TUGAS AKHIR

**EVALUASI KAPASITAS DAYA DUKUNG FONDASI *BORED PILE* DENGAN
MEMPERTIMBANGKAN FAKTOR LIKUEFAKSI
(*EVALUATION OF THE BEARING CAPACITY OF BORED PILE FOUNDATIONS
BY CONSIDERING LIQUEFACTION FACTORS*)**

Disusun Oleh

Azizah Nadya Soraya Utami

21511137

Telah diterima sebagai salah satu persyaratan

Untuk memperoleh Derajat Sarjana Teknik Sipil

Diuji pada tanggal 4 November 2025

Oleh Dewan Penguji:

Pembimbing

Sa Nur Amalina, S.T., M.Eng.
K: 215111305

Penguji I

Dr. Hanindya Kusuma Artati, S.T., M.T.
NIK: 045110407

Penguji II

20.11.25

Astriana Hardawati, S.T., M.Eng
NIK: 165111301

Mengesahkan,
Ketua Program Studi Teknik Sipil



Ir. Yunalia Muntafi., S.T., M.T., Ph.D. (Eng.) IPM
NIK: 095110101

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

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

Yogyakarta, 21 November 2025

Yang membuat pernyataan,



Azizah Nadya Soraya Utami

(21511137)

KATA PENGANTAR

Puji syukur penulis panjatkan kepada Tuhan Yang Maha Esa, sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul *Evaluasi Daya Dukung Fondasi Bored Pile Dengan Mempertimbangkan Faktor Likuefaksi*. Tugas Akhir ini merupakan salah satu syarat akademik dalam menyelesaikan studi tingkat strata satu di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.

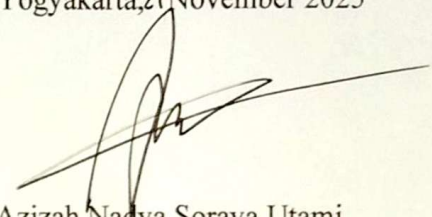
Dalam penyusunan Tugas Akhir ini banyak hambatan yang dihadapi penulis, namun berkat saran, kritik, serta dorongan semangat dari berbagai pihak, alhamdulillah Tugas Akhir ini dapat diselesaikan. Berkaitan dengan ini penulis ingin mengucapkan terima kasih yang sedalam-dalamnya kepada :

1. Ibu Anisa Nur Amalina, S.T., M.Eng. selaku Dosen pembimbing Tugas Akhir yang telah memberikan saran, kritik, dan evaluasi kepada penulis dalam menyusun Tugas Akhir ini.
2. Kepada ibu Dr. Hanindya Kusuma Artati, S.T., M.T., selaku Dosen Penguji I dan ibu Astriana Hardawati, S.T., M.Eng., selaku Dosen Penguji II. Terimakasih atas saran, kiritik dan masukan yang diberikan dalam penyusunan Tugas Akhir ini
3. Kepada Bapak Asep Rustam Efendi selaku Deputy Project Manager dan Bapak Sugeng selaku Quality Control di Proyek Pembangunan Jembatan Kabanaran. Terimakasih atas bantuannya yang diberikan kepada penulis
4. Terkhususnya penulis persembahkan Tugas Akhir ini kepada Alm. Bapak Isman Nahar dan Ibu Setiyo Wahyu Hendriwati selaku orang tua penulis yang telah banyak memberikan dukungan baik materi maupun spiritual hingga Tugas Akhir ini selesai.
5. Kepada kakak ku Mohammad Ardha Wiku Wicaksono, S.T., dan kedua adik penulis Aisyah Dewanti Maharani Putri dan Adjie Mohammad Habibie terima kasih telah mengorbankan banyak hal demi penulis
6. Kepada ketiga sahabat seperjuanganku selama kuliah, Desfilia Salsabiilaa, Najmira Ghaida Nazihantya, Faiha Khoiruzzukhruf terimaka kasih telah

membersamai penulis selama masa kuliah dan menjadi tempat penulis berkeluh kesah

7. Seluruh teman-teman Teknik Sipil 2021 yang telah berbagi kisah bersama-sama semasa kuliah
8. Terimakasih untuk diri saya sendiri telah bertahan hidup dan tidak menyerah. Saya bangga pada setiap langkah kecil yang membawa saya hingga titik ini

Yogyakarta, 21 November 2025



Azizah Nadya Soraya Utami

21511137

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	i
HALAMAN PENGESAHAN	ii
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI	iii
KATA PENGANTAR	iv
DAFTAR ISI	vi
DAFTAR TABEL	ix
DAFTAR GAMBAR	xii
DAFTAR LAMPIRAN	xiv
DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN	xv
ABSTRAK	xviii
<i>ABSTRACT</i>	xix
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Tujuan Penelitian	3
1.4 Manfaat Penelitian	3
1.5 Batasan Penelitian	4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	5
2.1 Likuefaksi	5
2.2 Daya Dukung Fondasi <i>Bored Pile</i>	6
2.3 Pengaruh Likuefaksi Terhadap Daya Dukung Fondasi <i>Bored Pile</i>	7
2.4 Perbandingan Dengan Penelitian Sebelumnya	8

BAB III LANDASAN TEORI	13
3.1 Tanah	13
3.2 Investigasi Karakteristik Tanah Metode <i>SPT</i>	14
3.3 Pembebanan	18
3.3.1 Beban Permanen	19
3.3.2 Beban Lalu Lintas	21
3.4 Fondasi <i>Bored Pile</i>	24
3.5 Daya Dukung Fondasi Tunggal	24
3.5.1 Metode Meyerhoff (1963)	25
3.5.2 Metode Reese dan O'Neil (1989)	27
3.5.3 Daya Dukung <i>Ultimit</i> Tiang Bor	29
3.5.4 Daya Dukung Izin	30
3.6 Daya Dukung Fondasi Kelompok	30
3.7 Daya Dukung Fondasi <i>Bored Pile</i> Berdasarkan Uji PDA dan CAPWAP	36
3.8 Likuefaksi	38
3.9 Analisis Potensi Likuefaksi	40
3.9.1 Analisis Nilai CSR	40
3.9.2 Analisis Nilai CRR Berdasarkan Hasil Uji SPT	41
BAB IV METODE PENELITIAN	45
4.1 Lokasi Penelitian	45
4.2 Tahapan Penelitian	48
4.2.1 Metode Pengumpulan Data	49
4.3 Analisis Data	49
4.3.1 Analisis Potensi Likuefaksi	49
4.3.2 Analisis Daya Dukung Fondasi <i>Bored Pile</i>	49

4.3.3 Pembebanan	50
4.4 Diagram Alur Penelitian dan Pengelolaan Data	51
BAB V HASIL DAN PEMBAHASAN	54
5.1 Analisis Pembebanan	54
5.1.1 Beban Permanen	54
5.1.2 Beban Lalu Lintas	57
5.2 Analisis Data Karakteristik Tanah	59
5.2.1 Koreksi Hasil Pengujian SPT	60
5.2.2 Menentukan Parameter Tanah Berdasarkan Korelasi N_{60}	62
5.3 Analisis Daya Dukung Fondasi Tunggal	67
5.3.1 Daya Dukung Fondasi <i>Bored Pile</i> Metode Meyerhoff (1976)	67
5.3.2 Daya Dukung Fondasi <i>Bore Pile</i> Metode Reese & O'Neil (1989)	71
5.3.3 Daya Dukung Fondasi Eksisting Berdasarkan PDA	75
5.4 Analisis Daya Dukung Fondasi Kelompok	76
5.4.1 Daya Dukung Kelompok Tiang Keruntuhan Blok	76
5.4.2 Daya Dukung Fondasi Kelompok	
5.5 Analisis Potensi Likuefaksi	83
5.5.1 Analisis Nilai <i>Cyclic Stress Ratio (CSR)</i>	83
5.5.2 Analisis Nilai <i>Cyclic Resistance Ratio (CRR)</i>	85
5.5.3 Analisis Potensi Likuefaksi Berdasarkan <i>Safety Factor</i>	87
5.6 Evaluasi Daya Dukung Fondasi Dengan Likuefaksi	96
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN	102
6.1 Kesimpulan	102
6.2 Saran	105
DAFTAR PUSTAKA	107

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian ini	9
Tabel 3.1	Efisiensi Pemukul (E_f)	16
Tabel 3.2	Faktor Koreksi Uji SPT	17
Tabel 3.3	Hubungan N dengan Kerapatan relatif (D_r)	17
Tabel 3.4	Hubungan Nilai D_r dengan γ_{sat}	18
Tabel 3.5	Hubungan Nilai N dengan Konsistensi Tanah	18
Tabel 3.6	Hubungan N dengan Keseragaman Tanah	18
Tabel 3.7	Besar Kerapatan Massa Beban Permanen	19
Tabel 3.8	Faktor Beban Untuk Berat Sendiri	20
Tabel 3.9	Faktor Beban Mati Tambahan	21
Tabel 3.10	Faktor Beban Lajur “D”	22
Tabel 3.11	Korelasi Nilai N-SPT Dengan Sudut Gesek Dalam Dan Kerapatan Relatif	34
Tabel 3.12	Faktor Daya Dukung Untuk <i>Local Shear Failure</i>	34
Tabel 5.1	Berat Beban Sendiri P10-177	54
Tabel 5.2	Berat Beban Sendiri P13-234	55
Tabel 5.3	Berat Pembesian dan Material Tambahan P10-177	56
Tabel 5.4	Berat Pembesian dan Material Tambahan P13-234	56
Tabel 5.5	Beban Mati Tambahan P10-177	57
Tabel 5.6	Beban Mati Tambahan P13-234	57
Tabel 5.7	Rekapitulasi Pembebanan P10-177	58

Tabel 5.8	Rekapitulasi Pembebanan P13-234	59
Tabel 5.9	Nilai N_{60}	60
Tabel 5.10	Hubungan N_{60} dengan Parameter Tanah Pada P10-177	62
Tabel 5.11	Hubungan N_{60} dengan Parameter Tanah Pada P13-237	63
Tabel 5.12	Rekapitulasi Analisis Daya Dukung Fondasi Metode Meyerhoff Pada P10-177	69
Tabel 5.13	Rekapitulasi Analisis Daya Dukung Fondasi Metode Meyerhoff Pada P13-234	70
Tabel 5.14	Rekapitulasi Analisis Daya Dukung Fondasi Metode Reese & O'Neil Pada P10-177	73
Tabel 5.15	Rekapitulasi Analisis Daya Dukung Fondasi Metode Reese & O'Neil Pada P13-234	74
Tabel 5.16	Analisis Daya Dukung Kelompok Tiang Keruntuhan Blok P10-177	78
Tabel 5.17	Analisis Daya Dukung Kelompok Tiang Keruntuhan Blok P13-234	79
Tabel 5.18	Analisis Daya Dukung Fondasi Tereduksi Pada P10-177	81
Tabel 5.19	Analisis Daya Dukung Fondasi Tereduksi Pada P13-234	82
Tabel 5.20	Analisis Potensi Likuefaksi Pada P10-177	88
Tabel 5.21	Analisis Potensi Likuefaksi Pada P13-234	90
Tabel 5.22	Evaluasi Daya Dukung Fondasi Dengan Mempertimbangkan Faktor Likuefaksi Dengan $M=7,5$ P10-177	97
Tabel 5.23	Evaluasi Daya Dukung Fondasi Dengan Mempertimbangkan Faktor Likuefaksi Dengan $M=7,5$ P13-234	98
Tabel 5.24	Persentase Penurunan Daya Dukung (Q_g) Sebelum dan Likuefaksi Pada P10	101

Tabel 5.25 Persentase Penurunan Daya Dukung (Q_g) Sebelum dan Setelah
Likuefaksi Pada P13

101

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1	Zona Kerentanan Likuefaksi D.I. Yogyakarta	2
Gambar 3.1	Diagram Fase Tanah	14
Gambar 3.2	Rangkaian Pengujian <i>Standard Penetration Test</i>	15
Gambar 3.3	Beban Lajur “D”	21
Gambar 3.4	Distribusi Beban “D” Arah Memanjang	23
Gambar 3.5	Faktor Beban Dinamis	23
Gambar 3.6	Prinsip Pelaksanaan Tiang Bor Metode Basah	24
Gambar 3.7	Kedalaman Tinjauan Fondasi Metode Meyerhoff (1963)	26
Gambar 3. 8	Kedalaman Tinjauan Fondasi Metode Rees & O’Neil (1989)	28
Gambar 3.9	Perbandingan Zona Tekan Pada Tiang Tunggal dan Tiang Kelompok	31
Gambar 3.10	Kegagalan Kelompok tiang	32
Gambar 3.11	Hubungan Nilai Kohesi dan N-SPT	33
Gambar 3.12	Konfigurasi Kelompok Fondasi P10 dan P13	36
Gambar 3.13	Ilustrasi Perletakan Instrumen Pada Pengujian PDA	37
Gambar 3.14	Grafik Hasil Analisis CAPWAP	38
Gambar 3.15	Grafik hasil prediksi rebound (R) menggunakan data NSPT dan <i>Fines Content</i>	43
Gambar 4.1	Lokasi Proyek Jembatan Kabanaran	46
Gambar 4.2	Zona Kerja Proyek Jembatan Kabanaran	46
Gambar 4.3	Lokasi P10	47

Gambar 4.4	Lokasi P13	48
Gambar 4.5	Diagram Alur Penelitian dan Pengelolaan Data	52
Gambar 5.1	Grafik Hasil Pengujian SPT : a. P10-177; b. P13-234	59
Gambar 5.2	Grafik N_{60} Pada P10-177	61
Gambar 5.3	Grafik N_{60} Pada P13-234	62
Gambar 5.4	Klasifikasi Lapisan Tanah P10-177	65
Gambar 5.5	Klasifikasi Lapisan Tanah P13-234	66
Gambar 5.6	Grafik Perbandingan Daya Dukung Metode Meyerhoff (1963), Reese & O'Neil (1989) dan PDA Pada P10-177	75
Gambar 5.7	Grafik Perbandingan Daya Dukung Metode Meyerhoff (1963), Reese & O'Neil (1989) dan PDA Pada P13-234	76
Gambar 5.8	Respon Spektrum	83
Gambar 5.9	Grafik Analisis CRR dan CSR P10-177	92
Gambar 5.10	Grafik Analisis CRR dan CSR P13-234	93
Gambar 5.11	Ilustrasi Sebaran Lapisan Tanah Likuefaksi P10-177	94
Gambar 5.12	Ilustrasi Sebaran Lapisan Tanah Likuefaksi P13-234	95
Gambar 5.13	Grafik Perbandingan Evaluasi Daya Dukung Fondasi Kelompok Terhadap Pembebanan P10-177	99
Gambar 5.14	Grafik Perbandingan Evaluasi Daya Dukung Fondasi Kelompok Terhadap Pembebanan P13-234	100

DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1 : Detail Engineering Drawing P10	111
Lampiran 2 : Detail Engineering Drawing P13	116
Lampiran 3 : Lead Rubber Bearing (LRB)	121
Lampiran 4 : Corrugated Steel Plate (CSP)	123
Lampiran 5 : Laporan Hasil PDA	124
Lampiran 6 : <i>Railing</i> dan <i>Planter</i>	136

DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN

JJLS	= Jalan jalur lintas selatan
PDA	= <i>Pile driving analyzer</i>
SPT	= <i>Standart penetration test</i>
CSR	= <i>Cyclic stress ration</i>
CRR	= <i>Cyclic resistanse ratio</i>
LPI	= <i>Liquefaction potential index</i>
LSI	= <i>Liquefaction severity index</i>
USCS	= <i>Unified soil classification system</i>
SNI	= Standar nasional indonesia
BSN	= Badan standarisasi nasional
N_{60}	= NSPT dikoreksi terhadap prosedur
E_f	= Efisiensi pemukul
C_b	= Koreksi diamter lubang bor
C_s	= Koreksi pada tabung <i>sampler</i> spt
C_r	= Koreksi untuk panjang batang bor
N	= Nilai spt hasil uji lapangan
MS	= Berat sendiri
γ_{MS}	= Faktor beban
γ^s_{MS}	= Keadaan batas layan
γ^u_{MS}	= Keadaan batas ultimit
MA	= Beban mati tambahan
γ_{MA}	= Faktor beban
TD	= Beban lajur “d”
BTR	= Beban terbagi rata (kN/m)
BGT	= Beban garis terpusat (kN)
γ_{TD}	= Faktor beban
γ^s_{TD}	= Keadaan batas layan
γ^u_{TD}	= Keadaan batas ultimit

q	= Intensitas beban terbagi rata
L	= Panjang total jembatan yang dibebani (m)
DLA	= <i>Dynamic load allowance</i>
FBD	= Faktor beban dinamis
TT	= Beban truk “t” (Ton)
γ_{TT}^s	= Keadaan batas layan
γ_{TT}^u	= Keadaan batas ultimit
Q_{ult}	= Daya dukung ultmit (ton atau kN)
Q_b	= Daya dukung ujung (ton atau kN)
Q_s	= Daya dukung gesek (ton atau kN)
Q_{all}	= Daya dukung izin (ton atau kN)
A_b	= Luas penampang ujung tiang (m)
N_r	= Nilai spt rata-rata
$N1$	= Nilai SPT pada kedalaman 10D dari ujung tiang keatas (m)
$N2$	= Nilai SPT pada kedalaman 4D dari ujung tiang kebawah (m)
L_b	= Panjang tiang (m)
D	= Diameter tiang (m)
p	= Keliling tiang (m ²)
$f_{s\ av}$	= Gesekan selimut rata-rata (kN/m ²)
f_b	= Tahanan ujung tiang (kN/m ²)
σ_r	= Tegangan referensi (100 kN/m ²)
f_s	= Tahanan gesek tiang (kN/m ²)
z	= kedalaman di tengah-tengah lapisan tanah (m)
po'	= Tekanan <i>overburden</i> di tengah lapisan (kN/m ²)
W_p'	= Berat efektif fondasi (kN atau Ton)
W_p	= Berat Fondasi (kN atau Ton)
U	= Gaya angkat fondasi akibat muka air tanah (kN atau Ton)
MAT	= Muka air tanah (m)
H_w	= Tinggi muka air (m)
γ_w	= Berat volume air (9,81 kN/m ³)
γ_{beton}	= berat jenis beton (2350 kg/m ³ atau 2,35 ton/m ³)

SF	= <i>Safety factor</i>
Q_g	= Daya dukung kelompok (kN atau Ton)
c	= Kohesi tanah di keliling kelompok tiang (kN/m ²)
B	= Lebar kelompok tiang di tinjau dari pinggir tiang (m)
Cb	= Kohesi tanah di bawah dasar kelompok tiang (kN/m ²)
L	= Panjang kelompok tiang (m)
N_c	= Faktor daya dukung
E_g	= Efisiensi kelompok tiang
m	= Jumlah baris tiang
n'	= Jumlah tiang dalam satu baris
s	= Jarak antar pusat tiang (m)
CAPWAP	= <i>Case Pile Wave Analysis Program</i>
σ_v'	= Tegangan vertikal efektif tanah (kN/m ²)
σ	= Tegangan total (kN/m ²)
u	= Tekanan air pori (kN/m ²)
σ_v	= Tegangan vertikal total (kN/m ²)
γ_{sat}	= Berat volume tanah jenuh air (kN/m ³)
a_{max}	= Percepatan maksimum pada permukaan tanah
g	= Percepatan gravitasi (m/s ²)
r_d	= Faktor reduksi tegangan akibat respons profil tanah
C_N	= Faktor koreksi tegangan vertikal efektif
FC	= Fines Content
M	= Magnitudo yang digunakan
MSF	= <i>Magnitude scaling factor</i>
K_σ	= Faktor koreksi <i>overburden</i>
R	= <i>Rebound</i>
$\Delta(N_1)_{60}$	= Persamaan pernyetaraan nilai SPT tanah berpasir

ABSTRAK

Jembatan Kabanaran merupakan jembatan yang dibangun di atas Sungai Progo dengan panjang bentang 2 kilometer yang menyambungkan kabupaten Bantul dan Kulon Progo. Mengacu pada zona likuefaksi Yogyakarta yang diterbitkan Badan Geologi pada tahun 2019, lokasi jembatan Kabanaran masuk dalam kategori zona kerentanan likuefaksi yang tinggi. Berangkat dari latar belakang tersebut perlu dilakukannya evaluasi mengenai daya dukung fondasi dengan mempertimbangkan faktor likuefaksi pada Jembatan Kabanaran.

Analisis daya dukung fondasi dilakukan dengan menggunakan metode Meyerhoff (1963) dan Reese & O'Neil (1989). Sebagai pembandingan antara daya dukung rencana dan eksisting lapangan digunakan hasil pengujian *Pile Driving Analyzer* untuk menganalisis daya dukung fondasi. Kemudian untuk potensi likuefaksi dilakukan dengan menggunakan metode *Safety Factor* dan metode Idriss dan Boulanger (2008).

Hasil analisis menunjukkan bahwa pada lapisan kedalaman tertentu berpotensi mengalami likuefaksi dengan magnitudo ($M=7,5$) sehingga dilakukan evaluasi terhadap daya dukung fondasi pada P10 dan P13. Hasil evaluasi menunjukkan bahwa daya dukung fondasi mengalami penurunan, pada P10 rentang persentase penurunan 17% - 91% sedangkan pada P13 rentang persentase penurunan 20% - 91% . Walaupun terjadi penurunan daya dukung yang besar, fondasi P10 dan P13 masih memenuhi persyaratan keamanan fondasi ($P < Q_g$) dan pada kedalaman >20 meter likuefaksi dapat diabaikan karena tidak memberikan efek ke permukaan.

Kata Kunci : Likuefaksi, Daya Dukung, *Pile Driving Analyzer*

ABSTRACT

The Kabanaran Bridge is a 2 kilometer bridge built over the Progo River, connecting the Bantul and Kulon Progo regencies. According to the Yogyakarta liquefaction Zone published by the Geological Agency in 2019, the Pandansumo Bridge is categorized as a high liquefaction vulnerability zone. Based on this background, an evaluation of the foundation bearing capacity was necessary, taking into consider the liquefaction factors at the Kabanaran Bridge.

Foundation bearing capacity analysis was conducted the Meyerhoff (1963) and Reese & O'Neil (1989) methods. Pile Driving Analyzer test result were use to compare the design and existing field bearing capacity. Liquefaction potential was assessed using the Safety Factor method and the Idriss and Boulanger (2008) method.

The analysis results indicated that a certain depth layer had the potential for liquefaction with a magnitude of ($M = 7,5$), leading to an evaluation of the foundation bearing capacity at P10 dan P13. The Evaluation results showed that the bearing capacity of the foundations decreased, with the percentage decrease at P10 ranging from 17% - 91%, while at P13 the percentage decrease ranged from 20% - 91%. Despite the significant decrease in bearing capacity, the P10 and P13 foundation still met foundation safety requirements ($P < Q_g$) and at a depth of >20 meters liquefaction can be ignored because it does not have an effect on the surface.

Keyword : *Liquefaction, Bearing Capacity, Pile Driving Analyzer*

BAB I

PENDAHULUAN

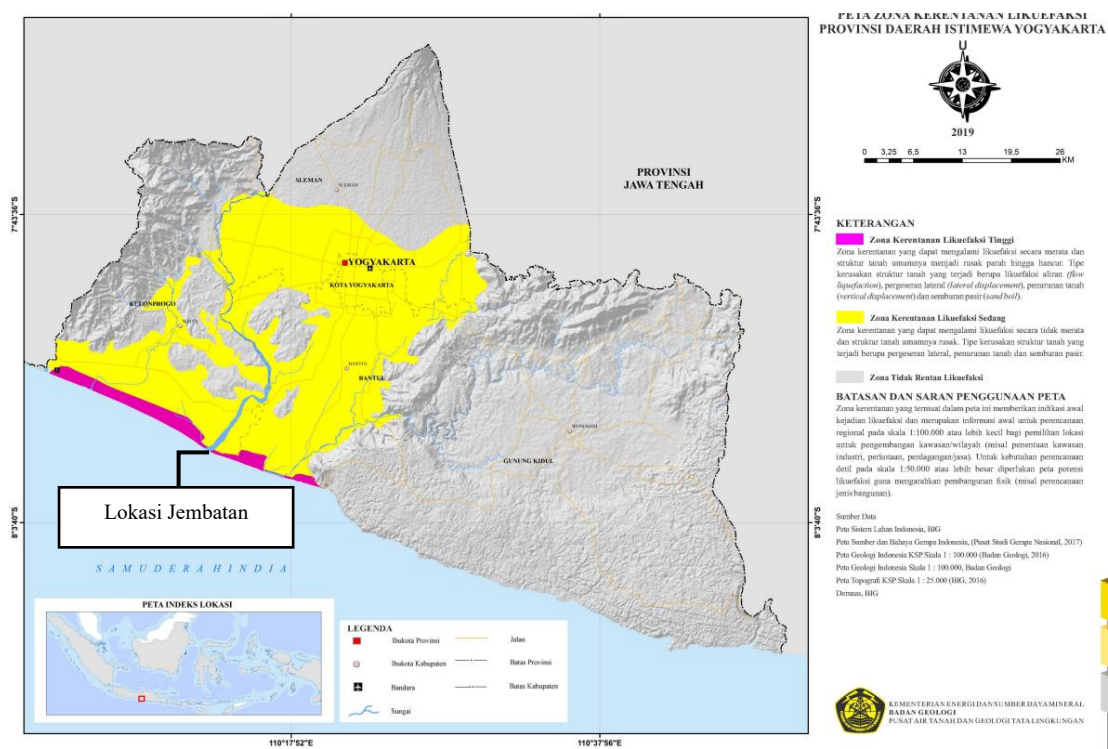
1.1 Latar Belakang

Indonesia sebagai negara kepulauan, memiliki kondisi geografis daratan yang dipisahkan oleh perairan, seperti sungai, danau, selat, maupun laut. Berdasarkan kondisi tersebut, dibutuhkan sarana yang dapat menghubungkan transportasi dengan infrastruktur jembatan sehingga dapat mempercepat jarak tempuh dan dapat menunjang pembangunan nasional. Pembangunan infrastruktur jembatan diharapkan mampu menghubungkan jalan lintas antar kawasan serta meningkatkan penanganan lalu lintas barang dan jasa guna percepatan pemulihan ekonomi.

Salah satu infrastruktur jembatan yang saat ini telah selesai dibangun adalah Jembatan Kabanaran yang terletak di Kabupaten Bantul-Kulon Progo, Yogyakarta. Jembatan ini merupakan salah satu prasarana yang menunjang Pembangunan Jalur Jalan Lintas (JJLS). Pembangunan jembatan ini merupakan proyek pembangunan nasional pemerintah yang dibangun melalui Kementerian Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat. Pembangunan jembatan ini diharapkan dapat menunjang konektivitas untuk memberi peluang percepatan dalam perkembangan ekonomi dan sektor pariwisata khususnya di sepanjang jalur pantai selatan Yogyakarta.

Jembatan Kabanaran dibangun di daerah pesisir pantai selatan Yogyakarta yang di mana berada di lokasi pertemuan dua lempeng tektonik yaitu Lempeng Indo-Australia dan Lempeng Eurasia. Pertemuan kedua lempeng ini mengakibatkan tumbukan yang menghasilkan energi yang sangat kuat sehingga terjadi patahan sesar pada daratan (Nurdiansyah, 2023) . Sesar yang terbentuk dari kejadian tersebut disebut Sesar Opak. Aktivitas pergerakan sesar opak dapat mengakibatkan terjadinya gempa bumi yang memicu peristiwa likuefaksi.

Mengacu pada Atlas Zona Likuefaksi Indonesia yang diterbitkan pada tahun 2019 oleh Badan Geologi Kementerian Energi dan Sumber Daya Mineral, Lokasi Jembatan Kabanaranmasuk ke dalam kategori Zona Kerentanan Likuefaksi Tinggi. Kondisi ini menunjukkan bahwa area tersebut memiliki potensi mengalami likuefaksi secara luas, sehingga struktur tanah berisiko mengalami kerusakan berat hingga runtuh (Buana dkk., 2019). Untuk lebih jelasnya dapat di lihat pada Gambar 1.1 di bawah ini.



Gambar 1.1 Zona Kerentanan Likuefaksi D.I. Yogyakarta

(Sumber: Badan Geologi Kementerian Energi dan Sumber Daya Mineral, 2019)

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan dari uraian latar belakang maka rumusan masalah yang akan dibahas pada penelitian ini adalah sebagai berikut.

1. Bagaimana kondisi tanah pada Jembatan Kabanaran?
2. Berapa daya dukung rencana fondasi tunggal *bored pile* pada Jembatan Kabanaran di titik P10-177 dan P13-234?

3. Berapa daya dukung fondasi *bored pile* eksisting berdasarkan pengujian *Pile Driving Analyzer* (PDA) pada Jembatan Kabanaran di titik P10-177 dan P13-234?
4. Bagaimana potensi likuefaksi pada Jembatan Kabanaran?
5. Bagaimana perbandingan antara nilai daya dukung rencana fondasi *bored pile* dengan hasil daya dukung dari pengujian *Pile Driving Analyzer* (PDA) pada Jembatan Kabanaran, baik pada kondisi tanah yang terpengaruh likuefaksi maupun tanpa pengaruh likuefaksi?

1.3 Tujuan Penelitian

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

1. Menganalisis dan mengetahui kondisi tanah Jembatan Kabanaran.
2. Menganalisis dan mengetahui daya dukung rencana fondasi tunggal *bored pile* pada Jembatan Kabanaran di titik P10-177 dan P13-234.
3. Menganalisis daya dukung fondasi *bored pile* berdasarkan dari hasil pengujian *Pile Driving Analyzer* (PDA) pada Jembatan Kabanaran di titik P10-177 dan P13-234.
4. Mengetahui besar potensi likuefaksi pada Jembatan Kabanaran
5. Menganalisis perbandingan antara nilai daya dukung rencana fondasi *bored pile* dengan hasil daya dukung dari pengujian *Pile Driving Analyzer* (PDA) pada Jembatan Kabanaran, baik dalam kondisi tanah terpengaruh likuefaksi maupun tanpa pengaruh likuefaksi.

1.4 Manfaat Penelitian

Manfaat yang diharapkan penulis dari penelitian ini yaitu sebagai berikut.

1. Bermanfaat sebagai referensi dalam teknik sipil khususnya bidang geoteknik dalam menghitung daya dukung fondasi *bored pile*
2. Hasil penelitian ini diharapkan dapat memberikan rekomendasi terkait efektivitas dari *Pile Driving Analyzer* dalam mendapatkan nilai kapasitas dukung fondasi *bored pile* dibandingkan dengan metode empiris dan dinamis.

1.5 Batasan Penelitian

Untuk memastikan penelitian ini dapat berjalan secara sistematis dan agar penulisan dapat terarah dan terfokus pada tujuan yang dicapai. Berikut adalah batasan masalah yang digunakan dalam penelitian.

1. Objek penelitian yang di analisis adalah Jembatan Kabanaran.
2. Daya dukung fondasi *bored pile* yang dianalisis dan ditinjau hanya dilakukan pada titik P10-177 dan P13-234. Hal ini dikarenakan data tersebut merupakan data yang tersedia dan diperbolehkan untuk dipublikasikan oleh pihak PT. Adhi Karya-SWS, KSO.
3. Analisis perhitungan daya dukung fondasi *bored pile* berdasarkan data pengujian N-SPT (*Standart Penetration Test*) dan PDA tes (*Pile Driving Analyzer*).
4. Analisis potensi likuefaksi menggunakan metode empiris berdasarkan data hasil uji SPT.
5. Magnitudo yang digunakan untuk menganalisis potensi likuefaksi adalah 7,5 M.
6. Analisis daya dukung aksial fondasi *bored pile* dihitung secara empiris dengan kondisi sebelum dan setelah mempertimbangkan faktor likuefaksi.
7. Beban lalu lintas yang dihitung hanya beban lajur “D”.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Likuefaksi

Menurut Zakariya (2023) Likuefaksi merupakan suatu fenomena kenaikan tekanan air pori yang menyebabkan partikel tanah lepas satu sama lain sehingga tegangan efektif tanah berkurang drastis bahkan hilang. Penyebab likuefaksi secara umum diakibatkan getaran gempa yang memicu beban siklik dan naiknya tekanan air pori pada tanah.

Menurut Saputra (2022) Likuefaksi merupakan sebuah fenomena di mana terjadi perubahan kondisi tanah dari padat menjadi cair. Hal tersebut terjadi akibat tegangan efektif tanah mengalami penurunan bahkan sampai bernilai nol akibat naiknya tekanan air pori tanah.

Menurut Day (2012) Likuefaksi adalah kejadian hilangnya kekuatan tanah yang disebabkan oleh getaran akibat peristiwa gempa bumi. Lapisan tanah tersebut menjadi cair (*liquified*) yang berakibat tidak mampu untuk menahan beban bangunan ataupun struktur yang berada diastanya. Likuefaksi umumnya terjadi pada konsistensi tanah granular jenuh (*saturated*) dengan tingkat kepadatan *loose dense* dan *medium dense*.

Di Indonesia penelitian mengenai likuefaksi maupun tentang potensi likuefaksi telah banyak dilakukan. Hal ini terjadi karena banyaknya kejadian gempa bumi yang mengakibatkan likuefaksi. Misalnya kejadian gempa bumi diikuti dengan peristiwa likuefaksi pada tahun 2018 di Palu Sulawesi Tengah, dan pada tahun 2006 aktivitas sesar opak yang mengakibatkan peristiwa gempa bumi sehingga menimbulkan fenomena likuefaksi di Yogyakarta. Berikut beberapa penelitian tentang potensi likuefaksi di Yogyakarta.

Nurdiansyah (2023) melakukan penelitian mengenai potensi likuefaksi pada Jembatan Kretek 2. Untuk mengidentifikasi tanah memiliki potensi likuefaksi

dilakukan dengan menggunakan metode faktor keamanan atau *safety factor* terhadap likuefaksi (FS_{LIQ}). Selanjutnya, untuk mengetahui potensi terjadinya likuefaksi digunakan metode *Liquefaction Potential Index* (LPI), sedangkan evaluasi tingkat keparahan likuefaksi digunakan metode *Liquefaction Severity Index* (LSI). Berdasarkan perhitungan dengan metode di atas didapatkan bahwa potensi terjadinya likuefaksi dan tingkat keparahan akibat likuefaksi di Jembatan Kretek 2 menunjukkan kategori tinggi dengan kedalaman likuefaksi adalah 10 meter pada titik percobaan penelitian.

Saputra (2022) melakukan penelitian tentang analisis potensi likuefaksi dan pengaruhnya pada kapasitas dukung fondasi tiang pancang pasca konstruksi pada Jembatan Kretek 2. Penelitian ini menggunakan 2 metode pendekatan yaitu berdasarkan Tsuchida (1970) dan metode *safety factor* mengacu pada Idriss dan Boulanger (2008) metode ini menggunakan analisis perbandingan nilai *Cyclic Stress Ratio* (CSR) dan *Cyclic Resistance Ratio* (CRR). Berdasarkan metode penelitian tersebut didapatkan potensi terjadinya likuefaksi pada titik uji rentang kedalaman 4,5 meter sampai 15 meter dengan muka air tanah di kedalaman 1 - 1,2 meter.

2.2 Daya Dukung Fondasi *Bored Pile*

Kurniawan (2013) melakukan penelitian analisa daya dukung fondasi *bored pile* studi kasus pada *fly over* Jombor Yogyakarta dengan menggunakan 2 metode yaitu dari hasil *Sand Penetration Test* (SPT) dan *Pile Driving Test* (PDA). Dari penelitian ini didapatkan hasil PDA lebih besar 12.92% dari hasil perhitungan SPT.

Sjahrain (2024) melakukan penelitian daya dukung fondasi tiang bor terhadap beban aksial studi kasus pada proyek jalan tol Yogyakarta-Bawen dengan menggunakan 2 metode yaitu metode Meyerhoff (1956) dan metode Egyptian (2005) lalu dibandingkan dengan kapasitas dukung eksisting dari hasil PDA. Dari metode tersebut didapatkan kapasitas izin (Q_{all}) dengan menggunakan metode Egyptian pada titik 1 meningkat hingga 70.20% dari Q_{all} dengan metode

Meyerhoff. Sedangkan pada titik 2 nilai Q_{all} menggunakan metode Egyptian lebih tinggi 30.06% dari metode Meyerhoff.

Azzahra & Sitompul (2024) melakukan analisis perbandingan daya dukung fondasi tiang studi kasus Jembatan Kabanaran berdasarkan metode empiris dan numerik terhadap pengujian dinamis lapangan dengan metode pendekatan berdasarkan teori Meyerhoff (1976) dan Reese dan Wright (1977), dan O'neil dan Reese (1988). Sedangkan pendekatan numerik dilakukan dengan bantuan perangkat lunak *Ensoft SHAFT*. Berdasarkan dari teori di atas didapatkan hasil teori Meyerhoff (1976) dan Reese dan Wright (1977) memiliki hasil daya dukung fondasi yang mendekati dengan hasil pengujian PDA sedangkan dengan teori O'neil dan Reese (1988) memiliki hasil daya dukung fondasi mirip dengan metode numeris.

2.3 Pengaruh Likuefaksi Terhadap Daya Dukung Fondasi *Bored Pile*

Saputra (2022) melakukan analisis potensi likuefaksi dan pengaruhnya pada kapasitas dukung fondasi tiang pancang pasca konstruksi pada studi kasus Jembatan Kretek 2. Kapasitas dukung izin aksial fondasi tiang pancang tunggal bila dalam kondisi terjadi likuefaksi akan mengalami penurunan sebesar 6-12% pada *slap on pile* (SOP) bagian sisi kiri dan sisi kanan berdasarkan dari metode empiris. Ditinjau dari hasil pengujian PDA penurunan fondasi terjadi sebesar 35-59%.

Nurdiansyah (2023) melakukan penelitian analisis potensi likuefaksi dan pengaruhnya terhadap fondasi tiang pancang pekerjaan *slab on pile* studi kasus pada Jembatan Kretek 2. Estimasi penurunan fondasi tertinggi sebesar 30-40 cm dengan tingkat kerusakan termaksud kategori berat. Berdasarkan analisis perangkat lunak Rspile didapatkan penurunan fondasi dengan kondisi tanah tidak terjadi likuefaksi sedalam 1,78 mm sedangkan pada kondisi tanah terjadi likuefaksi penurunan fondasi terjadi sedalam 2,03 mm.

Sjahrain (2024) melakukan evaluasi pengaruh likuefaksi terhadap daya dukung fondasi pada proyek Jalan Tol Yogyakarta-Bawen dengan variasi nilai

magnitudo yaitu $M=6,5$, $M=7$ dan $M=8$. Ditemukan bahwa likuefaksi membuat penurunan terhadap daya dukung fondasi. Dengan menggunakan metode Meyerhoff (1963) rentang penurunan daya dukung akibat likuefaksi dengan semua magnitudo, adalah sebesar 1% - 3%, sedangkan menggunakan metode Egyptian (2005) didapatkan rentang penurunan sebesar 3% - 46%. Perbandingan dilakukan dengan daya dukung eksisting fondasi yaitu menggunakan PDA dengan rentang penurunan sebesar 0,86% - 2%.

2.4 Perbandingan Dengan Penelitian Sebelumnya

Perbandingan penelitian ini dengan penelitian sebelumnya dapat dilihat pada Tabel 2.1 berikut ini.

Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian ini

Penelitian Terdahulu						Penelitian yang akan dilakukan
Peneliti	(Sari, 2017)	Saputra (2022)	Azzahra & Sitompul (2024)	Suryajati (2024)	Sjahrain (2024)	Utami (2025)
Judul Penelitian	Perancangan Fondasi Tiang Bor Pada Jembatan Kretek 2 Bantul, Yogyakarta	Analisis Potensi Likuefaksi dan Pengaruhnya Pada Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Pancang Pasca Konstruksi (Studi Kasus: Fondasi Tiang Pancang <i>Slab On Pile</i> LOT 3 Pembangunan Jembatan Kretek 2)	Perbandingan Daya Dukung Fondasi Tiang Bor Jembatan Pandansimo Berdasarkan Metode Empiris dan Numerik Terhadap Pengujian Pembebanan Dinamis di Lapangan Untuk menganalisa nilai kapasitas daya dukung fondasi tiang <i>bored pile</i>	Kajian Fondasi Tiang Bor Akibat Pengaruh Likuefaksi Pada Proyek Jembatan STA 21+315 Tol Solo-Yogyakarta-NYIA Kulon Progo	Evaluasi Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor Terhadap Beban Aksial dengan Mempertimbangkan Pengaruh Potensi Likuefaksi Tanah, Studi Kasus Proyek Jalan Tol Yogyakarta-Bawen Seksi 1 Elevated 4, (Sta. 67+500 s.d Sta 76+300	Evaluasi Daya Dukung Fondasi <i>Bored Pile</i> Dengan Mempertimbangkan Faktor Likuefaksi (Studi Kasus Pada Jembatan KabanaranBantul-Kulon Progo P10-177 dan P13-234)

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian ini

Peneliti	Sari (2017)	Saputra (2022)	Azzahra & Sitompul (2024)	Suryajati (2024)	Sjahrain (2024)	Utami (2025)
Tujuan Penelitian	Untuk menganalisis potensi terjadinya likuefaksi pada Jembatan Kretek 2 dan merancang fondasi tiang bor pada pilar dan abutment pada Jembatan Kretek 2	Untuk mengetahui potensi likuefaksi yang dapat terjadi pada struktur fondasi jembatan kretek 2 serta mengetahui nilai kapasitas daya dukung aksial fondasi tiang pancang pasca konstruksi dalam keadaan di pengaruhi potensi likuefaksi dan tidak dipengaruhi likuefaksi	pada Jembatan Pandansimo secara empiris dan numerik terhadap nilai daya dukung aktual terhadap pengujian dinamik dengan PDA	Untuk mengetahui tingkat keparahan dan potensi likuefaksi pada lokasi penelitian serta mengetahui penurunan pada fondasi eksisting dan hasil defleksi lateral pada fondasi tunggal	Untuk mengevaluasi kapasitas dukung fondasi tiang bor dengan mempertimbangkan potensi likuefaksi	Untuk mengevaluasi daya dukung fondasi pada Jembatan Kabanarandengan metode numerik dan PDA dengan mempertimbangkan faktor likuefaksi

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian ini

Peneliti	Sari (2017)	Saputra (2022)	Azzahra & Sitompul (2024)	Suryajati (2024)	Sjahrain (2024)	Utami (2025)
Metode Penelitian	Meyerhoff, O'Neil & Reese, NCEER, LPI	Metode Meyerhof dan Briaud dkk. Metode Tsuchida (1970) dan Metode <i>Safety Factor</i>	Metode Meyerhoff, Reese & Wright, O'neil & Reese dan Ensoft SHAFT	Metode Reese O'Neil (1989), Metode Vesic, Metode Idriss & Boulanger (2008) dan Rspile	Metode Meyerhoff, Metode Egyptian Geotechnical Design Code part 4, dan Metode Idriss & Boulanger (2008)	Metode Meyerhoff (1963), Metode Reese & O'Neil (1989) Metode Idriss & Boulanger (2008) dan Metode <i>Safety Factor</i>
Hasil Penelitian	Likuefaksi ditemukan pada kedalaman 4 –20 m, kategori kerusakan cukup parah	Likuefaksi terjadi pada kedalaman yang bervariasi namun fondasi masih mampu menopang beban	Terdapat perbedaan kapasitas daya dukung fondasi <i>bored pile</i> antara metode empiris dan numerik dibandingkan hasil pengujian PDA. Secara rata-rata, kapasitas berdasarkan	Terdapat lapisan tanah berpotensi likuefaksi pada kedalaman 4–6 m dan 14–16 m. Likuefaksi menyebabkan penurunan fondasi dan peningkatan defleksi lateral pada tiang	Ditemukan lapisan tanah yang memiliki potensi likuefaksi dengan kedalaman bervariasi tergantung pada besar gempa yang diuji. Perhitungan daya dukung dengan metode Yang digunakan menunjukkan penurunan fondasi dalam kategori aman atau memenuhi syarat	Ditemukan potensi likuefaksi pada P10 dan P13 di kedalaman 21-27 meter. Likuefaksi menyebabkan penurunan daya dukung (Q_g) fondasi, selisih persentase penurunan daya dukung tertinggi pada kondisi sebelum dan saat likuefaksi terjadi pada metode Reese & O'Neil, lalu PDA dan Meyerhoff. Meskipun terjadi penurunan daya dukung, kondisi fondasi pada P10 dan P13 masih dalam kondisi aman.

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian ini

Peneliti	Sari (2017)	Saputra (2022)	Azzahra & Sitompul (2024)	Suryajati (2024)	Sjahrain (2024)	Utami (2025)
Hasil Penelitian			teori Meyerhoff (1976) serta Reese & Wright (1977) lebih rendah 13,11%, teori O'Neil & Reese (1988) lebih kecil 41,23%, dan metode numerik lebih rendah 36,09% dibandingkan hasil uji PDA			

BAB III

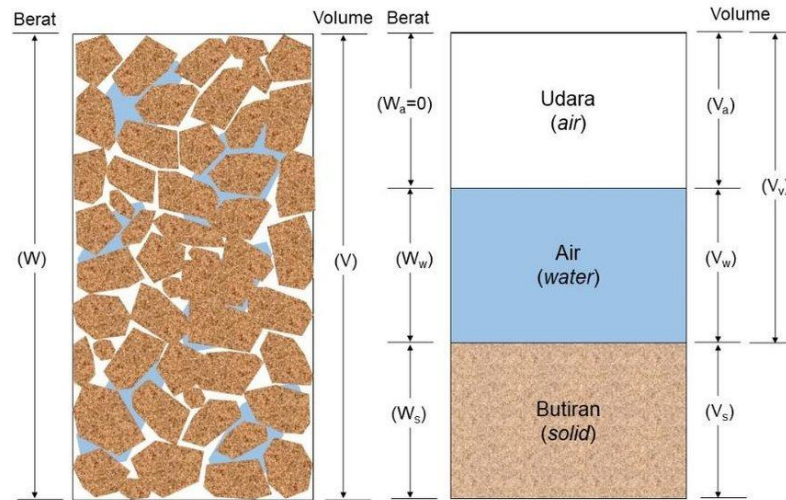
LANDASAN TEORI

3.1 Tanah

Tanah adalah himpunan mineral, bahan organik, dan endapan-endapan yang raletif lepas (*loose*), yang terletak di atas batuan dasar (*bedrock*). Proses pelapukan batuan batuan atau proses geologi lainnya yang terjadi di dekat permukaan bumi membentuk tanah. Pembentukan tanah dari batuan induknya, dapat berupa proses fisik maupun kimia. Proses pembentukan tanah secara fisik yang mengubah batuan menjadi partikel-partikel yang lebih kecil, terjadi akibat pengaruh erosi, angin, air, es, manusia atau hancurnya partikel tanah akibat perubahan suhu atau cuaca (Hardiyatmo, 2019).

Istilah pasir, lempung lanau atau lumpur digunakan untuk menggambarkan ukuran partikel pada batas ukuran butiran yang telah ditentukan. Ukuran butiran tanah dapat bervariasi dari >100 mm sampai dengan < 0.001 mm. Namun kebanyakan jenis tanah terdiri dari banyak campuran, atau lebih dari satu macam ukuran partikel. Seperti tanah lempung belum tentu terdiri dari partikel lempung saja, akan tetapi dapat bercampur dengan butiran-butiran ukuran lanau maupun pasir bahkan dapat juga tercampur bahan-bahan organik (Hardiyatmo, 2019)

Tanah terdiri dari 3 komponen, yaitu: udara, air, dan bahan padat. Dalam kondisi tanah kering hanya terdapat dua bagian yaitu butir-butir tanah dan pori-pori udara. Dalam kondisi tanah yang jenuh terdapat dua bagian yaitu padat atau butiran dan air pori. Dalam keadaan tak jenuh, tanah terdiri dari tiga bagian yaitu bagian padat (butiran), pori-pori udara, dan air pori (Hardiyatmo, 2019). Bagian-bagian tanah tersebut dapat di lihat lebih jelas pada Gambar 3.1 berikut.



Gambar 3.1 Diagram Fase Tanah

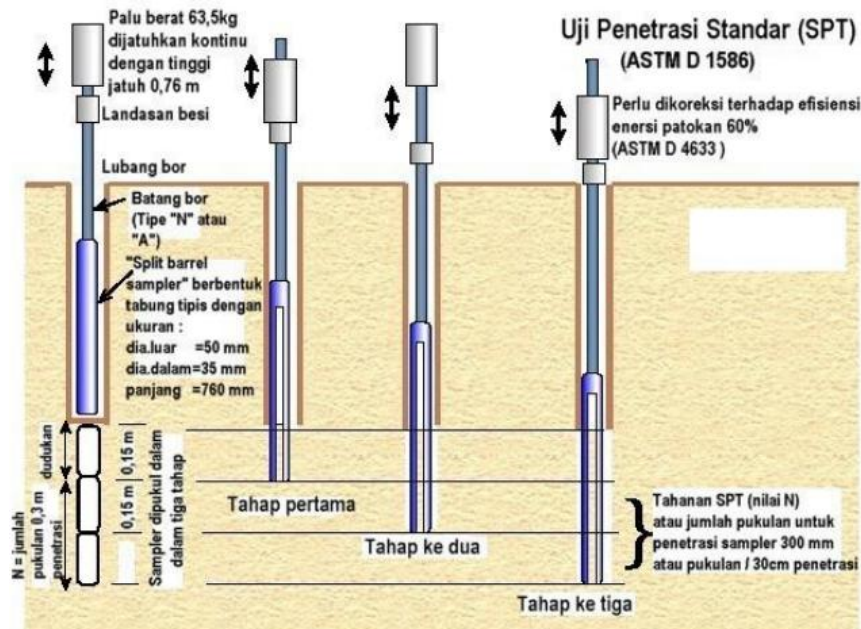
(Sumber: Hardiyatmo, 2019)

3.2 Investigasi Karakteristik Tanah Metode *Standard Penetration Test*

Dalam mendesain dan mengevaluasi fondasi diperlukan data karakteristik tanah dan parameter teknis tanah yang didapatkan melalui penyelidikan tanah. Penyelidikan tanah harus memberikan deskripsi kondisi tanah yang relevan dengan pekerjaan yang akan dilaksanakan dan menetapkan dasar untuk penilaian parameter geoteknik yang relevan untuk semua tahap konstruksi. Komposisi dan lingkup penyelidikan tanah harus didasarkan pada jenis dan perancangan konstruksi, misalnya jenis fondasi, metode perbaikan atau struktur penahan tanah, lokasi dan kedalaman konstruksi ditinjau dari SNI 8460: 2017 (BSN, 2017).

Standard Penetration Test (SPT) adalah metode pengujian di lapangan dengan memasukkan (memancangkan) sebuah *split spoon sampler* dengan diameter 50 mm dan panjang 500 mm. *Split spoon sampler* dimasukkan ke dalam tanah pada bagian dasar dari sebuah lubang bor. Uji SPT dilakukan pada setiap lubang bor teknik dengan interval pengujian setiap 2 m. Pada uji SPT, indikasi tanah keras diartikan sebagai lapisan tanah dengan nilai SPT di atas 50 pukulan/30,0 cm sebanyak 3 (tiga) kali pada 3 (tiga) kedalaman berturut turut. Prinsip pelaksanaan uji penetrasi standar (SPT) yaitu dengan memukul sebuah tabung

standar ke dalam lubang bor sedalam 450 mm menggunakan palu 63,5 kg yang jatuh bebas dari ketinggian 760 mm. Yang dihitung adalah jumlah pukulan untuk melakukan penetrasi sedalam 150 mm. Jumlah yang digunakan adalah pada penetrasi sedalam 300 mm terakhir ditinjau dari SNI 4153: 2008 (BSN, 2008). Pengujian SPT biasanya diperlukan pada jenis tanah yang sulit diambil dalam kondisi tidak terganggu, seperti tanah berbutir (*granuler*). Sifat-sifat tanah dalam metode ini ditentukan melalui pengukuran langsung terhadap kerapatan relatif di lapangan (Hardiyatmo, 1996). Berikut merupakan Gambar 3.2 rangkaian pengujian *standard penetration test*.



Gambar 3.2 Rangkaian Pengujian *Standard Penetration Test*

(Sumber: BSN, 2008)

Menurut (Hardiyatmo, 2019) N-SPT harus dikoreksi terhadap cara jatuhnya pemukul, tipe landasan (*anvil*) dan panjang total batang pipa bor. Nilai efisiensi bervariasi antara 35%-85% apabila digunakan pemukul donat. Di Amerika nilai efisiensi yang rata-rata digunakan sebesar 60%, dengan panjang bor lebih dari 10 m. Pada alat pemukul yang terbaru efisiensi energi yang digunakan bisa mencapai antara 80%-100% bergantung pada tipe alat yang digunakan. Perancangan fondasi kini menggunakan korelasi berbasis N-SPT yang dikonversi

menjadi N_{60} , yaitu nilai SPT dengan efisiensi energi 60% (FHWA, 2006). Untuk perhitungan nilai N_{60} dapat di lihat pada Persamaan 3.1 di bawah ini.

$$N_{60} = \frac{1}{0,6} \times E_f \times C_b \times C_s \times C_r \times N \quad (3.1)$$

dengan :

N_{60} = N-SPT dikoreksi terhadap prosedur

E_f = Efisiensi pemukul

C_b = koreksi diameter lubang bor

C_s = koreksi pada tabung *sampler* SPT

C_r = koreksi untuk panjang batang bor

N = nilai N-SPT hasil uji di lapangan

Untuk nilai efisiensi pemukul (E_f) pada palu tipe donat dan palu tipe aman berkisar 35% - 85% sementara untuk palu tipe otomatis berkisar 80% - 100%,

efisiensi pemukul juga dapat di lihat pada Tabel 3.1 berikut

Tabel 3.1 Efisiensi Pemukul (E_f)

Negara	Tipe Pemukul	Mekanisme Pelepasan Pemukul	Efise Efisiensi Pemukul, E_f
Argentina	Donat	<i>Catchhead</i>	0,45
Brasilia	<i>Pin weight</i>	Dilepas tangan	0,72
China	Otomatis	Trip	0,60
	Donat	Dilepas tangan	0,55
	Donat	<i>Catchhead</i>	0,50
Columbia	Donat	<i>Catchhead</i>	0,50
Jepang	Donat	<i>Tombi trigger</i>	0,78 - 0,85
	Donat	<i>Catchhead 2 turn + Pelepasan spesia</i>	0,65 - 0,67
Inggris	Otomatis	Trip	0,73
Amerika	Aman	<i>2 turn on catchhead</i>	0,55 - 0,60
Amerika	Donat	<i>2 turn on catchhead</i>	0,45
Venezuela	Donat	<i>Catchhead</i>	0,43

(Sumber: Clayton (1990), dalam Hardiyatmo (2020))

Untuk nilai koreksi C_b , C_s , dan C_r dapat di lihat pada Tabel 3.2 berikut.

Tabel 3.2 Faktor Koreksi Uji SPT

Faktor	Variasi Alat	Nilai Koreksi
Diameter lubang bor (C_b)	65 – 115 mm	1,00
	150 mm	1,05
	200 mm	1,15
Tabung <i>sampler</i> (C_s)	Tabung <i>sampler</i> standar	1,00
	Tabung <i>sampler</i> tanpa liner (tidak direkomendasikan)	1,20
Panjang batang bor (C_r)	3 – 4 m	0,75
	4 – 6 m	0,85
	6 – 10 m	0,95
	>10 m	1,00

(Sumber: Skempton, 1986)

Nilai N pada pengujian SPT dapat dipakai sebagai indikator kemungkinan model keruntuhan fondasi yang akan terjadi (Terzaghi dan Peck, 1948) dalam Hardiyatmo (2020). Menurut Hardiyatmo (2020) apabila nilai $N < 5$ dapat terjadi keruntuhan geser lokal, dan $N > 30$ dapat terjadi keruntuhan geser umum. Untuk nilai N rentang 5 sampai 30 di interpolasi linear dari koefisien kapasitas dukung tanah N_c , N_q , N_γ . Untuk mengetahui karakteristik tanah perlu diketahui kerapatan relatif (D_r) di setiap lapisan tanah. Hubungan nilai N dengan D_r diusulkan oleh Terzaghi dan Peck (19478) untuk tanah pasir dapat di lihat pada Tabel 3.3 di bawah ini.

Tabel 3.3 Hubungan N dengan Kerapatan relatif (D_r)

Nilai N	Kerapatan Relatif (D_r)
< 4	<i>Very Loose</i>
4 – 10	<i>Loose</i>
10 – 30	<i>Medium Dense</i>
30 – 50	<i>Dense</i>
> 50	<i>Very Dense</i>

(Sumber : Terzaghi & Peck, 1996)

Selain mendapatkan kerapatan relatif nilai N juga dapat digunakan untuk menentukan parameter lainnya dalam mengetahui karakteristik tanah. Untuk lebih jelasnya terlampir pada Tabel 3.4, Tabel 3.5 dan Tabel 3.6 sebagai berikut.

Tabel 3.4 Hubungan Nilai D_r dengan γ_{sat}

Kerapatan Relatif (D_r)	γ_{sat}
<i>Very Loose</i>	16,67 – 17,65
<i>Loose</i>	17,65 – 18,63
<i>Medium Dense</i>	18,63 – 20,59
<i>Dense</i>	20,59 – 21,57
<i>Very Dense</i>	21,57 – 22,55

(Sumber : Carter & Bentley, 1991)

Tabel 3.5 Hubungan Nilai N dengan Konsistensi Tanah

Nilai N	Konsistensi Tanah
≤ 2	<i>Very Soft</i>
2 – 4	<i>Soft</i>
4 – 8	<i>Firm</i>
8 – 15	<i>Stiff</i>
15 – 30	<i>Very Stiff</i>
> 30	<i>Hard</i>

(Sumber : Terzaghi & Peck, 1996)

Tabel 3.6 Hubungan N dengan Keseragaman Tanah

Tanah <i>Non-Kohesif</i>				
N	0-10	11-30	31-50	> 50
γ_b (kN/m ³)	12-16	14-18	16-20	18-23
(ϕ)	25-32	28-36	30-40	> 35
D_r	<i>Loose</i>	<i>Medium</i>	<i>Dense</i>	<i>Very Dense</i>

(Sumber : William & Whitman, 1962)

3.3 Pembebanan

Pembebanan pada konstruksi jembatan merupakan aspek fundamental dalam perencanaan struktur jembatan yang bertujuan untuk memastikan keamanan dan kinerja jembatan selama masa layanan. Berdasarkan SNI 1725:2016 (BSN, 2016) menetapkan persyaratan minimum terkait jenis beban, faktor beban dan kombinasi pembebanan yang harus diperhitungkan dalam desain jembatan jalan raya, termasuk jembatan pejalan kaki serta bangunan sekunder yang terkait dengan jembatan tersebut. Standar ini juga memberikan faktor beban minimum yang diperlukan untuk menentukan besarnya beban-beban rencana selama masa konstruksi. Beban rencana yang harus diperhitungkan untuk membangun

konstruksi jembatan diantaranya adalah beban permanen dan beban lalu lintas. Berikut penjelasan lebih lanjut mengenai beban rencana dalam perencanaan membangun jembatan ditinjau dari SNI 1725:2016 (BSN, 2016).

3.3.1 Beban Permanen

Beban permanen jembatan adalah beban yang bersifat tetap dan merupakan beban utama dalam perencanaan jembatan, meliputi berat sendiri komponen struktural dan non-struktural jembatan. Massa dari setiap bagian tersebut dihitung berdasarkan dimensi dan berat jenis bahan yang digunakan. Massa dari bagian tersebut harus dikalikan dengan percepatan gravitasi ($g = 9,81 \text{ m/detik}^2$). Besar kerapatan massa dapat di lihat pada Tabel 3.7 di bawah ini.

Tabel 3.7 Besar Kerapatan Massa Beban Permanen

No	Bahan	Berat Isi (kN/m^3)	Kerapatan Massa (kg/m^3)
1	Lapisan permukaan beraspal (<i>bituminous wearing surfaces</i>)	22	2245
2	Besi tuang (<i>cast iron</i>)	71	7240
3	Timbunan tanah dipadatkan (<i>compacted sand, silt or clay</i>)	17,2	1755
4	Kerikil dipadatkan (<i>rolled gravel, macadam or ballast</i>)	18,8 – 22,7	1920 – 2315
5	Beton aspal (<i>asphalt concrete</i>)	22	2245
6	Beton ringan (<i>low density</i>)	12,25 – 19,6	1250 - 2000
7	Beton $f'_c < 35 \text{ MPA}$	22 - 25	2320
	Beton $35 < f'_c 105 \text{ Mpa}$	$22 + 0,022 f'_c$	$2240 + 2,29 f'_c$
8	Baja (<i>Steel</i>)	78,5	7850
9	Kayu (ringan)	7,8	800
10	Kayu keras (<i>hard wood</i>)	11	1125

(Sumber: BSN, 2016)

Beban permanen yang digunakan dalam analisis antara lain sebagai berikut.

a. Berat sendiri (MS)

Berat sendiri adalah berat elemen-elemen struktural yang ditanggung, termasuk berat bahan dan bagian jembatan baik struktural maupun non-struktural yang dianggap tetap. Faktor beban untuk berat sendiri dapat dilihat pada Tabel 3.8 sebagai berikut.

Tabel 3.8 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	1,1	0,9
	Aluminium	1	1,1	0,9
	Beton pracetak	1	1,2	0,85
	Beton dicor di tempat	1	1,3	0,75
	Kayu	1	1,4	0,7

(Sumber: BSN, 2016)

b. Beban mati tambahan/utilitas (MA)

Beban mati tambahan merupakan berat dari seluruh material yang menjadi bagian beban pada jembatan, yang termasuk dalam elemen non-struktural dan nilainya bisa berubah seiring waktu selama masa pakai jembatan. Beban mati tambahan diantaranya adalah :

- a. Aspal beton 50 mm untuk pelapisan kembali pada saat dibutuhkan pemeliharaan
- b. Alat pelengkap dan sarana umum yang ditempatkan pada jembatan. Seperti berat pipa drainase dalam keadaan kosong dan penuh perlu diperhitungkan.

Faktor beban mati tambahan menurut SNI 1725: 2016 (BSN, 2016) dapat dilihat pada Tabel 3.9 di bawah ini.

Tabel 3.9 Faktor Beban Mati Tambahan

Tipe beban	Faktor beban (γ_{MA})			
	Keadaan Batas Layan (γ_{MA}^s)		Keadaan Batas Ultimit (γ_{MA}^u)	
	Keadaan		Biasa	Terkurangi
Tetap	Umum	1 ⁽¹⁾	2	0,70
	Khusus (terawasi)	1	1,4	0,80

Catatan⁽¹⁾: Faktor beban layan sebesar 1,3 digunakan untuk berat utilitas

(Sumber: BSN, 2016)

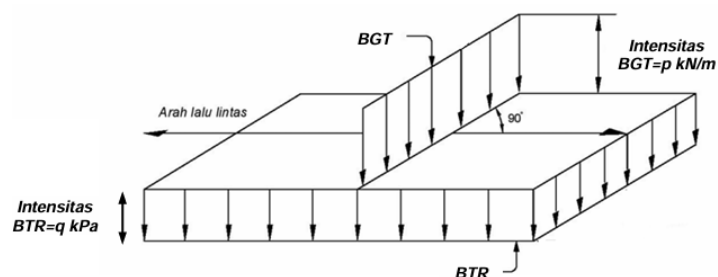
3.3.2 Beban Lalu Lintas

Berdasarkan SNI 1725: 2016 (BSN, 2016) beban lalu lintas untuk perencanaan jembatan merupakan komponen kritis dalam desain struktur jembatan, mencakup beban statis dan dinamis yang diakibatkan oleh kendaraan. Beban lalu lintas terdiri atas 2 beban

yaitu :

1. Beban lajur “D” (TD)

Beban lajur “D” dikenakan pada seluruh lebar jalur kendaraan dan menghasilkan efek pada jembatan yang setara dengan lalu lintas kendaraan nyata. Besarnya total beban lajur “D” bergantung pada lebar jalur kendaraan yang dilalui. Beban ini terdiri atas beban terbagi rata (BTR) yang digabung dengan beban garis (BGT). Untuk memahami lebih jelas tentang beban lajur “D” dapat di lihat pada Gambar 3.3 di bawah ini.

**Gambar 3.3 Beban Lajur “D”**

(Sumber: BSN, 2016)

Faktor beban yang digunakan untuk analisis beban lajur “D” dapat di lihat pada Tabel 3.10 di bawah ini.

Tabel 3.10 Faktor 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	1,80
	Boks Girder Baja	1	2

(Sumber: BSN, 2016)

Beban terbagi rata (BTR) mempunyai besar intensitas (p) adalah 49 kN/m yang di tempatkan tegak lurus arah lalu lintas dan dengan besaran q tergantung pada panjang total yang dibebani L yaitu seperti pada Persamaan 3.2 dan 3.3 berikut yang ditinjau dari SNI 1725 :2016 (BSN, 2016)

$$L \leq 30 \text{ m} \rightarrow q = 9,0 \text{ kPa} \quad (3.2)$$

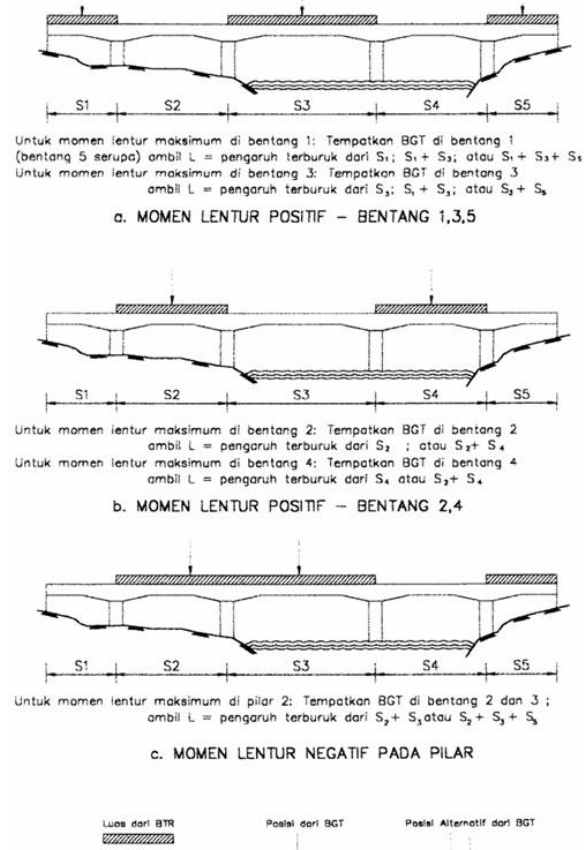
$$L > 30 \text{ m} \rightarrow q = 9,0 \times (0.5 + \frac{15}{L}) \quad (3.3)$$

keterangan :

q = intensitas beban terbagi rata (BTR) arah memanjang jembatan (kPa)

L = panjang total jembatan yang dibebani (m)

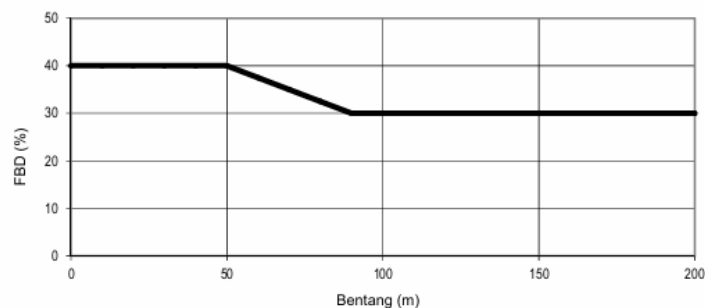
Distribusi beban “D” harus disusun pada arah melintang agar menimbulkan momen maksimum. Penyusunan BTR dan BGT dapat di lihat pada Gambar 3.4 di bawah ini.



Gambar 3.4 Distribusi Beban “D” Arah Memanjang

(Sumber: BSN, 2016)

Dalam perhitungan beban lajur “D” diperlukan *Dynamic Load Allowance* (DLA) atau biasa dikenal Faktor Beban Dinamis (FBD). Nilai FBD bergantung pada panjang bentang yang ditinjau, untuk lebih jelas penentuan nilai FBD dapat di lihat pada Gambar 3.5 di bawah ini.

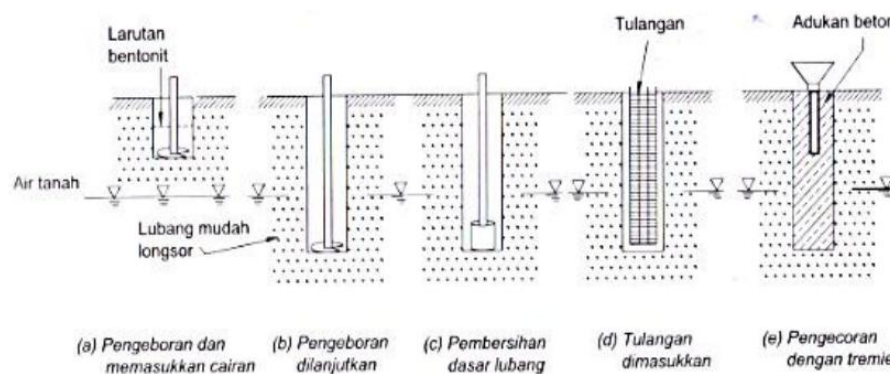


Gambar 3.5 Faktor Beban Dinamis

(Sumber : BSN, 2016)

3.4 Fondasi *Bored Pile*

Bored pile merupakan salah satu jenis fondasi dalam yang pemasangannya dilakukan dengan mengebor tanah terlebih dahulu. Metode pengeboran tanah yang digunakan disesuaikan dengan kondisi lapangan. Pada objek penelitian, metode yang digunakan adalah metode basah. Metode ini disesuaikan dengan kondisi tanah pengeboran yang melewati muka air tanah, sehingga lubang bor selalu longsor. Untuk mengurangi kelongsoran pada lubang bor digunakan larutan *bentonite*/larutan tanah lempung, sehingga pengeboran dilakukan di dalam larutan. Apabila ke dalam lubang sudah sesuai dengan perencanaan dan besi tulangan telah dimasukan, tahap selanjutnya adalah pengecoran. Pengecoran dilakukan dengan menggunakan pipa *tremi*. Larutan *bentonite* akan tersebar keluar karena terdesak oleh *fresh mix* beton (Hardiyatmo, 2020). Untuk lebih jelasnya tentang prinsip pelaksanaan metode basah *bored pile* dapat di lihat pada Gambar 3.6 sebagai berikut.



Gambar 3.6 Prinsip Pelaksanaan Tiang Bor Metode Basah

(Sumber: Fleming dkk., 2009)

3.5 Daya Dukung Fondasi Tunggal

Daya dukung fondasi adalah kemampuan fondasi dalam menahan atau mendukung beban. Daya dukung ultimit neto tiang (Q_{ult}) merupakan jumlah dari tahanan ujung bawah ultimit (Q_b) dan tahanan gesek ultimit (Q_s) antara sisi tiang dan tanah di sekitarnya (Hardiyatmo, 2020). Daya dukung tiang ditentukan oleh dua jenis tahanan, yaitu tahanan ujung (*end bearing*) dan tahanan gesek (*skin*

friction). Tahanan ujung merupakan daya dukung yang berasal dari bagian dasar tiang, yang nilainya dipengaruhi oleh kondisi tanah di bawah ujung tiang. Sementara itu, tahanan gesek diperoleh dari gaya gesek antara permukaan luar tiang dengan tanah di sekitarnya (adhesi), sepanjang seluruh panjang tiang (Saputra, 2022)

Menurut Hardiyatmo (2020) pendekatan yang dapat dilakukan untuk menghitung kapasitas daya dukung fondasi adalah pendekatan statis dan dinamis. Pendekatan statis dilakukan dengan menurut teori mekanika tanah melalui sifat-sifat teknis tanah sedangkan pendekatan dinamis berdasarkan data pengujian lapangan fondasi seperti pengujian *Pile Driving Analyzer* (PDA). Perhitungan kapasitas daya dukung bored pile atau tiang bor merupakan bagian dari analisis daya dukung fondasi dalam, yang dinyatakan dalam satuan gaya (kN).

Pada penelitian ini pendekatan yang digunakan untuk menghitung daya dukung fondasi tunggal berdasarkan pada nilai dari hasil pengujian SPT. Perhitungan daya dukung fondasi berdasarkan hasil uji SPT didasari pada jenis tanah yaitu non-kohefif atau kohefif. Perbedaan jenis tanah akan mempengaruhi persamaan yang digunakan, secara lebih terperinci persamaan dan teori yang digunakan pada penelitian ini menggunakan persamaan non-kohefif yang disajikan sebagai berikut.

3.5.1 Metode Meyerhoff (1963)

1. Daya Dukung Ujung Tiang

Persamaan umum dalam menghitung daya dukung ujung tiang dapat di lihat pada Persamaan 3.4 di bawah ini.

$$Q_b = A_b \times (40N_r) \times \frac{L_b}{D} \leq A_b \times 400 \times N_r \quad (3.4)$$

Keterangan :

Q_b = Daya dukung ujung tiang (kN)

A_b = Luas penampang ujung tiang (m)

N_r = Nilai SPT rata-rata pada tiang

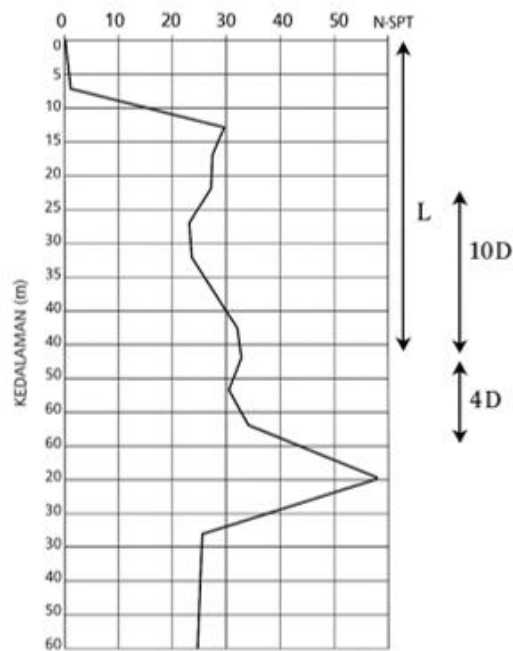
NI = Nilai SPT pada kedalaman 10D dari ujung tiang keatas

N_2 = Nilai SPT pada kedalaman 4D dari ujung tiang ke bawah

L_b = Panjang tiang (m)

D = Diameter tiang (m)

Tinjauan kedalaman nilai N-SPT untuk menganalisis daya dukung ujung tiang dapat dilihat pada Gambar 3.7 berikut ini.



Gambar 3.7 Kedalaman Tinjauan Fondasi Metode Meyerhoff (1963)

2. Daya Dukung Gesek Tiang

Persamaan umum dalam menghitung daya dukung gesek tiang dapat di lihat pada Persamaan 3.5 dan 3.6 di bawah ini.

$$Q_s = L_b \times p \times f_{s\ av} \quad (3.5)$$

$$f_{s\ av} = 2 \times N_r \quad (3.6)$$

Keterangan :

Q_s = Daya dukung selimut (kN)

N_r = Nilai rata-rata SPT kedalaman pada kedalaman tinjau

p = Keliling tiang (m^2)

$f_{s\ av}$ = Gesekan selimut rata-rata (kN/m²)

3.5.2 Metode Reese dan O'Neil (1989)

1. Daya Dukung Ujung Tiang

Persamaan umum dalam menghitung daya dukung ujung tiang dapat di lihat pada Persamaan 3.7 di bawah ini.

$$Q_b = A_b \times f_b \quad (3.7)$$

Reese dan O'Neil (1989) mengusulkan persamaan daya dukung ujung tiang bor pada penurunan 5% dari diameter dasar tiang pada tanah pasir, dapat di lihat pada Persamaan 3.8 berikut.

$$f_b = 0,60 \times \sigma_r \times N_{60} \leq 4500 \text{ kPa} \quad (3.8)$$

Keterangan :

Q_b = Daya dukung ujung tiang (kN)

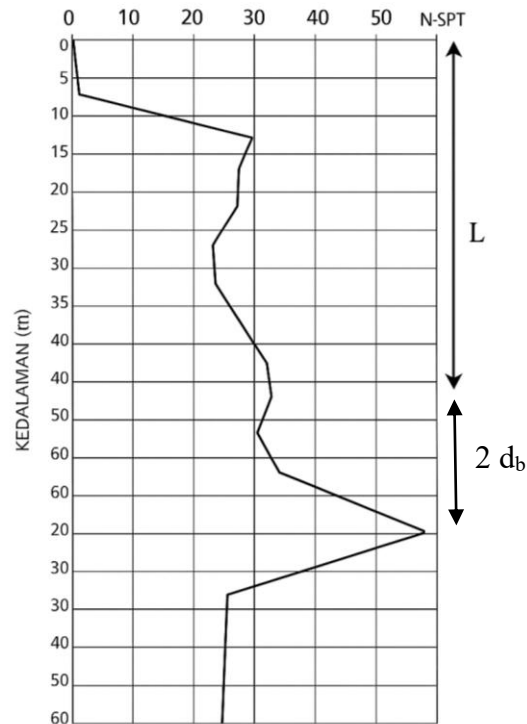
A_b = Luas permukaan ujung tiang (m²)

f_b = Tahanan ujung tiang (kN/m²)

N_{60} = Nilai rata-rata N-SPT dari ujung tiang bor sampai $2d_b$ di bawahnya

σ_r = Tegangan referensi = 100 kN/m²

Nilai tegangan referensi σ_r diambil berdasarkan Bowles (1996) dengan asumsi tanah sedang. Tinjauan kedalaman nilai N-SPT untuk menganalisis daya dukung ujung tiang dapat dilihat pada Gambar 3.8 berikut ini.



Gambar 3. 8 Kedalaman Tinjauan Fondasi Metode Reese & O'Neil (1989)

2. Daya Dukung Gesek Tiang

Persamaan umum dalam menghitung kuat dukung gesek tiang dapat di lihat pada Persamaan 3.9 di bawah ini.

$$Q_s = A_s \times f_s \quad (3.9)$$

Untuk nilai A_s dapat dicari dengan Persamaan 3.10 di bawah ini.

$$A_s = \pi \times d \times z \quad (3.10)$$

Reese dan O'Neil (1989) mengusulkan persamaan tahanan gesek tiang, pada Persamaan 3.11 berikut.

$$f_s = \beta \times p_o' \quad (3.11)$$

Dalam menghitung f_s Reese dan O'Neil menyarankan Persamaan 3.12 dan Persamaan 3.13 untuk mendapatkan nilai β sesuai dengan nilai N-SPT, sebagai berikut.

a. Persamaan 3.12 untuk nilai $N_{60} \leq 15$

$$\beta = \frac{N_{60}}{15} \times (1,5 - 0,245\sqrt{z}) \quad (3.12)$$

b. Persamaan 3.13 untuk nilai $N_{60} > 15$

$$\beta = 1,5 - 0,245\sqrt{z} \text{ dengan syarat } 0,25 \leq \beta \leq 1,2 \quad (3.13)$$

Keterangan :

Q_s = Daya dukung gesek tiang (kN)

A_s = Luas permukaan ujung tiang (m^2)

f_s = Tahanan gesek tiang (kN/m^2)

N_{60} = N-SPT terkoreksi oleh prosedur pelaksanaan

z = kedalaman di tengah-tengah lapisan tanah (m)

p_o' = Tekanan *overburden* di tengah lapisan (kN/m^2)

Untuk mendapatkan nilai p_o' digunakan Persamaan 3.14 di bawah ini.

$$p_o' = \gamma \times z \quad (3.14)$$

(Hardiyatmo, 2020) menggunakan tekanan *overburden* rata-rata untuk menganalisis daya dukung gesek tiang yang diusulkan dalam Persamaan 3.15 sebagai berikut.

$$p_o'_{rata - rata} = \frac{p_o'_{(atas)} + p_o'_{(bawah)}}{2} \quad (3.15)$$

3.5.3 Daya Dukung Ultimit Tiang Bor

Untuk menghitung daya dukung tiang bor dapat menggunakan Persamaan 3.16 di bawah ini.

$$Q_{ult} = Q_b + Q_s - W_p' \quad (3.16)$$

Untuk mendapatkan nilai W_p' dapat menggunakan Persamaan 3.17, Persamaan 3.18 dan Persamaan 3.19 di bawah ini.

$$W_p' = W_p - U \quad (3.17)$$

$$W_p = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times L \times \gamma_{beton} \quad (3.18)$$

$$U = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times (L - H_w) \times \gamma_w \quad (3.19)$$

Keterangan :

Q_{ult} = Daya dukung ultimit tiang (kN)

d = Diameter tiang (m)

W_p' = Berat efektif (kN)

W_p = Berat fondasi (kN)

U = Gaya angkat fondasi akibat muka air tanah

L = Panjang tiang (m)

H_w = Tinggi muka air (m)

γ_w = Berat volume air (kN/m³)

γ_{beton} = Berat jenis beton

3.5.4 Daya Dukung Izin

Untuk analisis daya dukung izin tiang fondasi dapat menggunakan Persamaan 3.20 berikut.

$$Q_{all} = \frac{Q_{ult}}{SF} \quad (3.20)$$

Keterangan :

SF = *Safety factor*

Q_{all} = Daya dukung izin fondasi (kN)

Berdasarkan dari SNI 8640: 2017 (BSN, 2017) nilai *safety factor* yang dianjurkan untuk digunakan adalah 2,5.

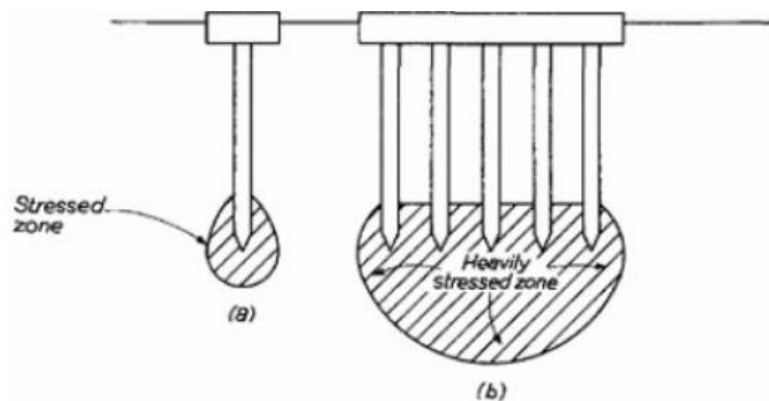
3.6 Daya Dukung Fondasi Kelompok

Daya dukung kelompok tiang adalah kemampuan kelompok tiang fondasi yang dihubungkan oleh *pile cap* untuk menahan beban struktur di atasnya. Menurut Hardiyatmo (2020) kapasitas kelompok tiang tidak selalu sama dengan nilai kapasitas tiang tunggal, dalam beberapa kondisi besaran kapasitas kelompok tiang lebih rendah dari jumlah masing-masing tiang. Hal ini diakibatkan karena perilaku

lapisan tanah terhadap tindakan fondasi seperti di bor atau di pancang. Dapat disimpulkan bahwa stabilitas kelompok tiang bergantung dari 2 faktor yaitu :

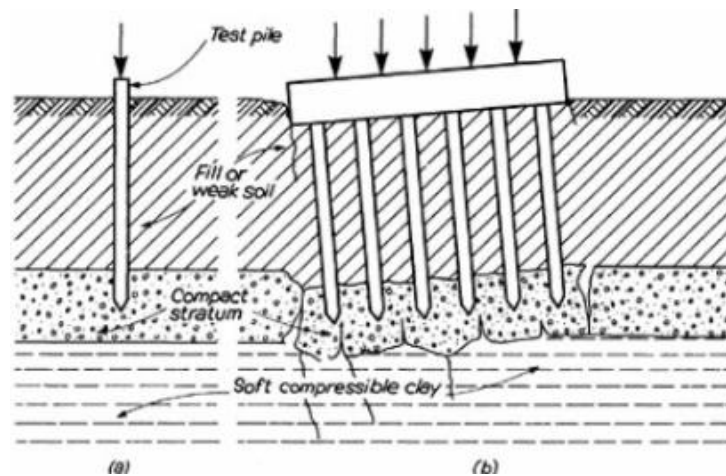
1. Kapasitas dukung tanah di sekitar dan di bawah kelompok tiang dalam mendukung beban total struktur
2. Pengaruh penurunan konsolidasi tanah yang terletak di bawah kelompok tiang

Perbedaan tindakan ini juga mengakibatkan penurunan kelompok tiang lebih besar dari penurunan tiang tunggalnya, pada beban struktur yang sama. Selain itu perbedaan luas zona tekan yang terkena beban pada tiang tunggal lebih kecil dibandingkan tiang kelompok dengan berat beban yang sama. Hal ini menyebabkan penurunan pada kelompok tiang akan lebih besar dari tiang tunggal. Tomlison (1994) membuat ilustrasi zona tekan pada tiang tunggal dan kelompok yang dapat dilihat pada Gambar 3.9 dan Gambar 3.10 di bawah ini.



Gambar 3.9 Perbandingan Zona Tekan Pada Tiang Tunggal dan Tiang Kelompok

(Sumber: *Pile Design and Construction Practice*, Tomlison 1994)



Gambar 3.10 Kegagalan Kelompok tiang

(Sumber : *Pile Design and Construction Practice*, Tomlison 1994)

Untuk menghitung kapasitas dukung kelompok tiang perlu memperhatikan jarak antar tiangnya. Pada kondisi di mana jarak antar tiang cukup besar, tanah di antara tiang-tiang tidak akan mengalami pergerakan ketika beban diberikan pada tiang. Namun, jika jarak antar tiang terlalu rapat, maka penurunan tiang akibat beban akan menyebabkan tanah di antara tiang-tiang tersebut turut mengalami penurunan. Dalam keadaan seperti ini, kelompok tiang dapat diperlakukan sebagai satu elemen tunggal yang terdiri dari gabungan tiang-tiang dan massa tanah yang terjebak di dalamnya, dengan lebar yang setara dengan keseluruhan lebar kelompok tiang. Apabila tanah penyangga kelompok ini mengalami kegagalan, maka jenis keruntuhan yang terjadi disebut sebagai keruntuhan blok (Hardiyatmo, 2020).

Terzaghi dan Peck (1948) dalam Hardiyatmo (2020) mengemukakan asumsi-asumsi dalam perhitungan daya dukung tiang yang berkaitan dengan mekanisme keruntuhan blok sebagai berikut.

1. Pelat penutup tiang (*pile cap*) diasumsikan memiliki kekakuan yang tinggi
2. Tanah yang terletak di dalam area kelompok tiang dianggap berperilaku sebagai massa padat yang utuh

Berdasarkan asumsi-asumsi di atas Terzaghi dan Peck (1948) merumuskan persamaan yang digunakan untuk menghitung kapasitas dukung fondasi kelompok yang dapat di lihat pada Persamaan 3.21 di bawah ini.

$$Q_g = 2D(B + L)c + 1,3c_b N_c BL \quad (3.21)$$

Keterangan:

Q_g = Daya dukung kelompok (kN)

c = kohesi tanah di keliling kelompok tiang (kN/m²)

B = lebar kelompok tiang yang di tinjau dari pinggir tiang (m)

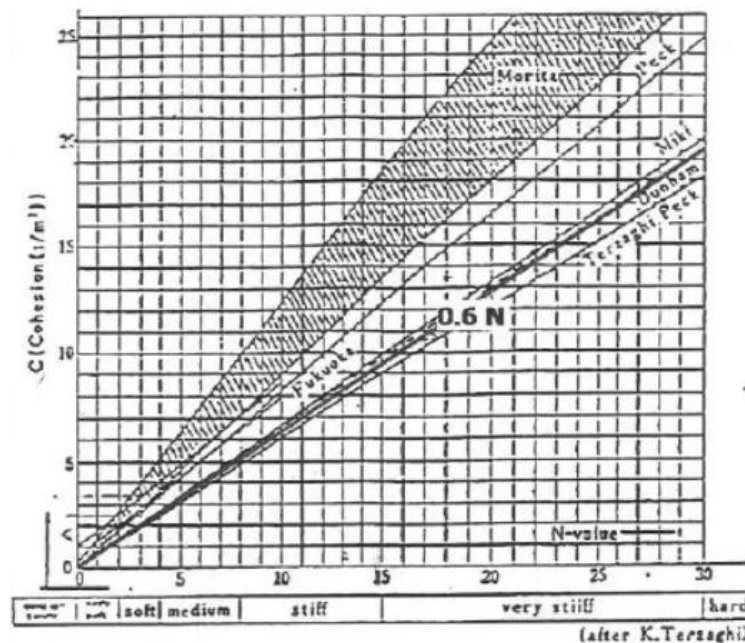
Cb = kohesi tanah di bawah dasar kelompok tiang (kN/m²)

L = panjang kelompok tiang (m)

D = kedalaman tiang di bawah permukaan tanah (m)

N_c = faktor daya dukung

Untuk mencari nilai kohesi digunakan grafik Terzaghi (1943) yang dapat di lihat pada Gambar 3.11. Selanjutnya nilai faktor daya dukung dan sudut gesek dalam dapat di lihat pada Tabel 3.11 sedangkan untuk nilai faktor daya dukung untuk *local shear failure* dapat di lihat pada Tabel 3.12.



Gambar 3.11 Hubungan Nilai Kohesi dan N-SPT

(Sumber: Terzaghi, 1943)

Tabel 3.11 Korelasi Nilai N-SPT Dengan Sudut Gesek Dalam Dan Kerapatan Relatif

Nilai N	Sudut Gesek Dalam (ϕ)	Kerapatan Relatif (D_r)
$N \leq 4$	$\phi < 28^\circ$	$<15\%$
4 - 10	$28^\circ - 30^\circ$	15% - 35%
10 - 30	$30^\circ - 40^\circ$	35% - 65%
30 - 50	$40^\circ - 45^\circ$	65% - 85%
>50	$45^\circ - 50^\circ$	$>85\%$

(Sumber: Look, 2007 dalam Saputra, 2022)

Tabel 3.12 Faktor Daya Dukung Untuk *Local Shear Failure*

ϕ	Nc	Nq	N γ	Nq/Nc	tan ϕ	ϕ	Nc	Nq	N γ	Nq/Nc	tan ϕ
0	5,14	1,00	0,00	0,20	0,00	26	22,25	11,85	12,54	0,53	0,49
1	5,38	1,09	0,07	0,20	0,02	27	23,94	13,20	14,47	0,55	0,51
2	5,63	1,20	0,15	0,21	0,03	28	25,80	14,72	16,72	0,57	0,53
3	5,90	1,31	0,24	0,22	0,05	29	27,86	16,44	19,34	0,59	0,55
4	6,19	1,43	0,34	0,23	0,07	30	30,14	18,40	22,40	0,61	0,58
5	6,49	1,57	0,45	0,24	0,09	31	32,67	20,63	25,99	0,63	0,60
6	6,81	1,72	0,57	0,25	0,11	32	35,49	23,18	30,22	0,65	0,62
7	7,16	1,88	0,71	0,26	0,12	33	38,64	26,09	35,19	0,68	0,65
8	7,53	2,06	0,86	0,27	0,14	34	42,16	29,44	41,06	0,70	0,67
9	7,92	2,25	1,03	0,28	0,16	35	46,12	33,30	48,03	0,72	0,70
10	8,35	2,47	1,22	0,30	0,18	36	50,59	37,75	56,31	0,75	0,73
11	8,80	2,71	1,44	0,31	0,19	37	55,63	42,92	66,19	0,77	0,75
12	9,28	2,97	1,69	0,32	0,21	38	61,35	48,93	78,03	0,80	0,78
13	9,81	3,26	1,97	0,33	0,23	39	67,87	55,96	92,25	0,82	0,81
14	10,37	3,59	2,29	0,35	0,25	40	75,31	64,20	109,41	0,85	0,84
15	10,98	3,94	2,65	0,36	0,27	41	83,86	73,90	130,22	0,88	0,87
16	11,63	4,34	3,06	0,37	0,29	42	93,71	85,38	155,55	0,91	0,90
17	12,34	4,77	3,53	0,39	0,31	43	105,11	99,02	186,54	0,94	0,93
18	13,10	5,26	4,07	0,40	0,32	44	118,37	115,31	224,64	0,97	0,97
19	13,93	5,80	4,68	0,42	0,34	45	133,88	134,88	271,76	1,01	1,00
20	14,63	6,40	5,39	0,43	0,36	46	152,10	158,51	330,35	1,04	1,04
21	15,82	7,07	6,20	0,45	0,38	47	173,64	187,21	403,67	1,08	1,07
22	16,88	7,82	7,13	0,46	0,40	48	199,26	222,31	496,01	1,12	1,11
23	18,05	8,66	8,20	0,48	0,42	49	229,93	265,51	613,16	1,15	1,15
24	19,32	9,60	9,44	0,50	0,45	50	266,89	319,07	762,89	1,20	1,19
25	20,72	10,66	10,88	0,51	0,47						

(Sumber: Meyerhoff, 1963)

Menurut Hardiyatmo (2020), kapasitas daya dukung total dari suatu kelompok tiang gesek (*friction pile*), khususnya yang di tanam pada tanah lempung, umumnya lebih rendah dibandingkan dengan hasil perkalian kapasitas dukung tiang

tunggal dengan jumlah tiang dalam kelompok tersebut. Dengan kata lain, kapasitas total mengalami penurunan yang besarnya dipengaruhi oleh faktor ukuran, bentuk konfigurasi kelompok, jarak antar tiang, serta panjang tiang. Faktor pengali yang digunakan untuk menyesuaikan kapasitas ultimit tiang tunggal akibat pengaruh interaksi dalam kelompok tiang ini dikenal sebagai efisiensi tiang (E_g).

Beberapa persamaan efisiensi tiang yang diusulkan untuk menghitung kapasitas kelompok tiang hanya bersifat pendekatan. Pendekatan yang diusulkan antara lain susunan tiang, jarak relatif dan diameter tiang (Hardiyatmo, 2020). Salah satu persamaan-persamaan efisiensi tiang tersebut disarankan oleh *Converse-Labarre Formula* yang dapat di lihat pada Persamaan 3.22 berikut.

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n'-1)m + (m-1)n'}{90mn'} \quad (3.22)$$

Keterangan :

E_g = Efisiensi kelompok tiang

m = Jumlah baris tiang

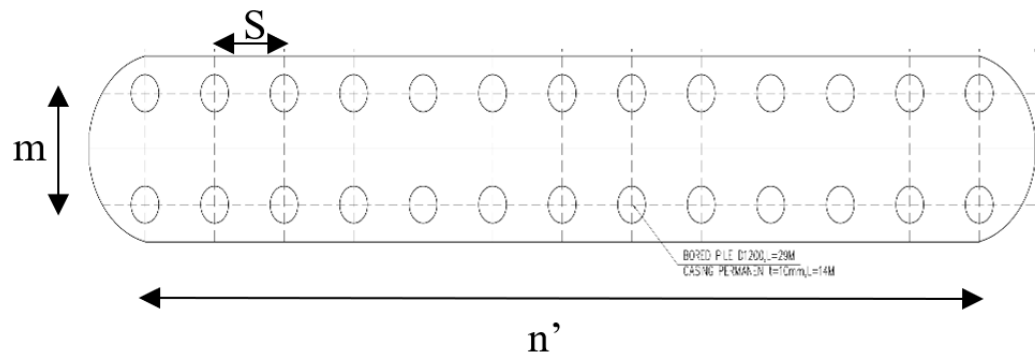
n' = Jumlah tiang dalam satu baris

θ = Arc $\text{tg} \frac{d}{s}$, dalam derajat

s = Jarak antar pusat tiang (m)

d = Diameter tiang (m)

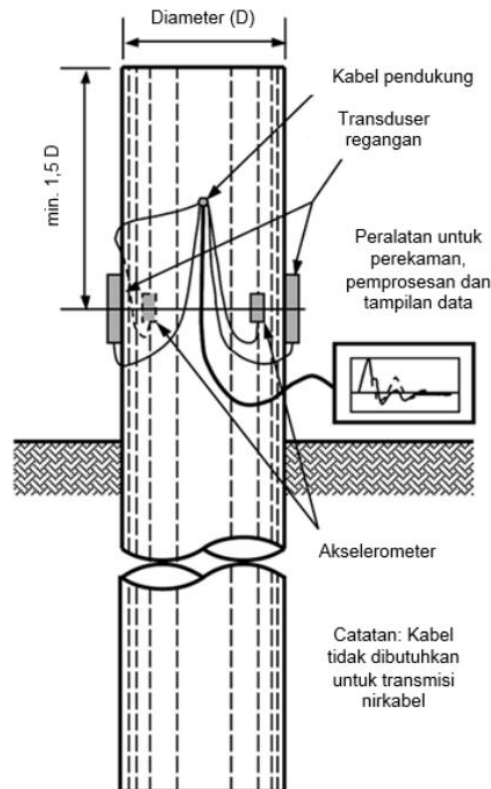
Untuk dapat melihat lebih jelas bentuk konfigurasi kelompok fondasi P10 dan P13 pada Jembatan Kabanaran, dapat di lihat pada Gambar 3.12 sebagai berikut.



Gambar 3.12 Konfigurasi Kelompok Fondasi P10 dan P13

3.7 Daya Dukung Fondasi *Bored Pile* Berdasarkan Uji PDA dan CAPWAP

High Strain Dynamic Pile Test (HSDPT) atau *Pile Driving Analyzer* (PDA) merupakan metode pengujian yang digunakan untuk menentukan kapasitas dukung maksimum suatu fondasi. Pengujian ini mengacu pada standar ASTM D4945 (Standar Metode Uji Dinamis Tegangan Tinggi untuk Fondasi Dalam). Dalam pelaksanaannya, digunakan sensor *accelerometer* dan *strain transducer* guna mendeteksi serta merekam respon fondasi setelah menerima beban. *Strain transducer* berfungsi untuk mengukur regangan, sedangkan *accelerometer* digunakan untuk mencatat percepatan gelombang yang terjadi akibat tumbukan palu (*hammer*) pada bagian atas fondasi. Pemasangan sensor dilakukan setidaknya pada jarak 1,5 kali diameter tiang dari kepala tiang, agar pengukuran tidak terpengaruh oleh tegangan yang timbul akibat pukulan hammer selama pengujian berlangsung. Selain sensor dibutuhkan kabel penghubung untuk membantu membaca gelombang fondasi setelah diberikan beban ke komputer ditinjau dari SNI 8459: 2017 (BSN, 2017). Untuk memperjelas perletakan sensor uji PDA dapat dilihat pada Gambar 3.13 di bawah ini.



Gambar 3.13 Ilustrasi Peletakan Instrumen Pada Pengujian PDA

(Sumber: BSN, 2017)

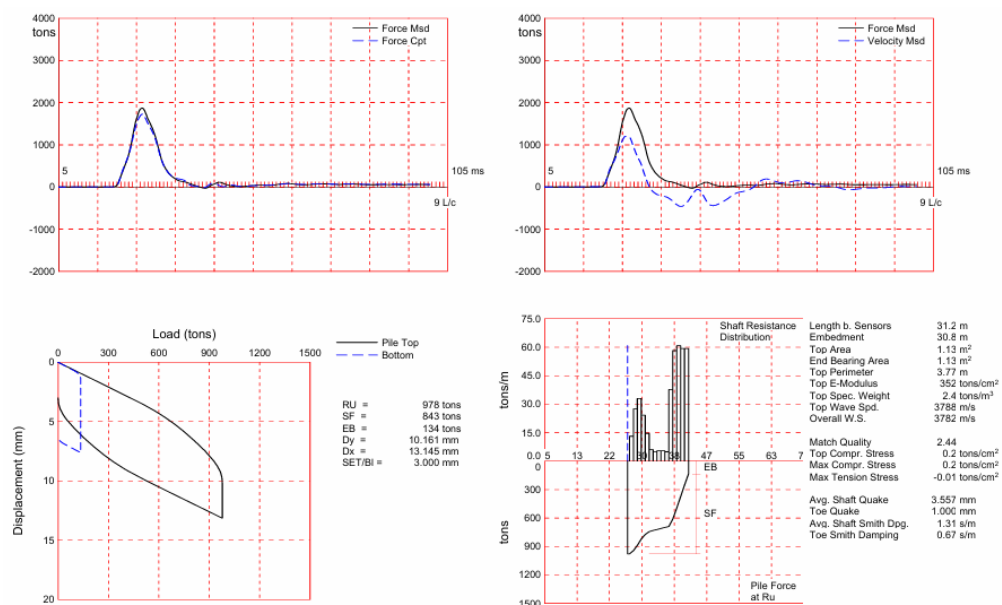
Pengujian PDA dilakukan untuk mendapatkan data daya dukung aksial tiang, keutuhan/integritas tiang dan efisiensi energi yang ditransfer. Pada pelaksanaan pengujian ini diperlukan beban yang mampu memobilisasi daya dukung ultimit fondasi. Beban yang akan diberikan pada tiang fondasi pada pengujian ini di analogi dengan *hammer* yang tersusun dari pelat baja tebal. Tinggi jatuh *hammer* dan berat *hammer* akan mempengaruhi efisiensi energi tiang. Berdasarkan SNI 8460: 2017 berat *hammer* untuk uji PDA diambil sebesar 1-2% dari berat ultimit yang direncanakan. Menurut Robinson dkk. (2002) berat *hammer* untuk uji PDA dapat ditentukan sebagai berikut.

$W/Q = 1\%$ untuk tiang tertanam dalam tanah kohesif kaku atau berbatuan

$W/Q = 1,5\%$ untuk tiang friksi umumnya

$W/Q = 2\%$ untuk tiang bor dengan tahanan ujung pada tanah berbutir kasar

Analisa data hasil pengujian PDA dilakukan dengan metode *Case Pile Wave Analysis Program* (CAPWAP) dengan bantuan *signal matching analysis* (SMA) ditinjau dari SNI 8459: 2017 (Standar Nasional Indonesia Metode Uji Fondasi Dalam Dengan High Strain Dynamic Pile (HSDP) 8459:2017, n.d.). Analisis program CAPWAP dilakukan karena lebih akurat dan detail. Metode ini mampu memberikan informasi mengenai pembagian kapasitas daya dukung, yaitu antara tahanan ujung (*end bearing*) dan tahanan selimut (*shaft friction*). Analisis ini merupakan tahapan lanjutan dari metode *Case Method* (Saputra, 2022). Hasil analisis yang dihasilkan oleh program CAPWAP seperti pada Gambar 3.14 berikut.



Gambar 3.14 Grafik Hasil Analisis CAPWAP

(Sumber: Laporan Proyek PDA P10-177 *Geotech Efathama*, 2024)

3.8 Likuefaksi

Likuefaksi adalah kondisi tanah yang kehilangan kuat geser akibat gempa sehingga daya dukung tanah menurun secara mendadak ditinjau dari SNI 8460: 2017 (BSN, 2017). Likuefaksi merupakan sebuah fenomena perubahan kondisi tanah dari keadaan padat menjadi cair (Saputra, 2022). Menurut Idriss dan Boulanger (2008) dalam Saputra, (2022) Likuefaksi dapat terjadi pada lapisan tanah pasir lepas pada keadaan jenuh yang kehilangan kuat geser tanah dan tegangan

efektifnya, akibat dari adanya kenaikan tekanan air pori yang disebabkan oleh beban siklik oleh beban gempa. Dalam Hardiyatmo (2019) guncangan gempa dapat menyebabkan penurunan tegangan vertikal efektif tanah seiring dengan peningkatan tekanan air pori akibat getaran. Kondisi tersebut dinyatakan dalam Persamaan 3.23 berikut.

$$\sigma_v' = \sigma_v - u \quad (3.23)$$

Keterangan :

σ_v' = Tegangan vertikal efektif tanah (kN/m²)

σ = Tegangan total (kN/m²)

u = Tekanan air pori (kN/m²)

Menurut Hardiyatmo (2019) tegangan vertikal total dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.24 sebagai berikut.

$$\sigma_v = \gamma_{sat} \times z \quad (3.24)$$

Keterangan :

σ_v = Tegangan vertikal total (kN/m²)

γ_{sat} = Berat volume tanah jenuh air (kN/m³)

z = Kedalaman tinjau (m)

Selanjutnya, nilai rasio tekanan air pori tanah ditentukan menggunakan Persamaan 3.25 berikut ini.

$$u = z \times \gamma_w \quad (3.25)$$

Keterangan :

z = Kedalaman tinjau (m)

γ_w = Berat volume air (9,81 kN/m³)

Saat tekanan air pori meningkat tajam akibat beban siklik dan nilainya menyamai tegangan total, tegangan efektif akan menjadi nol. Dalam kondisi ini, tidak ada lagi gaya kontak atau ikatan antar butir pasir, sehingga butiran pasir melayang dalam air dan mengakibatkan terjadinya pencairan pasir. Kondisi ini disebut peristiwa likuefaksi.

Saputra (2022) menyatakan fenomena likuefaksi dapat dibedakan menjadi dua yaitu *flow liquefaction* dan *cyclic mobility*. Dua fenomena ini sangat penting

untuk di analisis dalam mengevaluasi potensi likuefaksi. Kramer (1996) dalam Saputra (2022) menyatakan *flow liquefaction* merupakan fenomena likuefaksi yang terjadi ketika tegangan geser yang dibutuhkan suatu massa tanah untuk mencapai keseimbangan lebih besar daripada kekuatan geser suatu tanah dalam keadaan cair, deformasi yang terjadi didorong oleh tegangan geser statis. Sedangkan *cyclic mobility* merupakan fenomena likuefaksi yang terjadi ketika tegangan geser lebih kecil dibandingkan dengan kekuatan geser suatu tanah dalam kondisi cair, deformasi yang dihasilkan didorong oleh tegangan geser statis dan siklik.

3.9 Analisis Potensi Likuefaksi

Dalam menganalisis potensi likuefaksi ada dua metode yang dapat dilakukan yaitu dengan uji laboratorium dan pendekatan dari tes uji lapangan. Pada penelitian ini pendekatan yang digunakan untuk menganalisis potensi likuefaksi dari hasil uji lapangan yaitu SPT. Ada dua parameter yang diperlukan untuk menganalisis potensi likuefaksi yaitu nilai rasio tegangan siklik atau *cyclic stress ratio* (CSR) dan nilai rasio tahanan siklik atau *cyclic resistance ratio* (CRR). Nilai CRR bisa didapatkan dari hasil pengujian SPT, CPT dan pengukuran kecepatan gelombang geser (V_s) ditinjau dari SNI 8460:2017 (BSN, 2017). Untuk nilai CSR dapat diperoleh dengan metode analisis oleh Seed dan Idris (1971). Selain itu perhitungan faktor keamanan atau *safety factor* (SF) dengan membandingkan nilai CRR dan CSR. Apabila nilai SF lebih kecil atau sama dengan satu ($SF \leq 1$) maka tanah tersebut berpotensi akan mengalami likuefaksi. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Persamaan 3.26 sebagai berikut.

$$SF = \frac{CRR}{CSR} \quad (3.26)$$

Keterangan :

CRR = *Cyclic Resistance Ratio*

CSR = *Cyclic Stress Ratio*

3.9.1 Analisis Nilai CSR

Nilai tegangan siklik yang digunakan dalam penelitian ini didasarkan pada persamaan yang dikembangkan oleh Seed dan Idriss (1971) melalui *simplified*

procedure for evaluating soil liquefaction potential, sebagaimana tercantum dalam Persamaan 3.27 berikut.

$$CSR = 0,65 \times \left(\frac{\sigma_v}{\sigma_v'}\right) \times \left(\frac{a_{max}}{g}\right) \times r_d \quad (3.27)$$

Keterangan :

- a_{max} = Percepatan maksimum pada permukaan tanah
- g = Percepatan gravitasi ($9,81 \text{ m/s}^2$)
- σ_v = Tegangan vertikal total (kN/m^2)
- σ_v' = Tegangan vertikal efektif (kN/m^2)
- r_d = Faktor reduksi tegangan akibat respons profil tanah

1. Koefisien Reduksi (r_d)

Seed dan Idris (1971) menjelaskan faktor reduksi tegangan memiliki korelasi dengan kedalaman (z) yang dapat dituliskan pada Persamaan 3.28, 3.29, 3.30, dan 3.31

$$rd = 1 - 0,0075z \quad \text{untuk } z < 9,15 \text{ m} \quad (3.28)$$

$$rd = 1,174 - 0,0267z \quad \text{untuk } 9,15 \text{ m} \leq z \leq 23 \text{ m} \quad (3.29)$$

$$rd = 0,744 - 0,008z \quad \text{untuk } 23 \text{ m} \leq z \leq 30 \text{ m} \quad (3.30)$$

$$rd = 0,5 \quad \text{untuk } > 30 \text{ m} \quad (3.31)$$

Persamaan di atas digunakan menyesuaikan dengan kedalaman fondasi yang dapat dilihat pada Gambar 4.3 dan Gambar 4.4

3.9.2 Analisis Nilai CRR Berdasarkan Hasil Uji SPT

Nilai tahanan siklik atau CRR pada pengujian ini di hitung dan di analisis berdasarkan dari teori yang dikembangkan oleh Youd dan Idriss (1997). Sebelum menentukan nilai CRR, ada beberapa parameter yang perlu ditentukan terlebih dahulu antara lain :

1. N-SPT (N_1)₆₀ terkoreksi tegangan efektif

Nilai (N_1)₆₀ merupakan nilai N-SPT terkoreksi 60% terhadap tegangan efektif *overburden*. Persamaan yang digunakan untuk menghitung (N_1)₆₀ mengacu pada teori yang dikembangkan oleh Idriss & Boulanger. Untuk lebih jelas dapat dilihat pada Persamaan 3.32 di bawah ini.

$$(N_1)_{60} = C_N \times N_{60} \quad (3.32)$$

Keterangan :

C_N = faktor koreksi tegangan vertikal efektif

N_{60} = nilai N-SPT lapangan

Faktor koreksi tegangan *overburden* (C_N) ditentukan berdasarkan Persamaan 3.33 dan 3.34 yang diusulkan Idriss & Boulanger (2008) sebagai berikut.

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma_{v'}}\right)^m < 1,70 \quad (3.33)$$

$$m = 0,784 - 0,0768\sqrt{(N_1)_{60cs}} \quad (3.34)$$

Keterangan :

$\sigma_{v'}$ = Tegangan vertikal efektif (kPa)

P_a = 1 atm = 101,325 kPa

2. Nilai $(N_1)_{60cs}$ dan $\Delta(N_1)_{60}$ dihitung menggunakan Persamaan 3.35 dan 3.36 yang dikemukakan oleh Idris & Boulanger.

$$\Delta(N_1)_{60} = \exp\left(1,63 + \frac{9,7}{FC+2} - \left(\frac{15,7}{FC+0,01}\right)^2\right) \quad (3.35)$$

$$(N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60} \quad (3.36)$$

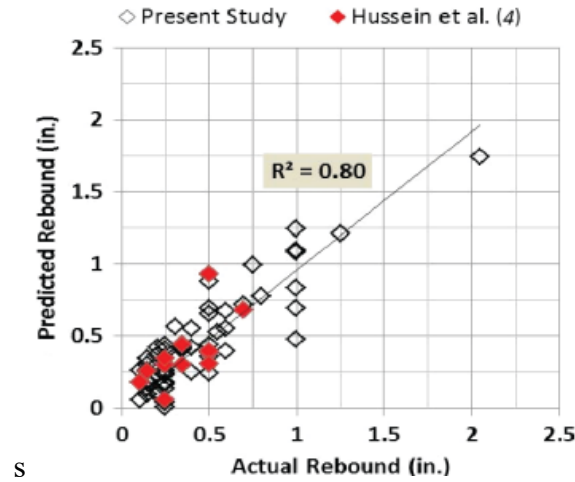
Keterangan :

$\Delta(N_1)_{60}$ = Persamaan penyetaraan nilai SPT tanah berpasir

FC = Persen kandungan tanah halus

3. *Fines Content* (FC)

Berdasarkan grafik prediksi *rebound* menggunakan N_{SPT} dan *fines content* yang dikemukakan oleh Jarushi dkk. (2013), nilai $R^2 = 0,80$. Grafik tersebut dapat di lihat pada Gambar 3.15 sebagai berikut.



Gambar 3.15 Grafik hasil prediksi rebound (R) menggunakan data NSPT dan *Fines Content*

(Sumber: Jarushi dkk, 2013)

4. CRR pada magnitudo 7,5 SR

Menurut Youd dan Idriss (2001) dan Idriss dan Boulanger (2008) mengusulkan persamaan untuk menghitung nilai $CRR_{7.5}$ dapat di lihat pada Persamaan 3.37 dan 3.38 di bawah ini.

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{43 - (N_1)_{60CS}} + \frac{(N_1)_{60CS}}{135} + \frac{50}{[(10N_2)_{60CS} + 45]^2} - \frac{1}{200} \quad (3.37)$$

$$CRR_{7.5} = \exp\left(\frac{(N_1)_{60CS}}{14.1} + \left(\frac{(N_1)_{60CS}}{126}\right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60CS}}{23.6}\right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60CS}}{25.4}\right)^4 - 2,8\right) \quad (3.38)$$

Keterangan :

$CRR_{7.5}$ = tahanan siklik pada $M_w 7.5$

$(N_1)_{60CS}$ = $(N_1)_{60}$ terkoreksi oleh ekivalen *clean-sands*

5. *Magnitude Scaling Factor* (MSF) dan Faktor koreksi *overburden*

Faktor koreksi pada gempa bumi (MSF) memiliki kekuatan magnitudo lebih kecil atau lebih besar dari $M_w 7.5$. Nilai MSF dapat dihitung dengan Persamaan 3.39 dari Idriss dan Boulanger (2008) di bawah ini.

$$MSF = 6.9 \exp\left(\frac{-M_w}{4}\right) - 0.058 \leq 1.8 \quad (3.39)$$

Keterangan:

MSF = *magnitudo scaling factor*

M_W = magnitudo gempa bumi

6. Tegangan *overburden* ($K\sigma$) dapat ditentukan berdasarkan Persamaan 3.40 dan Persamaan 3.41 yang diusulkan oleh Idriss dan Boulanger (2008).

$$K\sigma = 1 - C\sigma \ln\left(\frac{\sigma v'}{Pa}\right) \leq 1.1 \quad (340.)$$

$$C\sigma = \left(\frac{1}{18.9 - 2.55\sqrt{(N_1)_{60CS}}}\right) \leq 0.3 \quad (341)$$

Keterangan,

$K\sigma$ = Faktor koreksi *overburden*

$\sigma v'$ = tegangan efektif *overburden* (kN/m²)

Pa = 1 atm (100 kpa)

7. *Cyclic Resistance Ratio* pada gempa M_w (CRR_{Mw})

CRR_{Mw} merupakan nilai ketahanan terhadap beban siklik yang dikoreksi untuk skala gempa dengan magnitudo selain 7,5 SR. Nilai magnitudo (M_w) disesuaikan berdasarkan tingkat tahanan siklik yang relevan dengan skala gempa yang dianalisis. Perhitungan nilai CRR_{Mw} dilakukan menggunakan Persamaan 3.42 berikut ini.

$$CRR_{MW} = CRR_{7.5} \times MSF \times K\sigma \quad (3.42)$$

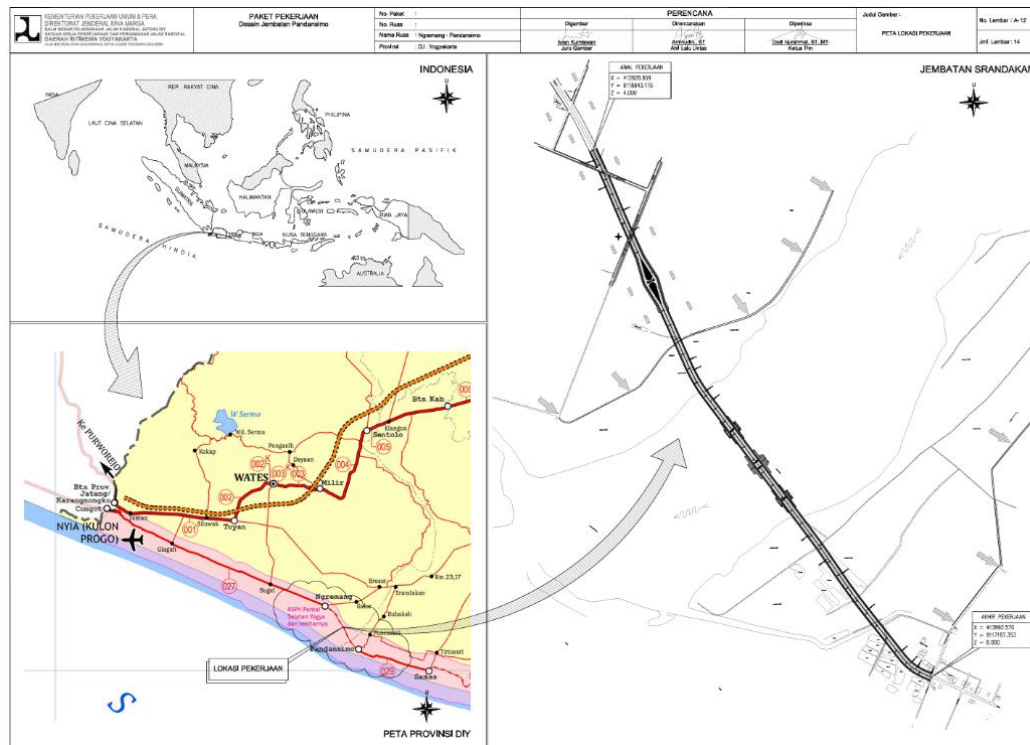
BAB IV

METODE PENELITIAN

4.1 Lokasi Penelitian

Penelitian ini mengambil topik dan objek yang berkaitan dengan lokasi magang penulis, yaitu pada Jembatan Kabanaran Profil Jembatan Kabanaran dijelaskan sebagai berikut serta lokasi tempat pembangunan Jembatan Kabanaran dapat di lihat pada Gambar 4.1 dan Gambar 4.2.

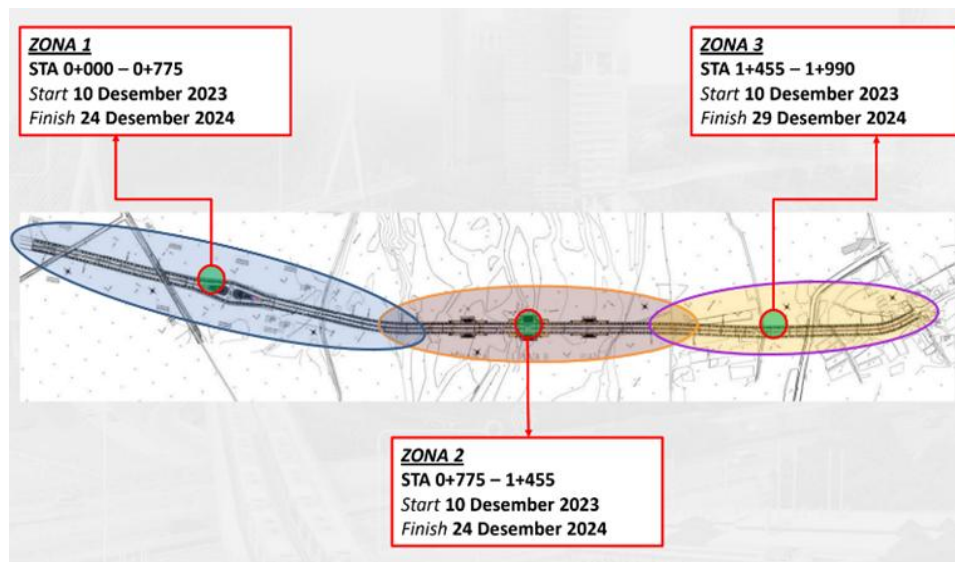
Nama Proyek	: Pembangunan Jembatan Kabanaran Kab. Bantul, D.I Yogyakarta
Pemilik Pekerjaan	: Kementerian Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat Direktorat (PUPR)
Lokasi Proyek	: Kecamatan Srandakan, Kabupaten Bantul, Provinsi Daerah Istimewa Yogyakarta
Konstruksi Bagian Atas	: <i>Pile Cap</i> , Kolom <i>Pile Head</i> , <i>Lead Rubber Bearing</i> (LRB), Pedestal, Beton di atas pedestal, Abutment, <i>Wingwall</i> , <i>Corrugated Steel Plate</i> (CSP), dan Mortar Busa



Gambar 4.1 Lokasi Proyek Jembatan Kabanaran

(Sumber: *Shop Drawing* Proyek Jembatan Kabanaran)

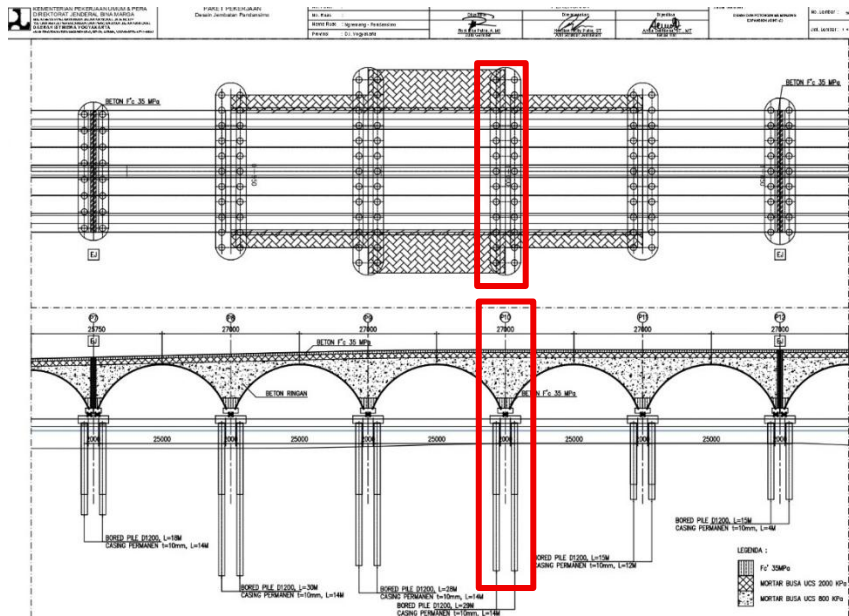
Jembatan Kabanaran dibagi menjadi 3 zona kerja, zona tersebut dapat dilihat pada Gambar 4.2 berikut.



Gambar 4.2 Zona Kerja Proyek Jembatan Kabanaran

(Sumber: *Shop Drawing* Proyek Jembatan Kabanaran)

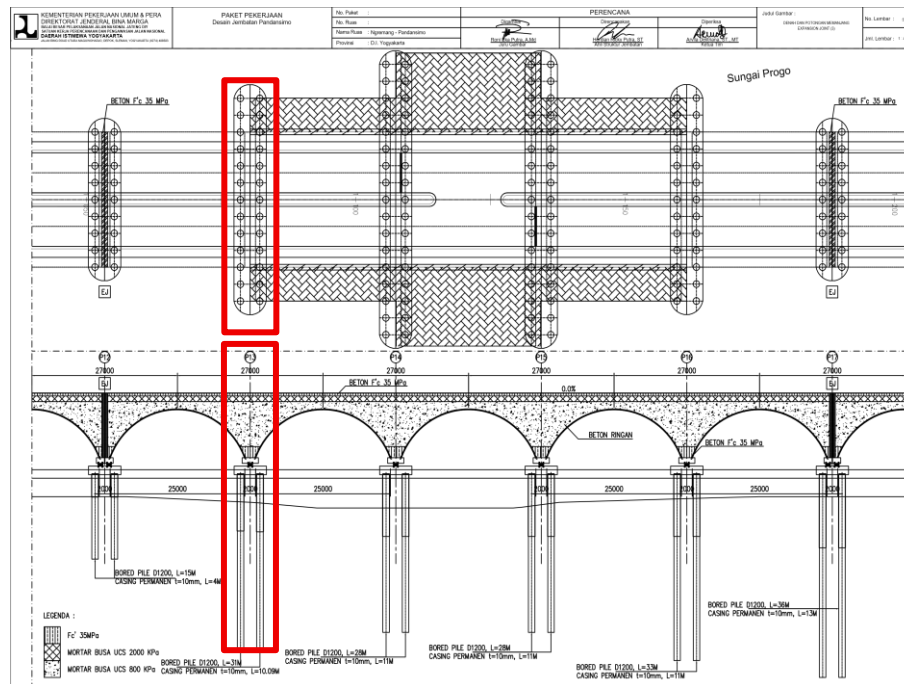
Titik fondasi yang menjadi objek penelitian yaitu pada titik P10-177 dan P13-234. Struktur fondasi P10 dan P13 Jembatan Kabanaran dapat di lihat pada Gambar 4.3 dan Gambar 4.4 berikut



Gambar 4.3 Lokasi P10

(Sumber: *Shop Drawing* Proyek Jembatan Kabanaran)

Berdasarkan Gambar 4.3 di atas diketahui P10-177 memiliki diameter 1200 mm dengan kedalaman 29 m, fondasi ini dilengkapi *casing* permanen dengan tebal dinding 10 mm yang dipasang hingga kedalaman 14 m.



Gambar 4.4 Lokasi P13

(Sumber: *Shop Drawing* Proyek Jembatan Kabanaran)

Berdasarkan Gambar 4.4 di atas diketahui P13-234 memiliki diameter 1200 mm dengan kedalaman 31 m. Fondasi ini dilengkapi *casing* permanen dengan tebal dinding 10 mm yang dipasang hingga kedalaman 10 m.

4.2 Tahapan Penelitian

Pada penelitian tugas akhir ini digunakan metode analisis untuk mengetahui kapasitas daya dukung fondasi dan potensi likuefaksi tanah yang dapat terjadi. Metode yang digunakan untuk mengetahui kapasitas daya dukung adalah metode Meyerhoff (1963) dan metode Reese O'Neil (1989), sedangkan menganalisis potensi likuefaksi digunakan metode Idriss & Boulanger.

Berdasarkan dari metode penelitian yang digunakan, terdapat dua variabel yang digunakan yaitu, kapasitas dukung fondasi *boredpile* sebagai variabel terikat yang nilainya dipengaruhi oleh variabel bebas yaitu potensi likuefaksi tanah.

4.2.1 Metode Pengumpulan Data

Dalam pengumpulan data terdapat dua metode, yaitu melalui data primer dan data sekunder. Dalam penelitian tugas akhir ini metode yang digunakan adalah melalui data primer. Data yang digunakan diperoleh langsung dari pihak PT. Adhi Karya-SWS, Kso sebagai kontraktor pelaksana pada pembangunan Jembatan Kabanaran. Adapun data-data yang dibutuhkan untuk membantu mencapai tujuan penelitian adalah sebagai berikut.

1. *Shop drawings* struktur Jembatan Kabanaran, data ini merupakan data yang berisi gambar kerja dan *detail engineering design* (DED) tiang eksisting.
2. Data *soil investigation*, data ini berisi hasil investigasi tanah berupa hasil uji penetrasi standar (SPT) dan data muka air tanah untuk P10 dan P13
3. Data hasil PDA test dan CAPWAP untuk P10-177 dan P13-234

4.3 Analisis Data

Untuk mencapai tujuan penelitian ini diperlukan metode analisis data yang sistematis sesuai dengan tahap pengerjaannya. Berikut tahapan analisis data yang di jelaskan sesuai dengan tahapan pengerjaannya.

4.3.1 Analisis Potensi Likuefaksi

Untuk menganalisis potensi likuefaksi pada lapisan tanah berbasis data uji SPT digunakan metode *safety* dan metode Idris & Boulanger . Secara garis besar rancangan teknis tahapan analisis yang dilakukan untuk mengetahui potensi likuefaksi adalah sebagai berikut. Analisis potensi likuefaksi didasari dari perbandingan nilai *Cyclic Resistance Ratio* (CRR) dengan *Cyclic Stress Ratio* (CSR) pada setiap lapisan tanahnya. Data yang dibutuhkan untuk analisis metode ini merupakan data hasil uji SPT di titik uji yaitu P10-177 dan P13-234 dan nilai *Peak Ground Acceleration* (PGA).

4.3.2 Analisis Daya Dukung Fondasi *Bored Pile*

Metode yang digunakan untuk analisis kapasitas daya dukung fondasi *bored pile* dilakukan secara numerik dengan rumus empiris dan berdasarkan hasil pengujian PDA di lapangan. Secara garis besar berikut uraian rancangan tahapan

analisis yang dilakukan untuk mengetahui kapasitas daya dukung fondasi *bored pile* pada titik P10-177 dan P13-234 adalah sebagai berikut.

1. Identifikasi hasil pengujian penetrasi tanah (SPT)

Identifikasi hasil pengujian SPT dilakukan pada P10-177 dan P13-234 untuk mengetahui jenis tanah pada setiap lapisan kedalamannya. Nilai N-SPT yang didapatkan perlu di koreksi terhadap efisiensi *hammer* atau pada prosedur pelaksanaan dilapangan. Data N-SPT terkoreksi akan digunakan sebagai data dasar untuk menganalisis kapasitas daya dukung fondasi *bored pile* secara empiris.

2. Analisis kapasitas daya dukung fondasi berdasarkan metode numerik

Analisis kapasitas daya dukung fondasi *bored pile* didasari pada teori Meyerhof (1963) dan teori Reese dan O'Neil (1989) data yang digunakan untuk analisis adalah data N-SPT yang telah terkoreksi. Pemilihan metode ini menyesuaikan dengan data yang tersedia dan boleh di publikasikan oleh Pihak PT.Adhi Karya-SWS, KSOselaku kontraktor pelaksana proyek Jembatan Kabanaran.

3. Analisis kapasitas daya dukung fondasi berdasarkan data hasil pengujian PDA di lapangan

Sebagai tolok ukur perbandingan analisis kapasitas daya dukung fondasi juga dapat mengacu pada pengujian *Pile Driving Analyzer* (PDA). Uji PDA dilakukan di titik P10-177 dan P13-234. Hasil dari pengujian berupa daya dukung total, daya dukung selimut (*skin-friction*), daya dukung ujung tiang, dan penurunan (*settlement*).

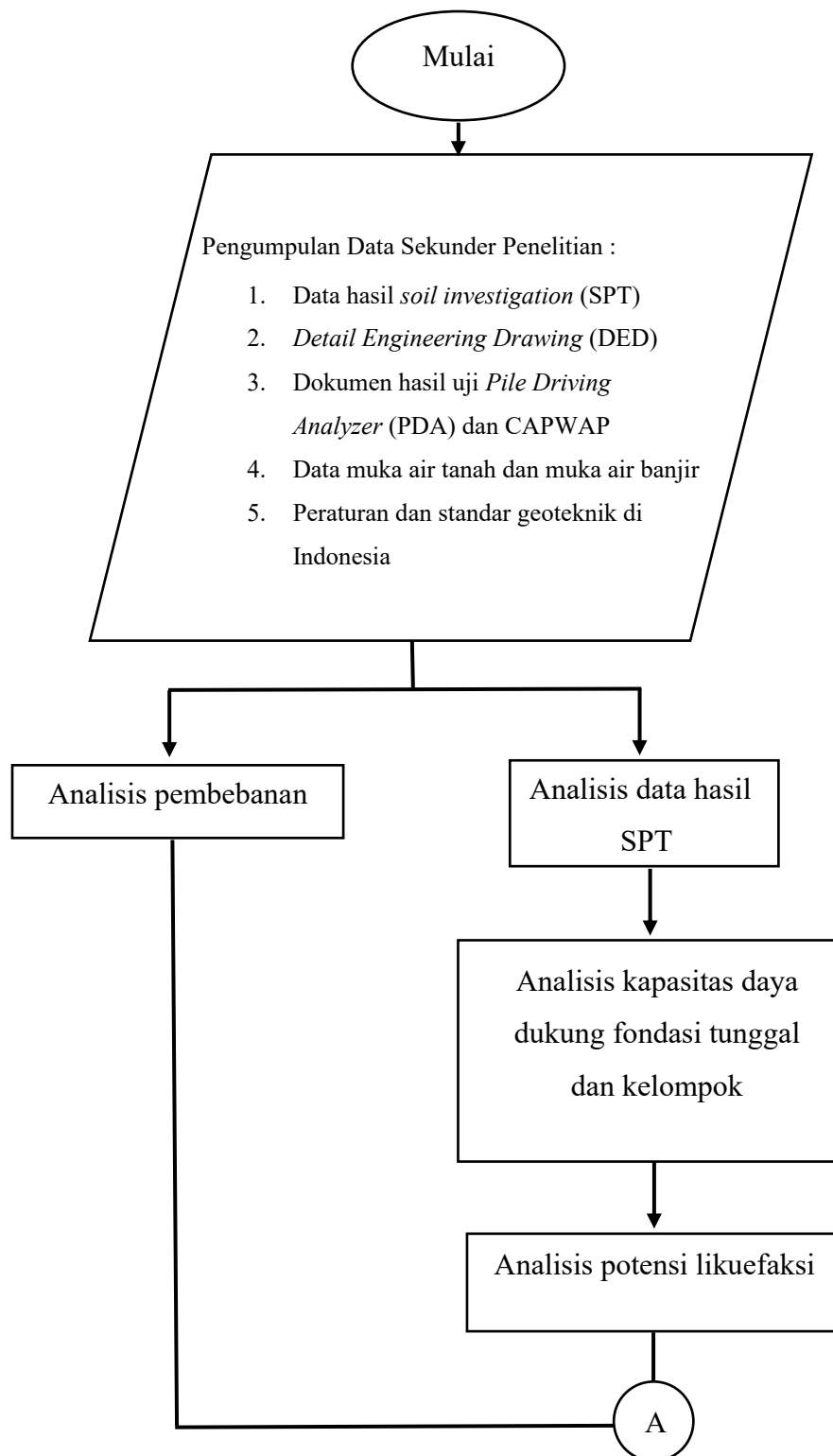
4.3.3 Pembebanan

Untuk memaksimalkan perhitungan kapasitas daya dukung fondasi dan mengetahui kemampuan fondasi dalam menahan beban, diperlukan beban rencana pada fondasi jembatan. Pembebanan untuk jembatan telah diatur di SNI 1725:2016. Jenis beban yang digunakan dalam penelitian ini dibatasi sebagai berikut :

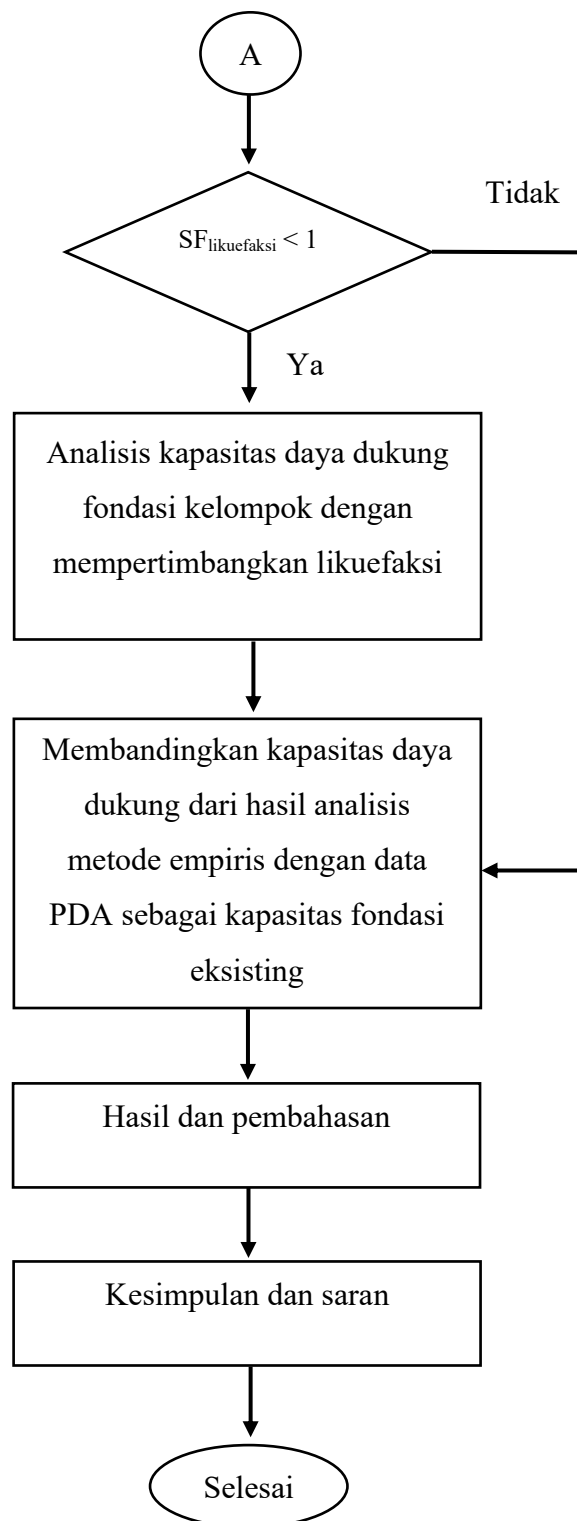
1. Beban Permanen (beban sendiri struktur jembatan dan beban mati tambahan).
2. Beban lalu lintas (beban lajur "D").

4.4 Diagram Alur Penelitian dan Pengelolaan Data

Berikut ini merupakan Gambar 4.5 bagan alir yang digunakan pada penelitian ini.



Gambar 4.5 Diagram Alur Penelitian dan Pengelolaan Data



Lanjutan Gambar 4.5 Diagram Alur Penelitian dan Pengelolaan Data

BAB V

HASIL DAN PEMBAHASAN

5.1 Analisis Pembebanan

Analisis pembebanan yang digunakan dalam penelitian ini mengacu pada SNI 1725:2016 tentang pembebanan jembatan. Berdasarkan SNI 1725:2016 berikut beban rencana yang diperhitungkan dalam membangun jembatan.

5.1.1 Beban Permanen

Beban permanen adalah beban utama dalam perencanaan jembatan. Beban permanen meliputi berat sendiri komponen struktural dan non-struktural jembatan. Berikut analisis perhitungan beban permanen.

1. Berat sendiri (MS)

Berat sendiri adalah berat elemen struktural yang ditanggung, termasuk berat bahan dan bagian jembatan. Untuk lebih jelas beban sendiri Jembatan Kabanaran pada P10-177 dan P13-234 dapat di lihat pada Lampiran 1 dan Lampiran 2. Berdasarkan dari Lampiran 1 dan Lampiran 2 dapat di analisis beban sendiri Jembatan Kabanaran pada P10-177 dan P13-234 dapat di lihat pada Tabel 5.1 dan Tabel 5.2 sebagai berikut.

Tabel 5.1 Berat Beban Sendiri P10-177

No	Beban Struktur	P (m)	L (m)	T (m)	V (m ³)	Berat Jenis (Ton/m ³)	Berat (Ton)
1	Pile cap	36	6	1,5	324	2,35	761,40
2	Pile cap lingkaran	21,783				2,35	51,19
3	Pedestal	3	28	1	84	2,35	197,4
4	Beton	2	3	2	5	2,35	11,75
5	Mortar busa UCS 800 Kpa	0,105				1,225	0,129

Lanjutan Tabel 5.1 Berat Beban Sendiri P10-177

No	Beban Struktur	P (m)	L (m)	T (m)	V (m ³)	Berat Jenis (Ton/m ³)	Berat (Ton)
6	Mortar busa UCS 2000 Kpa	0,027				1,960	0,053
7	Lapisan beton sebelum aspal	0,014				2,35	0,032
8	Pedestal atas	27	38	0,5	513	2,35	1205,55
Berat Total							2227,50

Tabel 5.2 Berat Beban Sendiri P13-234

No	Beban Struktur	P (m)	L (m)	T (m)	V (m ³)	Berat Jenis (Ton/m ³)	Berat (Ton)
1	Pile cap	36	6	1,5	324	2,35	761,40
2	Pile cap lingkaran	21,783				2,35	51,19
3	Pedestal	3	28	1	84	2,35	197,4
4	Beton	2	3	2	5	2,35	11,75
5	Mortar busa UCS 800 Kpa	0,105				1,225	0,129
6	Mortar busa UCS 2000 Kpa	0,027				1,960	0,053
7	Lapisan beton sebelum aspal	0,014				2,350	0,032
8	Pedestal atas	27	38	0,5	513	2,35	1205,55
Berat Total							2227,50

Menurut Das (2010), berat total massa dapat dinyatakan sebagai berat isi bila dikalikan dengan volumenya. Dengan demikian berat jenis berperan sebagai pengali untuk mengubah volume menjadi berat. Beban berat di atas

merupakan akumulasi berat cor atau beton belum termasuk berat pembesian untuk setiap komponen strukturalnya. Untuk lebih jelasnya mengenai berat beban pembesian dan material tambahan pada P10-177 dan P13-234 dapat dilihat pada Tabel 5.3 dan Tabel 5.4 sebagai berikut.

Tabel 5.3 Berat Pembesian dan Material Tambahan P10-177

No	Beban Struktur	Berat (kg)	Berat (Ton)
1	Pedestal atas	4532,684	4,533
2	Pedestal	7117,691	7,118
3	<i>Pile cap</i>	59175,448	59,175
4	CSP	155062,26	155,062
5	LRB	6517	78,199
6	Beton <i>cover</i> CSP	68926,524	68,927
Berat Total			373,014

Tabel 5.4 Berat Pembesian dan Material Tambahan P13-234

No	Beban Struktur	Berat (kg)	Berat (Ton)
1	Pedestal atas	4040,328	4,040
2	Pedestal	6395,945	6,396
3	<i>Pile cap</i>	59175,448	59,175
4	CSP	155062,26	155,062
5	LRB	6517	78,199
6	Beton <i>cover</i> CSP	88795,08	88,795
Berat Total			391,668

Pada Tabel 5.3 dan Tabel 5.4 terdapat komponen struktur tambahan LRB dan CSP yang detail beratnya bisa dilihat pada Lampiran 3 dan Lampiran 4. Untuk berat pembesian pedestal, pedestal atas, pilecap, dan beton *cover* dapat dilihat pada Lampiran 1 untuk P10 dan Lampiran 2 untuk P13. Beban permanen yang digunakan pada penelitian ini dalam kondisi keadaan batas layan.

2. Beban mati tambahan /utilitas (MA)

Beban mati tambahan merupakan berat dari seluruh material yang menjadi bagian dari jembatan, seperti lapisan aspal, alat pelengkap dan sarana umum. Untuk perhitungan beban mati tambahan pada Jembatan Kabanaran

di P10-177 dan P13-234 dapat di lihat pada Tabel 5.5 dan Tabel 5.6 sebagai berikut.

Tabel 5.5 Beban Mati Tambahan P10-177

No	Beban Mati Tambahan	P (m)	L (m)	T (m)	V (m ³)	Berat Jenis (Ton/m ³)	Berat (Ton)
1	Aspal	27	16	0,5	216	2,25	484,92
2	Genangan Air	27	16	0,5	216	1,00	216
3	Trotoar	27	1,75	0,2	18,9	2,245	42,43
4	Median Jalan	27	1,5	0,81	32,805	1,755	57,57
5	<i>Railing</i>	18,3	0,05	1,5	2,745	7,850	21,55
6	<i>Planter</i>	27	1,5	1,1	89,1	2,245	200,03
Berat Total							1022,50

Tabel 5.6 Beban Mati Tambahan P13-234

No	Beban Mati Tambahan	P (m)	L (m)	T (m)	V (m ³)	Berat Jenis (Ton/m ³)	Berat (Ton)
1	Aspal	27	16	0,5	216	2,25	484,92
2	Genangan Air	27	16	0,5	216	1,00	216
3	Trotoar	27	1,75	0,2	18,9	2,245	42,43
4	Median Jalan	27	1,5	0,81	32,805	1,755	57,57
5	<i>Railing</i>	13,5	0,05	1,5	2,025	7,850	15,90
6	<i>Planter</i>	13,5	7,5	1,1	222,75	2,245	500,07
Berat Total							1316,89

Untuk melihat potongan P10 dan P13 dapat di lihat pada Lampiran 1 dan Lampiran 2, dan untu detail railing dan planter dapat dilihat pada Lampiran 6.

5.1.2 Beban Lalu Lintas

Beban lajur “D” merupakan beban yang dikenai pada seluruh lebar jalur kendaraan yang menghasilkan efek pada jembatan yang setara dengan lalu lintas kendaraan nyata. Beban ini terdiri atas beban terbagi rata (BTR) dan beban garis

(BGT). Karena panjang bentang dan lebar jalur lalu lintas pada P10-177 dan P13-234 sama maka untuk contoh analisis perhitungan sebagai berikut dengan menggunakan Persamaan 3.2.

Panjang Bentang Tinjauan (L) = 27 m

Lebar Jalur Lalu Lintas (B) = 16 m

Tambahan Lebar Efektif Beban = 3,6 m

a. Beban terbagi merata (BTR)

$$q = 9 \text{ kpa} \rightarrow L \leq 30 \text{ m}$$

Pembebanan beban lajur

$$BTR = \left(\frac{B}{2} + 3,6\right) \times q$$

$$BTR = \left(\frac{16}{2} + 3,6\right) \times 9 = 104,4 \text{ kN/m}$$

b. Beban garis terpusat (BGT)

$$p = 49 \text{ kN/m}$$

$$DLA = 0,4$$

Beban terpusat pada balok

$$PGT = (1 + DLA) \times p \times B$$

$$PGT = (1 + 0,4) \times 49 \times 16 = 1097,6 \text{ kN}$$

Beban yang bekerja pada pilar

$$P_{TD} = (BTR \times L) + PGT$$

$$P_{TD} = (104,4 \times 27) + 1097,6 = 3916,4 \text{ kN} \rightarrow 399,473 \text{ Ton}$$

Beban lalu lintas yang digunakan pada penelitian ini dalam kondisi bats layan. Setelah analisis perhitungan beban permanen dan beban lalu lintas, berikut merupakan rekapitulasi hasil perhitungan pembebanan pada P10-177 dan P13-234 yang dapat di lihat pada Tabel 5.7 dan Tabel 5.8

Tabel 5.7 Rekapitulasi Pembebanan P10-177

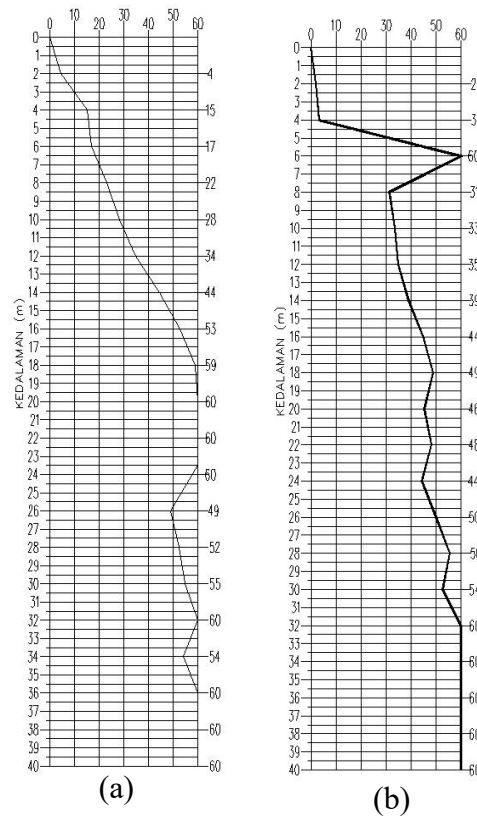
No	Beban	P (Ton)
1	Mati (MS)	2227,50
2	Mati Tambahan (MA)	1395,515
3	Lajur “D”	399,473
Total Beban		4022,490

Tabel 5.8 Rekapitulasi Pembebanan P13-234

No	Beban	P (Ton)
1	Mati (MS)	2227,50
2	Mati Tambahan (MA)	1708,561
3	Lajur “D”	399,473
Total Beban		4335,537

5.2 Analisis Data Karakteristik Tanah

Analisis penyelidikan tanah dilakukan pada titik P10 dan P13 dengan menggunakan grafik hasil pengujian SPT seperti terlampir pada Gambar 5.1 berikut.

**Gambar 5.1 Grafik Hasil Pengujian SPT : a. P10-177; b. P13-234**

(Sumber: PT. ADHI-SWS, KSO)

Berdasarkan dari Gambar 5.1 di atas, pada P10-177 nilai NSPT > 30 berada mulai pada kedalaman 10 meter sedangkan pada P13-234 nilai NSPT > 30 mulai dari kedalaman 4 meter, dengan muka air tanah di kedalaman 3,78 meter.

5.2.1 Koreksi Hasil Pengujian SPT

Nilai hasil pengujian SPT tidak dapat langsung digunakan untuk menganalisis karakteristik tanah. Diperlukan koreksi untuk memperhitungkan efisiensi *hammer* pengujian, dan efisiensi 60% nilai N-SPT yang dinyatakan sebagai N_{60} . Untuk menghitung N_{60} menggunakan Persamaan 3.1, berikut contoh perhitungan yang dilakukan di kedalaman 0-2 meter pada P10-177.

$$N = 4$$

Nilai efisiensi pemukul dan faktor koreksi uji SPT dapat di lihat pada Tabel 3.2 dan Tabel 3.3

$$Ef = 0,8$$

$$C_b = 1,05$$

$$C_s = 1$$

$$C_r = 1$$

$$N_{60} = \frac{1}{0,6} \times 0,8 \times 1,05 \times 1 \times 1 \times 4 = 5,6$$

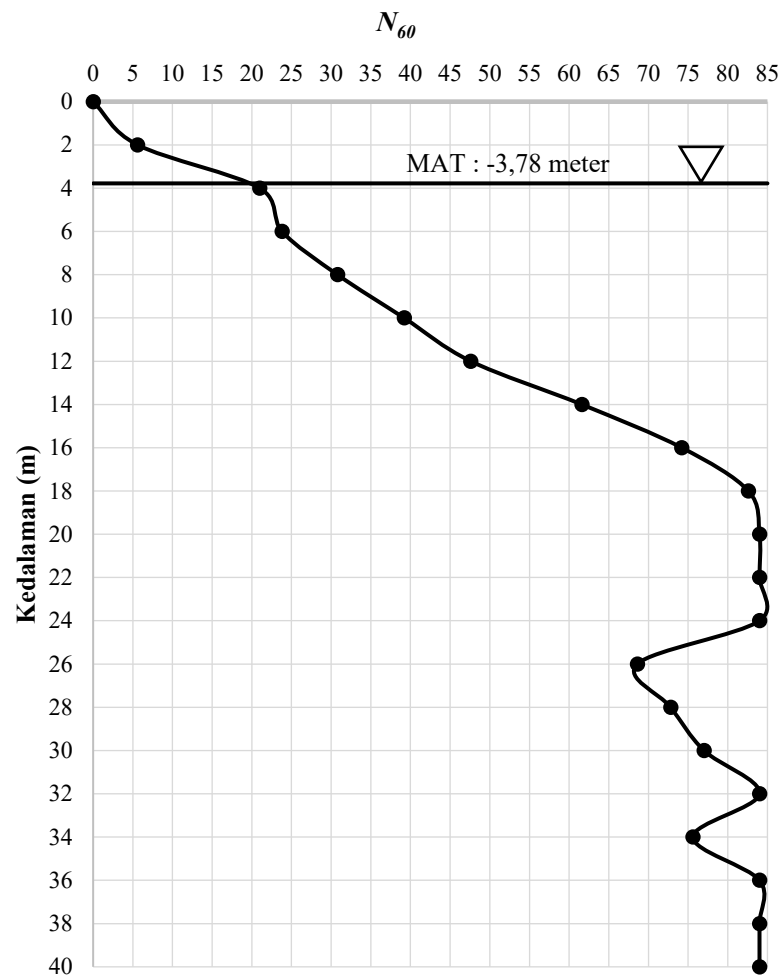
Perhitungan N_{60} selanjutnya pada P10-177 dan P13-234 dapat di lihat pada Tabel 5.9 dan grafik N_{60} pada P10-177 dan P13-234 dapat di lihat pada Gambar 5.2 dan Gambar 5.3 sebagai berikut.

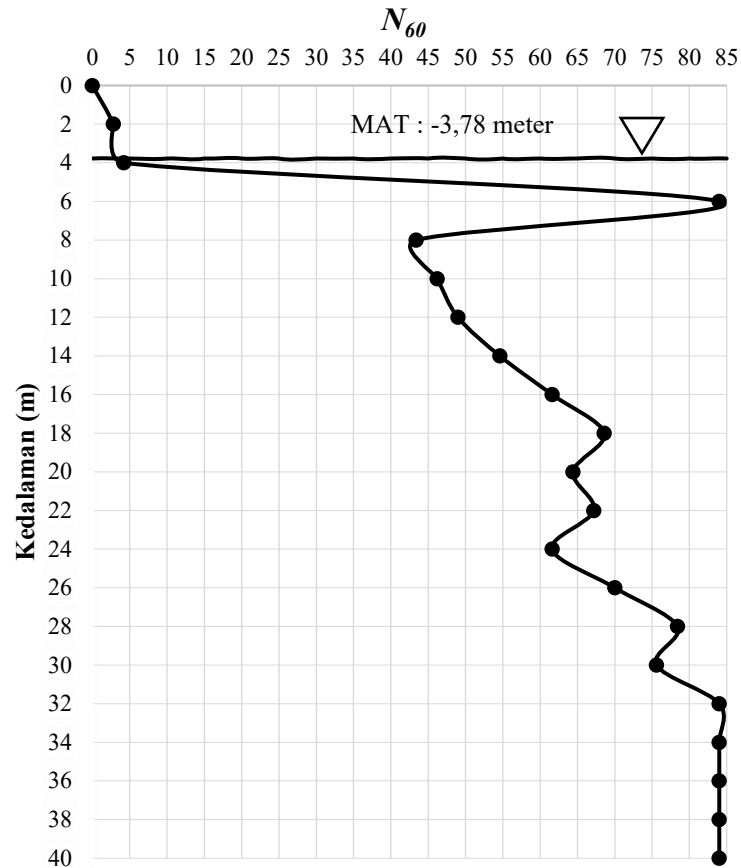
Tabel 5.9 Nilai N_{60}

Muka Air Tanah = -3,78 meter				
Lapisan (m)	Tabel P10-177		Tabel P13-234	
	N_{SPT}	N_{60}	N_{SPT}	N_{60}
0-2	4	5,6	2	2,8
2-4	15	21	3	4,2
4-6	17	23,8	60	84
6-8	22	30,8	31	43,4
8-10	28	39,2	33	46,2
10-12	34	47,6	35	49
12-14	44	61,6	39	54,6
14-16	53	74,2	44	61,6
16-18	59	82,6	49	68,6
18-20	60	84	46	64,4
20-22	60	84	48	67,2
22-24	60	84	44	61,6
24-26	49	68,6	50	70
26-28	52	72,8	56	78,4
28-30	55	77	54	75,6
30-32	60	84	60	84

Lanjutan Tabel 5.9 N_{60}

Lapisan (m)	Tabel P10-177		Tabel P13-234	
	N_{SPT}	N_{60}	N_{SPT}	N_{60}
32-34	54	75,6	60	84
34-36	60	84	60	84
36-38	60	84	60	84
38-40	60	84	60	84

Gambar 5.2 Grafik N_{60} Pada P10-177



Gambar 5.3 Grafik N_{60} Pada P13-234

5.2.2 Menentukan Parameter Tanah Berdasarkan Korelasi N_{60}

Penentuan parameter yang dibutuhkan untuk mengetahui karakteristik tanah dilakukan dengan menggunakan Tabel 3.4, Tabel 3.5, Tabel 3.6 dan Tabel 3.7. Lebih lanjut dapat di lihat pada Tabel 5.10 dan Tabel 5.11 di bawah ini.

Tabel 5.10 Hubungan N_{60} dengan Parameter Tanah Pada P10-177

Kedalaman (m)	N_{60}	Lapisan	γ_{sat} (kN/m ³)	γ_b (kN/m ³)
0-2	5,6	<i>Loose</i>	-	13,6
2-4	21	<i>Medium Dense</i>	-	14,84
4-6	23,8	<i>Medium Dense</i>	19,316	-

Lanjutan Tabel 5.10 Hubungan N_{60} dengan Parameter Tanah Pada P10-177

Kedalaman (m)	N_{60}	Lapisan	γ_{sat} (kN/m ³)	γ_b (kN/m ³)
6-8	30,8	<i>Dense</i>	19,806	-
8-10	39,2	<i>Dense</i>	20,394	-
10-12	47,6	<i>Dense</i>	20,786	-
12-14	61,6	<i>Very Dense</i>	21,276	-
14-16	74,2	<i>Very Dense</i>	21,864	-
16-18	82,6	<i>Very Dense</i>	22,452	-
18-20	84	<i>Very Dense</i>	22,55	-
20-22	84	<i>Very Dense</i>	22,55	-
22-24	84	<i>Very Dense</i>	22,55	-
24-26	68,6	<i>Very Dense</i>	21,521	-
26-28	72,8	<i>Very Dense</i>	21,766	-
28-30	77	<i>Very Dense</i>	22,06	-
30-32	84	<i>Very Dense</i>	22,55	-
32-34	75,6	<i>Very Dense</i>	21,962	-
34-36	84	<i>Very Dense</i>	22,55	-
36-38	84	<i>Very Dense</i>	22,55	-
38-40	84	<i>Very Dense</i>	22,55	-

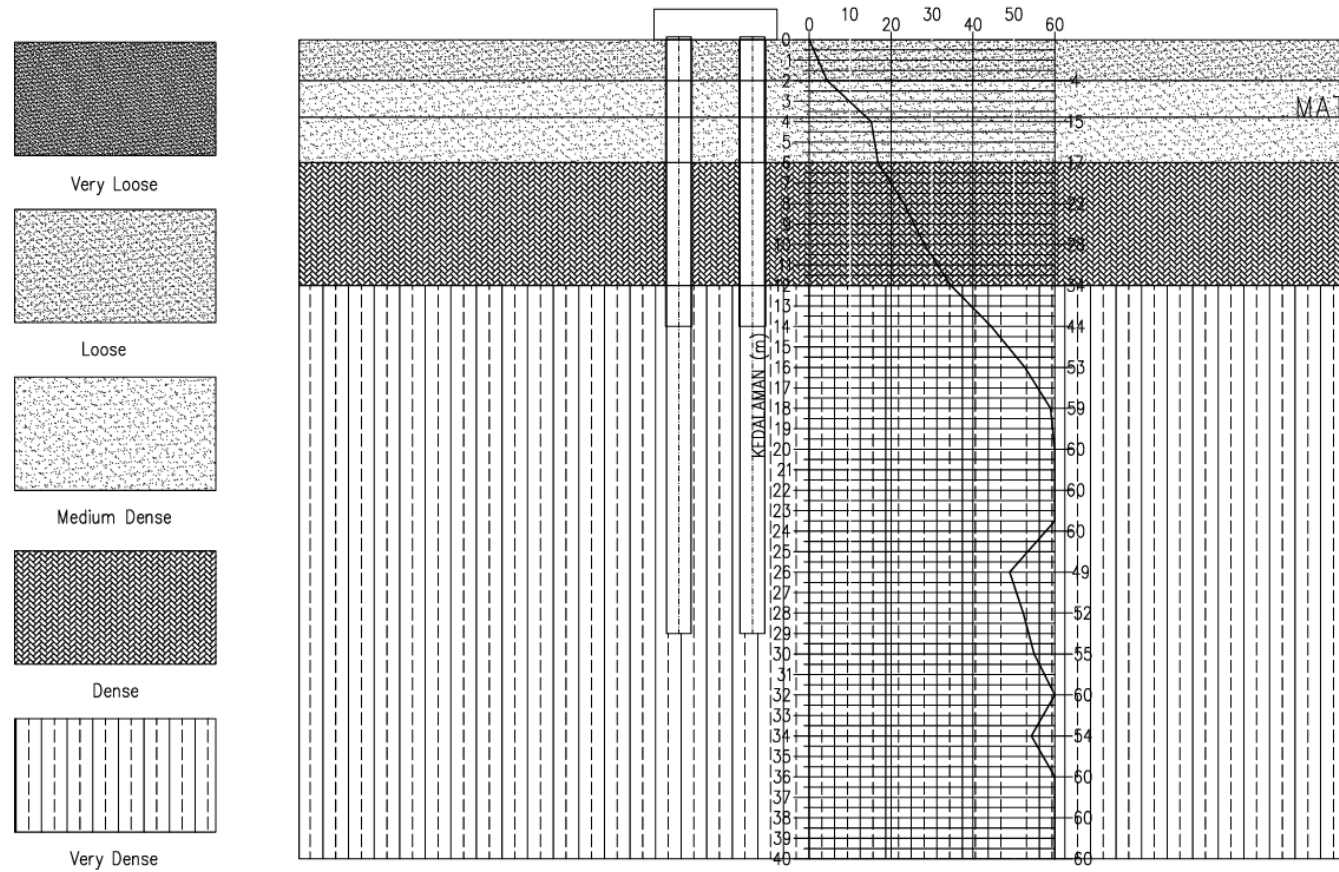
Tabel 5.11 Hubungan N_{60} dengan Parameter Tanah Pada P13-237

Kedalaman (m)	N_{60}	Lapisan	γ_{sat} (kN/m ³)	γ_b (kN/m ³)
0-2	2,8	<i>Very Loose</i>	-	12,8
2-4	4,2	<i>Loose</i>	-	13,2
4-6	84	<i>Very Dense</i>	22,55	-
6-8	43,4	<i>Dense</i>	20,639	-
8-10	46,2	<i>Dense</i>	20,737	-
10-12	49	<i>Dense</i>	20,835	-
12-14	54,6	<i>Very Dense</i>	21,031	-
14-16	61,6	<i>Very Dense</i>	21,276	-
16-18	68,6	<i>Very Dense</i>	21,521	-
18-20	64,4	<i>Very Dense</i>	21,374	-
20-22	67,2	<i>Very Dense</i>	21,472	-
22-24	61,6	<i>Very Dense</i>	21,276	-
24-26	70	<i>Very Dense</i>	21,57	-
26-28	78,4	<i>Very Dense</i>	22,158	-
28-30	75,6	<i>Very Dense</i>	21,962	-
30-32	84	<i>Very Dense</i>	22,55	-
32-34	84	<i>Very Dense</i>	22,55	-
34-36	84	<i>Very Dense</i>	22,55	-

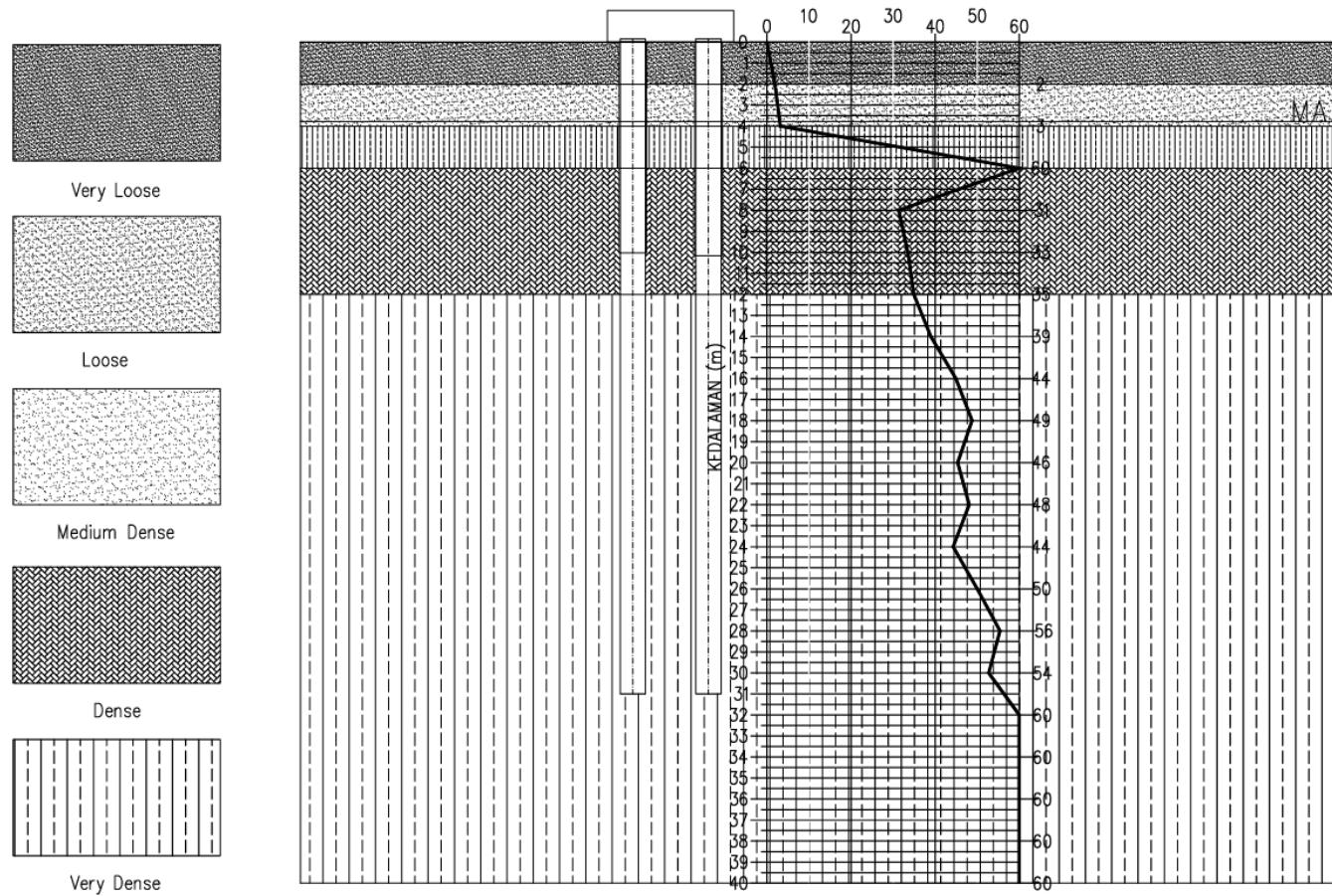
Lanjutan Tabel 5.11 Hubungan N_{60} dengan Parameter Tanah Pada P13-237

Kedalaman (m)	N_{60}	Lapisan	γ_{sat} (kN/m ³)	γ_b (kN/m ³)
36-38	84	<i>Very Dense</i>	22,55	-
38-40	84	<i>Very Dense</i>	22,55	-

Untuk klasifikasi lapisan tanah berdasarkan hasil analisis dari Tabel 5.10 dan Tabel 5.11 dapat di lihat pada Gambar 5.4 dan Gambar 5.5 sebagai berikut.



Gambar 5. 4 Klasifikasi Lapisan Tanah P10-177



Gambar 5.5 Klasifikasi Lapisan Tanah P13-234

5.3 Analisis Daya Dukung Fondasi Tunggal

Analisis daya dukung fondasi tunggal menggunakan dua metode yaitu metode Reese & O'Neil (1989) dan metode Meyerhoff (1963). Metode analisis ini menghitung daya dukung ujung tiang dan daya dukung gesek tiang. Hasil dari perhitungan metode empiris ini akan dibandingkan dengan hasil pengujian PDA lapangan. Berikut hasil perhitungan pada P10-177.

5.3.1 Daya Dukung Fondasi *Bored Pile* Metode Meyerhoff (1963)

1. Daya dukung ujung tiang (Q_b)

Analisis daya dukung ujung tiang menggunakan Persamaan 3.4. Berikut hasil perhitungan daya dukung ujung P10-177 lapisan kedalaman 0-2 meter.

$$D = 1,2 \text{ m}$$

$$N_1 = 32,5 - (10 \times 1,2) = 20,5 \text{ m (kedalaman } 10D \text{ di atas dasar fondasi)}$$

$$N_{60} (N_1) = 84$$

$$N_2 = 32,5 + (4 \times 1,2) = 37,3 \text{ m (kedalaman } 4D \text{ di bawah dasar fondasi)}$$

$$N_{60} (N_2) = 84$$

$$N_r = 84$$

$$L_b = 1 \text{ m}$$

$$A_b = \frac{1}{4} \times \pi \times 1,2^2 = 1,131 \text{ m}^2$$

$$Q_{b1} = 1,131 \times (40 \times 84) \times \frac{1}{1,2} = 3166,725 \text{ kN}$$

$$Q_{b2} = 1,131 \times 400 \times 84 = 38000,705 \text{ kN}$$

$$Q_b (\text{pakai}) = 3166,725 \text{ kN} \rightarrow 323,006 \text{ Ton}$$

2. Daya dukung gesek tiang (Q_s)

Analisis daya dukung gesek tiang menggunakan Persamaan 3.5 dan Persamaan 3.6. Berikut hasil perhitungan daya dukung gesek tiang P10-177 di tengah lapisan kedalaman 0-2 meter .

$$p = 2 \times \pi \times \left(\frac{1,2}{2}\right) = 3,77 \text{ m}$$

$$N_r = 5,6$$

$$f_{s \text{ av}} = 2 \times 5,6 = 11,2$$

$$Q_s = 1 \times 3,77 \times 11,2 = 42,223 \text{ kN} \rightarrow 4,307 \text{ Ton}$$

3. Daya dukung ultimit tiang (Q_{ult})

Analisis daya dukung ultimit dihitung menggunakan Persamaan 3.16. Namun sebelum menghitung Q_{ult} diperlukan nilai W_p , U , dan W_p' yang dianalisis dengan menggunakan persamaan 3.17, 3.18 dan 3.19. Berikut hasil perhitungan daya dukung ultimit pada P10-177.

$$\gamma_{\text{beton}} = 2,35 \text{ Ton/m}^3$$

$$W_p = \frac{1}{4} \times \pi \times 1,2^2 \times 1 \times 2,35 = 2,658 \text{ Ton}$$

$$U = 0 \text{ (belum ada muka air tanah)}$$

$$W_p' = 2,658 - 0 = 2,658 \text{ Ton}$$

$$Q_{ult} = 323,006 + 4,307 - 2,658 = 324,65 \text{ Ton}$$

4. Daya dukung izin (Q_{all})

Analisis daya dukung izin tiang dihitung dengan Persamaan 3.20. Berikut hasil perhitungan daya dukung izin pada P10-177.

$$Q_{all} = \frac{324,65}{2,5} = 129,862 \text{ Ton}$$

Rekapitulasi perhitungan pada P10-177 dan P13-234 di keseluruhan kedalaman yang ditinjau dengan metode Meyerhoff (1963) dapat di lihat pada Tabel 5.12 dan Tabel 5.13 sebagai berikut

Tabel 5.12 Rekapitulasi Analisis Daya Dukung Fondasi Metode Meyerhoff Pada P10-177

Lapisan (m)	Lb (m)	Nr (Q _p)	Q _{b(1)} (kN)	Q _{b(2)} (kN)	Q _{b pakai} (kN)	Nr (Q _s)	f _s	p (m ³)	Q _s (kN)	W _p (Ton)	U (Ton)	W _p ' (Ton)	Q _u (Ton)	Q _{all} (Ton)
0-2	1	84	3166,725	38000,705	3166,725	5,6	11,2	3,77	42,223	2,658	0	2,66	324,65	129,86
2-4	3	84	9500,176	38000,705	9500,176	13,3	26,6	3,77	300,839	7,973	0	7,97	991,73	396,69
4-6	5	84	15833,627	38000,705	15833,627	16,8	33,6	3,77	633,345	13,289	1,381	11,91	1667,72	667,09
6-8	7	84	22167,078	38000,705	22167,078	20,3	40,6	3,77	1071,409	18,605	3,644	14,96	2355,37	942,15
8-10	9	84	28500,529	38000,705	28500,529	24,08	48,16	3,77	1634,030	23,920	5,907	18,01	3055,71	1222,28
10-12	11	84	34833,979	38000,705	34833,979	28	56	3,77	2322,265	29,236	8,171	21,06	3768,87	1507,55
12-14	13	84	41167,430	38000,705	38000,705	32,8	65,6	3,77	3214,980	34,551	10,434	24,12	4179,88	1671,95
14-16	15	84	47500,881	38000,705	38000,705	37,975	75,95	3,77	4294,871	39,867	12,697	27,17	4286,98	1714,79
16-18	17	84	53834,332	38000,705	38000,705	42,933	85,867	3,77	5503,065	45,182	14,961	30,22	4407,16	1762,87
18-20	19	84	60167,783	38000,705	38000,705	47,04	94,08	3,77	6738,792	50,498	17,224	33,27	4530,15	1812,06
20-22	21	84	66501,233	38000,705	38000,705	50,4	100,8	3,77	7980,148	55,814	19,487	36,33	4653,72	1861,49
22-24	23	84	72834,684	38000,705	38000,705	53,2	106,4	3,77	9225,727	61,129	21,751	39,38	4777,72	1911,09
24-26	25	84	79168,135	38000,705	38000,705	54,385	108,769	3,77	10251,258	66,445	24,014	42,43	4879,27	1951,71
26-28	27	84	85501,586	38000,705	38000,705	55,7	111,400	3,77	11339,139	71,760	26,277	45,48	4987,18	1994,87
28-30	29	84	91835,036	38000,705	38000,705	57,12	114,240	3,77	12489,565	77,076	28,541	48,54	5101,47	2040,59
30-32	31	84	98168,487	38000,705	38000,705	58,8	117,600	3,77	13743,588	82,391	30,804	51,59	5226,33	2090,53
32-34	33	84	104501,938	38000,705	38000,705	59,788	119,576	3,77	14876,158	87,707	33,068	54,64	5338,80	2135,52
34-36	35	84	110835,389	38000,705	38000,705	61,133	122,267	3,77	16132,707	93,023	35,331	57,69	5463,92	2185,57
36-38	37	84	117168,840	38000,705	38000,705	62,337	124,674	3,77	17390,323	98,338	37,594	60,74	5589,14	2235,66

Tabel 5.13 Rekapitulasi Analisis Daya Dukung Fondasi Metode Meyerhoff Pada P13-234

Lapisan (m)	Lb (m)	Nr (Q _p)	Q _{b(1)} (kN)	Q _{b(2)} (kN)	Q _{b pakai} (kN)	Nr (Q _s)	f _s	p (m ³)	Q _s (kN)	W _p (Ton)	U (Ton)	W _p ' (Ton)	Q _u (Ton)	Q _{all} (Ton)
0-2	1	74,2	2797,274	33567,289	2797,274	2,8	5,6	3,77	21,112	2,658	0	2,66	284,82	113,927
2-4	3	74,2	8391,822	33567,289	8391,822	3,5	7	3,77	79,168	7,973	0	7,97	856,07	342,427
4-6	5	74,2	13986,370	33567,289	13986,370	30,333	60,667	3,77	1143,540	13,289	4,300	8,99	1534,26	613,705
6-8	7	74,2	19580,919	33567,289	19580,919	33,6	67,2	3,77	1773,366	18,605	6,564	12,04	2166,10	866,439
8-10	9	74,2	25175,467	33567,289	25175,467	36,12	72,24	3,77	2451,045	23,920	8,827	15,09	2802,81	1121,124
10-12	11	74,2	30770,015	33567,289	30770,015	38,267	76,533	3,77	3173,763	29,236	11,090	18,15	3444,12	1377,648
12-14	13	74,2	36364,563	33567,289	33567,289	40,6	81,2	3,77	3979,518	34,551	13,354	21,20	3808,58	1523,431
14-16	15	74,2	41959,111	33567,289	33567,289	43,225	86,45	3,77	4888,632	39,867	15,617	24,25	3898,25	1559,302
16-18	17	74,2	47553,660	33567,289	33567,289	46,044	92,089	3,77	5901,838	45,182	17,880	27,30	3998,55	1599,420
18-20	19	74,2	53148,208	33567,289	33567,289	47,88	95,76	3,77	6859,127	50,498	20,144	30,35	4093,14	1637,256
20-22	21	74,2	58742,756	33567,289	33567,289	49,636	99,273	3,77	7859,237	55,814	22,407	33,41	4192,10	1676,840
22-24	23	74,2	64337,304	33567,289	33567,289	50,633	101,267	3,77	8780,626	61,129	24,671	36,46	4283,03	1713,211
24-26	25	74,2	69931,852	33567,289	33567,289	52,123	104,246	3,77	9824,969	66,445	26,934	39,51	4386,50	1754,600
26-28	27	74,2	75526,401	33567,289	33567,289	54	108	3,77	10993,061	71,760	29,197	42,56	4502,59	1801,037
28-30	29	74,2	81120,949	33567,289	33567,289	55,44	110,88	3,77	12122,225	77,076	31,461	45,62	4614,72	1845,886
30-32	31	74,2	86715,497	33567,289	33567,289	57,225	114,45	3,77	13375,456	82,391	33,724	48,67	4739,49	1895,797
32-34	33	74,2	92310,045	33567,289	33567,289	58,8	117,6	3,77	14630,271	87,707	35,987	51,72	4864,43	1945,773
34-36	35	74,2	97904,593	33567,289	33567,289	60,2	120,4	3,77	15886,406	93,023	38,251	54,77	4989,50	1995,802

5.3.2 Daya Dukung Fondasi *Bore Pile* Metode Reese & O'Neil (1989)

1. Daya dukung ujung tiang (Q_b)

Analisis daya dukung ujung tiang menggunakan Persamaan 3.7 dan Persamaan 3.8. Berikut hasil perhitungan daya dukung ujung P10-177 pada lapisan kedalaman 0-2 meter.

$$D = 1,2 \text{ m}$$

$$A_b = \frac{1}{4} \times \pi \times 1,2^2 = 1,131 \text{ m}^2$$

$$\sigma_r = 100 \text{ kN/m}^2$$

$$N_1 = 32,5 \text{ m (kedalaman dasar fondasi)}$$

$$N_{60} (N_1) = 75,6$$

$$N_2 = (2 \times 1,2) + 32,5 = 34,9 \text{ m (kedalaman } 2d_b \text{ di bawah dasar fondasi)}$$

$$N_{60} (N_2) = 84$$

$$N_{60} = 79,8$$

$$f_b = 0,6 \times 100 \times 79,8 = 4788 \text{ kN/m}^2 \geq 4500 \text{ kN/m}^2$$

$$f_b \text{ pakai} = 4500 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_b = 1,131 \times 4500 = 5089,380 \text{ kN} \rightarrow 519,117 \text{ Ton}$$

2. Daya dukung gesek tiang (Q_s)

Analisis daya dukung gesek tiang menggunakan Persamaan 3.9, sebelum analisis dilakukan ada beberapa parameter dan koefisien yang perlu di analisis dengan Persamaan 3.10, 3.11, 3.12 3.14, dan 3.15 Berikut hasil perhitungan daya dukung gesek tiang P10-177.

$$A_s = \pi \times 1 \times 1,2 = 3,770 \text{ m}^2$$

$$N_{60} (Q_s) = 5,6$$

$$\beta = \left(\frac{5,6}{15}\right) \times (1,5 - 0,245 \times \sqrt{1}) = 0,495$$

$$\gamma = 13,6$$

$$po' = 1 \times 13,6 = 13,6 \text{ kN/m}^2$$

$$po' \text{ rata-rata} = \frac{(0+13,6)}{2} = 6,8 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_s = 3,770 \times 0,495 \times 6,8 = 12,698 \text{ kN} \rightarrow 1,295 \text{ Ton}$$

3. Daya dukung ultimit tiang (Q_{ult})

Analisis daya dukung ultimit dihitung menggunakan persamaan 3.16. Namun sebelum menghitung Q_{ult} diperlukan nilai W_p , U , dan W_p' yang dianalisis dengan menggunakan persamaan 3.17, 3.18 dan 3.19. Berikut hasil perhitungan daya dukung ultimit pada P10-177.

Berikut hasil perhitungan daya dukung ultimit pada P10-177.

$$\gamma_{\text{beton}} = 2,35 \text{ Ton/m}^3$$

$$W_p = \frac{1}{4} \times \pi \times 1,2^2 \times 1 \times 2,35 = 2,658 \text{ Ton}$$

$$U = 0 \text{ (belum ada muka air tanah)}$$

$$W_p' = 2,658 - 0 = 2,658 \text{ Ton}$$

$$Q_{ult} = 519,11 + 1,2955 - 2,658 = 517,75 \text{ Ton}$$

4. Daya dukung izin (Q_{all})

Analisis daya dukung izin tiang dihitung dengan persamaan 3.20. Berikut hasil perhitungan daya dukung izin pada P10-177.

$$Q_{all} = \frac{517,754}{2,5} = 207,102 \text{ Ton}$$

Rekapitulasi perhitungan pada P10-177 dan P13-234 di keseluruhan kedalaman yang ditinjau dengan metode Reese & O'Neil (1989) dapat di lihat pada Tabel 5.14 dan Tabel 5.15 sebagai berikut

Tabel 5.14 Rekapitulasi Analisis Daya Dukung Fondasi Metode Reese & O'Neil Pada P10-177

Lapisan (m)	z (m)	Ab (m ²)	N ₆₀ (Q _b)	fb (kN/m ²)	Q _b (kN)	N ₆₀ (Q _s)	A _s (m ²)	β	po' (kN/m ²)	po' rata- rata (kN/m ²)	Q _s (kN)	Wp (Ton)	u (Ton)	Wp' (Ton)	Q _u (Ton)	Q _{all} (Ton)
0-2	1	1,131	79,8	4500	5089,380	5,6	3,770	0,495	13,6	6,8	12,698	2,658	0,00	2,658	517,754	207,102
2-4	3	1,131	79,8	4500	5089,380	21	11,310	1,076	58,126	35,863	436,286	7,973	0,00	7,973	555,645	222,258
4-6	5	1,131	79,8	4500	5089,380	23,8	18,850	0,952	105,656	81,891	1469,774	13,289	1,381	11,908	657,125	262,850
6-8	7	1,131	79,8	4500	5089,380	30,8	26,389	0,852	175,628	140,642	3161,391	18,605	3,644	14,961	826,618	330,647
8-10	9	1,131	79,8	4500	5089,380	39,2	33,929	0,765	270,884	223,256	5794,805	23,920	5,907	18,013	1092,174	436,870
10-12	11	1,131	79,8	4500	5089,380	47,6	41,469	0,687	391,620	331,252	9442,984	29,236	8,171	21,065	1461,236	584,494
12-14	13	1,131	79,8	4500	5089,380	61,6	49,009	0,617	540,678	466,149	14087,411	34,551	10,434	24,117	1931,915	772,766
14-16	15	1,131	79,8	4500	5089,380	74,2	56,549	0,551	721,488	631,083	19667,743	39,867	12,697	27,169	2498,057	999,223
16-18	17	1,131	79,8	4500	5089,380	82,6	64,088	0,490	936,402	828,945	26023,122	45,182	14,961	30,222	3143,254	1257,301
18-20	19	1,131	79,8	4500	5089,380	84	71,628	0,432	1178,462	1057,432	32725,868	50,498	17,224	33,274	3823,881	1529,553
20-22	21	1,131	79,8	4500	5089,380	84	79,168	0,377	1446,002	1312,232	39193,334	55,814	19,487	36,326	4480,511	1792,204
22-24	23	1,131	79,8	4500	5089,380	84	86,708	0,325	1739,022	1592,512	44880,072	61,129	21,751	39,378	5057,506	2023,002
24-26	25	1,131	79,8	4500	5089,380	68,6	94,248	0,275	2031,797	1885,410	48866,314	66,445	24,014	42,431	5461,050	2184,420
26-28	27	1,131	79,8	4500	5089,380	72,8	101,788	0,250	2354,609	2193,203	55810,227	71,760	26,277	45,483	6166,227	2466,511
28-30	29	1,131	79,8	4500	5089,380	77	109,327	0,250	2709,859	2532,234	69210,664	77,076	28,541	48,535	7530,069	3012,028
30-32	31	1,131	79,8	4500	5089,380	84	116,867	0,250	3104,799	2907,329	84942,893	82,391	30,804	51,587	9131,705	3652,682
32-34	33	1,131	79,8	4500	5089,380	75,6	124,407	0,250	3505,815	3305,307	102800,899	87,707	33,068	54,639	10950,169	4380,068
34-36	35	1,131	79,8	4500	5089,380	84	131,947	0,250	3951,715	3728,765	122999,748	93,023	35,331	57,692	13007,399	5202,960

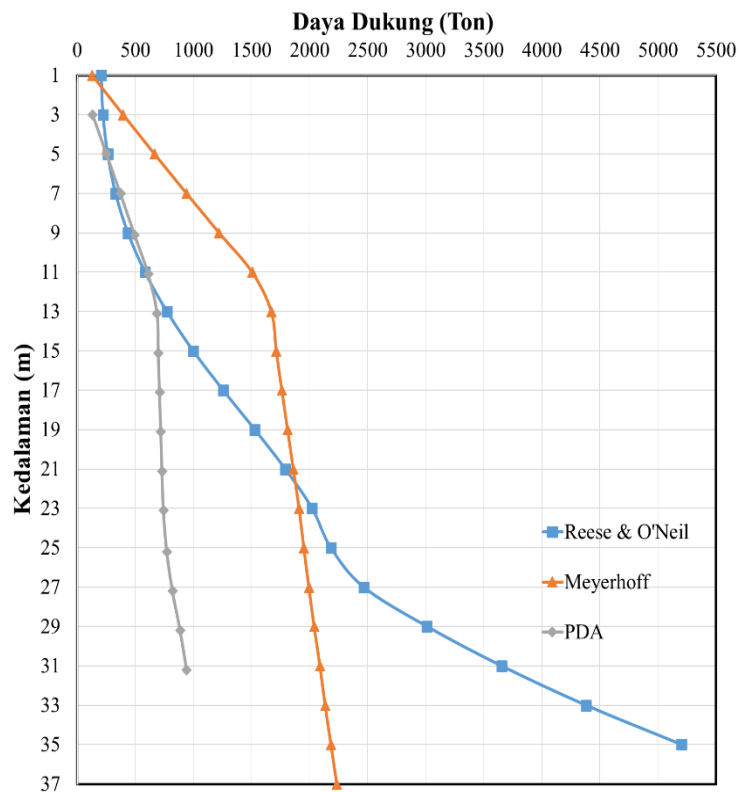
Tabel 5.15 Rekapitulasi Analisis Daya Dukung Fondasi Metode Reese & O'Neil Pada P13-234

Lapisan (m)	z (m)	Ab (m ²)	N ₆₀ (Q _b)	fb (kN)	Q _b (kN)	N ₆₀ (Q _s)	A _s (m ²)	β	po' (kN/m ²)	po' rata- rata (kN/m ²)	Q _s (kN)	Wp (Ton)	u (Ton)	Wp' (Ton)	Q _u (Ton)	Q _{all} (Ton)
0-2	1	1,131	84	4500	5089,380	2,8	3,770	0,248	12,8	6,4	5,975	2,658	0,000	2,658	517,068	206,827
2-4	3	1,131	84	4500	5089,380	4,2	11,310	0,336	52,4	32,6	123,876	7,973	0,00	7,936	523,779	209,511
4-6	5	1,131	84	4500	5089,380	84	18,850	0,952	116,1	84,25	1512,107	13,289	4,300	8,989	664,363	265,745
6-8	7	1,131	84	4500	5089,380	43,4	26,389	0,852	191,903	154,0015	3461,682	18,605	6,564	12,041	860,167	344,067
8-10	9	1,131	84	4500	5089,380	46,2	33,929	0,765	290,246	241,0745	6257,291	23,920	8,827	15,093	1142,267	456,907
10-12	11	1,131	84	4500	5089,380	49	41,469	0,687	411,521	350,8835	10002,609	29,236	11,090	18,145	1521,238	608,495
12-14	13	1,131	84	4500	5089,380	54,6	49,009	0,617	557,394	484,4575	14640,699	34,551	13,354	21,197	1991,271	796,508
14-16	15	1,131	84	4500	5089,380	61,6	56,549	0,551	729,384	643,389	20051,250	39,867	15,617	24,250	2540,095	1016,038
16-18	17	1,131	84	4500	5089,380	68,6	64,088	0,490	928,471	828,9275	26022,562	45,182	17,880	27,302	3146,116	1258,446
18-20	19	1,131	84	4500	5089,380	64,4	71,628	0,432	1148,187	1038,329	32134,650	50,498	20,144	30,354	3766,497	1506,599
20-22	21	1,131	84	4500	5089,380	67,2	79,168	0,377	1393,089	1270,638	37951,009	55,814	22,407	33,406	4356,713	1742,685
22-24	23	1,131	84	4500	5089,380	61,6	86,708	0,325	1656,807	1524,948	42975,979	61,129	24,671	36,459	4866,208	1946,483
24-26	25	1,131	84	4500	5089,380	70	94,248	0,275	1950,807	1803,807	46751,321	66,445	26,934	39,511	5248,241	2099,296
26-28	27	1,131	84	4500	5089,380	78,4	101,788	0,250	2284,203	2117,505	53883,939	71,760	29,197	42,563	5972,715	2389,086
28-30	29	1,131	84	4500	5089,380	75,6	109,327	0,250	2636,611	2460,407	67247,490	77,076	31,461	45,615	7332,745	2933,098
30-32	31	1,131	84	4500	5089,380	84	116,867	0,250	3031,551	2834,081	8445,887	82,391	33,724	48,668	8916,336	3566,534
32-34	33	1,131	84	4500	5089,380	84	124,407	0,250	3451,971	3241,761	100824,496	87,707	35,987	51,720	10751,496	4300,598
34-36	35	1,131	84	4500	5089,380	84	131,947	0,250	3897,871	3674,921	121223,601	93,023	38,251	54,772	12829,152	5131,661

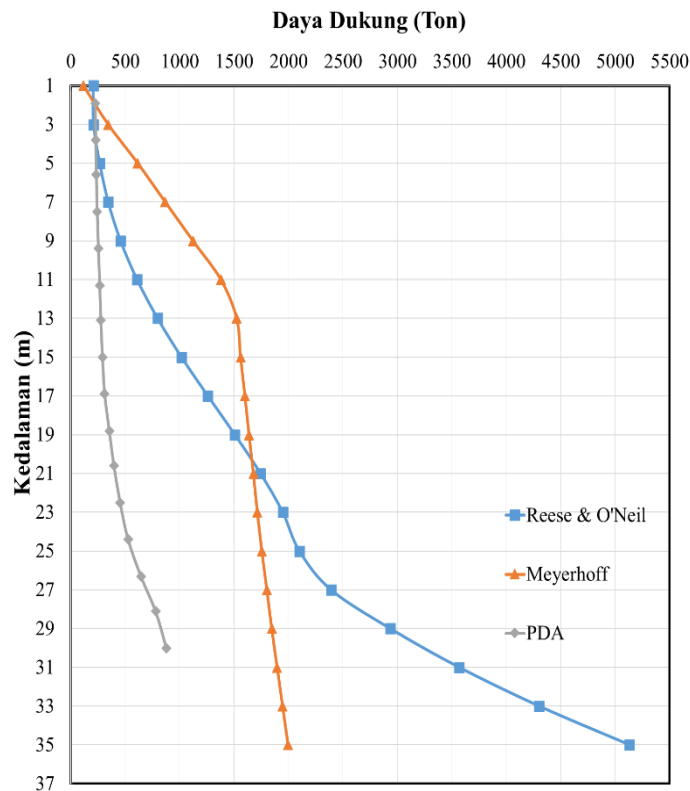
5.3.3 Daya Dukung Fondasi Eksisting Berdasarkan PDA

Pile Driving Analyzer (PDA) adalah metode pengujian fondasi eksisting untuk mendapatkan daya dukung maksimum suatu fondasi. Hasil dari pengujian lapangan ini diolah menggunakan *software Case Pile Wave Analysis Program (CAPWAP)*. *Output* data yang dihasilkan dari analisis CAPWAP antara lain daya dukung total, daya dukung friksi, daya dukung ujung, dan penurunan. Pada Jembatan Kabanaran dilakukan pengujian PDA di beberapa titik, pada penelitian ini hasil PDA yang digunakan adalah pada titik P10-177 dan P23-234 yang dapat di lihat pada Lampiran 5.

Untuk mendapatkan perbandingan daya dukung fondasi tunggal dengan menggunakan metode Meyerhoff (1963), Reese & O'Neil (1989) dan fondasi eksisting dari hasil PDA dapat di lihat pada Gambar 5.6 dan Gambar 5.7 sebagai berikut.



Gambar 5.6 Grafik Perbandingan Daya Dukung Metode Meyerhoff (1963), Reese & O'Neil (1989) dan PDA Pada P10-177



Gambar 5.7 Grafik Perbandingan Daya Dukung Metode Meyerhoff (1963), Reese & O'Neil (1989) dan PDA Pada P13-234

5.4 Analisis Daya Dukung Fondasi Kelompok

Daya dukung fondasi kelompok di analisis dua kali, yaitu yang pertama analisis daya dukung kelompok tiang keruntuhan blok dan analisis daya dukung total tereduksi atau efisiensi tiang. Dalam analisis fondasi kelompok pada penelitian ini, penentuan kedalaman tinjauan dilakukan berdasarkan hasil pengujian PDA. Berikut contoh analisis perhitungan pada P10-177 di kedalaman 1 meter.

5.4.1 Daya Dukung Kelompok Tiang Keruntuhan Blok

Analisis daya dukung kelompok tiang keruntuhan blok dilakukan dengan menggunakan Persamaan 3.21. Sebelum melakukan analisis perhitungan beberapa parameter yang perlu ditentukan dengan pendekatan pada Tabel 3.11, Tabel 3.12 dan Gambar 3.11. Berikut contoh perhitungan P10-177 di kedalaman 1 meter.

$$N_{SPT} = 4$$

$$c = 0,6 \times 4 = 2,4 \text{ kN/m}^2$$

$$c_b = 32,4$$

$$\emptyset = 28^\circ$$

$$N_c = 25,8$$

$$D = 1 \text{ meter}$$

$$B = 6 \text{ meter}$$

$$L = 40,8 \text{ meter}$$

$$SF = 2,5$$

$$Q_g = 2 \times 1 \times (6 + 40,8) \times 2,4 + 1,3 \times 32,4 \times 25,8 \times 6 \times 40,8$$

$$= 266247,821 \text{ kN}$$

$$Q_{g/all} = \frac{266247,821}{2,5} = 106499,128 \text{ kN} = 10862,911 \text{ Ton}$$

Analisis di keseluruhan lapisan tanah pada P10-177 dan P13-234 dapat di lihat pada Tabel 5.16 dan Tabel 5.17

Tabel 5.16 Analisis Daya Dukung Kelompok Tiang Keruntuhan Blok P10-177

Lapisan	z	N_{SPT}	c	Cb	ϕ	N_c	D	B	L	Q_g	SF	$Q_{g/all}$	
m	m		kN/m ²	kN/m ²			m	m	m	kN		kN	Ton
0-2	1	4	2,4	32,4	28	25,800	1	6	40,8	266247,821	2,5	106499,128	10862,911
2-4	3	15	9	32,4	32,5	37,065	3	6	40,8	384703,525	2,5	153881,410	15695,904
4-6	5	17	10,2	32,4	33,5	40,400	5	6	40,8	421337,030	2,5	168534,812	17190,551
6-8	7	22	13,2	32,4	36	50,590	7	6	40,8	530280,916	2,5	212112,366	21635,461
8-10	9	28	16,8	32,4	39	67,870	9	6	40,8	713958,261	2,5	285583,304	29129,497
10-12	11	34	20,4	32,4	41	83,860	11	6	40,8	885682,287	2,5	354272,915	36135,837
12-14	13	44	26,4	32,4	43,5	111,740	13	6	40,8	1184271,978	2,5	473708,791	48318,297
14-16	15	53	31,8	32,4	46,5	162,870	15	6	40,8	1723995,861	2,5	689598,344	70339,031
16-18	17	59	35,4	32,4	49,5	248,410	17	6	40,8	2617678,028	2,5	1047071,211	106801,264
18-20	19	60	36	32,4	50	266,890	19	6	40,8	2815918,785	2,5	1126367,514	114889,486
20-22	21	60	36	32,4	50	266,890	21	6	40,8	2822657,985	2,5	1129063,194	115164,446
22-24	23	60	36	32,4	50	266,890	23	6	40,8	2829397,185	2,5	1131758,874	115439,405
24-26	25	49	29,4	32,4	44,75	130,003	25	6	40,8	1409248,657	2,5	563699,463	57497,345
26-28	27	52	31,2	32,4	46	266,890	27	6	40,8	2830745,025	2,5	1132298,010	115494,397
28-30	29	55	33	32,4	47,5	186,450	29	6	40,8	2012056,675	2,5	804822,670	82091,912
30-32	31	60	36	32,4	50	266,890	31	6	40,8	2856353,985	2,5	1142541,594	116539,243

Tabel 5.17 Analisis Daya Dukung Kelompok Tiang Keruntuhan Blok P13-234

Lapisan	z	N_{SPT}	c	Cb	ϕ	N_c	D	B	L	Q_g	SF	$Q_{g/all}$	
m	m		kN/m ²	kN/m ²			m	m	m	kN		kN	Ton
0-2	1	2	1,2	36	14	10,370	1	6	40,8	118917,677	2,5	47567,071	4851,841
2-4	3	3	1,8	36	21	15,820	3	6	40,8	181749,485	2,5	72699,794	7415,379
4-6	5	60	36	36	50	266,890	5	6	40,8	3074510,650	2,5	1229804,260	125440,035
6-8	7	31	18,6	36	40,25	77,448	7	6	40,8	899474,846	2,5	359789,939	36698,574
8-10	9	33	19,8	36	40,75	81,723	9	6	40,8	952944,782	2,5	381177,913	38880,147
10-12	11	35	21	36	41,25	86,323	11	6	40,8	1010587,406	2,5	404234,963	41231,966
12-14	13	39	23,4	36	42,25	96,560	13	6	40,8	1134726,278	2,5	453890,511	46296,832
14-16	15	44	26,4	36	43,5	111,740	15	6	40,8	1317230,554	2,5	526892,221	53743,007
16-18	17	49	29,4	36	44,75	130,003	17	6	40,8	1536173,122	2,5	614469,249	62675,863
18-20	19	46	27,6	36	44	118,370	19	6	40,8	1405206,317	2,5	562082,527	57332,418
20-22	21	48	28,8	36	44,5	126,125	21	6	40,8	1501578,000	2,5	600631,200	61264,382
22-24	23	44	26,4	36	43,5	111,740	23	6	40,8	1336998,874	2,5	534799,549	54549,554
24-26	25	50	30	36	45	133,880	25	6	40,8	1604014,963	2,5	641605,985	65443,810
26-28	27	56	33,6	36	48	199,260	27	6	40,8	2367764,006	2,5	947105,603	96604,771
28-30	29	54	32,4	36	47	173,640	29	6	40,8	2077277,530	2,5	830911,012	84752,923

5.4.2 Daya Dukung Fondasi Kelompok Tereduksi

Bentuk konfigurasi kelompok, jarak antar tiang, dan dimensi fondasi merupakan faktor-faktor yang membuat fondasi mengalami penurunan. Sehingga dibutuhkan faktor pengali untuk dapat menyesuaikan kapasitas ultimit tiang kelompok yang biasa disebut efisiensi tiang (E_g). Efisiensi tiang dianalisis dengan menggunakan Persamaan 3.22 pada kedalaman 3 meter P10-177 sebagai berikut.

$$m = 2$$

$$n' = 13$$

$$d = 1,2 \text{ meter}$$

$$s = 3 \text{ meter}$$

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{1,2}{3}\right) = 21,801^\circ$$

$$= \text{Radians } (21,801^\circ) \rightarrow 0,381$$

$$E_g = 1 - 0,381 \times \frac{(13-1) \times 2 + (2-1) \times 13}{90 \times 213} = 0,994$$

$$Q_{all} \text{ (Meyerhoff)} = 396,69 \text{ Ton}$$

$$Q_{all} \text{ (Meyerhoff) Reduksi} = 396,69 \times 0,994 \times 26 = 10251,999 \text{ Ton}$$

$$Q_{all} \text{ (Reese \& O'Neil)} = 222,26 \text{ Ton}$$

$$Q_{all} \text{ (Reese \& O'Neil) Reduksi} = 222,26 \times 0,994 \times 26 = 5743,935 \text{ Ton}$$

$$Q_{all} \text{ (PDA)} = 134,2 \text{ Ton}$$

$$Q_{all} \text{ (PDA) Reduksi} = 134,2 \times 0,994 \times 26 = 3468,207 \text{ Ton}$$

Analisis untuk di setiap lapisan kedalaman pada P10-177 dan P13-234 dapat di lihat pada Tabel 5.18 dan Tabel 5.19 di bawah ini.

Tabel 5.18 Analisis Daya Dukung Fondasi Tereduksi Pada P10-177

Lapisan	z	d	s	θ	n'	m	E_g	Meyerhoff		Reese & O'Neil		PDA	
m	m	m	m					Q_t (Ton)	Q_g (Ton)	Q_t (Ton)	Q_g (Ton)	Q_t (Ton)	Q_g (Ton)
0-2	1	1,2	3	0,381	13	2	0,994	129,862	3356,097	207,102	5352,246	0	0
2-4	3	1,2	3	0,381	13	2	0,994	396,692	10251,939	222,26	5743,935	134,200	3468,207
4-6	5	1,2	3	0,381	13	2	0,994	667,089	17239,965	262,85	6792,986	253,700	6556,514
6-8	7	1,2	3	0,381	13	2	0,994	942,146	24348,417	330,65	8545,105	373,100	9642,236
8-10	9	1,2	3	0,381	13	2	0,994	1222,285	31588,205	436,87	11290,271	495,600	12808,073
10-12	11	1,2	3	0,381	13	2	0,994	1507,549	38960,442	584,49	15105,424	612,900	15839,524
12-14	13	1,2	3	0,381	13	2	0,994	1671,953	43209,236	772,77	19971,037	688,900	17803,635
14-16	15	1,2	3	0,381	13	2	0,994	1714,792	44316,340	999,22	25823,485	698,900	18062,071
16-18	17	1,2	3	0,381	13	2	0,994	1762,865	45558,728	1257,30	32493,156	709,800	18343,766
18-20	19	1,2	3	0,381	13	2	0,994	1812,062	46830,148	1529,55	39529,098	720,800	18628,045
20-22	21	1,2	3	0,381	13	2	0,994	1861,488	48107,504	1792,20	46316,957	730,900	18889,065
22-24	23	1,2	3	0,381	13	2	0,994	1911,087	49389,312	2023,00	52281,601	743,200	19206,941
24-26	25	1,2	3	0,381	13	2	0,994	1951,708	50439,098	2184,42	56453,213	772,600	19966,742
26-28	27	1,2	3	0,381	13	2	0,994	1994,873	51554,627	2466,51	63743,445	821,300	21225,324
28-30	29	1,2	3	0,381	13	2	0,994	2040,589	52736,104	3012,03	77841,550	887,700	22941,337
30-32	31	1,2	3	0,381	13	2	0,994	2090,532	54026,816	3652,68	94398,338	943,200	24375,655

Tabel 5.19 Analisis Daya Dukung Fondasi Tereduksi Pada P13-234

Lapisan	z	d	s	θ	n'	m	E_g	Meyerhoff		Reese & O'Neil		PDA	
m	m	m	m					Q_t (Ton)	Q_g (Ton)	Q_t (Ton)	Q_g (Ton)	Q_t (Ton)	Q_g (Ton)
0-2	1	1,2	3	0,381	13	2	0,994	113,927	2944,281	206,83	5345,158	224,300	5796,713
2-4	3	1,2	3	0,381	13	2	0,994	342,427	8849,538	209,51	5414,525	229,300	5925,931
4-6	5	1,2	3	0,381	13	2	0,994	613,705	15860,325	265,75	6867,806	234,400	6057,733
6-8	7	1,2	3	0,381	13	2	0,994	866,439	22391,864	344,07	8891,919	242,500	6267,066
8-10	9	1,2	3	0,381	13	2	0,994	1121,124	28973,859	456,91	11808,107	253,600	6553,929
10-12	11	1,2	3	0,381	13	2	0,994	1377,648	35603,343	608,50	15725,684	265,500	6861,468
12-14	13	1,2	3	0,381	13	2	0,994	1523,431	39370,889	796,51	20584,616	275,600	7122,488
14-16	15	1,2	3	0,381	13	2	0,994	1559,302	40297,922	1016,04	26258,045	290,800	7515,310
16-18	17	1,2	3	0,381	13	2	0,994	1599,420	41334,712	1258,45	32522,749	311,000	8037,350
18-20	19	1,2	3	0,381	13	2	0,994	1637,256	42312,543	1506,60	38935,890	353,800	9143,455
20-22	21	1,2	3	0,381	13	2	0,994	1676,840	43335,524	1742,69	45037,209	396,600	10249,560
22-24	23	1,2	3	0,381	13	2	0,994	1713,211	44275,500	1946,48	50304,075	453,600	11722,643
24-26	25	1,2	3	0,381	13	2	0,994	1754,600	45345,122	2099,30	54253,310	527,300	13627,314
26-28	27	1,2	3	0,381	13	2	0,994	1801,037	46545,227	2389,09	61742,515	645,400	16679,440
28-30	29	1,2	3	0,381	13	2	0,994	1845,886	47704,285	2933,10	75801,727	780,400	20168,322

5.5 Analisis Potensi Likuefaksi

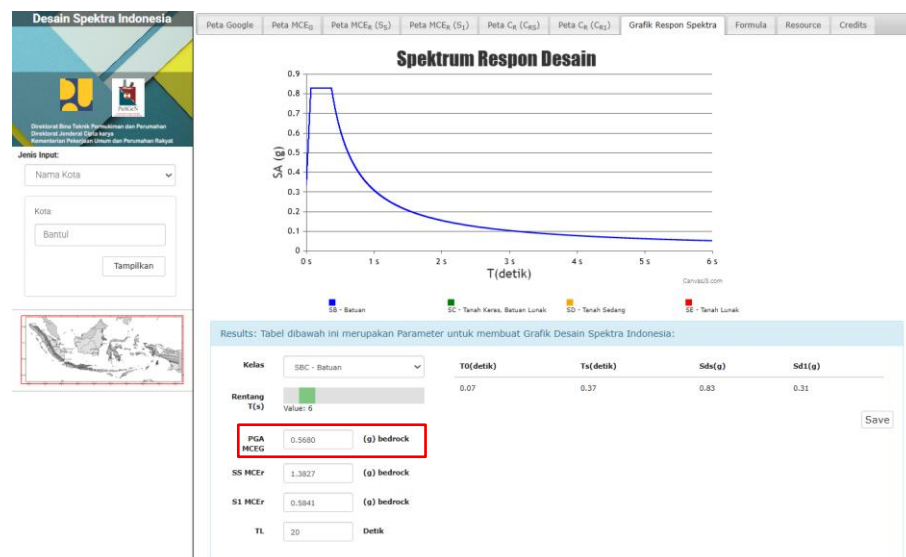
Analisis potensi likuefaksi dilakukan dengan data hasil uji SPT metode Idriss & Boulanger (2008). Untuk contoh perhitungannya dilakukan pada kedalaman 1 meter di P10-177 dengan batasan magnitudo 7,5 sebagai berikut.

5.5.1 Analisis Nilai *Cyclic Stress Ratio* (CSR)

Dalam mendapatkan nilai CSR diperlukan beberapa parameter untuk membantu dalam menganalisis nilai CSR. Berikut perhitungan parameter yang digunakan untuk menganalisis nilai CSR.

1. Menentukan nilai a_{max}

Nilai a_{max} atau percepatan maksimum pada permukaan tanah ditentukan berdasarkan SNI 1726:2019 tentang tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non-gedung. Pengambilan nilai a_{max} diperoleh melalui *webside* desain spektra Indonesia, untuk lebih jelasnya dapat di lihat pada Gambar 5.8 sebagai berikut.



Gambar 5.8 Respon Spektrum

Gambar 5.10 di atas menunjukkan besar nilai a_{max} pada kabupaten Bantul, D.I Yogyakarta adalah 0,5680 (g).

$$\begin{aligned}
 a_{max} &= 0,568 \text{ g} \\
 &= 5,570 \text{ m/s}^2 \\
 g &= 9,81 \text{ kN/m}^2 \\
 M &= 7,5
 \end{aligned}$$

2. Menentukan koefisien reduksi (r_d)

Analisis r_d dilakukan dengan menggunakan Persamaan 3.28, 3.29, 3.30, dan Persamaan 3.31 yang diusulkan oleh Seed dan Idriss (1971). Untuk menggunakan persamaan tersebut agar mendapatkan nilai r_d perlu memperhatikan kedalaman yang ditinjau. Pada contoh analisis ini dilakukan pada kedalaman 1 meter sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 z &= 1 \text{ meter} \\
 r_d &= 1 - (0,00755 \times 1) \\
 &= 0,993
 \end{aligned}$$

3. Menentukan tegangan vertikal total (σ_v), tekanan air pori (u), dan tegangan vertikal efektif (σ_v')

Analisis σ_v , σ_v' dan u dilakukan dengan menggunakan Persamaan 3.23, 3.24 dan 3.25 pada kedalaman 1 meter sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 \gamma &= 13,600 \text{ kN/m}^3 \\
 z &= 1 \text{ meter} \\
 \gamma_{sat} &= 0 \text{ (kedalaman muka air tanah 3,78 meter)} \\
 \sigma_v &= (13,60 \times 1) = 13,600 \text{ kN/m}^2 \\
 u &= 0 \text{ (belum ada muka air tanah)} \\
 \sigma_v' &= (13,60 - 0) = 13,600 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Setelah mendapatkan parameter-parameter di atas dilanjutkan dengan menghitung CSR dengan menggunakan Persamaan 3.27 yang diusulkan oleh Seed dan Idris (1971) sebagai berikut.

$$CSR = 0,65 \times \left(\frac{13,600}{13,600} \right) \times \left(\frac{5,570}{9,81} \right) \times 0,993 = 0,366$$

5.5.2 Analisis Nilai *Cyclic Resistance Ratio* (*CRR*)

Dalam mendapatkan nilai *CRR* diperlukan beberapa parameter untuk membantu dalam menganalisis nilai *CRR*. Berikut perhitungan parameter yang digunakan untuk menganalisis nilai *CRR*.

1. Mencari nilai koreksi tegangan *overburden* (C_N)

Analisis C_N dilakukan dengan Persamaan 3.33 pada kedalaman 1 meter sebagai berikut.

$$Pa = 100 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_v' = 13,600 \text{ kN/m}^2$$

$$(N_1)_{60cs} = 15,840$$

$$m = 0,784 - 0,0768 \times \sqrt{15,840} = 0,478$$

$$C_N = \left(\frac{100}{13,600}\right)^{0,478} < 1,70$$

$$C_N = 2,597 > 1,70 \text{ (tidak sesuai syarat) maka nilai } C_N \text{ pakai adalah } 1,70$$

2. Menentukan nilai *finess content* (FC)

Analisis FC dilakukan dengan Gambar 3.15 berdasarkan Jarushi dkk. (2013) pada kedalaman 1 meter sebagai berikut.

$$R^2 = 0,80$$

$$R = \sqrt{0,80} = 0,894$$

$$N_{SPT} = 4$$

$$0,894 = -0,166 + 0,016 \times 4 + 0,009 \times FC$$

$$FC = 110,714\%$$

3. Menentukan nilai *magnitude scalling factor* (MSF)

Analisis MSF dilakukan dengan persamaan 3.39 pada kedalaman 1 meter sebagai berikut.

$$M = 7,5$$

$$MSF = 6,9 \exp\left(\frac{-7,5}{4}\right) - 0,058 \leq 1,8$$

$$MSF = 1 \leq 1,8 \text{ Ok}$$

4. Menentukan nilai $(N_1)_{60}$

Analisis $(N_1)_{60}$ dilakukan dengan Persamaan 3.32 pada kedalaman 1 meter sebagai berikut.

$$N_{SPT} = 4$$

$$C_N = 1,70$$

$$(N_I)_{60} = 1,70 \times 4 = 6,800$$

5. Menentukan nilai $(N_I)_{60cs}$ dan $\Delta(N_I)_{60}$

Analisis $(N_I)_{60cs}$ dan $\Delta(N_I)_{60}$ dilakukan dengan Persamaan 3.35 dan 3.36 yang dikemukakan oleh Idriss & Boulanger pada kedalaman 1 meter sebagai berikut.

$$FC = 110,714\%$$

$$(N_I)_{60} = 6,800$$

$$\begin{aligned}\Delta(N_I)_{60} &= \exp \left(1,63 + \frac{9,7}{110,714+2} - \left(\frac{15,7}{110,714+0,01} \right)^2 \right) \\ &= 5,452\end{aligned}$$

$$(N_I)_{60cs} = 6,800 + 5,452 = 12,252$$

6. Menentukan nilai faktor koreksi *overburden* (K_σ)

Analisis faktor koreksi *overburden* (K_σ) dan faktor koreksi (C_σ) dilakukan dengan Persamaan 3.40 dan 3.41 yang diusulkan oleh Idriss & Boulanger (2008) pada kedalaman 1 meter sebagai berikut.

$$(N_I)_{60cs} = 12,252$$

$$P_a = 100 \text{ kPa}$$

$$\sigma_v' = 13,600 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}C_\sigma &= \frac{1}{18,9 - 2,55\sqrt{12,252}} \leq 0,3 \\ &= 0,100 \leq 0,3 \text{ Ok}\end{aligned}$$

$$K_\sigma = 1 - 0,100 \ln \left(\frac{13,600}{100} \right) \leq 1,1$$

$$= 1,2 > 1,1 \text{ (tidak sesuai syarat) maka nilai } K_\sigma \text{ pakai adalah } 1,1$$

Setelah mendapat parameter-parameter di atas dilanjutkan dengan menghitung CRR pada magnitudo 7.5 SR dengan Persamaan 3.38 yang di usulkan oleh Idriss & Boulanger (2008) sebagai berikut.

$$(N_I)_{60cs} = 12,252$$

$$\begin{aligned}CRR_{7,5} &= \exp \left(\frac{12,252}{14,1} + \left(\frac{12,252}{126} \right)^2 - \left(\frac{12,252}{23,6} \right)^3 + \left(\frac{12,252}{25,4} \right)^4 \right) - 2,8 \\ &= 0,591\end{aligned}$$

Nilai $CRR_{7,5}$ perlu dikoreksi dengan respons siklik tanah seperti tegangan *overburden*. Untuk perhitungan lebih jelasnya mengenai perhitungan CRR koreksi dilakukan dengan Persamaan 3.42 sebagai berikut.

$$MSF = 1$$

$$CRR_{7,5} = 0,591$$

$$K_\sigma = 1,1$$

$$CRR_{MW} = 0,591 \times 1 \times 1,1 = 0,650$$

5.5.3 Analisis Potensi Likuefaksi Berdasarkan *Safety Factor*

Dalam menganalisis potensi likuefaksi diperlukan parameter *safety factor* dari perbandingan CRR dan CSR . Apabila $SF \leq 1$ maka tanah akan mengalami likuefaksi (Kramer dkk., 2008). Untuk analisis potensi likuefaksi berdasarkan *safety factor* pada Jembatan Kabanaran menggunakan Persamaan 3.26 sebagai berikut.

$$CRR = 0,650$$

$$CSR = 0,366$$

$$SF = \frac{0,650}{0,366} = 1,775$$

Sehingga dapat disimpulkan bahwa di kedalaman 1 meter pada P10-177 Jembatan Kabanarantidak mengalami likuefaksi. Lebih lanjut untuk analisis potensi likuefaksi di setiap kedalaman lapisan dan pada P10-177 dan P13-234 dapat di lihat pada Tabel 5.20 dan Tabel 5.21 sebagai berikut.

Tabel 5.20 Analisis Potensi Likuefaksi Pada P10-177

Muka air tanah : 3,78 meter																					
Z_m	N_{SPT}	γ kN/m ³	γ_{sat} kN/m ³	σ_v kN/m ²	u	σ_v' kN/m ²	r_d	a_{max} m/s ²	CSR	m	C_N	$(N_1)_{60}$	FC	$\Delta(N_1)_{60}$	$(N_1)_{60cs}$	$C\sigma$	$K\sigma$	$CRR_{7,5}$	CRR_{Mw}	SF	KET
1	4	13,60	0	13,600	0,000	13,600	0,993	5,570	0,366	0,515	1,700	6,800	110,714	5,452	12,252	0,100	1,100	0,591	0,650	1,775	TL
3	15	14,84	0	43,284	0,000	43,284	0,978	5,570	0,361	0,390	1,386	20,796	91,159	5,498	26,295	0,172	1,100	2,532	2,786	7,723	TL
5	17	0	19,316	66,850	49,050	17,800	0,963	5,570	1,334	0,334	1,700	28,900	87,603	5,508	34,408	0,254	1,100	13,369	14,708	11,025	TL
7	22	0	19,806	130,625	68,670	61,955	0,948	5,570	0,737	0,352	1,184	26,044	78,714	5,531	31,575	0,219	1,100	7,127	7,841	10,635	TL
9	28	0	20,394	237,082	88,290	148,792	0,933	5,570	0,548	0,365	0,865	24,221	68,047	5,558	29,779	0,201	0,920	4,953	4,559	8,313	TL
11	34	0	20,786	387,157	107,910	279,247	0,888	5,570	0,454	0,372	0,682	23,205	57,381	5,576	28,781	0,192	0,803	4,077	3,275	7,208	TL
13	44	0	21,276	583,321	127,530	455,791	0,836	5,570	0,395	0,355	0,584	25,674	39,603	5,507	31,181	0,215	0,675	6,568	4,431	11,222	TL
15	53	0	21,864	828,635	147,150	681,485	0,784	5,570	0,352	0,351	0,510	27,038	23,603	4,791	31,829	0,222	0,575	7,517	4,321	12,283	TL
17	59	0	22,452	1125,451	166,770	958,681	0,732	5,570	0,317	0,385	0,418	24,688	12,936	2,245	26,933	0,176	0,601	2,861	1,720	5,424	TL
19	60	0	22,55	1468,662	186,390	1282,272	0,68	5,570	0,287	0,426	0,337	20,227	11,159	1,479	21,706	0,142	0,637	0,960	0,611	2,126	TL
21	60	0	22,55	1856,973	206,010	1650,963	0,628	5,570	0,261	0,457	0,278	16,665	11,159	1,479	18,144	0,124	0,651	0,245	0,160	0,612	L
23	60	0	22,55	2290,384	225,630	2064,754	0,576	5,570	0,236	0,483	0,232	13,916	11,159	1,479	15,394	0,112	0,660	0,178	0,117	0,497	L
25	49	0	21,521	2747,060	245,250	2501,810	0,544	5,570	0,220	0,479	0,214	10,481	30,714	5,288	15,768	0,114	0,633	0,124	0,079	0,357	L
27	52	0	21,766	3252,466	264,870	2987,596	0,528	5,570	0,212	0,488	0,191	9,918	25,381	4,963	14,881	0,110	0,625	0,249	0,156	0,734	L
29	55	0	22,06	3808,819	284,490	3524,329	0,512	5,570	0,204	0,502	0,167	9,204	20,047	4,294	13,498	0,105	0,626	0,433	0,271	1,329	TL
31	60	0	22,55	4422,630	304,110	4118,520	0,5	5,570	0,198	0,551	0,129	7,739	11,159	1,479	9,218	0,090	0,667	0,947	0,631	3,187	TL
33	54	0	21,962	5064,360	323,730	4740,630	0,5	5,570	0,197	0,520	0,135	7,268	21,825	4,573	11,841	0,099	0,619	0,641	0,397	2,013	TL

Lanjutan Tabel 5.20 Analisis Potensi Likuefaksi P10-177

Z m	N_{SPT}	γ kN/m^3	γ_{sat} kN/m^3	σ_v kN/m^2	u	σ_v' kN/m^2	r_d	a_{max} m/s^2	CSR	m	C_N	$(N_1)_{60}$	FC	$\Delta(N_1)_{60}$	$(N_1)_{60cs}$	$C\sigma$	$K\sigma$	$CRR_{7,5}$	CRR_{Mw}	SF	KET
35	60	0	22,550	5768,371	343,350	5425,021	0,5	5,570	0,196	0,573	0,102	6,095	11,159	1,479	7,573	0,084	0,664	1,125	0,747	3,808	TL
37	60	0	22,550	6517,482	362,970	6154,512	0,5	5,570	0,195	0,582	0,091	5,463	11,159	1,479	6,942	0,082	0,662	1,191	0,788	4,035	TL
39	60	0	22,550	7311,693	382,590	6929,103	0,5	5,570	0,195	0,590	0,082	4,931	11,159	1,479	6,410	0,080	0,659	1,245	0,821	4,218	TL

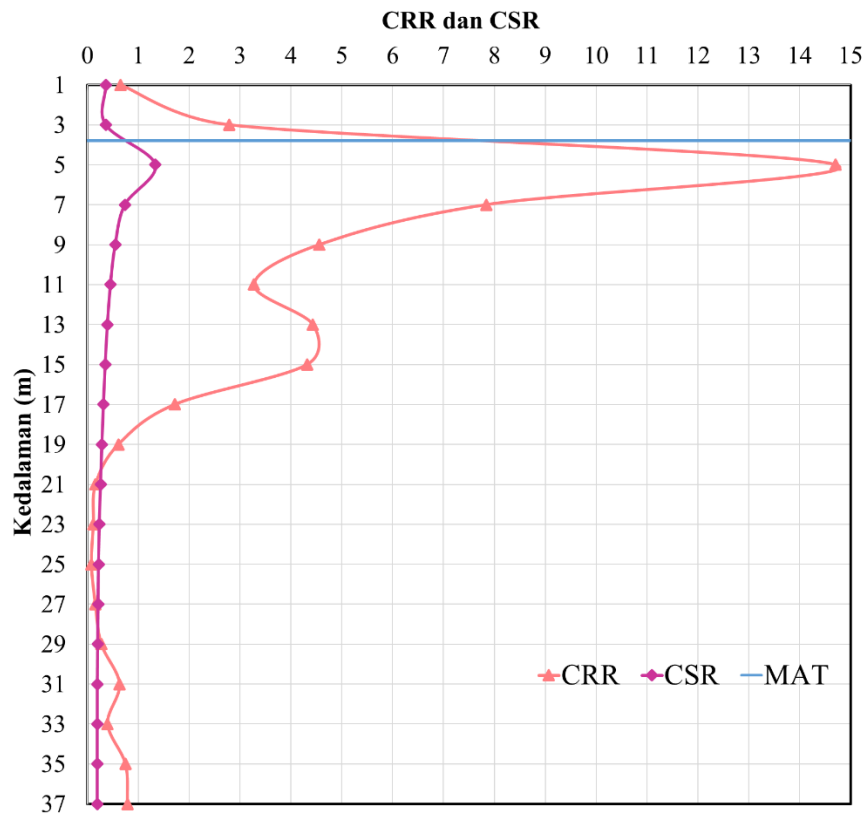
Tabel 5.21 Analisis Potensi Likuefaksi Pada P13-234

Muka air tanah : 3,78 meter																					
Z_m	N_{SPT}	γ kN/m ³	γ_{sat} kN/m ³	σ_v kN/m ²	u	σ_v' kN/m ²	r_d	a_{max} m/s ²	CSR	m	C_N	$(N_1)_{60}$	FC	$\Delta(N_1)_{60}$	$(N_1)_{60cs}$	$C\sigma$	$K\sigma$	$CRR_{7,5}$	CRR_{Mw}	SF	KET
1	2	12,8	0	12,800	0,000	12,800	0,993	5,570	0,366	0,556	1,700	3,400	114,270	5,444	8,844	0,088	1,100	0,988	1,087	2,968	TL
3	3	13,2	0	39,200	0,000	39,200	0,978	5,570	0,361	0,536	1,652	4,957	112,492	5,448	10,405	0,094	1,088	0,812	0,883	2,448	TL
5	60	0	22,550	66,711	49,050	17,661	0,963	5,570	1,342	0,118	1,228	73,658	11,159	1,479	75,137	0,300	1,100	51,079	56	42	TL
7	31	0	20,639	133,169	68,670	64,499	0,948	5,570	0,722	0,293	1,137	35,255	62,714	5,569	40,824	0,300	1,100	86,967	95,678	132,516	TL
9	33	0	20,737	241,416	88,290	153,126	0,933	5,570	0,543	0,335	0,867	28,611	59,159	5,574	34,185	0,251	0,893	12,685	11,332	20,885	TL
11	35	0	20,835	391,844	107,910	283,934	0,888	5,570	0,452	0,367	0,682	23,855	55,603	5,577	29,432	0,197	0,794	4,627	3,674	8,124	TL
13	39	0	21,031	585,750	127,530	458,220	0,836	5,570	0,394	0,382	0,559	21,796	48,492	5,570	27,365	0,180	0,726	3,108	2,257	5,723	TL
15	44	0	21,276	824,467	147,150	677,317	0,784	5,570	0,352	0,389	0,475	20,889	39,603	5,507	26,397	0,172	0,670	2,582	1,731	4,914	TL
17	49	0	21,521	1108,975	166,770	942,205	0,732	5,570	0,318	0,397	0,411	20,116	30,714	5,288	25,404	0,165	0,629	2,132	1,341	4,218	TL
19	46	0	21,374	1434,287	186,390	1247,897	0,68	5,570	0,288	0,433	0,335	15,412	36,047	5,449	20,861	0,138	0,652	0,765	0,499	1,730	TL
21	48	0	21,472	1804,035	206,010	1598,025	0,628	5,570	0,262	0,447	0,290	13,911	32,492	5,354	19,265	0,130	0,640	0,443	0,284	1,086	TL
23	44	0	21,276	2212,959	225,630	1987,329	0,576	5,570	0,237	0,476	0,241	10,616	39,603	5,507	16,124	0,115	0,655	0,073	0,048	0,201	L
25	50	0	21,570	2670,675	245,250	2425,425	0,544	5,570	0,221	0,475	0,220	11,000	28,936	5,204	16,204	0,116	0,631	0,061	0,038	0,173	L
27	56	0	22,158	3185,184	264,870	2920,314	0,528	5,570	0,213	0,490	0,191	10,720	18,270	3,939	14,659	0,109	0,631	0,280	0,176	0,830	L
29	54	0	21,962	3739,065	284,490	3454,575	0,512	5,570	0,205	0,499	0,171	9,231	21,825	4,573	13,804	0,106	0,624	0,394	0,246	1,201	TL
31	60	0	22,550	4352,876	304,110	4048,766	0,5	5,570	0,198	0,549	0,131	7,855	11,159	1,479	9,333	0,090	0,667	0,934	0,623	3,140	TL

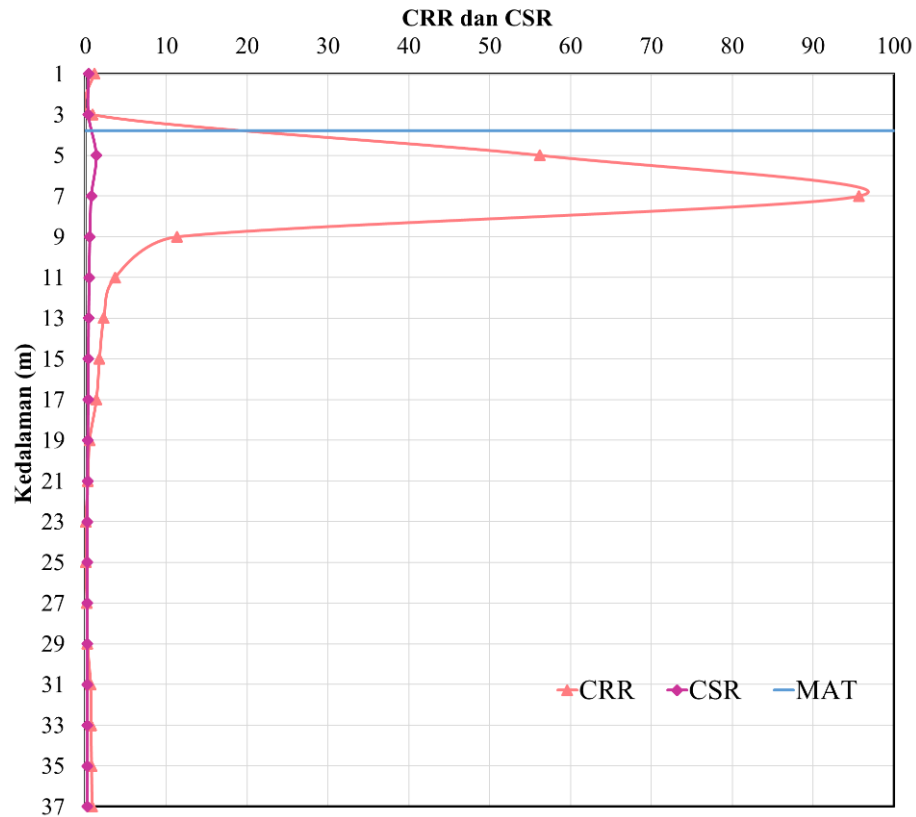
Lanjutan Tabel 5.21 Analisis Potensi Likuefaksi Pada P13-234

Z m	N_{SPT}	γ kN/m ³	γ_{sat} kN/m ³	σ_v kN/m ²	u	σ_v' kN/m ²	r_d	a_{max} m/s ²	CSR	m	C_N	$(N_1)_{60}$	FC	$\Delta(N_1)_{60}$	$(N_1)_{60cs}$	$C\sigma$	$K\sigma$	$CRR_{7,5}$	CRR_{Mw}	SF	KET
33	60	0	22,550	5011,787	323,730	4688,057	0,5	5,570	0,197	0,561	0,115	6,917	11,159	1,479	8,396	0,087	0,666	1,037	0,691	3,501	TL
35	60	0	22,550	5715,798	343,350	5372,448	0,5	5,570	0,196	0,572	0,102	6,146	11,159	1,479	7,625	0,084	0,664	1,120	0,744	3,789	TL
37	60	0	22,550	6464,909	362,970	6101,939	0,5	5,570	0,196	0,581	0,092	5,504	11,159	1,479	6,983	0,082	0,662	1,187	0,786	4,019	TL
39	60	0	22,550	7259,120	382,590	6876,530	0,5	5,570	0,195	0,589	0,083	4,964	11,159	1,479	6,442	0,080	0,660	1,242	0,819	4,206	TL

Untuk perbandingan *CRR* dan *CSR* di setiap lapisan dapat di lihat pada Gambar 5.9 untuk P10-177 dan Gambar 5.10 untuk P13-234, ilustrasi lapisan yang mengalami likuefaksi dapat di lihat juga pada Gambar 5.11 dan Gambar 5.12 sebagai berikut

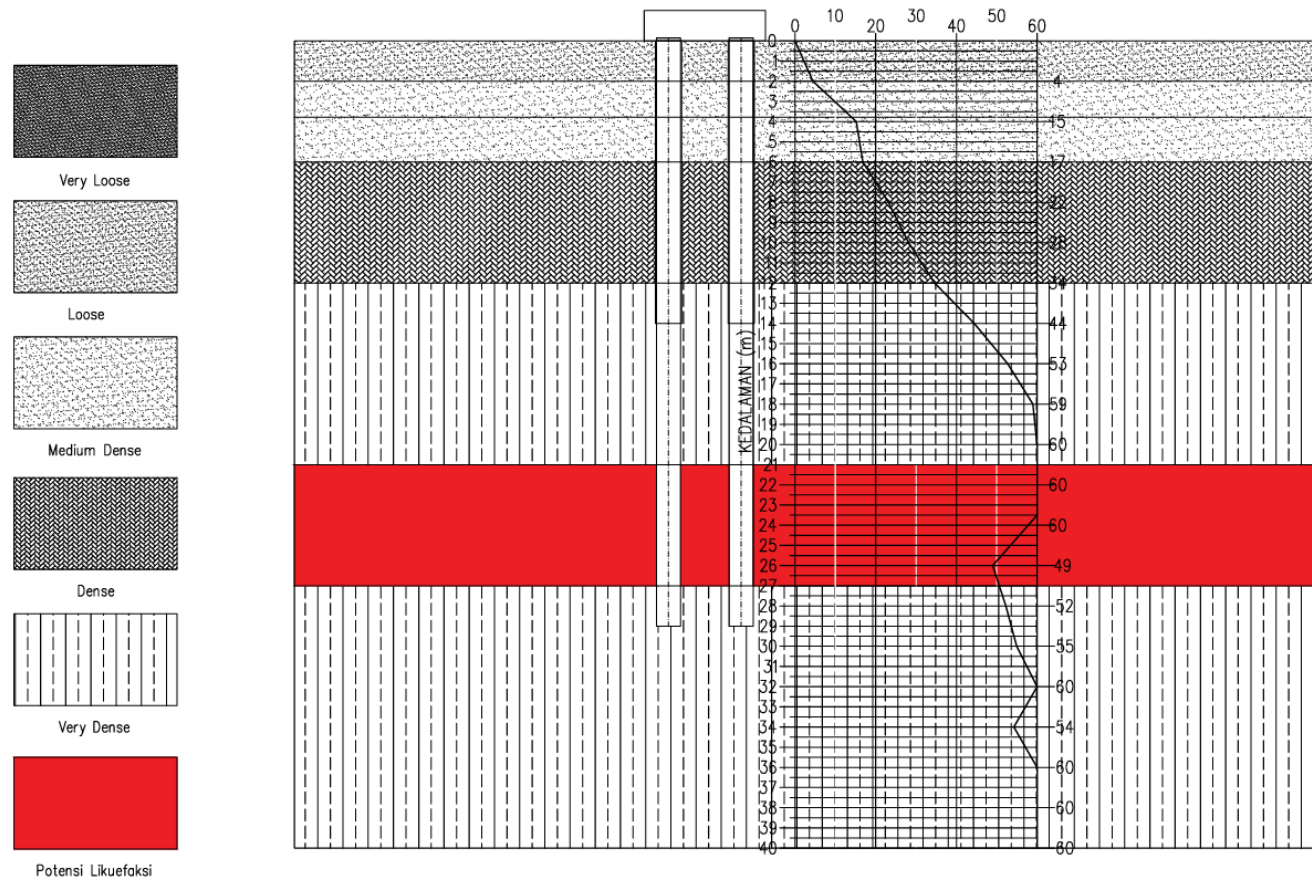


Gambar 5.9 Grafik Analisis *CRR* dan *CSR* P10-177

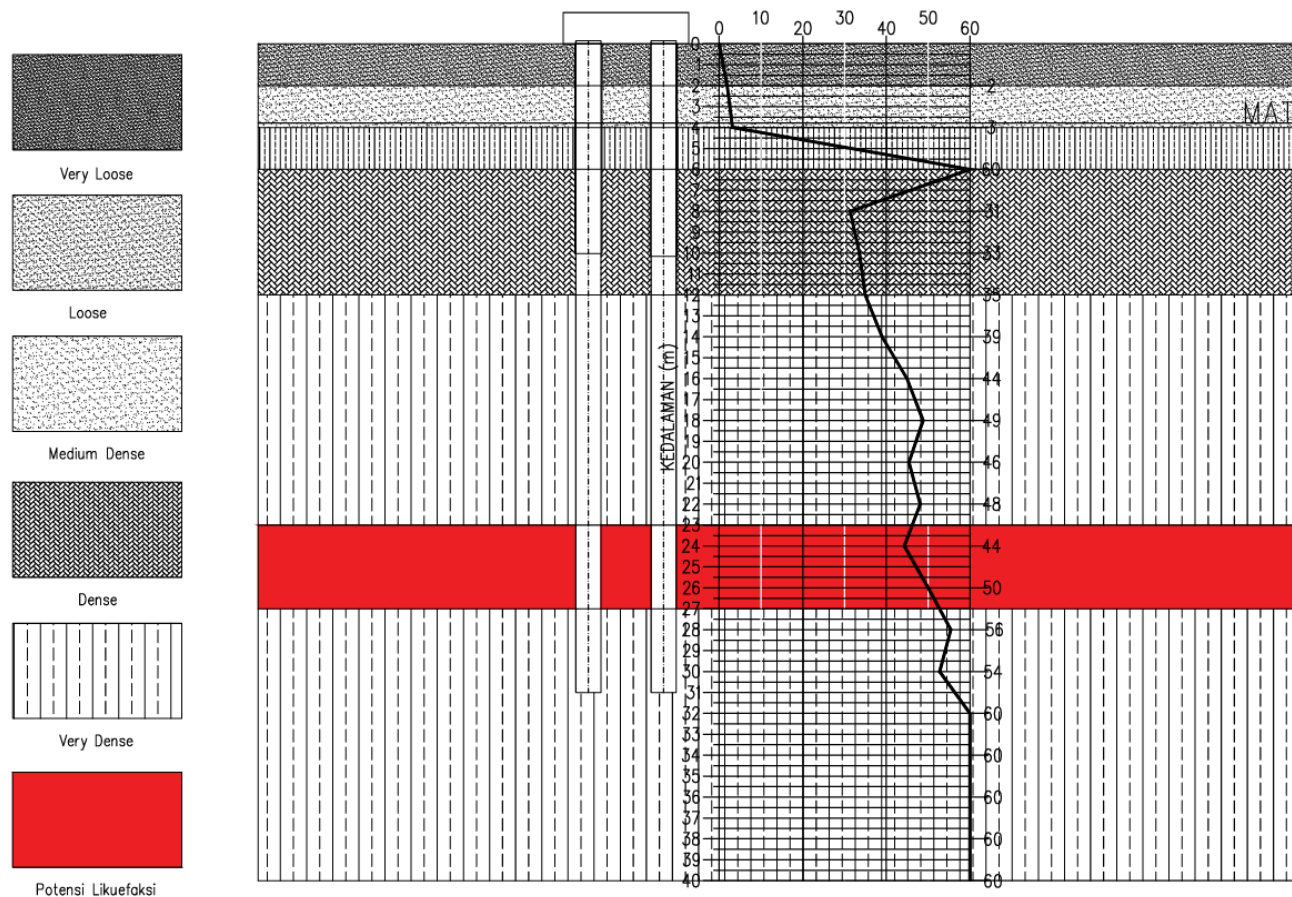


Gambar 5.10 Grafik Analisis *CRR* dan *CSR* P13-234

Berdasarkan dari Gambar 5.9 dan Gambar 5.10 di atas dapat di lihat bahwa pada P10 dan P13 berpotensi likuefaksi d pada kedalaman 21 hingga 27 meter. Menurut Li dkk. (2006) pada kedalaman >20 meter likuefaksi dapat diabaikan karena tidak memberikan efek ke permukaan. Namun dengan demikian tetap diperlukan evaluasi daya dukung fondasi pada P10 dan P13 di kedalaman yang berpotensi terjadinya likuefaksi untuk memastikan bahwa fondasi masih tergolong aman atau memenuhi persyaratan keamanan.



Gambar 5.11 Ilustrasi Sebaran Lapisan Tanah Likuefaksi P10-177



Gambar 5.12 Ilustrasi Sebaran Lapisan Tanah Likuefaksi P13-234

5.6 Evaluasi Daya Dukung Fondasi Dengan Likuefaksi

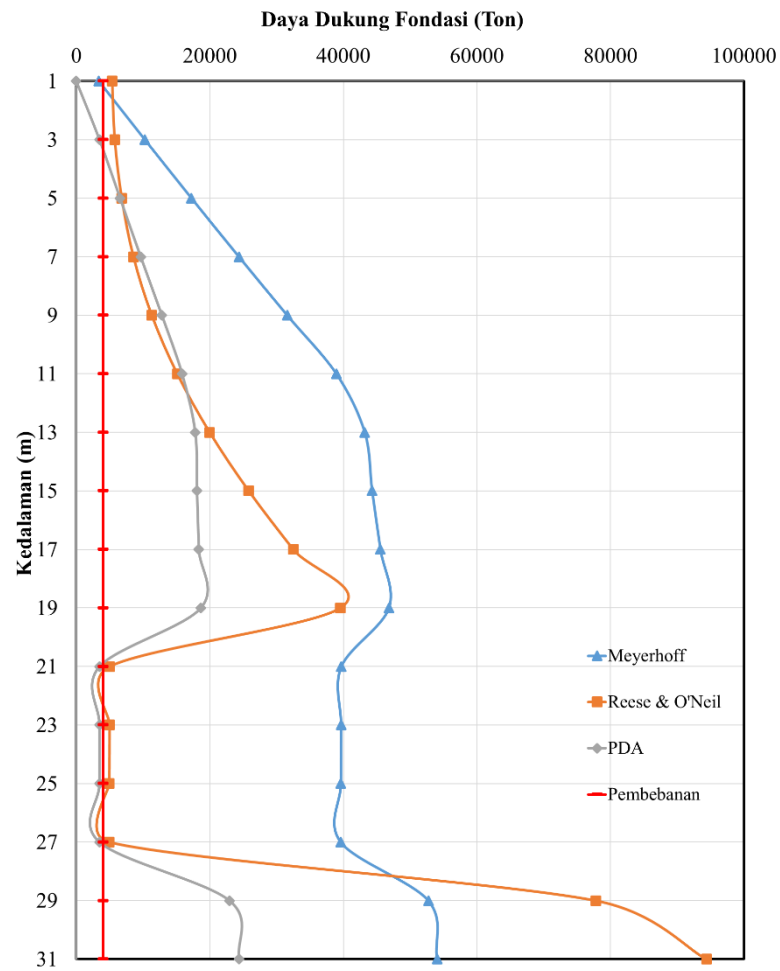
Melihat potensi likuefaksi yang dapat terjadi di Jembatan Kabanarandi kedalaman tertentu lapisan tanah sehingga perlu dianalisis apakah likuefaksi dapat mempengaruhi daya dukung fondasi. Likuefaksi yang terjadi di Indonesia terutama pada wilayah Yogyakarta akan mengakibatkan penurunan tanah sebesar 1% (Muntohar, 2014). Likuefaksi menyebabkan *skin friction* fondasi diabaikan dalam perhitungan daya dukung fondasi sehingga perlu dilakukan evaluasi daya dukung fondasi kelompok untuk memastikan daya dukung fondasi tereduksi masih dalam batas aman. Batas aman fondasi yang dimaksud adalah $Q_g > \text{Pembebanan}$ (Sjahrain, 2024). Pada saat terjadi likuefaksi kemampuan fondasi dalam untuk menahan beban berasal dari daya dukung ujung tiang (Q_b) dan sebagian berasal dari daya dukung selimut tiang (Q_s) yang masih stabil atau dalam kondisi tidak terdampak likuefaksi. Fondasi akan tetap dalam kondisi aman apabila tahanan ujung tidak terdampak likuefaksi, namun bila tahanan ujung terdampak likuefaksi maka bisa dipastikan bawah fondasi mengalami kegagalan (Alatas, 2015). Berikut analisis evaluasi daya dukung fondasi dengan mempertimbangkan faktor likuefaksi dengan $M=7,5$ pada P10-177 dapat di lihat pada Tabel 5.22 dan Gambar 5.13, sedangkan pada P13-234 dapat di lihat pada Tabel 5.23 dan Gambar 5.14 sebagai berikut.

Tabel 5.22 Evaluasi Daya Dukung Fondasi Dengan Mempertimbangkan Faktor Likuefaksi Dengan M=7,5 P10-177

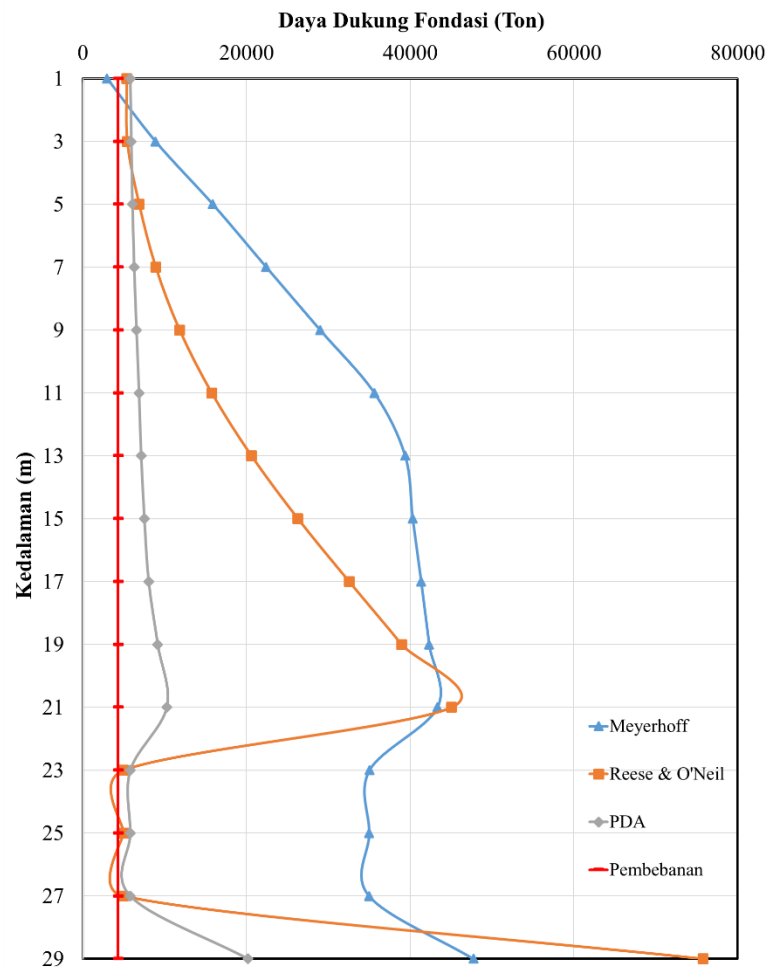
Muka Air Tanah : 3,78 meter																								
Likuefaksi				Daya Dukung Fondasi Tunggal								Daya Dukung Eksisting			Daya Dukung Fondasi Kelompok						Cek Keamanan			
Lap	z	SF	Ket	Meyerhoff (Ton)				Reese & O'Neil (Ton)				PDA (Ton)			Keruntuhan Blok (Ton)	Daya Dukung Tereduksi (Qg) (Ton)				Pembebanan	Meyerhoff	Reese & O'Neil	PDA	
m	m			Qb	Qs	Qu	Qall	Qb	Qs	Qu	Qall	Qb	Qs	Qu		Qg	Eg	Meyerhoff	Reese & O'Neil					PDA
0-2	1	1,8	TL	323,01	4,31	324,65	129,86	519,12	1,30	517,75	207,10	0	0	0,00	10862,91	0,99	3356,097	5352,25	0,00	4022,490	Tidak Aman	Aman	Tidak Aman	
2-4	3	7,7	TL	969,02	30,69	991,61	396,05	519,12	44,50	555,64	222,26	134,21	34,4	134,20	15695,90	0,99	10251,939	5743,94	3468,21	4022,490	Aman	Aman	Tidak Aman	
4-6	5	11,0	TL	1615,03	64,60	1667,72	667,09	519,12	149,92	657,13	262,85	134,21	89,88	253,70	17190,55	0,99	17239,965	6792,99	6556,51	4022,490	Aman	Aman	Aman	
6-8	7	10,6	TL	2261,04	109,28	2355,37	942,15	519,12	322,46	826,62	330,65	134,21	156,33	373,10	21635,46	0,99	24348,417	8545,11	9642,24	4022,490	Aman	Aman	Aman	
8-10	9	8,3	TL	2907,05	166,67	3055,71	1222,28	519,12	591,07	1092,17	436,87	134,21	205,02	495,60	29129,50	0,99	31588,205	11290,27	12808,07	4022,490	Aman	Aman	Aman	
10-12	11	7,2	TL	3553,07	236,87	3768,87	1507,55	519,12	963,18	1461,24	584,49	134,21	234,45	612,90	36135,84	0,99	38960,442	15105,42	15839,52	4022,490	Aman	Aman	Aman	
12-14	13	11,2	TL	3876,07	327,93	4179,88	1671,95	519,12	1436,92	1931,92	772,77	134,21	246,73	688,90	48318,30	0,99	43209,236	19971,04	17803,64	4022,490	Aman	Aman	Aman	
14-16	15	12,3	TL	3876,07	438,08	4286,98	1714,79	519,12	2006,11	2498,06	999,22	134,21	256,82	698,90	70339,03	0,99	44316,340	25823,49	18062,07	4022,490	Aman	Aman	Aman	
16-18	17	5,4	TL	3876,07	561,31	4407,16	1762,87	519,12	2654,36	3143,25	1257,30	134,21	267,79	709,80	106801,26	0,99	45558,728	32493,16	18343,77	4022,490	Aman	Aman	Aman	
18-20	19	2,1	TL	3876,07	687,36	4530,15	1812,06	519,12	3338,04	3823,88	1529,55	134,21	278,76	720,80	114889,49	0,99	46830,148	39529,10	18628,04	4022,490	Aman	Aman	Aman	
20-22	21	0,6	L	3876,07	0	3839,75	1535,90	519,12	0	482,79	193,12	134,21	0	134,21	115164,45	0,99	39693,095	4990,81	3468,47	4022,490	Aman	Aman	Tidak Aman	
22-24	23	0,5	L	3876,07	0	3836,69	1534,68	519,12	0	479,74	191,90	134,21	0	134,21	115439,41	0,99	39661,543	4959,26	3468,47	4022,490	Aman	Aman	Tidak Aman	
24-26	25	0,4	L	3876,07	0	3833,64	1533,46	519,12	0	476,69	190,67	134,21	0	134,21	57497,35	0,99	39629,991	4927,71	3468,47	4022,490	Aman	Aman	Tidak Aman	
26-28	27	0,7	L	3876,07	0	3830,59	1532,24	519,12	0	473,63	189,45	134,21	0	134,21	115494,40	0,99	39598,438	4896,16	3468,47	4022,490	Aman	Aman	Tidak Aman	
28-30	29	1,3	TL	3876,07	1273,94	5101,47	2040,59	519,12	7059,49	7530,07	3012,03	134,21	723,96	887,70	82091,91	0,99	52736,104	77841,55	22941,34	4022,490	Aman	Aman	Aman	
30-32	31	3,2	TL	3876,07	1401,85	5226,33	2090,53	519,12	8664,18	9131,70	3652,68	134,21	843,42	943,2	116539,24	0,99	54026,816	94398,34	24375,65	4022,490	Aman	Aman	Aman	

Tabel 5.23 Evaluasi Daya Dukung Fondasi Dengan Mempertimbangkan Faktor Likuefaksi Dengan M=7,5 P13-234

Muka Air Tanah : 3,78 meter																							
Likuefaksi				Daya Dukung Fondasi Tunggal								Daya Dukung Eksisting			Daya Dukung Fondasi Kelompok					Cek Keaamanan			
Lap	z	SF	Ket	Meyerhoff (Ton)				Reese & O'Neil (Ton)				PDA (Ton)			Keruntuhan Blok (Ton)	Daya Dukung Tereduksi (Qg) (Ton)				Pembebanan	Meyerhoff	Reese & O'Neil	PDA
m	m			Qb	Qs	Qu	Qall	Qb	Qs	Qu	Qall	Qb	Qs	Qu		Qg	Eg	Meyerhoff	Reese & O'Neil	PDA			
0-2	1	3,0	TL	285,32	2,15	284,82	113,93	519,12	0,61	517,07	206,83	224,30	50,21	224,30	4851,84	0,99	2944,28	5345,16	5796,71	4335,537	Tidak Aman	Aman	Aman
2-4	3	2,4	TL	855,97	8,08	856,07	343,24	519,12	12,64	523,78	209,51	224,30	149,83	229,30	7415,38	0,99	8849,54	5414,52	5925,93	4335,537	Aman	Aman	Aman
4-6	5	41,9	TL	1426,61	116,64	1534,26	613,70	519,12	154,23	664,36	265,75	224,30	284,82	234,40	125440,03	0,99	15860,33	6867,81	6057,73	4335,537	Aman	Aman	Aman
6-8	7	132,5	TL	1997,25	180,88	2166,10	866,44	519,12	353,09	860,17	344,07	224,30	402,87	242,50	36698,57	0,99	22391,86	8891,92	6267,07	4335,537	Aman	Aman	Aman
8-10	9	20,9	TL	2567,90	250,01	2802,81	1121,12	519,12	638,24	1142,27	456,91	224,30	476,56	253,60	38880,15	0,99	28973,86	11808,11	6553,93	4335,537	Aman	Aman	Aman
10-12	11	8,1	TL	3138,54	323,72	3444,12	1377,65	519,12	1020,27	1521,24	608,50	224,30	533,60	265,50	41231,97	0,99	35603,34	15725,68	6861,47	4335,537	Aman	Aman	Aman
12-14	13	5,7	TL	3423,86	405,91	3808,58	1523,43	519,12	1493,35	1991,27	796,51	224,30	576,38	275,60	46296,83	0,99	39370,89	20584,62	7122,49	4335,537	Aman	Aman	Aman
14-16	15	4,9	TL	3423,86	498,64	3898,25	1559,30	519,12	2045,23	2540,09	1016,04	224,30	619,16	290,80	53743,01	0,99	40297,92	26258,04	7515,31	4335,537	Aman	Aman	Aman
16-18	17	4,2	TL	3423,86	601,99	3998,55	1599,42	519,12	2654,30	3146,12	1258,45	224,30	639,42	311,00	62675,86	0,99	41334,71	32522,75	8037,35	4335,537	Aman	Aman	Aman
18-20	19	1,7	TL	3423,86	699,63	4093,14	1637,26	519,12	3277,73	3766,50	1506,60	224,30	654,62	353,80	57332,42	0,99	42312,54	38935,89	9143,45	4335,537	Aman	Aman	Aman
20-22	21	1,1	TL	3423,86	801,64	4192,10	1676,84	519,12	3871,00	4356,71	1742,69	224,30	664,75	396,60	61264,38	0,99	43335,52	45037,21	10249,56	4335,537	Aman	Aman	Aman
22-24	23	0,2	L	3423,86	0	3387,40	1354,96	519,12	0	482,66	193,06	224,30	0	224,30	54549,55	0,99	35017,05	4989,44	5796,71	4335,537	Aman	Aman	Aman
24-26	25	0,2	L	3423,86	0	3384,35	1353,74	519,12	0	479,61	191,84	224,30	0	224,30	65443,81	0,99	34985,50	4957,89	5796,71	4335,537	Aman	Aman	Aman
26-28	27	0,8	L	3423,86	0	3381,30	1352,52	519,12	0	476,55	190,62	224,30	0	224,30	96604,77	0,99	34953,95	4926,34	5796,71	4335,537	Aman	Aman	Aman
28-30	29	1,2	TL	3423,86	1236,47	4614,72	1845,89	519,12	6859,24	7332,75	2933,10	224,30	700,87	780,40	84752,92	0,99	47704,28	75801,73	20168,32	4335,537	Aman	Aman	Aman



Gambar 5.13 Grafik Perbandingan Evaluasi Daya Dukung Fondasi Kelompok Terhadap Pembebanan P10-177



Gambar 5.14 Grafik Perbandingan Evaluasi Daya Dukung Fondasi Kelompok Terhadap Pembebanan P13-234

Berdasarkan dari Gambar 5.15 dan Gambar 5.16 di atas dapat di lihat bahwa pada P10 dan P13 dengan menggunakan pendekatan daya dukung Reese & O'Neil PDA dan Meyerhoff mengalami penurunan daya dukung fondasi pada ke dalam 21 hingga 27 meter. Penurunan ini diakibatkan karena daya dukung selimut tiang tidak diperhitungkan saat analisis dengan mempertimbangkan likuefaksi, untuk dapat melihat lebih jelas penurunan daya dukung pada P10 dan P13 berikut Tabel 5.24 dan Tabel 5.25.

Tabel 5.24 Persentase Penurunan Daya Dukung (Q_g) Sebelum dan Likuefaksi Pada P10

Kedalaman (m)	Meyerhoff (1963) (Ton)			Reese & O'Neil (1989) (Ton)			PDA (Ton)		
	Q_g sebelum	Q_g Likuefaksi	% Selisih	Q_g sebelum	Q_g Likuefaksi	% Selisih	Q_g sebelum	Q_g Likuefaksi	% Selisih
21	48107,504	39693,095	17,491	46316,957	4990,814	89,225	18889,065	3468,465	81,638
23	49389,312	39661,543	19,696	52281,601	4959,262	90,514	19206,941	3468,465	81,942
25	50439,098	39629,991	21,430	56453,213	4927,709	91,271	19966,742	3468,465	82,629
27	51554,627	39598,438	23,191	63743,445	4896,157	92,319	21225,324	3468,465	83,659

Tabel 5.25 Persentase Penurunan Daya Dukung (Q_g) Sebelum dan Setelah Likuefaksi P13

Kedalaman (m)	Meyerhoff (1963) (Ton)			Reese & O'Neil (1989) (Ton)			PDA (Ton)		
	Q_g sebelum	Q_g Likuefaksi	% Selisih	Q_g sebelum	Q_g Likuefaksi	% Selisih	Q_g sebelum	Q_g Likuefaksi	% Selisih
23	44275,500	35017,054	20,911	50304,075	4989,444	90,081	11722,643	5796,713	50,551
25	45345,122	34985,501	22,846	54253,310	4957,892	90,862	13627,314	5796,713	57,463
27	46545,227	34953,949	24,903	61742,515	4926,340	92,021	16679,440	5796,713	65,246

BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Berdasarkan dari semua analisis yang telah dilakukan di Jembatan Kabanaran dapat disimpulkan beberapa hal sebagai berikut.

1. Analisis kondisi tanah pada Jembatan Kabanaran dilakukan dengan pendekatan hasil pengujian SPT. Dari hasil analisis diketahui bahwa tanah Kabanaran merupakan tanah pasir baik pada P10 maupun P13 dengan kerapatan relatif dari *very loose* hingga *very dense*.
2. Daya dukung rencana fondasi tunggal *bored pile* pada Jembatan Kabanaran dianalisis dengan 2 metode yaitu metode Meyerhoff (1963) dan Reese & O'Neil (1989). Kedua metode ini masing-masing diterapkan pada titik fondasi P10-177 dan P13-234 yang hasilnya antara lain :
 - a. Analisa daya dukung menggunakan metode Meyerhoff (1963), pada P10-177 dengan kedalaman tinjau 37 meter didapatkan nilai daya dukung izin (Q_{all}) sebesar 2235,656 Ton, daya dukung *ultimit* (Q_u) sebesar 5589,141 Ton, daya dukung ujung (Q_b) sebesar 3876,072 Ton, dan daya dukung friksi (Q_s) sebesar 1773,813 Ton. Sedangkan untuk P13-234 dengan kedalaman tinjau 35 meter didapatkan nilai daya dukung izin (Q_{all}) sebesar 1995,802 Ton, daya dukung *ultimit* (Q_u) sebesar 4989,505 Ton, daya dukung ujung tiang (Q_b) sebesar 3423,863 Ton, dan daya dukung friksi (Q_s) sebesar 1620,413 Ton. Kedalaman tinjau pada metode ini didapatkan dari 10D dari dasar tiang keatas dan 4D dari dasar tiang kebawah.
 - b. Analisa daya dukung menggunakan metode Reese & O'Neil (1989), pada P10-177 dengan kedalaman tinjau 35 meter didapatkan nilai daya dukung izin (Q_{all}) sebesar 5202,960 Ton, daya dukung *ultimit* (Q_u) sebesar

13007,399 Ton, daya dukung ujung tiang (Q_b) sebesar 519,117 Ton, dan daya dukung friksi (Q_s) sebesar 12545,974 Ton. Sedangkan pada P13-234 dengan kedalaman yang sama didapatkan nilai daya dukung izin (Q_{all}) sebesar 5131,661 Ton, daya dukung *ultimit* (Q_u) sebesar 12829,152 Ton, daya dukung ujung (Q_b) sebesar 519,117 Ton, dan daya dukung friksi (Q_s) sebesar 12364,807 Ton. Kedalaman tinjauan pada metode ini didapatkan dari rentang kedalaman fondasi hingga 2D dari dasar tiang ke bawah.

3. Daya dukung eksisting fondasi didapatkan dari hasil pengujian PDA yang diolah dengan CAPWAP. Pada P10-177 nilai daya dukung total (Q_u) sebesar 978 Ton, daya dukung friksi (Q_s) sebesar 843 Ton, dan daya dukung ujung (Q_b) sebesar 134 Ton dengan kedalaman tinjauan 31,2 meter. Sedangkan pada P13-234 nilai daya dukung total (Q_u) sebesar 930,2 Ton, daya dukung friksi (Q_s) sebesar 705,9 Ton dan daya dukung ujung (Q_b) sebesar 224,3 Ton dengan kedalaman tinjauan 30 meter.
4. Analisis potensi likuefaksi pada Jembatan Kabanaran menggunakan magnitudo $M=7,5$. Analisis ini masing-masing dilakukan pada P10-177 dan P13-234 yang hasilnya antara lain :
 - a. Pada P10-177 ditemukan potensi likuefaksi di kedalaman 21-27 meter.
 - b. Pada P13-234 ditemukan potensi likuefaksi di kedalaman 23-27 meter.
5. Evaluasi daya dukung fondasi dengan mempertimbangkan potensi likuefaksi perlu dilakukan, akibat ditemukannya potensi likuefaksi pada lapisan tanah dengan kedalaman tertentu. Adapun hasil evaluasi yang telah dilakukan antara lain :
 - a. Dengan metode Meyerhoff (1963), pada titik P10 diperoleh daya dukung izin fondasi kelompok (Q_g) dengan pengaruh likuefaksi pada kedalaman 21-27 meter berturut-turut sebesar 39693,095 Ton, 39661,543 Ton, 39629,991 Ton, dan 39598,438 Ton sedangkan nilai (Q_g) tanpa pengaruh likuefaksi pada kedalaman yang sama berturut-turut sebesar 48107,504 Ton, 49389,312 Ton, 50439,098 Ton, dan

51554,627 Ton dengan selisih penurunan berturut-turut sebesar 17,491%, 19,696%, 21,430% dan 23,191%.

Kemudian pada P13 didapatkan nilai (Q_g) dengan pengaruh likuefaksi pada kedalaman 23-27 meter berturut-turut sebesar 35017,054 Ton, 34985,501 Ton, dan 34953,949 Ton sedangkan nilai (Q_g) tanpa pengaruh likuefaksi pada kedalaman yang sama berturut-turut sebesar 44275,500 Ton, 45345,122 Ton, dan 46545,227 Ton dengan selisih penurunan berturut-turut 20,911%, 22,846% dan 24,903%.

- b. Dengan metode Reese & O'Neil (1989), pada titik P10 diperoleh daya dukung izin fondasi kelompok (Q_g) dengan pengaruh likuefaksi pada kedalaman 21-27 meter berturut-turut sebesar 4990,814 Ton, 4959,262 Ton, 4927,709 Ton, dan 4896,157 Ton sedangkan nilai (Q_g) tanpa pengaruh likuefaksi pada kedalaman yang sama berturut-turut sebesar 46316,957 Ton, 52281,601 Ton, 56453,213 Ton, dan 63743,445 Ton dengan selisih penurunan berturut-turut sebesar 89,225%, 90,514%, 91,271% dan 92,319%.

Kemudian pada P13 didapatkan nilai (Q_g) dengan pengaruh likuefaksi pada kedalaman 23-27 meter berturut-turut sebesar 4989,44 Ton, 4957,892 Ton, dan 4926,340 Ton sedangkan nilai (Q_g) tanpa pengaruh likuefaksi pada kedalaman yang sama berturut-turut sebesar 50304,075 Ton, 54253,310 Ton, dan 61742,515 Ton dengan selisih penurunan berturut-turut 90,081%, 90,862% dan 92,021%.

- c. Berdasarkan hasil PDA, pada P10-177 titik P10 diperoleh daya dukung izin fondasi kelompok (Q_g) dengan pengaruh likuefaksi pada kedalaman 21-27 meter sebesar 3468,465 Ton sedangkan nilai (Q_g) tanpa pengaruh likuefaksi pada kedalaman yang sama berturut-turut sebesar 18889,065 Ton, 19206,941 Ton, 19966,742 Ton, dan 21225,324 Ton dengan selisih penurunan berturut-turut sebesar 81,638%, 81,942%, 82,629% dan 83,659%.

Kemudian pada P13 didapatkan nilai (Q_g) dengan pengaruh likuefaksi pada kedalaman 23-27 meter sebesar 5796,713 Ton sedangkan nilai

(Q_g) tanpa pengaruh likuefaksi pada kedalaman yang sama berturut-turut sebesar 11722,643 Ton, 13627,314 Ton, dan 16679,440 Ton dengan selisih penurunan berturut-turut 50,551%, 57,463% dan 65,246%.

- d. Selisih persentase penurunan daya dukung izin kelompok fondasi (Q_g) yang paling besar terjadi pada metode Reese & O'Neil (1989), lalu PDA dan yang memiliki selisih paling kecil metode Meyerhoff (1963), dengan rata-rata penurunan pada P10 berturut-turut sebesar 90,832%, 82,467%, dan 20,452%, sedangkan pada P13 90,988%, 57,753% dan 22,887%.
- e. Meskipun terjadi penurunan daya dukung izin kelompok fondasi (Q_g) di kedalaman yang berpotensi likuefaksi, kondisi fondasi pada P10 dan P13 masih dalam kondisi aman karena kedalaman ujung fondasi masih dapat menopang beban aksial jembatan.

6.2 Saran

Berdasarkan dari hasil analisa dan pembahasan yang telah dilakukan pada bab-bab sebelumnya, berikut beberapa saran yang dapat diharapkan dapat menjadi masukan bagi pihak-pihak terkait serta bahan pertimbangan untuk penelitian selanjutnya untuk meningkatkan kualitas dan pengembangan penelitian di masa yang akan datang.

1. Perlu dilakukan investigasi tanah yang lebih detail, khususnya pada setiap lapisan untuk memperoleh data yang lebih representatif terhadap kondisi aktual tanah.
2. Analisis daya dukung fondasi pada penelitian ini fokus terhadap beban aksial. Oleh karena itu untuk penelitian selanjutnya analisis dilakukan terhadap pengaruh beban lateral agar memperoleh gambaran perilaku fondasi yang lebih komprehensif.
3. Diperlukan variasi magnitudo gempa dan metode analisis dalam menghitung potensi likuefaksi untuk memperoleh potensi likuefaksi yang lebih akurat.

4. Pengembangan metode analisis untuk menghitung daya dukung dapat dilakukan dengan perangkat lunak seperti *Plaxis* atau *Enshoft*. Dan untuk menghitung beban secara lebih rinci dapat menggunakan SAP 2000.

DAFTAR PUSTAKA

- Alatas, I. M. (2015). Studi Daya Dukung Pondasi Bored Pile Pada Tanah Pasir Jenuh Akibat Liquefaksi Di Palu Sulawesi Tengah.
- Azzahra, F., & Sitompul, G. M. (2024). Perbandingan Daya Dukung Fondasi Tiang Bor Jembatan Pandansimo Berdasarkan Metode Empiris Dan Numerik Terhadap Pengujian Pembebanan Dinamis Di Lapangan.
- Bowles, J. E. (1996). Foundation Analysis And Fifth Edition.
- Buana, T. W., Hermawan, W., Rahdiyana, R. N., Wahyudin, R. W., Hasibuan, G., Wiyono, & Solli, W. P. (2019). Content-Atlas-Zona-Likuefaksi-Indonesia. In Badan Geologi Kementrian Energi dan Sumber Daya Mineral.
- Carter, M., & Bentley, S. P. (1991). Correlations of Soil Properties.
- Das, B. M. (2010). Principles of Geotechnical Engineering 7th Edition.
- Day, R. W. (2012). Earthquake engineering handbook. In Geotechnical Earthquake Engineering Handbook. <https://doi.org/10.5860/choice.40-5239>
- Hardiyatmo, H. C. (1996). Teknik Fondasi I. Gramedia Pustaka Utama.
- Hardiyatmo, H. C. (2019). Mekanika Tanah 1 Edisi ke Tujuh. Gajah Mada University Press.
- Hardiyatmo, H. C. (2020). Analisis dan Perancangan Fondasi II (edisi 5). Gajah Mada University Press.
- Jarushi, F., Cosentino, P., & Kalajian, E. (2013). Prediction of high pile rebound with fines content and uncorrected blow counts from standard penetration test. *Transportation Research Record*, 2363, 47–55. <https://doi.org/10.3141/2363-06>

- Kramer, S. L., Mayfield, R. T., & Huang, Y.-M. (2008). Performance-Based Liquefaction Potential Evaluation. *USGS Award Number 06HQGR0041, 0041*.
- Li, D. K., Juang, C. H., & Andrus, R. D. (2006). Liquefaction Potential Index : A Critical Assessment Using Probability Concept. 1(1), 11–24.
- Muntohar, A. S. (2014). Research on Earthquake Induced Liquefaction in Padang City and Yogyakarta Areas. *Jurnal Geoteknik HATTI IX, 1*, 1–9.
- Nurdiansyah, F. (2023). Analisis Potensi Likuefaksi dan Pengaruhnya Terhadap Fondasi Tiang Pancang Pekerjaan SLab On Pile Jembatan Kretek 2.
- Robinson, B., Rausche, F., Likins, G., & Ealy, C. (2002). Dynamic Load Testing of Drilled Shafts at National Geotechnical Experimentation Sites. 851–867. [https://doi.org/10.1061/40601\(256\)60](https://doi.org/10.1061/40601(256)60)
- Saputra, H. A. (2022). Analisis Potensi Likuefaksi dan Pengaruhnya Pada Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Pancang PASca Konstruksi (Studi Kasus: Fondasi Tiang Pancang Slab On Pile Proyek LOT 3 Pembangunan Jembatan Kretek 2). 43(1), 97–102.
- Sari, E. K. (2017). Perancangan Fondasi Tiang Bor pada Jembatan Kretek 2 Bantul, Yogyakarta. 330464.
- Sjahrain, D. (2024). Evaluasi Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor Terhadap Beban Aksial Dengan Mempertimbangkan Pengaruh Potensi Likuefaksi Tanah.
- Standar Nasional Indonesia Pembebanan Untuk Jembatan SNI 1725:2016. 2016. Badan Standarisasi Nasional. Jakarta.
- Standar Nasional Indonesia Cara Uji Penetrasi Lapangan Dengan SPT SNI 4153:2008, 2008. Badan Standarisasi Nasional. Jakarta.
- Standar Nasional Indonesia Metode Uji Fondasi Dalam Dengan High Strain Dynamic Pile (HSDP) 8459:2017, 2017. Badan Standarisasi Nasional. Jakarta.

Standar Nasional Indonesia Persyaratan Perancangan Geoteknik 8460:2017, 2017.

Badan Standarisasi Nasional Indonesia. Jakarta.

Tomlison, M. . (1994). *Pile Design and Construction Practice*. E & FN Spon, an imprint of Chapman & Hall.
https://www.academia.edu/43064063/Tomlinson_PILE_DESIGN_and_CONSTRUCTION_PRACTICE

William, T. L., & Whitman, R. V. (1962). *Soil Mechanics*.
https://books.google.co.id/books?id=d-FzXyGhwEC&pg=PP7&hl=id&source=gbs_selected_pages&cad=1#v=onepage&q&f=false

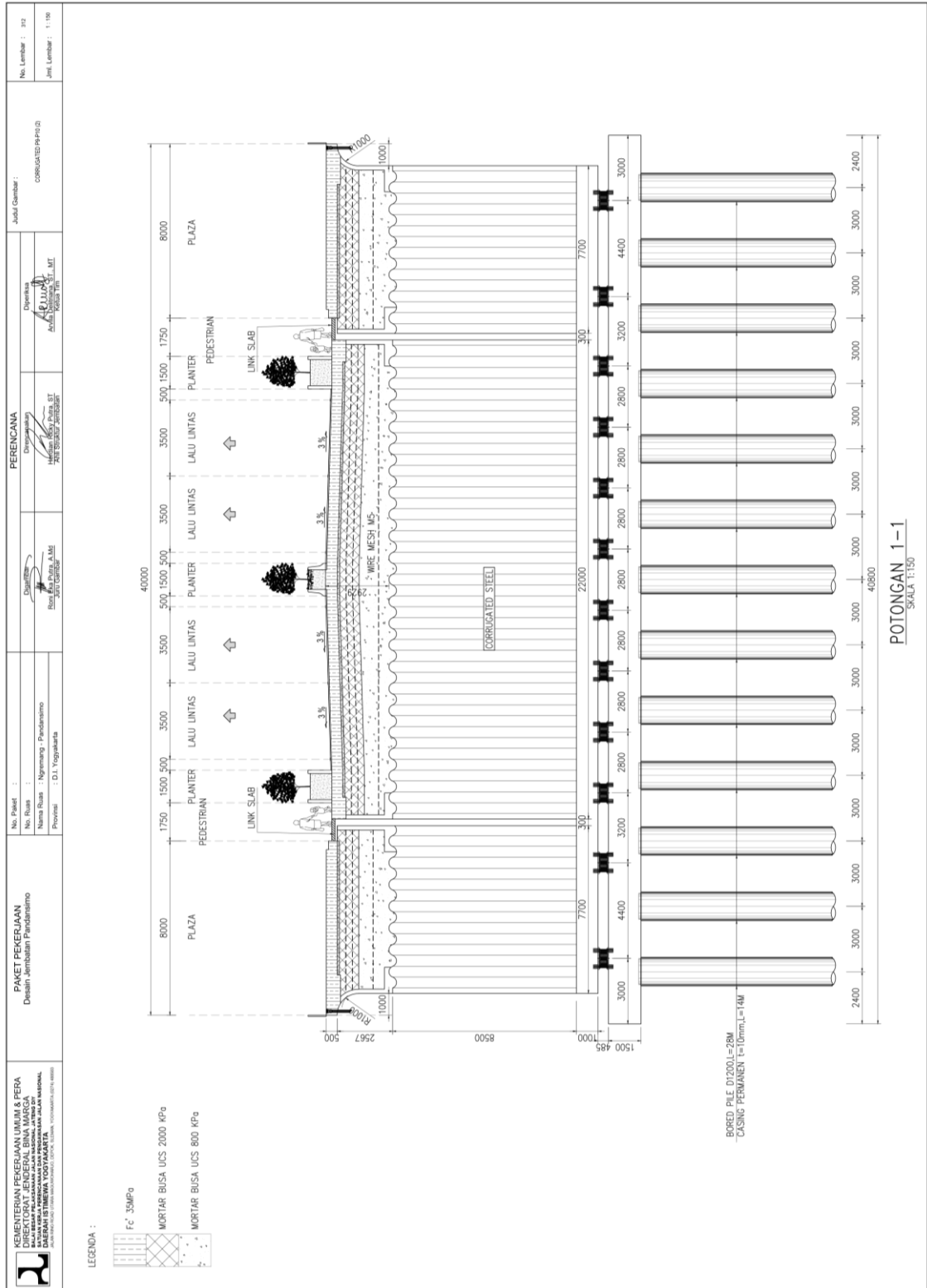
Zakariya, A. (2023). Pengaruh Potensi Likuefaksi Dan Mitigasi Sistem Fondasi Bored Pile Jembatan Kretek 2 Yogyakarta *Ali Zakariya, St, Dr. Ir. Ahmad Rifa'i, M.T.; Dr. Eng. Sito Ismanti, S.T., M.Eng.* 486142.

LAMPIRAN

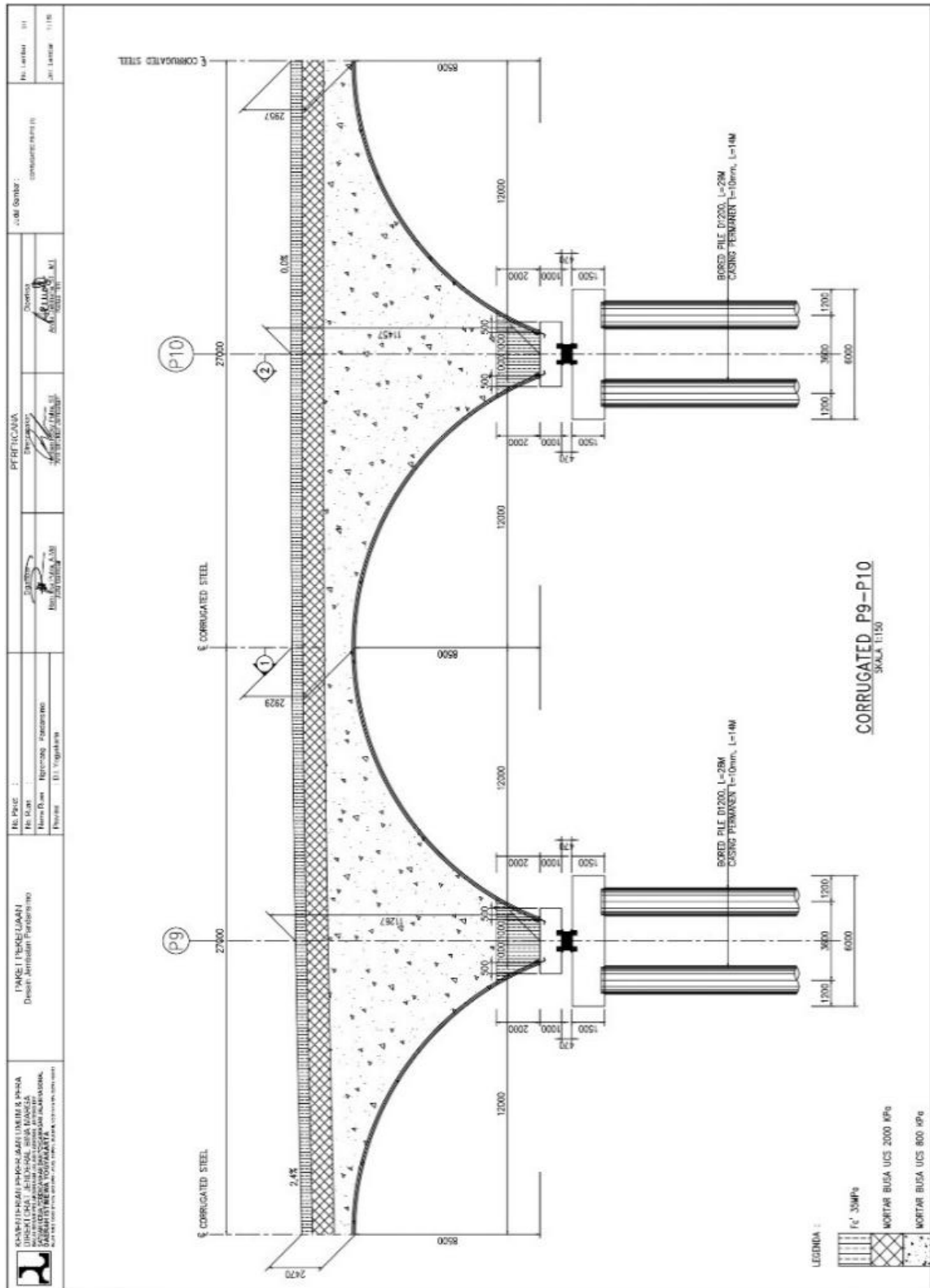
Lampiran 1 : Detail Engineering Drawing P10

<div><div><div></div></div><div><div>KEMENTERIAN PEKERJAAN UMUM & PERA</div><div>REKAYASA PERENCANAAN DAN KONSTRUKSI</div><div>DAERAH ISTIMEWA YOGYAKARTA</div><div><small>Jalan Pahlawan Revolusi, Yogyakarta, 55132</small></div></div></div> <div><div>PAKET PEKERJAAN</div><div>Desain Jembatan Perintis</div></div> <div><div>No. Paket : No. Ruan : Nomor Peta : Provinsi : D.I. Yogyakarta</div></div>	<div><div>PERENCANA</div><div><div>Disain</div><div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div><div>Disain</div></div></div></div>
---	---

Lampiran 1 : Detail Engineering Drawing P10



Lampiran 1 : Detail Engineering Drawing P10



Lampiran 1 : Detail Engineering Drawing P10

Bar Bending Atas Pedestal P10														
No.	Bar Diameter (mm)	Bar Shapes	Length Bar (mm)							Total Length (mm)	Unit Weight (Kg/m)	Qty	Total Weight (Kg)	Remark
			a	b	c	d	e	f	g					
L1	Ø 13	1	2450	9550	12000	1380	2450			27830	1,042	11	318,988	
L1a	Ø 13	5	2450	6890	2450					11790	1,042	11	135,137	
L2	Ø 13	1	1720-480	10900	11510	520	1720-480			25130	1,042	10	261,855	Varies
L2a	Ø 13	5	1720-480	6890	1720-480					9090	1,042	10	94,718	Varies
L3	Ø 13	2	2680	3470	2680					8830	1,042	192	1766,566	
L4	Ø 13	6	12000	10410						22410	1,042	14	326,918	
L4a	Ø 13	3	6890							6890	1,042	14	100,512	
L5	Ø 13	4	80	1720-3160	80					2600	1,042	432	1170,375	Varies
L5a	Ø 13	4	80	1720-3160	80					2600	1,042	132	357,615	Varies
												D13 = 4532,684 Kg		
												Total = 4532,684 Kg		

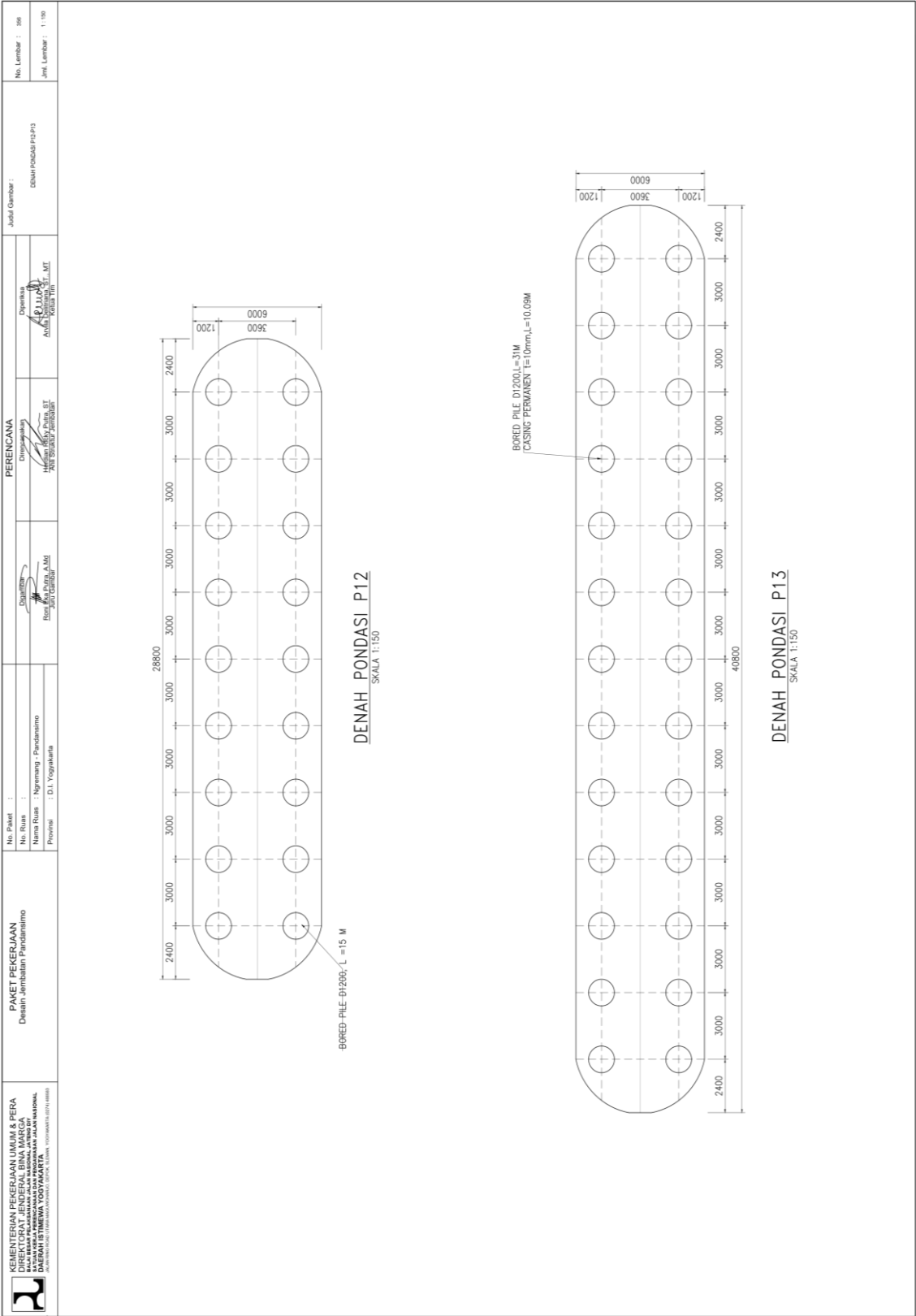
Bar Bending Pedestal P10														
No.	Bar Diameter (mm)	Bar Shapes	Length Bar (mm)							Total Length (mm)	Unit Weight (Kg/m)	Qty	Total Weight (Kg)	Remark
			a	b	c	d	e	f	g					
K1	D 16	1	840	1160	12000	12000	4630	840		41470	1,579	20	1309,623	
K2	D 16	1	840	1160	12000	12000	4630	840		41470	1,579	20	1309,623	
K3	D 16	2	880	2870	880					4630	1,579	253	1849,625	
K4	D 16	2	880	2870	880					4630	1,579	253	1849,625	
K5	D 13	3	80	880	80					1040	1,042	504	546,175	
K6	D 13	1	520	11480	12000	12000	3950	520		40470	1,042	3	126,510	
K7	D 13	1	520	11480	12000	12000	3950	520		40470	1,042	3	126,510	
												D16 =	6318,496	Kg
												D13 =	799,195	Kg
												Total =	7117,691	Kg

Bar Bending of Pile Cap P10														
No.	Bar Diameter (mm)	Bar Shapes	Length Bar (mm)							Total Length (mm)	Unit Weight (Kg/m)	Qty	Total Weight (Kg)	Remark
			a	b	c	d	e	f	g					
E1a	Ø 19	2	1310	1150-5830	1310					6110	2.226	48	652.841	Varies
E1b	Ø 19	2	1310	5830	1310					8450	2.226	359	6752.682	
E2a	Ø 32	2	1310	1150-5830	1310					6110	6.314	48	1851.770	Varies
E2b	Ø 32	2	1310	5830	1310					8450	6.314	359	19153.835	
E3a	Ø 19	1	1270	10730	12000	12000	4030-8160	1270		43365	2.226	48	4633.464	Varies
E3b	Ø 19	1	1270	10730	12000	12000	8180	1270		45450	2.226	10	1011.717	
E4a	Ø 32	1	1270	10730	12000	12000	5590-9720	1270		44925	6.314	48	13615.510	Varies
E4b	Ø 32	1	1270	10730	12000	12000	9740	1270		47010	6.314	10	2968.211	
E5	Ø 13	3	80	3010	80					3170	1.042	2382	7868.079	
E6	Ø 13	4	150	3560	8290	12000	12000	5250	3560	150	4.4960	12	562.180	
E7	Ø 13	5	150	3560	990	3560	150			8410	1.042	12	105.159	
												D32 = 37589.326		Kg
												D19 = 13050.704		Kg
												D13 = 8535.418		Kg
												Total = 59175.448		Kg

Lampiran 1 : Detail Engineering Drawing P10

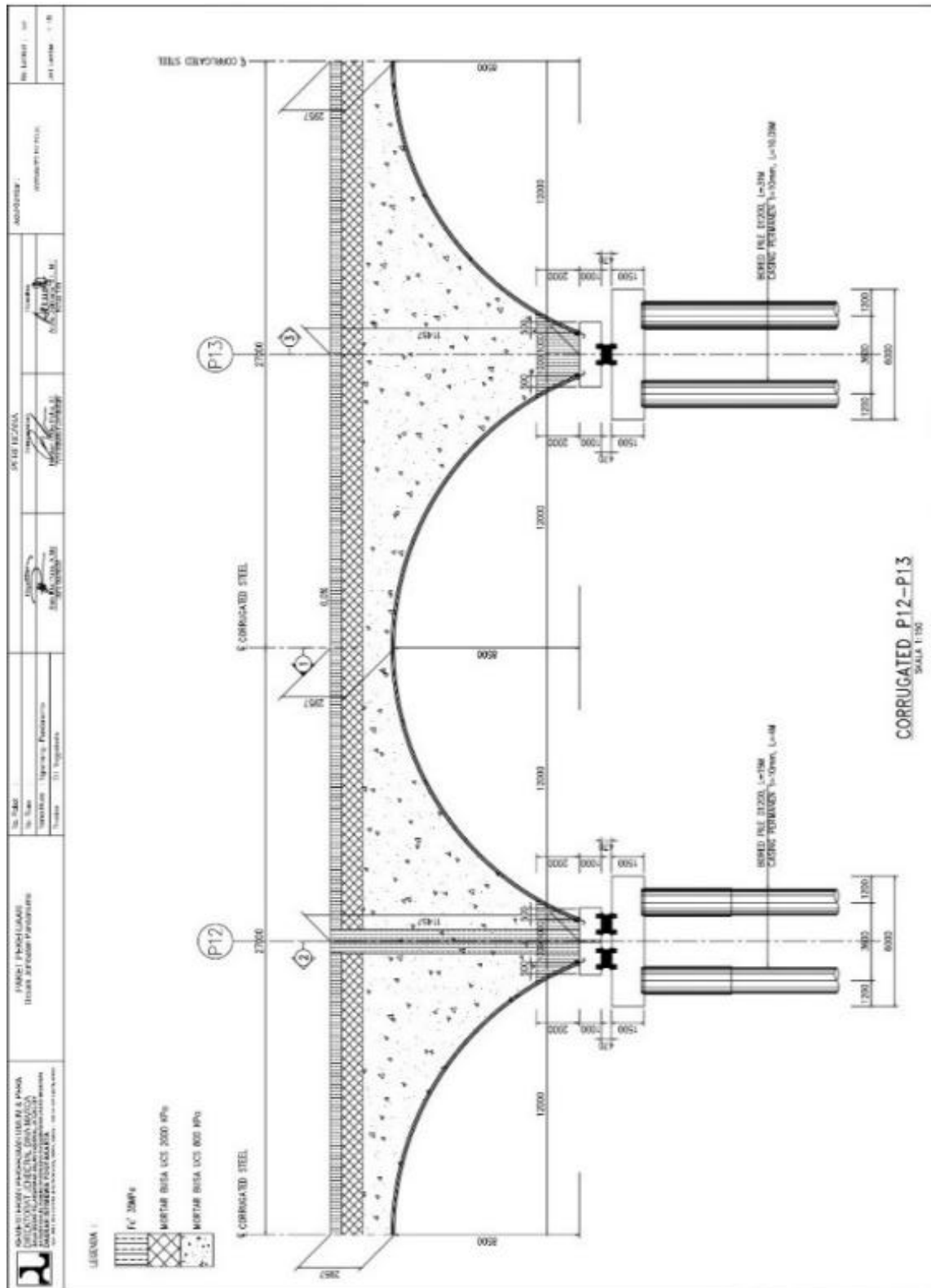
Bar Bending Beton Cover Csp Segmen 2														
No.	Bar Diameter (mm)	Bar Shapes	Length Bar (mm)							Total Length (mm)	Unit Weight (Kg/m)	Qty	Total Weight (Kg)	Remark
			a	b	c	d	e	f	g					
Q1	D 13	1	12000	12000	6360					30360	1,042	25	790,878	
Q2	D 13	1	12000	12000	6720					18720	1,042	25	487,656	
Q3	D 13	2	140	1140	140					1420	1,042	1880	2781,724	
Q4	D 13	2	140	1140	140					1420	1,042	1880	2781,724	
Q5	D 13	3	11 x 12000	7660						139660	1,042	36	5238,926	
Q6a	D 13	4	10 x 12000	590-3070						123830	1,042	24	3096,741	
Q6b	D 13	5	8 x 12000	930						96930	1,042	12	1212,013	
Q6c	D 13	6	7 x 12000	10700						94700	1,042	12	1184,129	
Q7	D 13	7	12000	9600-660						17130	1,042	336	5997,419	Varies
Q7a	D 13	8	3830-11250							7540	1,042	720	5656,810	Varies
Q8	D 13	8	1120-10670							5895	1,042	184	1130,237	Varies
Q9a	D 13	9	190	940	1300-8000	520				6300	1,042	376	2468,290	Varies
Q9b	D 13	10	210	910	1160-7860	520				6150	1,042	376	2409,521	Varies
Q9c	D 13	11	140	1970-8670	520					5980	1,042	752	4685,833	Varies
Q9d	D 13	12	140	2110-8810	520					6120	1,042	752	4795,535	Varies
Q10a	D 13	9	190	940	1270-8000	520				6285	1,042	188	1231,207	Varies
Q10b	D 13	10	210	910	1130-7860	520				6135	1,042	188	1201,822	Varies
Q10c	D 13	11	140	1940-8670	520					5965	1,042	376	2337,040	Varies
Q10d	D 13	12	140	2080-8810	520					6105	1,042	376	2391,891	Varies
Q11a	D 13	9	190	940	820-7780	520				5950	1,042	188	1165,582	Varies
Q11b	D 13	10	210	910	680-7640	520				5800	1,042	188	1136,197	Varies
Q11c	D 13	11	140	1490-8450	520					5630	1,042	376	2205,789	Varies
Q11d	D 13	12	140	1630-8590	520					5770	1,042	376	2260,640	Varies
Q12a	D 13	9	190	940	170-7140	520				5305	1,042	188	1039,229	Varies
Q12b	D 13	10	210	910	30-7000	520				5155	1,042	188	1009,844	Varies
Q12c	D 13	11	140	840-7810	520					4985	1,042	376	1953,084	Varies
Q12d	D 13	12	140	1630-8590	520					5770	1,042	376	2260,640	Varies
Q13a	D 13	13	190	940	7070					8200	1,042	8	68,356	
Q13b	D 13	14	210	910	7070					8190	1,042	8	68,272	
Q14a	D 13	13	190	940	7720					8850	1,042	24	221,321	
Q14b	D 13	14	210	910	7720					8840	1,042	24	221,071	
Q14c	D 13	15	140	8530						8670	1,042	48	433,639	
Q15a	D 13	13	190	940	8330					9460	1,042	24	236,576	
Q15b	D 13	14	210	910	8330					9450	1,042	24	236,326	
Q15c	D 13	15	140	9140						9280	1,042	48	464,149	
Q16a	D 13	13	190	940	8490					9620	1,042	48	481,154	
Q16b	D 13	14	210	910	8490					9610	1,042	48	480,654	
Q16c	D 13	15	140	9300						9440	1,042	96	944,303	
Q17a	D 13	13	190	940	8490					9620	1,042	8	80,193	
Q17b	D 13	14	210	910	8490					9610	1,042	8	80,109	
												D13 = 68926,524 Kg		
												Total = 68926,524 Kg		

Lampiran 2 : Detail Engineering Drawing P13





Lampiran 2 : Detail Engineering Drawing P13



Lampiran 2 : Detail Engineering Drawing P13

Bar Bending Atas Pedestal P13														
No.	Bar Diameter (mm)	Bar Shapes	Length Bar (mm)							Total Length (mm)	Unit Weight (Kg/m)	Qty	Total Weight (Kg)	Remark
			a	b	c	d	e	f	g					
L1	D 13	1	2450	9550	12000	1380	2450			27830	1,042	11	318,988	
L1a	D 13	5	2450	4890	2450					9790	1,042	11	112,213	
L2	D 13	1	1720-480	10900	11510	520	1720-480			25130	1,042	10	261,855	Varies
L2a	D 13	5	1720-480	4890	1720-480					7090	1,042	10	73,878	Varies
L3	D 13	2	2680	3470	2680					8830	1,042	159	1462,937	
L4	D 13	6	12000	10410						22410	1,042	14	326,918	
L4a	D 13	3	4890							4890	1,042	14	71,336	
L5	D 13	4	80	1720-3160	80					2600	1,042	432	1170,375	Varies
L5a	D 13	4	80	1720-3160	80					2600	1,042	90	243,828	Varies
													D13 = 4042,328 Kg	
													Total = 4042,328 Kg	

Bar Bending Pedestal P13														
No.	Bar Diameter (mm)	Bar Shapes	Length Bar (mm)							Total Length (mm)	Unit Weight (Kg/m)	Qty	Total Weight (Kg)	Remark
			a	b	c	d	e	f	g					
K1	D 16	4	840	11160	12000	11990	640	840		37470	1,579	20	1183,303	
K2	D 16	4	840	11160	12000	11990	640	840		37470	1,579	20	1183,303	
K3	D 16	2	880	2870	880					4630	1,579	227	1659,545	
K4	D 16	2	880	2870	880					4630	1,579	227	1659,545	
K5	D 13	3	80	880	80					1040	1,042	448	485,489	
K6	D 13	1	520	11480	12000	11430	520			35950	1,042	3	112,380	
K7	D 13	1	520	11480	12000	11430	520			35950	1,042	3	112,380	
													D16 = 5685,696 Kg	
													D13 = 710,249 Kg	
													Total = 6395,945 Kg	

Bar Bending of Pile Cap P13															
No.	Bar Diameter (mm)	Bar Shapes	Length Bar (mm)							Total Length (mm)	Unit Weight (Kg/m)	Qty	Total Weight (Kg)	Remark	
			a	b	c	d	e	f	g						h
E1a	D 19	2	1310	1150-5830	1310					6110	2.226	48	652.841	Varies	
E1b	D 19	2	1310	5830	1310					8450	2.226	359	6752.682		
E2a	D 32	2	1310	1150-5830	1310					6110	6.314	48	1851.770	Varies	
E2b	D 32	2	1310	5830	1310					8450	6.314	359	19153.835		
E3a	D 19	1	1270	10730	12000	12000	4030-8160	1270		43365	2.226	48	4633.464	Varies	
E3b	D 19	1	1270	10730	12000	12000	8180	1270		45450	2.226	10	1011.717		
E4a	D 32	1	1270	10730	12000	12000	5590-9720	1270		44925	6.314	48	13615.510	Varies	
E4b	D 32	1	1270	10730	12000	12000	9740	1270		47010	6.314	10	2968.211		
E5	D 13	3	80	3010	80					3170	1.042	2382	7868.079		
E6	D 13	4	150	3560	8290	12000	12000	5250	3560	150	44960	1.042	12	562.180	
E7	D 13	5	150	3560	990	3560	150			8410	1.042	12	105.159		
													D32 = 37589.326	Kg	
													D19 = 13050.704	Kg	
													D13 = 8535.418	Kg	
													Total = 59175.448	Kg	

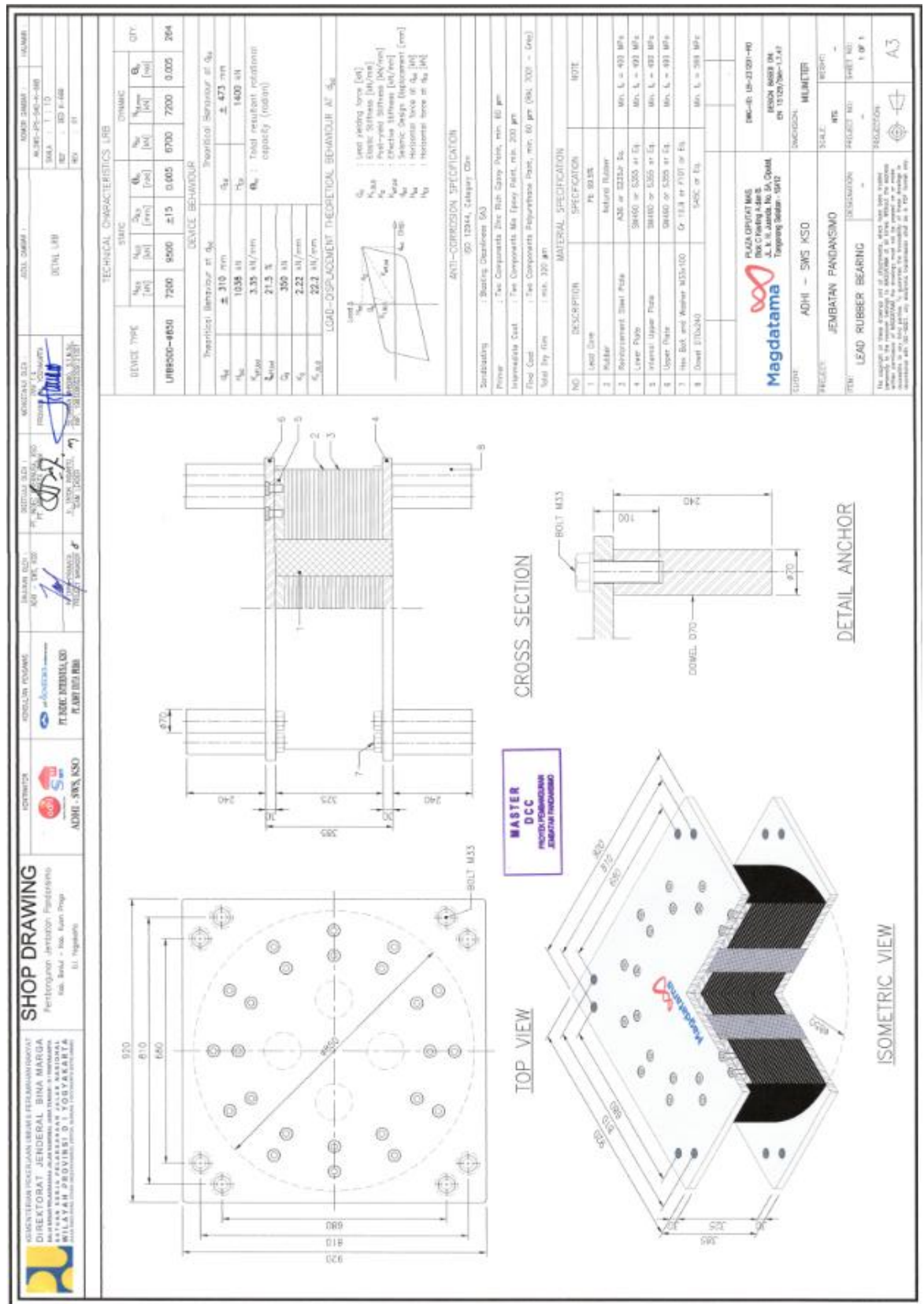
Lampiran 2 : Detail Engineering Drawing P13

Bar Bending Beton Cover Csp Segmen 3														
No.	Bar Diameter (mm)	Bar Shapes	Length Bar (mm)							Total Length (mm)	Unit Weight (Kg/m)	Qty	Total Weight (Kg)	Remark
			a	b	c	d	e	f	g					
Q1	D 13	1	12000	12000	6360					30360	1,042	25	790,878	
Q2	D 13	1	12000	12000	6720					18720	1,042	25	487,656	
Q3	D 13	2	140	1140	140					1420	1,042	1880	2781,724	
Q4	D 13	2	140	1140	140					1420	1,042	1880	2781,724	
Q5	D 13	3	11 x 12000	7610						139610	1,042	84	12219,785	
Q6a	D 13	5	10670-8360							9515	1,042	48	475,903	Varies
Q6b	D 13	5	7590-1300							4445	1,042	152	704,017	Varies
Q7	D 13	6	140	9300						9440	1,042	384	3777,209	
Q7a	D 13	11	190	940	8490					9620	1,042	192	1924,616	
Q7b	D 13	12	210	910	8490					9610	1,042	192	1922,616	
Q8a	D 13	7	190	940	7990-1290	520				6290	1,042	940	6160,930	Varies
Q8b	D 13	8	210	910	7850-1150					5620	1,042	940	5504,678	Varies
Q8c	D 13	9	130	8810-2110	520					6110	1,042	1880	11969,246	Varies
Q8d	D 13	10	130	8810-2110	520					6110	1,042	1880	11969,246	Varies
Q9a	D 13	4	12000	10960-1300						58375	1,042	336	20437,788	Varies
Q9b	D 13	5	80910-11840							7885	1,042	288	2366,257	Varies
Q9c	D 13	5	3720-7480							5600	1,042	432	2520,807	Varies
												D13 = 88795,080		Kg
												Total = 88795,080		Kg

Lampiran 3 : Lead Rubber Bearing (LRB)

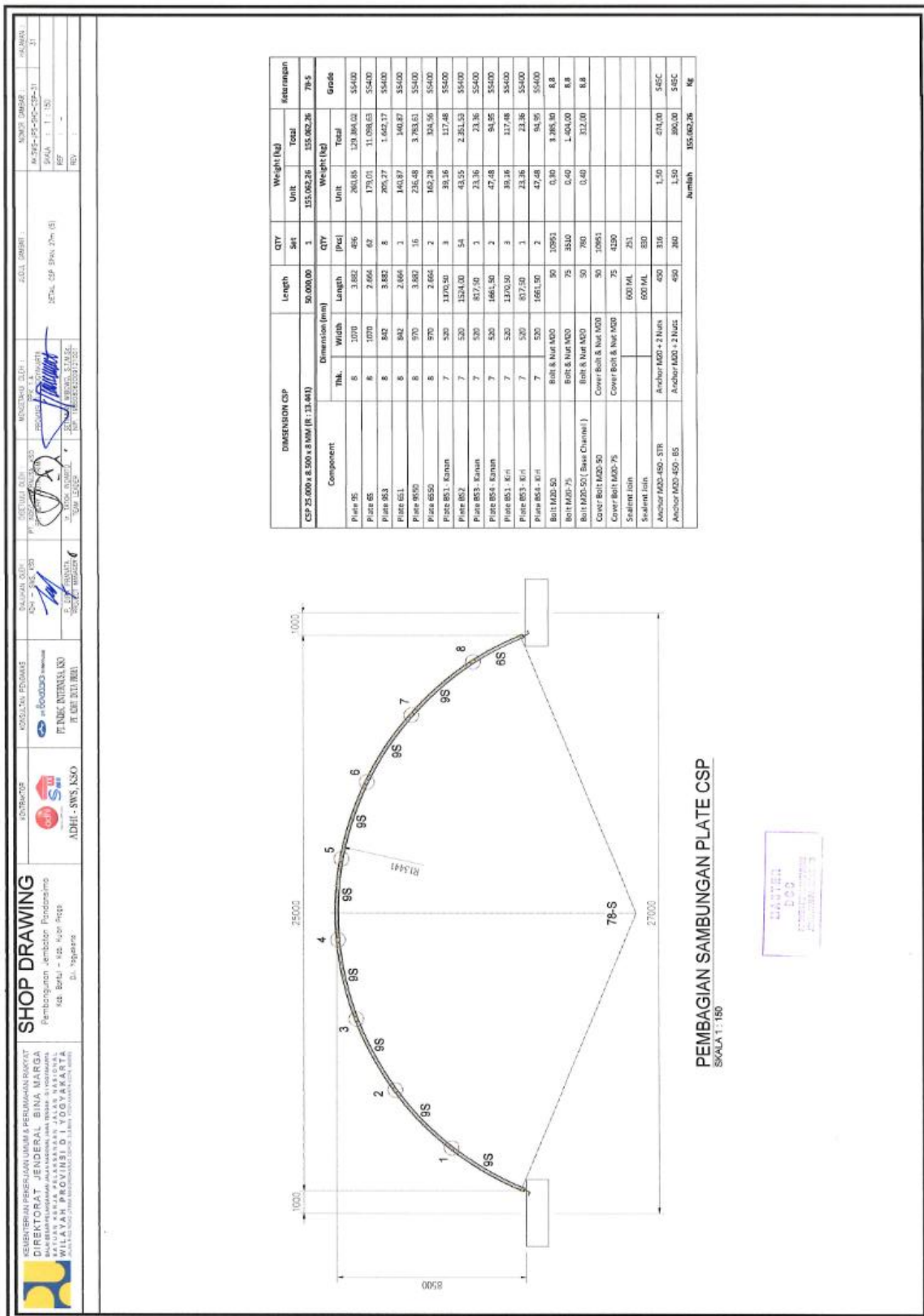
No	Struktur LRB	Panjang	Lebar	Tinggi	Volume	Jumlah	Berat	Berat(T)
		m	m	m	m3	n	t/m3	
1	Pelat	0.92	0.92	0.03	0.02539	2	7.85	0.39865
2	Angkur	-	0.07	0.24	0.00369	16	7.85	0.46403
3	karet	-	0.85	0.295	0.3348	1	0.93	0.31136
4	Baja Tulangan plat	-	0.85	0.295	0.3348	1	7.85	2.62815
5	lead core	-	0.218	0.355	0.053	4	11.34	2.40416
6	baut	-	0.033	0.1	0.00034	16	7.85	0.04297
7	Plat Dalam	-	0.85	0.03	0.03405	1	7.85	0.26727
Total Berat 1 LRB								6.517

Lampiran 3 : Lead Rubber Bearing (LRB)



TECHNICAL CHARACTERISTICS LRB									
DEVICE TYPE	STATIC			DYNAMIC			QTY		
	N ₅₀ [kN]	N ₅₀ [kN]	Q ₅₀ [kN/mm]	N ₅₀ [kN]	Q ₅₀ [kN/mm]	N ₅₀ [kN]			
LBR500-450	7200	9000	±15	0.605	0.700	7200	0.005	264	
DEVICE BEHAVIOUR									
Theoretical Behaviour at Q ₅₀									
Q ₅₀	± 310 mm			Q ₅₀	± 473 mm				
Q ₅₀	1035 kN			Q ₅₀	1400 kN				
Q ₅₀	3.35 kN/mm			Q ₅₀	Total resultant restoration capacity (radian)				
Q ₅₀	21.5 %			Q ₅₀					
Q ₅₀	350 kN			Q ₅₀					
Q ₅₀	2.22 kN/mm			Q ₅₀					
Q ₅₀	22.2 kN/mm			Q ₅₀					
LOAD-DISPLACEMENT THEORETICAL BEHAVIOUR AT Q ₅₀									

123



Lampiran 5 : Laporan Hasil PDA



3. DISKUSI / DISCUSSION

Hasil analisa CAPWAP kami diskusikan dibawah ini, dengan hasil selengkapnya dapat dilihat pada Lampiran A:

Result of CAPWAP Analysis is presented below with completed analysis result is presented in Appendix A:

P10-177

Hasil analisa tiang P10-177 (Tiang Bor Ø120 cm, L = 32.5 m – Panjang Penetrasi 30.8 m) menunjukkan kapasitas tiang uji sebesar 978.0 Ton dengan tahanan friksi sebesar 843.0 Ton dan tahanan ujung sebesar 134.0 Ton. Penurunan total sebesar 13.1 mm dengan penurunan tetap sebesar 3.0 mm.

P10-177

Pile P10-177 (Bored Pile Ø120 cm, L = 32.5 m - penetrate 30.8 m) analysis result shows a pile capacity of about 978.0 tons, consist of 843.0 tons of shaft friction and 134.0 tons of end-bearing capacity. The total and residual settlement is 13.1 mm and 3.0 mm, respectively.

Table 2. CAPWAP Result Summaries

No Tiang Pile No.	CAPWAP			
	Daya Dukung Total Total Capacity (Ton)	Daya Dukung Friksi Friction Capacity (Ton)	Daya Dukung Ujung End-bearing Capacity (Ton)	Penurunan Settlement (mm)
P10-177	978.0	843.0	134.0	13.1



Scan code for Authentication

Lampiran 5 : Laporan Hasil PDA



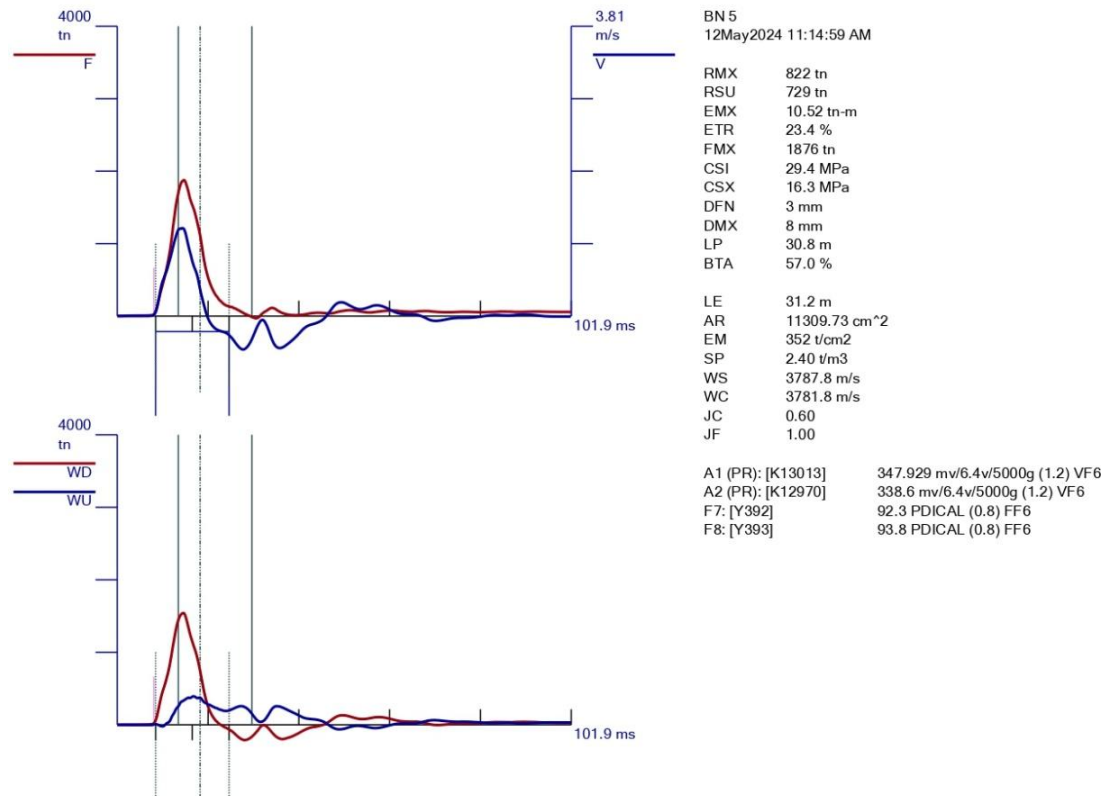
LAMPIRAN A / APPENDIX A

(1) DATA PDA & ANALISIS CAPWAP / (1) PDA DATA & CAPWAP ANALYSIS

Lampiran 5 : Laporan Hasil PDA

GRL Engineers, Inc.
JEMBATAN PANDANSIMO - ZONA 2
P10-177
BOREDPILE D.120 - DROP HM 15TON
PDA Operator: Doddy

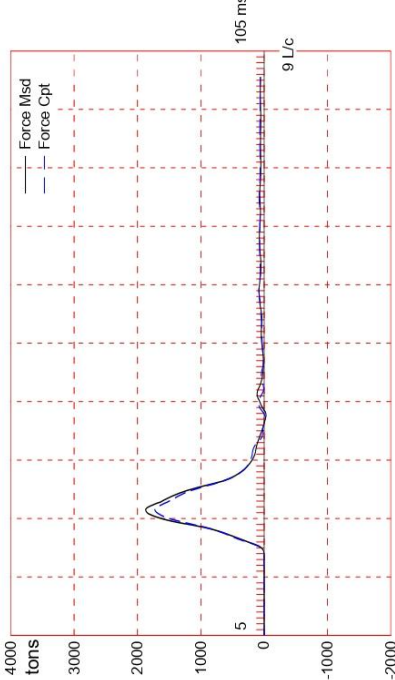
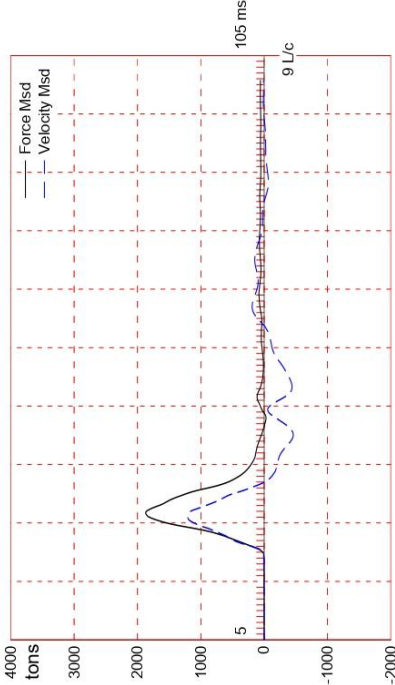
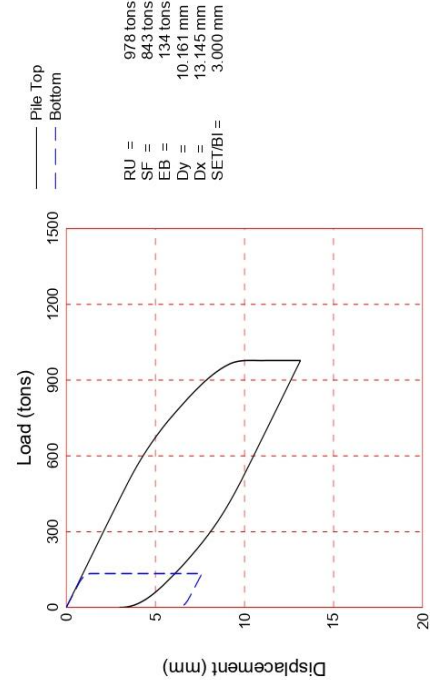
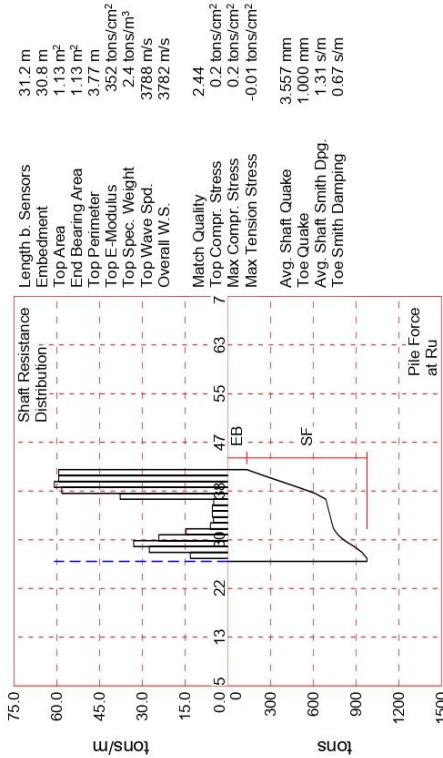
Pile Driving Analyzer ® (PDA)
Version: 2022.35.2



Lampiran 5 : Laporan Hasil PDA

JEMBATAN PANDANSIMO - ZONA 2; Pile: P10-177; BOREDPILE D.120 - DROP HM 15TON; Blow: 5 (Test: 12-May-2024 11:15:)
Geotech Efathama

16-May-2024
CAPWAP(R) 2014-3



Lampiran 5 : Laporan Hasil PDA

JEMBATAN PANDANSIMO - ZONA 2; File: P10-177
 BOREDPILE D.120 - DROP HM 15TON; Blow: 5
 Geotech Efathama

Test: 12-May-2024 11:15
 CAPWAP (R) 2014-3
 OP: Doddy

CAPWAP SUMMARY RESULTS

Total CAPWAP Capacity: 977.63; along Shaft 843.42; at Toe 134.21 tons

Soil Sgmt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru tons	Force in File tons	Sum of Ru tons	Unit Resist. (Depth) tons/m	Unit Resist. (Area) tons/m ²
				977.6			
1	3.0	2.6	34.40	943.2	34.40	13.13	3.48
2	5.0	4.6	55.48	887.7	89.88	27.56	7.31
3	7.0	6.6	66.45	821.3	156.33	33.01	8.76
4	9.1	8.7	48.69	772.6	205.02	24.19	6.42
5	11.1	10.7	29.43	743.2	234.45	14.62	3.88
6	13.1	12.7	12.28	730.9	246.73	6.10	1.62
7	15.1	14.7	10.09	720.8	256.82	5.01	1.33
8	17.1	16.7	10.97	709.8	267.79	5.45	1.45
9	19.1	18.7	10.97	698.9	278.76	5.45	1.45
10	21.1	20.7	9.99	688.9	288.75	4.96	1.32
11	23.1	22.7	76.01	612.9	364.76	37.76	10.02
12	25.2	24.8	117.27	495.6	482.03	58.26	15.45
13	27.2	26.8	122.47	373.1	604.50	60.84	16.14
14	29.2	28.8	119.46	253.7	723.96	59.35	15.74
15	31.2	30.8	119.46	134.2	843.42	59.35	15.74
Avg. Shaft			56.23			27.38	7.26
Toe			134.21				118.67

Soil Model Parameters/Extensions

	Shaft	Toe
Smith Damping Factor	1.31	0.67
Quake (mm)	3.557	1.000
Case Damping Factor	1.06	0.09
Damping Type	Viscous	Smith
Unloading Quake (% of loading quake)	100	82
Reloading Level (% of Ru)	100	100
Unloading Level (% of Ru)	87	
Soil Plug Weight (tons)	9.398	0.087
Soil Support Dashpot	0.000	3.000
Soil Support Weight (tons)	0.00	3.87

CASE METHOD

J =	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
RP	1598	1468	1339	1210	1080	951	822	692	563	434
RX	1626	1486	1347	1211	1080	951	822	692	582	543
RU	1539	1404	1269	1134	999	864	729	593	458	323

RAU = 467 (tons); RA2 = 1111 (tons)

Current CAPWAP Ru = 978 (tons); Corresponding J(RP)= 0.48; J(RX) = 0.48

VMX	TVP	VT1*Z	FT1	FMX	DMX	DFN	SET	EMX	QUS	KEB
m/s	ms	tons	tons	tons	mm	mm	mm	tons-m	tons	tons/mm
1.2	26.58	1191	1699	1876	7.710	3.074	3.000	10.52	1965	134

PILE PROFILE AND PILE MODEL

Depth m	Area m ²	E-Modulus tons/cm ²	Spec. Weight tons/m ³	Perim. m
0.0	1.13	351.5	2.403	3.77

Analysis: 16-May-2024

Lampiran 5 : Laporan Hasil PDA

JEMBATAN PANDANSIMO - ZONA 2; Pile: P10-177
 BOREDPILE D.120 - DROP HM 15TON; Blow: 5
 Geotech Efathama

Test: 12-May-2024 11:15
 CAPWAP(R) 2014-3
 OP: Doddy

FILE PROFILE AND PILE MODEL											
Depth m			Area m ²		E-Modulus tons/cm ²		Spec. Weight tons/m ³		Perim. m		
31.2			1.13		351.5		2.403		3.77		
Toe Area			1.13		m ²						
Segmnt Number	Dist. B.G. m	Impedance tons/m/s	Imped. Change %	Slack mm	Tension Eff.	Compression Slack mm	Eff.	Perim. m	Wave Speed m/s	Soil Plug tons	
1	1.0	1049.62	0.00	0.00	0.000	-0.00	0.000	3.77	3781.8	0.000	
3	3.0	1049.62	0.00	0.00	0.000	-0.00	0.000	3.77	3781.8	0.324	
31	31.2	1049.62	0.00	0.00	0.000	-0.00	0.000	3.77	3781.8	0.324	

Wave Speed: Pile Top 3787.8, Elastic 3787.8, Overall 3781.8 m/s

Pile Damping 2.00 %

Total volume: 35.286 m³; Volume ratio considering added impedance: 1.000

Time (ms) 0.0

Time Incr 0.253

Lampiran 5 : Laporan Hasil PDA



3. DISKUSI / DISCUSSION

Hasil analisa CAPWAP kami diskusikan dibawah ini, dengan hasil selengkapnya dapat dilihat pada Lampiran A:

Result of CAPWAP Analysis is presented below with completed analysis result is presented in Appendix A:

P13-234

Hasil analisa tiang P13-234 (Tiang Bor Ø120 cm, L = 31.5 m – Panjang Penetrasi 29.7 m) menunjukkan kapasitas tiang uji sebesar 930.2 Ton dengan tahanan friksi sebesar 705.9 Ton dan tahanan ujung sebesar 224.3 Ton. Penurunan total sebesar 11.5 mm dengan penurunan tetap sebesar 6.0 mm.

P13-234

Pile P13-234 (Bored Pile Ø120 cm, L = 31.5 m - penetrate 29.7 m) analysis result shows a pile capacity of about 930.2 tons, consist of 705.9 tons of shaft friction and 224.3 tons of end-bearing capacity. The total and residual settlement is 11.5 mm and 6.0 mm, respectively.

Table 2. CAPWAP Result Summaries

No Tiang Pile No.	CAPWAP					
	Daya Dukung Total Total Capacity (Ton)	Daya Dukung Friksi Friction Capacity (Ton)	Daya Dukung Ujung End-bearing Capacity (Ton)	Penurunan Settlement (mm)	BTA (%)	LTD (m)
P13-234	930.2	705.9	224.3	11.5	76	22.5



Scan code for authentication

Lampiran 5 : Laporan Hasil PDA

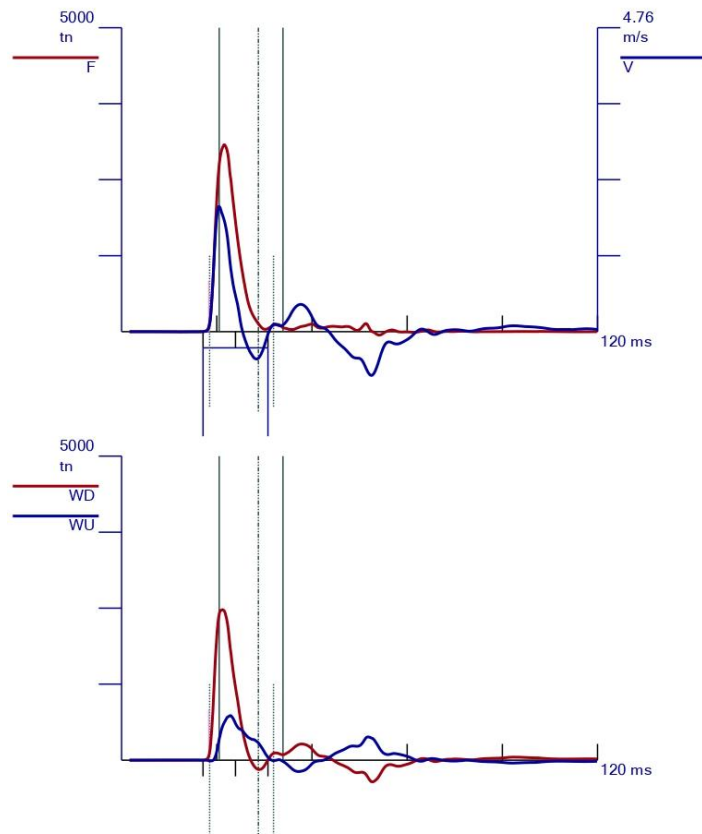


LAMPIRAN A / APPENDIX A
(1) DATA PDA & ANALISIS CAPWAP / (1) PDA DATA & CAPWAP ANALYSIS

Lampiran 5 : Laporan Hasil PDA

GRL Engineers, Inc.
JEMBATAN PANDANSIMO - ZONA 2
P 13-234_2
BOREDPILE D120
PDA Operator: EH

Pile Driving Analyzer® (PDA)
Version: 2022.35.2



BN 1
10Jun2024 11:54:52 AM

RMX	931 tn
RSU	804 tn
FMX	3074 tn
EMX	21.79 tn-m
ETR	55.9 %
CSI	35.3 MPa
CSX	26.7 MPa
DFN	7 mm
DMX	10 mm
BTA	59.0 %
LP	29.7 m

LE	30.0 m
AR	11309.73 cm ²
EM	352 t/cm ²
SP	2.40 t/m ³
WS	3787.8 m/s
WC	3728.9 m/s
JC	0.60
JF	1.00

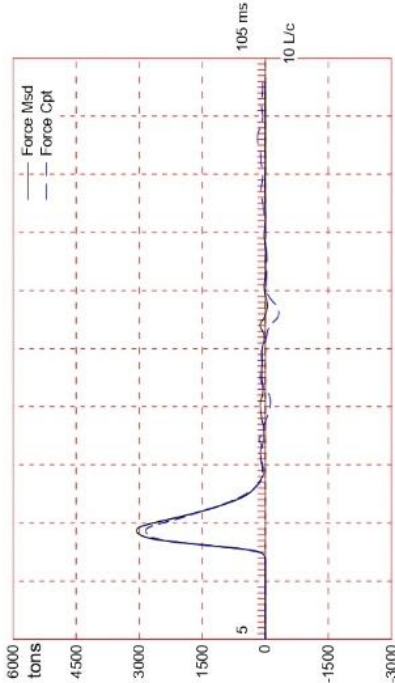
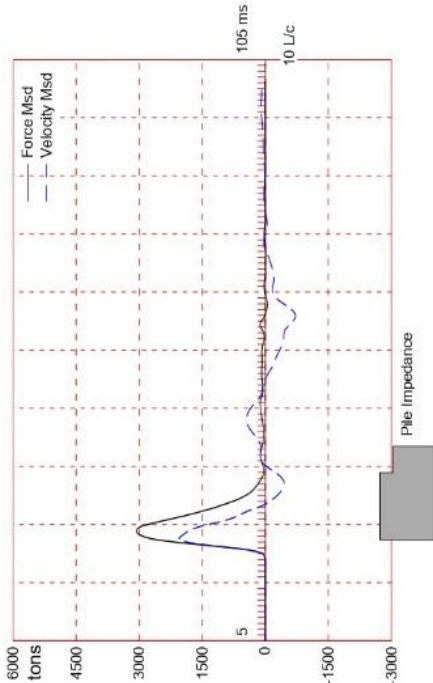
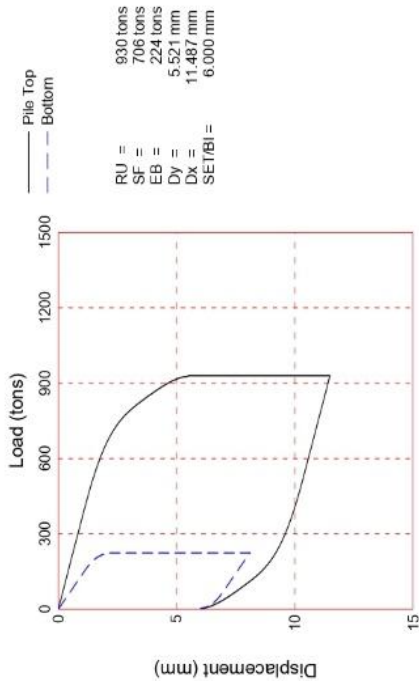
A1 (PR): [K13013]	347.929 mv/6.4w/5000g (1.1) VF6
A2 (PR): [K12970]	338.6 mv/6.4w/5000g (1.1) VF6
F3: [X953]	92.4 PDICAL (0.9) FF6
F4: [X952]	92 PDICAL (0.9) FF6
A5 (PE): [52773]	970.231 g's/volt (1.1) VF6
A6 (PE): [48200]	1130 g's/volt (1.1) VF6
F7: [Y392]	92.3 PDICAL (0.9) FF6
F8: [Y393]	93.8 PDICAL (0.9) FF6



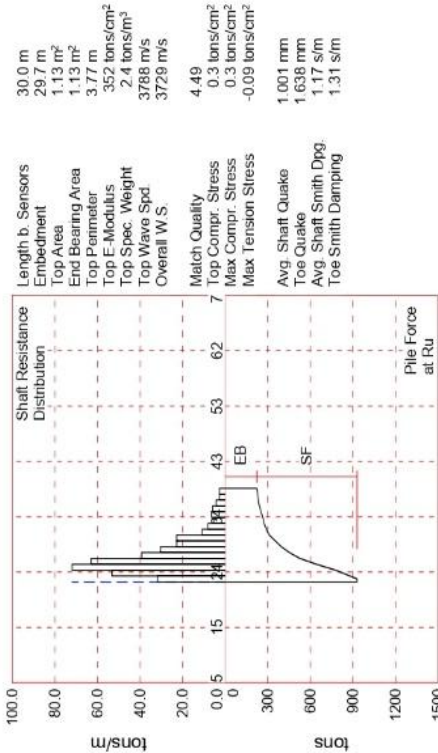
Lampiran 5 : Laporan Hasil PDA

JEMBATAN PANDANSIMO - ZONA 2; Pile: P 13-234_2; BOREDPILE D120 ; Blow: 1 (Test: 10-Jun-2024 11:54:)
Geotech Elathama

21-Jun-2024
CAPWAP(R) 2014-3



RU = 930 tons
SF = 706 tons
EB = 224 tons
Dy = 5.521 mm
Dx = 11.487 mm
SEI/RBI = 6.000 mm



Length b. Sensors
Embedment
Top Area
End Bearing Area
Top Perimeter
Top E-Modulus
Top Spec. Weight
Top Wave Spd
Overall W.S.
Match Quality
Top Compr. Stress
Max Compr. Stress
Max Tension Stress
Avg. Shaft Quake
Toe Quake
Avg. Shaft Smith Dpq.
Toe Smith Damping

30.0 m
29.7 m
1.13 m²
1.13 m²
3.77 m
352 tons/cm²
2.4 tons/m³
3788 m/s
3729 m/s
4.49
0.3 tons/cm²
0.3 tons/cm²
-0.09 tons/cm²
1.001 mm
1.638 mm
1.17 s/m
1.31 s/m

Lampiran 5 : Laporan Hasil PDA

JEMBATAN PANDANSIMO - ZONA 2; Pile: P 13-234_2
 BOREDPILE D120 ; Blow: 1
 Geotech Efathama

Test: 10-Jun-2024 11:54
 CAPWAP (R) 2014-3
 OP: EH

CAPWAP SUMMARY RESULTS							
Total CAPWAP Capacity: 930.20; along Shaft 705.94; at Toe 224.26 tons							
Soil Sgmt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru tons	Force in Pile tons	Sum of Ru tons	Unit Resist. (Depth) tons/m	Unit Resist. (Area) tons/m ²
				930.2			
1	1.9	1.6	50.21	880.0	50.21	31.88	8.46
2	3.8	3.4	99.62	780.4	149.83	53.13	14.09
3	5.6	5.3	134.99	645.4	284.82	71.99	19.10
4	7.5	7.2	118.05	527.3	402.87	62.96	16.70
5	9.4	9.1	73.69	453.6	476.56	39.30	10.43
6	11.3	10.9	57.04	396.6	533.60	30.42	8.07
7	13.1	12.8	42.78	353.8	576.38	22.82	6.05
8	15.0	14.7	42.78	311.0	619.16	22.82	6.05
9	16.9	16.6	20.26	290.8	639.42	10.81	2.87
10	18.8	18.5	15.20	275.6	654.62	8.11	2.15
11	20.6	20.3	10.13	265.5	664.75	5.40	1.43
12	22.5	22.2	11.85	253.6	676.60	6.32	1.68
13	24.4	24.1	11.12	242.5	687.72	5.93	1.57
14	26.3	26.0	8.08	234.4	695.80	4.31	1.14
15	28.1	27.8	5.07	229.3	700.87	2.70	0.72
16	30.0	29.7	5.07	224.3	705.94	2.70	0.72
Avg. Shaft			44.12			23.77	6.30
Toe			224.26				198.29
Soil Model Parameters/Extensions				Shaft	Toe		
Smith Damping Factor				1.17	1.31		
Quake (mm)				1.001	1.638		
Case Damping Factor				0.79	0.28		
Damping Type				Smith	Sm+Visc		
Unloading Quake (% of loading quake)				30	100		
Reloading Level (% of Ru)				100	100		
Unloading Level (% of Ru)				8			
Soil Plug Weight (tons)				20.740	4.664		
Soil Support Dashpot				0.474	3.558		
Soil Support Weight (tons)				3.60	3.60		

CASE METHOD										
J =	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
RP	2379	2137	1894	1652	1410	1168	926	683	441	199
RX	2426	2175	1926	1677	1427	1179	931	685	445	199
RU	2303	2053	1803	1554	1304	1054	804	554	305	55
RAU = 0 (tons); RA2 = 659 (tons)										
Current CAPWAP Ru = 930 (tons); Corresponding J(RP)= 0.60; J(RX) = 0.60										
VMX	TVP	VT1*Z	FT1	FMX	DMX	DFN	SET	EMX	QUS	KEB
m/s	ms	tons	tons	tons	mm	mm	mm	tons-m	tons	tons/mm
2.0	22.63	2058	2743	3074	10.210	6.823	6.000	21.79	2688	137

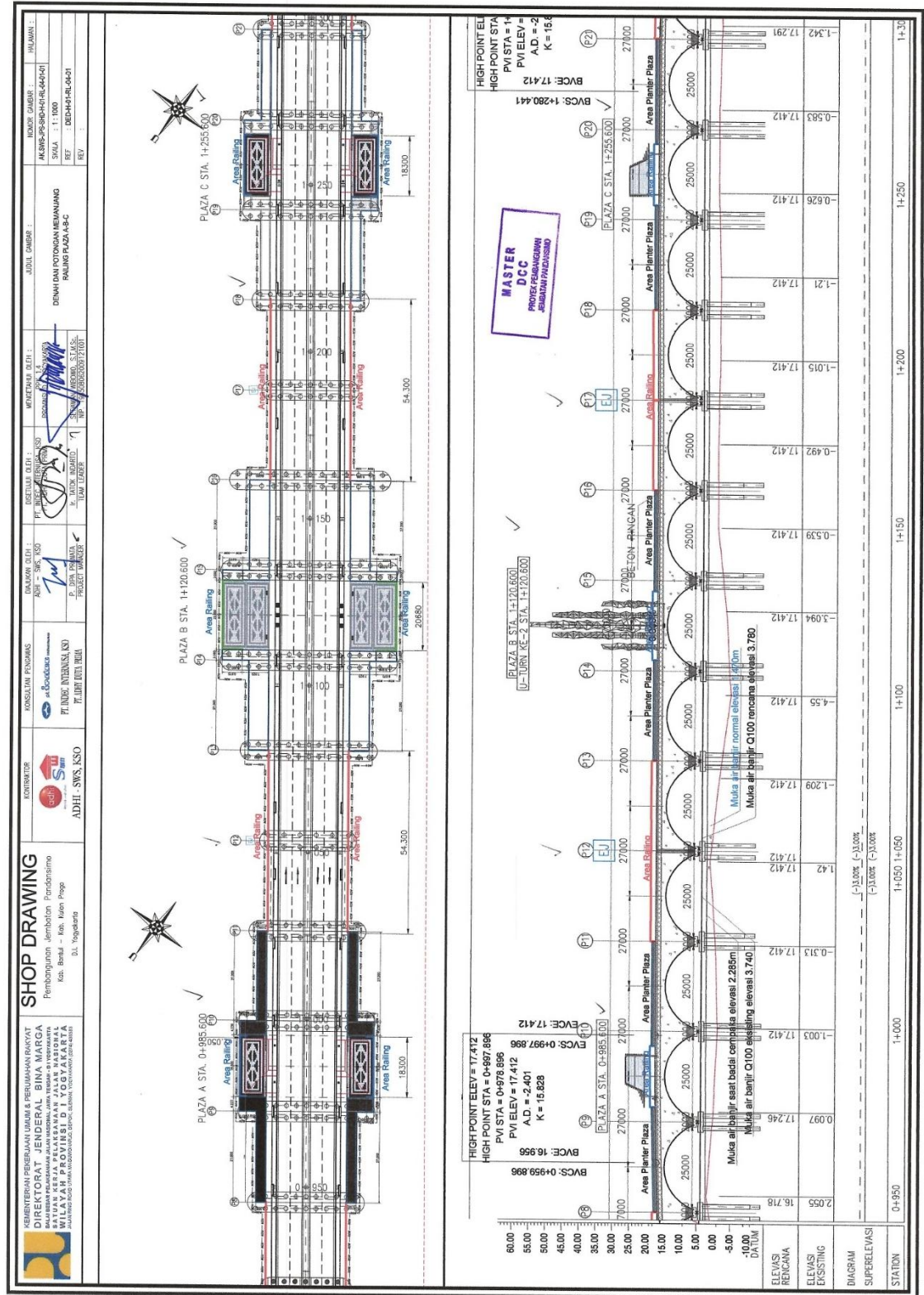
Analysis: 21-Jun-2024

Lampiran 5 : Laporan Hasil PDA

JEMBATAN PANDANSIMO - ZONA 2; File: P 13-234_2 Test: 10-Jun-2024 11:54
 BOREDPILE D120 ; Blow: 1 CAPWAP (R) 2014-3
 Geotech Efathama OP: EH

PILE PROFILE AND PILE MODEL										
Depth m		Area m ²		E-Modulus tons/cm ²		Spec. Weight tons/m ³		Perim. m		
0.0		1.13		351.5		2.403		3.77		
30.0		1.13		351.5		2.403		3.77		
Toe Area		1.13		m ²						
Segmnt Number	Dist. B.G. m	Impedance tons/m/s	Imped. Change %	Slack mm	Tension Eff.	Compression Slack mm	Eff.	Perim. m	Wave Speed m/s	Soil Plug tons
1	0.9	1049.62	0.00	0.00	0.000	-0.00	0.000	3.77	3728.9	0.000
2	1.9	1049.62	0.00	0.00	0.000	-0.00	0.000	3.77	3728.9	0.669
24	22.5	800.00	-23.78	0.00	0.000	-0.00	0.000	3.77	3728.9	0.669
32	30.0	800.00	-23.78	0.00	0.000	-0.00	0.000	3.77	3728.9	0.669

Wave Speed: Pile Top 3787.8, Elastic 3787.8, Overall 3728.9 m/s
 Pile Damping 2.00 %
 Total volume: 31.660 m³; Volume ratio considering added impedance: 0.933
 Time (ms) 0.0 42.0
 Time Incr 0.251 0.402



Lampiran 6 : *Railing dan Planter*

