

TUGAS AKHIR

**ANALISIS KAPASITAS DAYA DUKUNG TIANG BOR
DAN PENURUNAN BERDASARKAN DATA N - SPT
PADA TITIK P22 DAN P23
(*ANALYSIS OF BORED PILE BEARING CAPACITY
AND SETTLEMENT BASED ON N-SPT DATA AT
POINTS P22 AND P23*)**

(Studi Kasus: Proyek Pembangunan Jembatan Kabanaran, Kab. Bantul, D.I.
Yogyakarta)

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



**Dimas Dipo Putra Waluyan
21511212**

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

TUGAS AKHIR

ANALISIS KAPASITAS DAYA DUKUNG TIANG BOR DAN PENURUNAN BERDASARKAN DATA N - SPT PADA TITIK P22 DAN P23 (ANALYSIS OF BORED PILE BEARING CAPACITY AND SETTLEMENT BASED ON N-SPT DATA AT POINTS P22 AND P23)

(Studi Kasus: Proyek Pembangunan Jembatan Kabanaran, Kab. Bantul, D.I.
Yogyakarta)

Disusun Oleh


Dimas Dipo Putra Waluyan
21511212

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

Diuji pada tanggal

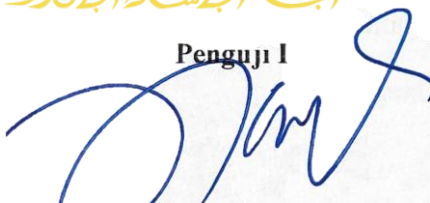
Oleh Dewan Penguji

Pembimbing



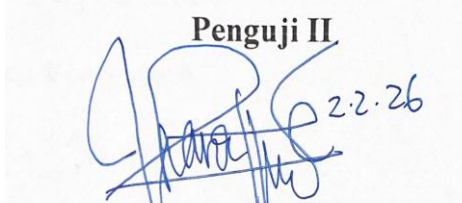
Dr. Hanindya Kusuma Artati, S.T., M.T.
NIK: 045110407

Penguji I



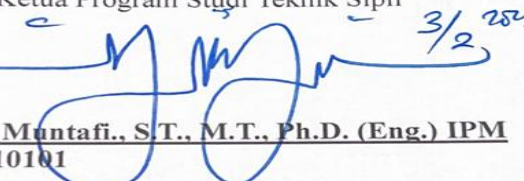
Anisa Nur Amalina, S.T., M.Eng
NIK: 215111305

Penguji II



Astria 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 bahwa sesungguhnya Tugas Akhir yang telah saya buat sebagai syarat untuk persyaratan memperoleh derajat Sarjana Strata Satu (S1) 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 sumbernya secara jelas sesuai dengan norma, kaidah, dan etika penulisan karya ilmiah. Apabila dikemudian hari ditemukan seluruh atau sebagian Laporan Tugas Akhir ini bukan hasil karya saya sendiri atau adanya plagiasi dalam bagian-bagian tertentu, maka saya bersedia menerima sanksi, termasuk pencabutan gelar akademik yang saya dapat sesuai dengan perundang-undangan yang berlaku.

Yogyakarta, Februari 2026

Yang Membuat Pernyataan, _____



Dimas Dipo Putra Waluyan
(21511212)

KATA PENGANTAR

Puji dan syukur penulis panjatkan ke hadirat Allah SWT sehingga skripsi berjudul “Analisis Kapasitas Daya Dukung Tiang Bor dan Penurunan Berdasarkan Data N - SPT pada Titik P22 dan P23” dapat diselesaikan sebagai salah satu syarat memperoleh gelar Sarjana (S1) pada Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia. Penelitian ini bertujuan untuk menentukan kapasitas daya dukung tiang bor berdasarkan analisis statik data SPT sebagai dasar dalam perencanaan fondasi yang lebih andal.

Selama proses penyusunan Tugas Akhir ini, penulis menghadapi berbagai kendala dan tantangan. Namun, berkat bimbingan, masukan, serta dukungan dan motivasi dari berbagai pihak, Tugas Akhir ini dapat diselesaikan dengan baik. Oleh karena itu, penulis menyampaikan rasa terima kasih yang sebesar-besarnya kepada:

1. Ibu Dr. Hanindya Kusuma Artati, S.T., M.T., selaku Dosen Pembimbing yang telah memberikan bimbingan, saran, serta masukan-masukan selama penyusunan Tugas Akhir ini.
2. Anisa Nur Amalina, S.T., M.Eng., selaku Dosen Penguji I yang telah memberikan saran, kritik, serta masukan-masukan selama proses Sidang Tugas Akhir ini.
3. Astriana Hardawati, S.T., M.Eng., selaku Dosen Penguji II yang telah memberikan saran, kritik, serta masukan-masukan selama proses Sidang Tugas Akhir ini.
4. Ibu Yunalia Muntafi, S.T., M.T., Ph.D., Eng., selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia.
5. Pimpinan Proyek Pembangunan Jembatan Kabanaran, Kepada Bapak Yoga Adi Prasetya selaku Project Manager dan Bapak Asep Rustam Efendi selaku Deputy Project Manager Terimakasih atas bantuannya yang diberikan kepada penulis.

5. Ibu Neti Herawati S.Sos dan Bapak Waluyan Tono sebagai orangtua yang telah memberi semangat, motivasi, saran, dan semua yang telah diterima saya selama hidup dan bisa menyelesaikan Tugas Akhir ini.
6. Ayuk Ike dan Kak Lolak sebagai kakak, orang tua kedua, serta sahabat yang senantiasa memberikan semangat, motivasi, dan nasihat, serta berbagai dukungan berharga yang telah penulis terima sepanjang hidup hingga akhirnya mampu menyelesaikan Tugas Akhir ini.
7. Mas Dio dan Mas Dwi sebagai kakak kandung yang selama ini telah mengajarkan banyak hal kepada penulis serta senantiasa mendorong penulis untuk terus berkembang.
8. Teman-teman saya Agung, Kemal, Nabil, Peliga, Ryan, Akmal, Athar, Iyos, Jikri, Karan, Yanshobi, Nopak, Thoriq, Rasyad, Adziz, Azizah, Najmira, Desfilia, dan Faiha yang telah menemani penulis selama masa perkuliahan, menjadi bagian penting dalam perjalanan akademik, serta menjadi tempat berbagi cerita, pengalaman, dan dukungan dalam berbagai situasi hingga akhirnya penulis dapat menyelesaikan studi dan Tugas Akhir ini dengan baik.
9. Keluarga Teknik Sipil 21 yang telah menjadi rekan dan teman selama kuliah.
10. Seluruh pihak yang telah mendukung dalam penulisan Tugas Akhir ini.

Yogyakarta, Februari 2026

Penulis



Dimas Dipo Putra Waluyan
(21511212)

DAFTAR ISI

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI	iii
KATA PENGANTAR	iv
DAFTAR ISI	iv
DAFTAR TABEL	x
DAFTAR GAMBAR	xiii
DAFTAR LAMPIRAN	xv
DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN	xvi
ABSTRAK	xviii
ABSTRACK	xix
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Tujuan Penelitian	3
1.4 Manfaat Penelitian	4
1.5 Batasan Penelitian	4
1.6 Lokasi Penelitian	5
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	6
2.1 Umum	6
2.2 Daya Dukung Tiang Bor dan Penurunan	6
2.3 Daya Dukung Fondasi Tiang Tunggal Menggunakan Metode <i>Reese & Wright</i> dan <i>Meyerhof</i>	8
2.4 Daya Dukung <i>Bored pile</i> Menggunakan Metode SNI 1725:2016 dan RSNI T-12- 2004	8
2.5 Daya Dukung Menggunakan Metode Empiris dan Numerik (MIDAS)	9
2.6 Daya Dukung dan Penurunan Fondasi <i>Bored pile</i> Menggunakan Program <i>Plaxis 2D</i>	9
2.7 Perbandingan antara studi sebelumnya dengan penelitian yang akan dilakukan	10
BAB III LANDASAN TEORI	13
3.1 Tanah	13

3.2	Penyelidikan Tanah	13
3.3	<i>Standar Penetration Test (SPT)</i>	14
3.4	Pembebanan	18
3.4.1	Beban Permanen	18
3.4.2	Beban Lalu Lintas	20
3.4.3	Beban Lingkungan	23
3.5	Fondasi	29
3.6	Daya Dukung Fondasi Tiang Bor	30
3.7	Daya Dukung Fondasi Berdasarkan Data SPT	31
3.7.1	Daya Dukung Fondasi Tunggal dengan Metode <i>Reese & Wright(1977)</i>	31
3.7.2	Daya Dukung Fondasi Tunggal dengan Metode <i>Meyerhof(1976)</i>	33
3.7.3	Daya Dukung Fondasi Tunggal dengan Metode <i>Oneil & Reese</i>	34
3.7.4	Daya Dukung Ijin Tiang Bor (<i>Allowable Capacity</i>)	35
3.8	Fondasi Kelompok Tiang Bor	35
3.8.1	Jumlah Tiang	36
3.8.2	Daya Dukung Kelompok Tiang	37
3.8.3	Kontrol Gaya Tekan Tiang Terhadap Beban Aksial dan Momen	38
3.9	Penurunan Fondasi Tiang Bor	39
3.9.1	Penurunan Fondasi pada Tiang Tunggal	39
3.9.2	Penurunan Fondasi Kelompok	39
3.9.3	Penurunan yang diizinkan	40
3.10	<i>Pile Driving Analyzer (PDA)</i>	40
3.11	<i>Plaxis 2D</i>	43
BAB IV METODE PENELITIAN		46
4.1	Metode Penelitian	46
4.2	Metode Pengumpulan Data	46
4.3	Analisis Fondasi Tiang Bor	50
4.4	Pelaksanaan Penelitian	50
BAB V HASIL DAN PEMBAHASAN		54
5.1	Data Jembatan	54
5.1.1	Spesifik Material	54

5.1.2 Denah Jembatan	54
5.2 Pembebanan Jembatan	55
5.2.1 Berat sendiri (MS)	55
5.2.2 Berat Mati Tambahan (MA)	59
5.2.3 Beban Lajur "D" (TD)	60
5.2.4 Beban Pejalan Kaki (TP)	61
5.2.5 Gaya rem (TB)	61
5.2.6 Gaya Angin (EW)	62
5.2.7 Kombinasi Pembebanan Pada Jembatan	67
5.3 Kapasitas Dukung Tiang Bor Tunggal	71
5.3.1 Perhitungan Metode Reese and Wright (1977)	71
5.3.2 Perhitungan Metode Meyerhof (1976)	74
5.3.3 Perhitungan Metode Reese and O'Neill (1989)	76
5.4 Analisis Kapasitas Dukung Tiang Bor Kelompok	79
5.4.1 Efisiensi Kelompok Tiang eksisting (<i>Eg</i>)	79
5.4.2 Kapasitas Daya Dukung Tiang Kelompok Metode Reese dan Wright	81
5.4.3 Kapasitas Daya Dukung Tiang Kelompok Metode Meyerhof	84
5.4.4 Kapasitas Daya Dukung Tiang Kelompok Metode Reese dan O'Neill	87
5.5 Penurunan Tiang bor Tunggal dan kelompok	90
5.5.1 Beban Maksimum yang Diterima Satu Tiang Bor	90
5.5.2 Perhitungan Penurunan Tiang Bor Tunggal dan Kelompok	98
5.6 Analisis Penurunan Menggunakan Plaxis 2D	101
5.6.1 Analisis Penurunan Plaxis 2D dengan Kondisi Diameter Eksisting 1,2 m	102
5.6.2 Analisis Penurunan Plaxis 2D dengan Kondisi Diameter Variasi 1 m	103
5.6.3 Analisis Penurunan Plaxis 2D dengan Kondisi Diameter Variasi 1.3 m	104
5.7 Pembahasan	105
5.7.1 Perbandingan Daya Dukung Tiang Tunggal	106
5.7.2 Perbandingan Daya Dukung Tiang Kelompok	109

5.7.3 Perbandingan Penurunan Tiang Bor Tunggal	111
5.7.4 Perbandingan Penurunan Tiang Bor Kelompok	113
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN	117
6.1 Kesimpulan	117
6.2 Saran	118
DAFTAR PUSTAKA	119
LAMPIRAN	121

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Perbandingan Penelitian Terdahulu Terhadap Penelitian yang akan dilaksanakan	11
Tabel 3.1	Nilai Koreksi yang digunakan dalam Uji SPT	16
Tabel 3.2	Hubungan D_r , ϕ dan N dari Pasir (Peck, <i>Meyerhof</i>)	17
Tabel 3.3	Hubungan D_r dan N dengan γ_{sat}	17
Tabel 3.4	Hubungan D_r dan N dengan γ_d	17
Tabel 3.5	Hubungan D_r dan N dengan E	18
Tabel 3.6	Hubungan Korelasi N dengan v	18
Tabel 3.7	Faktor Beban untuk Berat Sendiri	19
Tabel 3.8	Faktor Beban untuk Berat Mati Tambahan	20
Tabel 3.9	Nilai V_0 dan Z_0 Untuk Berbagai Variasi Kondisi Permukaan Hulu	24
Tabel 3.10	Tekanan Angin Dasar	24
Tabel 3.11	Beban Kombinasi dan Faktor Beban	28
Tabel 3.12	Data dan Parameter Pengujian PDA	41
Tabel 5.1	Berat Struktur Beton Jembatan Titik P22	57
Tabel 5.2	Berat Struktur Tulangan Jembatan Titik P22	57
Tabel 5.3	Berat Struktur Jembatan Titik P23	58
Tabel 5.4	Berat Struktur Tulangan Jembatan Titik P23	58
Tabel 5.5	Rekapitulasi Berat Sendiri	59
Tabel 5.6	Berat Mati Tambahan Titik P22	59
Tabel 5.7	Berat Mati Tambahan Titik P23	59
Tabel 5.8	Rekapitulasi Pembebanan Jembatan Titik P22	66
Tabel 5.9	Rekapitulasi Pembebanan Jembatan Titik P23	67
Tabel 5.10	Kombinasi Pembebanan Jembatan Titik P22	67
Tabel 5.11	Kombinasi Kuat I	68
Tabel 5.12	Kombinasi Kuat II	68
Tabel 5.13	Kombinasi Kuat III	69

Tabel 5.14	Kombinasi Kuat IV	69
Tabel 5.15	Kombinasi Kuat V	69
Tabel 5.16	Kombinasi Ekstrem I	70
Tabel 5.17	Hasil Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Jembatan P22	70
Tabel 5.18	Hasil Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Jembatan P23	71
Tabel 5.19	Rekapitulasi Daya Dukung Gesek Tiang Bor Metode Reese dan Wright P22	72
Tabel 5.20	Rekapitulasi Perhitungan Metode Reese and Wright P22	73
Tabel 5.21	Rekapitulasi Perhitungan Metode Reese and Wright P23	73
Tabel 5.22	Nilai N60 Rata - Rata P22	74
Tabel 5.23	Rekapitulasi Perhitungan Metode Meyerhof P22	76
Tabel 5.24	Rekapitulasi Perhitungan Metode Meyerhof P23	76
Tabel 5.25	Rekapitulasi Daya Dukung Gesek Tiang Bor Metode Reese dan Oneil P22	78
Tabel 5.26	Rekapitulasi Perhitungan Metode Reese dan O'Neill P22	79
Tabel 5.27	Rekapitulasi Perhitungan Metode Reese dan O'Neill P23	79
Tabel 5.28	Jarak Fondasi Diameter 1,2 m ke Titik Berat	91
Tabel 5.29	Jarak Fondasi Diameter 1,0 m ke Titik Berat	93
Tabel 5.30	Jarak Fondasi Diameter 1,3 m ke Titik Berat	95
Tabel 5.31	Rekapitulasi Beban Tiang bor tunggal P22 Diameter 1.2 m	96
Tabel 5.32	Rekapitulasi Beban Tiang bor tunggal P23 Diameter 1.2 m	96
Tabel 5.33	Rekapitulasi Beban Tiang bor tunggal P22 Diameter 1 m	96
Tabel 5.34	Rekapitulasi Beban Tiang bor tunggal P23 Diameter 1 m	97
Tabel 5.35	Rekapitulasi Beban Tiang bor tunggal P22 Diameter 1.3 m	97
Tabel 5.36	Rekapitulasi Beban Tiang bor tunggal P23 Diameter 1.3 m	97
Tabel 5.37	Rekapitulasi Perhitungan Penurunan Tiang Bor	100
Tabel 5.38	Parameter Tanah	101
Tabel 5.39	Rekapitulasi Daya Dukung Tiang Bor Tunggal P22 dengan PDA	106
Tabel 5.40	Rekapitulasi Daya Dukung Tiang Bor Tunggal P23 dengan PDA	107
Tabel 5.41	Rekapitulasi Daya Dukung Tiang Bor Kelompok P22 dengan PDA	109

Tabel 5.42	Rekapitulasi Daya Dukung Tiang Bor Kelompok P23 dengan PDA	109
Tabel 5.43	Rekapitulasi Penurunan Tiang Bor Tunggal P22	111
Tabel 5.44	Rekapitulasi Penurunan Tiang Bor Tunggal P23	112
Tabel 5.45	Rekapitulasi Penurunan Tiang Bor Kelompok P22	114
Tabel 5.46	Rekapitulasi Penurunan Tiang Bor Kelompok P23	114
Tabel 5.47	Rekapitulasi Penurunan Tiang Bor Kelompok P22 Dengan Program Plaxis 2D	114
Tabel 5.48	Rekapitulasi Penurunan Tiang Bor Kelompok P23 Dengan Program Plaxis 2D	114

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1	Lokasi Proyek Pembangunan Jembatan Kabanaran	5
Gambar 3.1	Penetrasi dengan Metode SPT	14
Gambar 3.2	Skema Urutan Uji Penetrasi Standar SPT	15
Gambar 3.3	Beban Lajur "D"	21
Gambar 3.4	Pembebanan Truk "T" (500 kN)	21
Gambar 3.5	Faktor beban dinamis untuk beban T untuk pembebanan lajur "D"	23
Gambar 3.6	Kapasitas Daya Dukung Tiang Bor	31
Gambar 3.7	Grafik Daya Dukung Ujung Batas <i>Bored pile</i> pada Tanah Pasir	32
Gambar 3.8	Grafik Daya Dukung Selimut <i>Bored pile</i> pada Tanah non-kohefif	33
Gambar 3.9	Susunan Tiang Yang Umum Digunakan Dilapangan	37
Gambar 3.10	Gaya Vertikal dan Momen Kelompok Tiang pada Arah Sumbunya	38
Gambar 3. 11	Proses Pengujian PDA	42
Gambar 3.12	Hasil PDA Test <i>Bored pile</i>	42
Gambar 3.13	Ilustrasi Model <i>Axisymmetric</i>	43
Gambar 3.14	Ilustrasi Model <i>Plane - Strain</i>	44
Gambar 4.1	Struktur Lapisan Tanah P22	47
Gambar 4.2	Struktur Lapisan Tanah P23	47
Gambar 4.3	Denah Fondasi P22 dan P23	48
Gambar 4.4	Potongan Melintang P22	49
Gambar 4.5	Potongan Melintang P23	49
Gambar 4.6	Potongan Memanjang P22 dan P23	50
Gambar 4.7	Bagan Alir Penulisan Tugas Akhir	52
Gambar 4.8	Bagan Alir Program <i>PLAXIS 2D</i>	53
Gambar 5.1	Denah Titik P22	54
Gambar 5.2	Denah Titik P23	55
Gambar 5.3	Denah Titik P22 dan P23	56

Gambar 5.4	Denah Titik P22 dan P23	56
Gambar 5.5	Faktor beban dinamis untuk beban T untuk pembebanan lajur “D” Titik P22	60
Gambar 5.6	Beban Angin Pada Jembatan Melintang	62
Gambar 5.7	Beban Angin Pada Jembatan Memanjang	65
Gambar 5.8	Denah Titik Berat Fondasi Tiang Bor	90
Gambar 5.9	Denah Titik Berat Fondasi Tiang Bor	92
Gambar 5.10	Denah Titik Berat Fondasi Tiang Bor	94
Gambar 5.11	Penurunan Fondasi P22 menggunakan Aplikasi Plaxis 2D Diameter Eksisting 1.2 m	102
Gambar 5.12	Penurunan Fondasi P23 menggunakan Aplikasi Plaxis 2D Diameter Eksisting 1.2 m	103
Gambar 5.13	Penurunan Fondasi P22 menggunakan Aplikasi Plaxis 2D Diameter Eksisting 1 m	103
Gambar 5.14	Penurunan Fondasi P23 menggunakan Aplikasi Plaxis 2D Diameter Eksisting 1 m	104
Gambar 5.15	Penurunan Fondasi P22 menggunakan Aplikasi Plaxis 2D Diameter Eksisting 1.3 m	104
Gambar 5.16	Penurunan Fondasi P23 menggunakan Aplikasi Plaxis 2D Diameter Eksisting 1.3 m	105
Gambar 5.17	Perbandingan Daya Dukung Tiang Bor Tunggal P22 dengan PDA	107
Gambar 5.18	Perbandingan Daya Dukung Tiang Bor Tunggal P23 dengan PDA	108
Gambar 5.19	Perbandingan Daya Dukung Tiang Bor Kelompok P22 dengan PDA	110
Gambar 5.20	Perbandingan Daya Dukung Tiang Bor Kelompok P23 dengan PDA	110
Gambar 5.21	Perbandingan Penurunan Tiang Bor Tunggal P22 dengan PDA	112
Gambar 5.22	Perbandingan Penurunan Tiang Bor Tunggal P23 dengan PDA	113
Gambar 5.23	Perbandingan Penurunan Tiang Bor Kelompok P22 dengan PDA	115
Gambar 5.24	Perbandingan Penurunan Tiang Bor Kelompok P23 dengan PDA	115

DAFTAR LAMPIRAN

- Lampiran 1 Data *Standard Penetration Test* (SPT)
- Lampiran 2 *Pile Driving Analyzer* (PDA)
- Lampiran 3 Denah Pondasi P22 dan P23 diameter 1,2 meter
- Lampiran 4 Denah Pondasi P22 dan P23 diameter 1,0 meter
- Lampiran 5 Denah Pondasi P22 dan P23 diameter 1,3 meter

DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN

PDA	=	<i>Pile Driving Analyzer</i>
CAPWAP	=	<i>Case Pile Wave Analysis Program</i>
SPT	=	<i>Standard Penetration Test</i>
Qu	=	Daya dukung ultimate (ton)
N ₆₀	=	Efisiensi Tenaga 60%
Ef	=	Efisiensi yang terukur
Cb	=	Diameter lubang bor (mm)
Cs	=	Tabung sampler (m)
Cr	=	Panjang batang bor (m)
N-SPT	=	Nilai pukulan yang terukur
ϕ	=	Sudut geser dalam (°)
Dr	=	Kepadatan relatif
E	=	Modulus elastisitas (Mpa)
ν	=	Poisson ratio
BGT	=	Beban garis terpusat (ton)
BTR	=	Beban terbagi rata (ton)
FBD	=	Faktor beban dinamis (%)
TD	=	Beban lajur (ton)
TP	=	Beban pejalan kaki (ton)
EW _s	=	Beban angin pada struktur (ton)
V _{DZ}	=	Kecepatan angin rencana pada elevasi rencana (km/jam)
V ₁₀	=	Kecepatan angin pada elevasi 10 m diatas permukaan tanah atau diatas permukaan air rencana 90 – 126 km/jam (km/jam)
Z	=	Elevasi struktur diukur dari permukaan tanah atau dari permukaan air dimana beban angin dihitung (m)
V ₀	=	Kecepatan gesekan angin (km/jam)
Z ₀	=	Panjang gesekan dihulu jembatan (mm)
P _B	=	Tekanan angin dasar

EW_L	= Beban angin pada kendaraan (ton)
Q_p	= Daya dukung ujung tiang (ton)
Q_s	= Daya dukung selimut tiang (ton)
W_p	= Berat Tiang (ton)
q_p	= Tahanan Ujung Per satuan Luas (ton/m^2)
c_u	= Kohesi Tanah (ton/m^2)
f_s	= Tahanan Satuan (ton/m^2)
A_s	= Keliling Tiang (m)
L	= Tinggi lapisan (m)
α	= Faktor Adhesi
A_p	= Luasan Tiang (m^2)
L_i	= Tebal lapisan tanah (m)
f_p	= tahanan ujung satuan tiang (ton/m^2)
σ_r	= tegangan referensi (kPa)
P_a	= Tekanan atmosfer (kN/m^2)
N_c	= Faktor tahanan ujung
γ	= Berat isi tanah (kN/m^3)
P_o'	= Tekanan overburden di tengah-tengah lapisan tanah (kN/m^2)
SF	= Faktor Aman
ΣP_{max}	= Beban maksimal yang berada diatas Fondasi rencana (ton)
E_g	= Efisiensi tiang
Q_g	= Daya dukung kelompok tiang (ton)
S	= Penurunan Total tiang tunggal (m)
S_g	= Penurunan Total tiang kelompok (m)

ABSTRAK

Fondasi tiang bor merupakan elemen struktur bawah yang berperan penting dalam menopang beban jembatan, khususnya pada kondisi tanah non-kohefif dengan beban struktur yang besar. Oleh karena itu, analisis daya dukung dan penurunan fondasi perlu dilakukan secara akurat guna menjamin keamanan dan kinerja struktur. Penelitian ini bertujuan untuk mengevaluasi daya dukung serta penurunan fondasi tiang bor pada Proyek Pembangunan Jembatan Kabanaran, Kabupaten Bantul, Daerah Istimewa Yogyakarta, dengan fokus pada titik fondasi P22 dan P23.

Metode analisis yang digunakan meliputi metode Reese and Wright, Meyerhof, serta Reese and O'Neill untuk menghitung daya dukung tiang bor tunggal dan kelompok berdasarkan data standard Penetration Test (SPT). Analisis dilakukan pada kondisi diameter eksisting 1,2 m serta variasi diameter 1,0 m dan 1,3 m. Penurunan tiang bor tunggal dan kelompok dihitung secara empiris, kemudian dimodelkan menggunakan perangkat lunak Plaxis 2D untuk memperoleh respons deformasi tanah–struktur yang lebih representatif. Hasil analisis selanjutnya diverifikasi menggunakan data uji dinamis Pile Driving Analyzer (PDA) dan analisis CAPWAP.

Hasil analisis menunjukkan bahwa pada kondisi eksisting (diameter 1,2 m), daya dukung tiang bor tunggal di titik P22 dan P23 masing-masing sebesar 1.997,21 ton dan 1.862,50 ton berdasarkan metode Reese and Wright; 3.254,86 ton dan 3.203,80 ton berdasarkan metode Meyerhof; serta 2.001,74 ton dan 1.919,80 ton berdasarkan metode Reese and O'Neill. Daya dukung kelompok tiang pada diameter yang sama mencapai 34.368,30 ton dan 32.050,24 ton (Reese and Wright), 56.010,09 ton dan 55.131,42 ton (Meyerhof), serta 34.446,20 ton dan 33.036,20 ton (Reese and O'Neill). Penurunan tiang bor tunggal berada pada rentang 0,017–0,020 m. Penurunan kelompok tiang hasil perhitungan empiris pada titik P22 untuk diameter 1,0 m, 1,2 m, dan 1,3 m masing-masing sebesar 0,0480 m, 0,0405 m, dan 0,0417 m, sedangkan pada titik P23 sebesar 0,0437 m, 0,0380 m, dan 0,0391 m. Berdasarkan analisis Plaxis 2D, penurunan kelompok tiang pada titik P22 berturut-turut sebesar 0,04742 m, 0,03767 m, dan 0,03693 m, sedangkan pada titik P23 sebesar 0,04007 m, 0,03202 m, dan 0,03231 m. Seluruh nilai penurunan masih berada di bawah batas layanan yang diizinkan, sehingga fondasi tiang bor dinyatakan aman dalam mendukung beban struktur jembatan.

Kata kunci: fondasi tiang bor, daya dukung, penurunan, SPT, Plaxis 2D, PDA

ABSTRACT

Bored pile foundations are critical substructure elements that transfer bridge loads to supporting soil layers, particularly in non-cohesive soils subjected to large structural loads. Therefore, accurate evaluation of bearing capacity and settlement is essential to ensure structural safety and serviceability. This study aims to analyze the bearing capacity and settlement behavior of bored pile foundations at the Kabanaran Bridge Construction Project, Bantul Regency, Special Region of Yogyakarta, focusing on foundation points P22 and P23.

The bearing capacity of single and group bored piles was evaluated using standard Penetration Test (SPT) data based on the Reese and Wright, Meyerhof, and Reese and O'Neill methods. The analysis was conducted for the existing pile diameter of 1.2 m as well as diameter variations of 1.0 m and 1.3 m. Settlement of bored piles was calculated using empirical methods and further analyzed numerically using Plaxis 2D to obtain a more representative soil–structure deformation response. The analytical results were verified using dynamic pile testing data obtained from Pile Driving Analyzer (PDA) testing and CAPWAP analysis.

The results indicate that for the existing condition (pile diameter of 1.2 m), the bearing capacity of single bored piles at points P22 and P23 was 1,997.21 tons and 1,862.50 tons based on the Reese and Wright method; 3,254.86 tons and 3,203.80 tons based on the Meyerhof method; and 2,001.74 tons and 1,919.80 tons based on the Reese and O'Neill method. The corresponding group pile bearing capacities reached 34,368.30 tons and 32,050.24 tons (Reese and Wright), 56,010.09 tons and 55,131.42 tons (Meyerhof), and 34,446.20 tons and 33,036.20 tons (Reese and O'Neill). The settlement of single bored piles ranged from 0.017 to 0.020 m. Empirical group pile settlement at point P22 for diameters of 1.0 m, 1.2 m, and 1.3 m was 0.0480 m, 0.0405 m, and 0.0417 m, respectively, while at point P23 it was 0.0437 m, 0.0380 m, and 0.0391 m. Based on Plaxis 2D analysis, group pile settlement at point P22 was 0.04742 m, 0.03767 m, and 0.03693 m, while at point P23 it was 0.04007 m, 0.03202 m, and 0.03231 m. All settlement values were within allowable serviceability limits; therefore, the bored pile foundations are considered safe to support the bridge structure.

Keywords: bored pile foundation, bearing capacity, settlement, SPT, Plaxis 2D, PDA

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Jembatan merupakan infrastruktur penting yang berfungsi sebagai penghubung antarwilayah, memfasilitasi mobilitas manusia dan material secara efisien. Keberadaan jembatan yang memadai meningkatkan efektivitas distribusi barang, mengurangi waktu tempuh antar daerah, serta memperluas aksesibilitas terhadap layanan publik seperti pendidikan dan kesehatan. Dengan demikian, pembangunan dan pemeliharaan jembatan berkontribusi signifikan terhadap pertumbuhan ekonomi regional dan peningkatan kesejahteraan masyarakat (Badan Perencanaan Pembangunan Nasional, 2020).

Jembatan tidak hanya berfungsi sebagai penghubung fisik antara dua lokasi, tetapi juga memainkan peran penting dalam menyatukan daerah-daerah yang terisolasi, sehingga memperkuat interaksi sosial dan ekonomi. Jembatan memungkinkan transportasi yang lebih efisien dan aman, mengurangi risiko kecelakaan, serta memberikan akses baru yang sebelumnya sulit dijangkau. Selain itu, jembatan memerlukan struktur yang kuat, termasuk fondasi yang kuat untuk menjamin keamanan dan stabilitas bangunan di atasnya. Terdapat berbagai jenis fondasi berdasarkan klasifikasinya, salah satunya adalah fondasi dalam *bored pile*, yang memiliki kemampuan menahan beban besar dengan memanfaatkan daya dukung tanah di sekitarnya (Bowles, 1997).

Dalam proyek pembangunan Jembatan Kabanaran di Kabupaten Bantul, Daerah Istimewa Yogyakarta, fondasi *bored pile* digunakan untuk mendukung struktur jembatan di berbagai titik, termasuk di titik P22 dan P23. Perhitungan kapasitas daya dukung fondasi di titik-titik tersebut sangat penting untuk memastikan bahwa desain fondasi sesuai dengan kondisi tanah yang ada.

Dalam perhitungan daya dukung fondasi *bored pile*, metode *standard Penetration Test* (SPT) sering digunakan sebagai penentuan karakteristik tanah. data SPT juga memberikan gambaran lapisan tanah dan kepadatan tanah yang dapat

mempengaruhi kapasitas daya dukung fondasi. Namun untuk mendapatkan hasil yang lebih akurat perlu adanya pengujian yang lain seperti *Pile Driving Analyzer* (PDA) dan CAPWAP (*Case Pile Wave Analysis Program*)(Hannigan dkk., 2006). Pengujian PDA merupakan metode dalam mencari daya dukung dengan cara memberikan beban ke Fondasi dimana hasil dari pengujian berupa daya dukung ultimate (Q_u). Data dari PDA disalurkan ke *Software* CAPWAP yang akan menghasilkan nilai Daya Dukung Total (Q_u), Daya Selimut Tiang (Q_u), Daya Dukung pada Ujung Fondasi tiang (Q_u).

Penelitian ini bertujuan untuk menganalisis daya dukung fondasi bored pile, baik sebagai tiang tunggal maupun kelompok tiang, serta mengevaluasi besarnya penurunan yang terjadi pada fondasi jembatan, khususnya di titik P22 dan P23. Perhitungan dilakukan berdasarkan data tanah yang tersedia, terutama hasil pengujian SPT, dengan metode analitis dan numerik yang sesuai. Selanjutnya, hasil perhitungan daya dukung dan penurunan tersebut divalidasi menggunakan data pengujian PDA yang dianalisis melalui program CAPWAP, sehingga dapat diketahui apakah hasil perhitungan telah mendekati dan merepresentasikan kondisi aktual di lapangan.

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan penjelasan pada latar belakang, maka peneliti akan merumuskan beberapa masalah sebagai berikut :

1. Bagaimana hasil kekuatan daya dukung eksisting diameter 1,2 meter fondasi bor tunggal menerapkan metode *Reese* dan *Wright*, metode *Meyerhof*, metode *O'Neill & Reese*.
2. Bagaimana hasil kekuatan daya dukung eksisting diameter 1,2 meter fondasi bor kelompok menerapkan metode *Reese* dan *Wright*, metode *Meyerhof*, metode *O'Neill & Reese*.
3. Bagaimana hasil kekuatan daya dukung fondasi bor tunggal dengan variasi dimensi 1 m dan 1,3 m, dan menerapkan metode *Reese* dan *Wright*, metode *Meyerhof*, metode *O'Neill & Reese*.

4. Bagaimana hasil kekuatan daya dukung fondasi bor kelompok dengan variasi dimensi 1 m dan 1,3 menerapkan metode *Reese* dan *Wright*, metode *Meyerhof*, metode *O'Neill & Reese*.
5. Bagaimana hasil penurunan fondasi bor tunggal dan kelompok menggunakan perhitungan empiris dan *Software Plaxis*.
6. Bagaimana mengetahui perbandingan kekuatan daya dukung fondasi tunggal dan penurunan fondasi bor tunggal dari kondisi eksisting tiang bor dibandingkan dengan hasil data PDA atau CAPWAP.

1.3 Tujuan Penelitian

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

1. Mengetahui kekuatan daya dukung eksisting diameter 1,2 meter fondasi bor tunggal menerapkan metode *Reese* dan *Wright*, metode *Meyerhof*, metode *O'Neill & Reese*.
2. Mengetahui kekuatan daya dukung eksisting diameter 1,2 meter fondasi bor kelompok menerapkan metode *Reese* dan *Wright*, metode *Meyerhof*, metode *O'Neill & Reese*.
3. Mengetahui kekuatan daya dukung fondasi bor tunggal dengan variasi dimensi 1 m dan 1,3 m menerapkan metode *Reese* dan *Wright*, metode *Meyerhof*, metode *O'Neill & Reese*.
4. Mengetahui kekuatan daya dukung fondasi bor kelompok dengan variasi dimensi 1 m dan 1,3 m menerapkan metode *Reese* dan *Wright*, metode *Meyerhof*, metode *O'Neill & Reese*.
5. Mengetahui penurunan fondasi bor tunggal dan kelompok menggunakan perhitungan empiris dan *Software Plaxis*.
6. Mengetahui perbandingan kekuatan daya dukung fondasi tunggal dan penurunan fondasi tiang bor tunggal dari kondisi eksisting tiang bor dibandingkan dengan hasil data PDA atau CAPWAP.

1.4 Manfaat Penelitian

Berdasarkan Tujuan Penelitian di atas manfaat dari penelitian ini adalah sebagai berikut.

1. Untuk memperluas pemahaman terkait analisis kapasitas daya dukung serta penurunan pada Fondasi tunggal maupun kelompok dengan menerapkan metode *Reese* dan *Wright*, metode *Meyerhof*, serta metode *O'Neill & Reese*.
2. Untuk menambah ilmu mengenai penurunan Fondasi dengan *Software Plaxis*.
3. Memberikan wawasan dan pemahaman mengenai perbedaan perhitungan kapasitas daya dukung dan penurunan tiap - tiap metode
4. Sebagai referensi pada penelitian selanjutnya.

1.5 Batasan Penelitian

Mengingat kompleksnya permasalahan dalam perhitungan kapasitas daya dukung Fondasi diperlukan batasan – batasan agar penelitian ini lebih terarah dan mencapai hasil yang diinginkan

1. Ruang lingkup penelitian ini daya dukung ultimate, daya dukung ijin, dan daya dukung kelompok dan penurunan tiang tunggal dan kelompok khususnya pada STA 1+300 – STA 1+350 titik P22 - 460 dan P23 - 478
2. Data tanah hanya menggunakan data N – SPT dari lokasi Proyek Pembangunan Jembatan Kabanaran
3. Kondisi Tanah eksisting pada proyek merupakan tanah pasir(*non kohesif*)
4. Angka *Safety Factor* yang digunakan 2,5
5. Tidak memperhitungkan beban gaya gempa
6. Dimensi pile cap yang digunakan pada seluruh variasi diameter ditetapkan sama.

1.6 Lokasi Penelitian

Penelitian ini berlokasi di Proyek Pembangunan Jembatan Kabanaran, Bantul, D.I Yogyakarta, dengan fokus pada Fondasi titik P22 dan P23 di STA 1+300 – STA 1+350. Lokasi proyek dapat dilihat pada Gambar 1.1.



Gambar 1.1 Lokasi Proyek Pembangunan Jembatan Kabanaran

(Sumber: PT. Adhi Karya (persero) Tbk, 2024)

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Fondasi *bored pile* merupakan jenis fondasi dalam berbentuk tabung yang berfungsi menyalurkan beban struktur bangunan dari permukaan tanah hingga ke lapisan tanah keras di bawahnya. Proses pemasangannya dilakukan dengan mengebor tanah hingga kedalaman tertentu, kemudian memasukkan tulangan baja ke dalam lubang bor dan dilanjutkan dengan pengecoran beton. Fondasi ini memiliki fungsi serupa dengan fondasi tiang pancang, namun berbeda pada metode pelaksanaannya *bored pile* dibuat dengan pengeboran, sedangkan tiang pancang dipasang dengan pemancangan. Penggunaan fondasi *bored pile* sangat tepat untuk kondisi tanah yang tidak memiliki daya dukung cukup di permukaan, atau pada lokasi yang padat bangunan sehingga pemancangan tiang tidak memungkinkan akibat getaran dan kebisingan yang ditimbulkan. Fondasi *bored pile* juga cocok digunakan pada tanah dengan daya dukung besar di kedalaman lebih dari 8 meter, sehingga mampu menopang beban bangunan secara efektif J. E. Bowles, (1997).

2.2 Daya Dukung Tiang Bor dan Penurunan

Aprianto, (2022) melakukan penelitian dengan judul "Analisis Kapasitas Dukung Dan Penurunan Fondasi-Tiang Bor (Studi Kasus: Jembatan Kenet Bantul)" Studi ini bertujuan menganalisis kapasitas daya dukung Fondasi tiang bor serta prediksi penurunan struktural melalui simulasi numerik menggunakan perangkat lunak *PLAXIS* 8.6 dengan pendekatan metode *Reese & Wright* dan *Meyerhof*. Berdasarkan penelitian analisis daya dukung dan penurunan fondasi bor, maka dapat disimpulkan bahwa kapasitas dukung tiang kelompok data laboratorium sebesar 6.127 kN untuk diameter 1 m dan 14.003 kN untuk diameter 1,6 m, metode *Meyerhof* 14.764 kN dan *Reese and Wright* sebesar 23.153 kN dengan penurunan metode vesic sebesar 3.78 cm, kapasitas dukung dengan *Software Plaxis* 2D sebesar 14.471,65 kN dengan penurunan sebesar 1,789 cm untuk penurunan tanpa

beban gempa dan sebesar 2,143 cm dan penurunan dengan beban gempa, dengan nilai SF sebesar 2.279, kapasitas dukung lateral di peroleh nilai 470,697 kN.

Fajri Nurul Hakim and Abdul Hadi, (2023) melakukan penelitian dengan judul "Analisis Daya Dukung dan Penurunan Fondasi Berdasarkan Data N-SPT Diverifikasi dengan Nilai PDA dan CAPWAP" Tujuan dari penelitian ini adalah untuk menentukan kapasitas daya dukung ultimit (Qult) tiang bor tunggal berdasarkan data hasil uji standard Penetration Test (N-SPT) dengan menggunakan metode perhitungan *Reese & Wright* (1977). Selain itu, penelitian ini juga membandingkan hasil perhitungan Qult tersebut dengan hasil pengujian Pile Driving Analyzer (PDA) serta analisis menggunakan Case Pile Wave Analysis Program (CAPWAP). Dengan demikian, diharapkan dapat diperoleh nilai kapasitas daya dukung tiang yang lebih efisien dan valid, serta memberikan validasi terhadap metode perhitungan daya dukung fondasi *bored pile* pada proyek pembangunan Jalan Tol Yogyakarta-Bawen, khususnya di lokasi Underbridge Sangu Banyu pada Sta 72+925. maka dapat disimpulkan bahwa hasil perhitungan kapasitas daya dukung ultimit (Qult) menggunakan metode *Reese & Wright* (1977) berdasarkan data N-SPT menunjukkan perbedaan signifikan jika dibandingkan dengan hasil uji PDA dan CAPWAP, Perbedaan persentase penurunan Fondasi antara metode empiris dan PDA berkisar antara -38,90% hingga -50,01%, dengan rata-rata penurunan sebesar -43,90%, menunjukkan bahwa metode empiris cenderung melebih-lebihkan nilai penurunan. Sedangkan perbedaan antara metode empiris dan CAPWAP lebih kecil, berkisar antara -3,36% hingga -24,46%, dengan rata-rata sebesar -10,35%, yang mengindikasikan CAPWAP memberikan hasil yang lebih mendekati kondisi nyata di lapangan. Penelitian ini menegaskan pentingnya verifikasi perhitungan daya dukung Fondasi bor memanfaatkan data uji dinamis seperti PDA dan analisis CAPWAP untuk mendapatkan hasil yang lebih akurat dan efisien dalam perencanaan Fondasi pada proyek konstruksi besar seperti jalan tol

2.3 Daya Dukung Fondasi Tiang Tunggal Menggunakan Metode *Reese & Wright* dan *Meyerhof*

Billah, (2023) melakukan penelitian berjudul "Kajian Ulang Desain Struktur Bawah Pier 4 dengan Fondasi *Bored pile* pada Jembatan Jalan Lingkar Utara Tasikmalaya (Jembatan Ciloseh)". Penelitian ini dilakukan untuk mengkaji daya dukung serta besarnya penurunan pada Fondasi *bored pile* dengan menerapkan metode Meyerhof serta metode *Reese* dan *Wright*. Berdasarkan penelitian, daya dukung fondasi eksisting dengan metode *Meyerhof* dan *Reese & Wright* berturut-turut sebesar 197.909,15 kN dan 157.881,26 kN, sedangkan penurunannya masing-masing 0,054 m dan 0,0422 m. Untuk variasi diameter bor 0,8 m, 1 m, 1,2 m, dan 1,5 m (kedalaman tiang 20 m) dengan menerapkan metode *Meyerhof*, daya dukung yang diperoleh adalah 176.367,28 kN, 187.743,86 kN, 192.859,04 kN, dan 196.074,50 kN, dengan penurunan masing-masing 0,068 m, 0,061 m, 0,062 m, dan 0,047 m. Sementara itu, dengan metode *Reese & Wright*, daya dukungnya adalah 144.840,50 kN, 144.996,50 kN, 157.539,71 kN, dan 155.654,39 kN, serta penurunan 0,078 m, 0,064 m, 0,054 m, dan 0,037 m. Berdasarkan hasil analisis, kapasitas dukung Fondasi yang dihitung menggunakan metode Meyerhof umumnya lebih tinggi daripada hasil perhitungan dengan metode *Reese & Wright*, sementara penurunan yang terjadi pada metode Meyerhof juga relatif lebih rendah akibat perbedaan jumlah tiang yang digunakan.

2.4 Daya Dukung *Bored pile* Menggunakan Metode SNI 1725:2016 dan RSNI T-12- 2004

Sulistiawati, (2023) melakukan penelitian yang berjudul "Analisis Daya Dukung Tanah Pada Fondasi Jembatan Fly Over Pier 12 (*Analysis Of Soil Bearing Capacity On The Foundation Of The Fly Over Bridge Pier 12*)". Penelitian ini dilakukan dengan tujuan membandingkan kinerja fondasi *bored pile* dan sumuran pada struktur jembatan guna memperoleh solusi yang lebih efektif dan efisien. Berdasarkan hasil analisis pada Jembatan Underpass KM 199+500 Batulicin, ditemukan bahwa beban vertikal yang diterima sebesar 16.498,94 kN, beban

horizontal mencapai 2.000,48 kN, dan momen sebesar 8.599,49 kN/m. Abutmen jembatan dinyatakan stabil terhadap gaya geser, guling, serta risiko keruntuhan akibat kapasitas daya dukung tanah. Fondasi *bored pile* terbukti memiliki daya dukung kelompok tiang yang lebih besar daripada beban yang bekerja padanya. Di sisi lain, fondasi sumuran juga menunjukkan kapasitas daya dukung yang cukup untuk menahan beban yang diberikan.

2.5 Daya Dukung Menggunakan Metode Empiris dan Numerik (MIDAS)

Sari dkk., (2023) melakukan penelitian dengan judul "The Bearing Capacity Analysis of Deep Foundation based on In-situ Dynamic Penetration Test Compared to Pile Driving Analyzer (PDA)". Penelitian ini bertujuan untuk membandingkan hasil analisis daya dukung tiang pancang berdasarkan metode empiris (Meyerhof dan Schmertmann), metode numerik (MIDAS GTS NX), dan uji Pile Driving Analyzer (PDA) pada proyek pembangunan Jalan Tol Semarang – Demak. Berdasarkan penelitian, nilai daya dukung yang dihitung menggunakan metode Schmertmann memiliki nilai terendah yaitu 769,25 dan secara umum perbandingan nilai daya dukung dari terendah hingga tertinggi adalah metode Schmertmann, metode *Meyerhof*, MIDAS, dan uji PDA.

2.6 Daya Dukung dan Penurunan Fondasi *Bored pile* Menggunakan Program *Plaxis 2D*

Ma'ruf, (2022) melaksanakan penelitian dengan judul "Analisis Daya Dukung Fondasi Tiang Bor Pada Struktur Box Culvert Menggunakan Metode Analitis Dan Metode Elemen Hingga". Penelitian ini dilakukan dengan tujuan untuk mengetahui daya dukung tiang tunggal dan kelompok dalam menahan struktur *box culvert* serta penurunan Fondasi tiang bor berdasarkan data SPT dengan menggunakan metode analisis (*Reese & Wright* dan Meyerhoof) dan program *Plaxis 2D*. Berdasarkan penelitian ini didapatkan kapasitas daya dukung Fondasi tiang bor berdasarkan metode Meyerhoof $Q_u = 2041,38$ kN dan berdasarkan metode *Reese & Wright* $Q_u = 2030,21$ kN. Sedangkan untuk kapasitas

daya dukung kelompok Metode Meyerhof $Q_{gall} = 8120,96$ kN dan berdasarkan metode *Reese & Wright* $Q_{gall} = 8165,52$ kN dan untuk penurunan kelompok tiang berdasarkan Metode Vessic (1997) = 0,026 cm dan berdasarkan *Software Plaxis 2D* = 0,3783 cm

2.7 Perbandingan antara studi sebelumnya dengan penelitian yang akan dilakukan

Sebagaimana diungkapkan dalam berbagai penelitian sebelumnya, penting untuk melakukan perbandingan guna menghindari kemiripan atau tindakan plagiarisme terhadap hasil penelitian terdahulu. Upaya ini sangat diperlukan demi memastikan keaslian serta orisinalitas penelitian yang akan dikembangkan. Adapun perbedaan mendasar antara penelitian yang telah ada dan penelitian yang akan dijalankan dapat diidentifikasi melalui Tabel 2.1 di bawah ini.

Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu Terhadap Penelitian yang akan dilaksanakan

Penelitian Terdahulu							Penelitian yang akan dilakukan
Peneliti	Aprianto (2022)	Haifa (2022)	Salman (2023)	Rini (2023)	Sari dkk. (2023)	Hakim dkk. (2023)	Waluyan (2025)
Judul	Analisis Kapasitas Dukung Dan Penurunan.FondasiTiang bor Analysis Of Bearing Capacity and Settlement Of Bor Pile Foundations (Studi Kasus : Jembatan Kenet Bantul)	Analisis Daya Dukung Fondasi Tiang Bor Pada Struktur Box Culvert Menggunakan Metode Analitis Dan Metode Elemen Hingga	Kajian Ulang Desain Struktur Bawah Pier 4 dengan Fondasi <i>Bored pile</i> pada Jembatan Jalan Lingkar Utara Tasikmalaya (Jembatan Ciloseh)	Analisis Daya Dukung Tanah Pada Fondasi Jembatan Fly Over Pier 12 (<i>Analysis Of Soil Bearing Capacity On The Foundation Of The Fly Over Bridge Pier 12</i>)	The Bearing Capacity Analysis of Deep Foundation based on In-situ Dynamic Penetration Test Compared to Pile Driving Analyzer (PDA)	Analisis Daya Dukung dan Penurunan Fondasi Berdasarkan Data N-SPT Diverifikasi dengan Nilai PDA dan CAPWAP	Analisis Kapasitas Daya Dukung Tiang Bor dan Penurunan Berdasarkan Data N-SPT Pada Titik P22 dan P23
Tujuan	Menentukan daya dukung tanah serta besarnya penurunan yang terjadi, lalu memodelkan Fondasi menggunakan program <i>Plaxis</i> versi 8.6	Mengetahui Daya dukung Fondasi Tiang bor berdasarkan data SPT dengan Metode Analitis dan Program <i>Plaxis 2D</i> dan penulangan box culvert	Menghitung daya dukung Fondasi <i>Bored pile</i> serta penurunan yang terjadi pada kelompok tiang dengan menerapkan metode Meyerhof dan <i>Reese & Wright</i>	Memahami perbedaan antara Fondasi <i>bored pile</i> dan sumuran pada jembatan untuk memperoleh solusi yang lebih efektif dan efisien.	Mengetahui perbandingan analisis daya dukung tiang pancang berdasarkan metode empiris (Meyerhof dan Schmertmann), metode numerik (MIDAS GTS NX), dan PDA	Mengetahui kapasitas daya dukung ultimit berdasarkan data N-SPT melalui perhitungan <i>Reese & Wright</i> (1977), membandingkan hasil perhitungan kapasitas daya dukung ultimit PDA dan CAPWAP	Menentukan daya dukung dan penurunan Fondasi <i>bored pile</i> dengan menerapkan metode <i>Reese</i> dan <i>Wright, Meyerhof</i> , serta <i>O'Neill & Reese</i> . Selain itu, mengidentifikasi perbedaan nilai kapasitas daya dukung yang diperoleh dari hasil pengujian PDA dan analisis CAPWAP.

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu Terhadap Penelitian yang akan dilaksanakan

Penelitian Terdahulu							Penelitian yang akan dilakukan
Peneliti	Aprianto (2022)	Haifa (2022)	Salman (2023)	Rini (2023)	Sari dkk. (2023)	Hakim dkk. (2023)	Waluyan (2025)
Metode	Metode <i>Reese & Wright</i> dan metode <i>Meyerhof</i>	Metode yang digunakan Reese & Wright, Meyerhoof dan Plaxis 2D	- Meyerhof - <i>Reese & Wright</i> - Elemen hingga atau - <i>PLAXIS</i> 2D V.20	- Meyerhof - <i>Reese & Wright</i> - Broms - <i>Reese & Matlock</i> - SNI 1725:2016	Meyerhof dan Schmertmann), metode numerik (MIDAS GTS NX), dan PDA	- Metode <i>Reese & Wright</i> - PDA dan CAPWAP	menggunakan metode <i>Reese</i> dan <i>Wright</i> , Meyerhof, dan <i>O'Neill & Reese</i> , dan <i>Plaxis</i> 2D
Hasil	Kapasitas dukung tiang kelompok 2 x 4 bervariasi berdasarkan diameter dan metode, dengan nilai antara 6.127 kN hingga 22.770 kN. Penurunan tiang berkisar sekitar 3,78 cm hingga 8,65 cm tergantung metode dan beban gempa. Faktor keamanan dari simulasi <i>Plaxis</i> 2D adalah 2,319, dan kapasitas dukung lateral tiang sekitar 470,7 kN.	Penulangan box culvert menggunakan tulangan pokok D22-300 dan tulangan bagi P13 dengan variasi jarak. Kapasitas dukung tiang bor tunggal dan kelompok menurut Meyerhof dan Reese & Wright sekitar 2.040 kN dan 8.100 kN. Penurunan tiang kelompok hasil metode <i>Vessic</i> 0,026 cm, sedangkan <i>Plaxis</i> 2D menunjukkan 0,3783 cm.	Berdasarkan analisis, daya dukung yang diperoleh metode Meyerhof umumnya melebihi nilai yang didapat dari metode <i>Reese & Wright</i> . Selain itu, penurunan yang dihitung metode Meyerhof lebih rendah dibandingkan hasil perhitungan menggunakan metode <i>Reese & Wright</i>	Perbandingan tiang <i>bored pile</i> dan Fondasi sumuran pada jembatan menunjukkan <i>bored pile</i> memiliki kapasitas dukung yang baik dengan penurunan relatif kecil dan biaya lebih efisien. Tiang <i>bored pile</i> tunggal memiliki kapasitas sekitar 5.500–8.500 kN dan kelompok hingga 170.000 kN, dengan penurunan antara 0,06–0,10 m.	Secara umum, metode Schmertmann menunjukkan deviasi terbesar dibandingkan dengan hasil PDA (deviasi 0,59), sedangkan MIDAS GTS NX memberikan deviasi terkecil (deviasi 0,03). Perbedaan ini disebabkan karena metode empiris hanya menganalisis tiang tunggal berdasarkan sifat tanah asli, sementara MIDAS mempertimbangkan parameter tiang dan interface. Selain itu, pengujian PDA dipengaruhi oleh faktor lingkungan.	Pengujian PDA menghasilkan daya dukung ultimit tiang tunggal dengan rentang nilai lebih kecil dan lebih konservatif dibandingkan metode <i>Reese</i> dan <i>Wright</i> (1997) yang menggunakan data SPT dan CAPWAP.	Hasil analisis menunjukkan bahwa daya dukung fondasi tiang bor tunggal dan kelompok pada titik P22 dan P23 berada di atas beban kerja rencana, sedangkan penurunan yang terjadi masih berada di bawah batas izin. Nilai daya dukung yang diperoleh juga relatif mendekati hasil uji PDA–CAPWAP, sehingga fondasi dinyatakan aman..

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Tanah

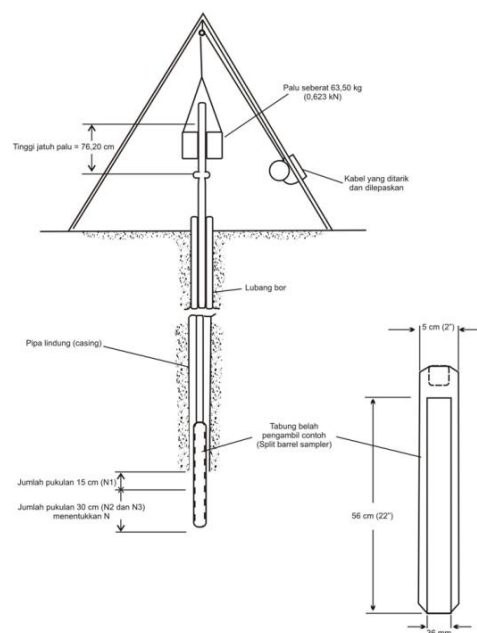
Tanah merupakan lapisan paling atas dari permukaan bumi yang terdiri dari perpaduan mineral, bahan organik, air, dan udara, yang berfungsi sebagai media vital bagi pertumbuhan tanaman. (Das, 1995) menyatakan bahwa tanah adalah bahan yang tersusun dari butiran mineral padat yang tidak terikat secara kimia, bersama dengan bahan organik yang telah mengalami pelapukan serta cairan dan gas yang memenuhi ruang di antara bagian partikel-partikel tersebut. Selain itu, (Dokuchaev, 1870) mengartikan tanah sebagai lapisan permukaan bumi yang terbentuk dari material asal yang mengalami perubahan alami akibat pengaruh air, udara, serta organisme hidup dan mati, yang dapat dikenali melalui komposisi, struktur, dan warna hasil pelapukan. Oleh karena itu, tanah tidak hanya merupakan lapisan fisik semata, melainkan juga sebuah sistem dinamis yang berperan penting dalam mendukung kehidupan dan proses ekologis di bumi.

3.2 Penyelidikan Tanah

Penyelidikan tanah merupakan tahapan penting yang harus dilakukan sebelum memulai pekerjaan konstruksi berskala besar, seperti pembangunan gedung bertingkat atau jembatan. Tujuan utama dari kegiatan ini ialah untuk memperoleh informasi mengenai karakteristik, kapasitas, serta kondisi tanah di lokasi proyek, termasuk tinggi muka air tanah dan susunan lapisan tanah. Proses penyelidikan ini meliputi pengambilan sampel tanah melalui pengeboran, pengujian langsung di lapangan seperti sondir dan SPT, serta pengujian laboratorium guna mengetahui sifat fisik dan mekanis tanah secara lebih detail.

3.3 Standar Penetration Test (SPT)

Pengujian ini bertujuan untuk mencari nilai daya dukung tanah dan tipe tanah di setiap lapisannya. Pengujian SPT dilakukan berdampingan bersama proses pengeboran setiap jarak 1 – 2 m pengeboran. Pengujian ini dilaksanakan dengan cara memukul tabung ke dalam lubang bor yang berada di dalam tanah hingga kedalaman tertentu, kemudian jumlah pukulan tersebut dihitung jumlahnya. Meningkatnya jumlah pukulan maka kondisi tanah lapisan tersebut semakin keras.

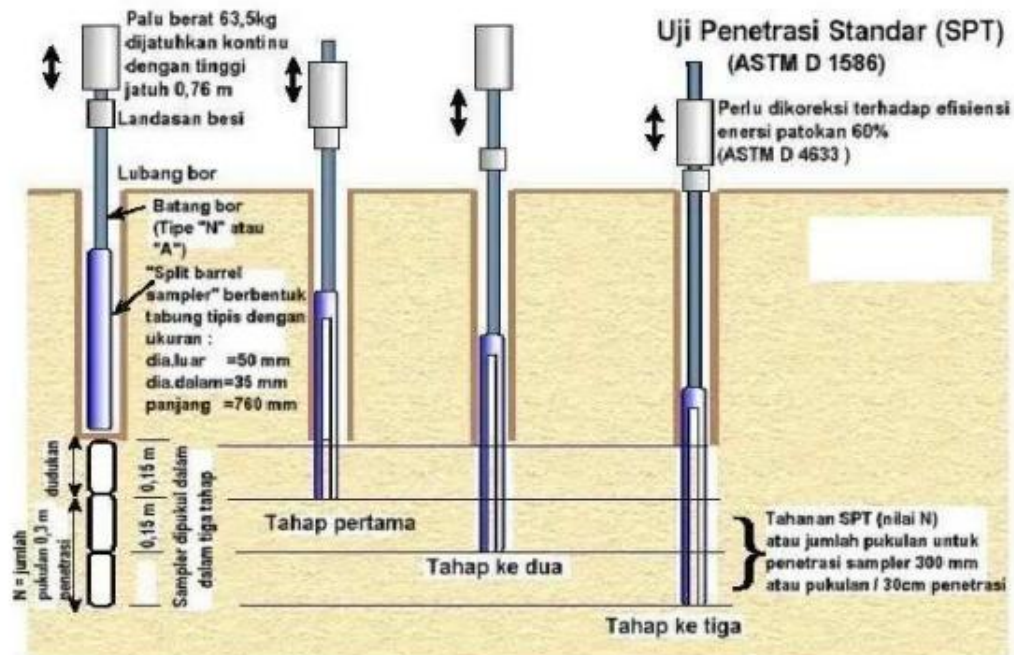


Gambar 3.1 Penetrasi dengan Metode SPT

(Sumber: SNI 4153, 2008)

Berdasarkan gambar tersebut, sebelum pelaksanaan uji standard Penetration Test (SPT) dilakukan terlebih dahulu pekerjaan persiapan yang meliputi penyiapan lokasi pengujian, perataan permukaan tanah, serta pemasangan rangka penyangga (tripod) sebagai dudukan sistem pemukul. Peralatan utama seperti palu standar dengan berat $\pm 63,5$ kg, katrol, dan kabel penarik dipasang dan diperiksa untuk memastikan mekanisme jatuh bebas dengan tinggi jatuh sekitar 76 cm dapat berfungsi dengan baik. Selanjutnya dilakukan pengeboran awal hingga kedalaman yang direncanakan menggunakan pipa lindung (casing) untuk menjaga kestabilan lubang bor, kemudian tabung belah (split barrel sampler) dipasang pada rangkaian

batang bor. Output dari pengujian SPT berupa nilai N-SPT, yaitu jumlah pukulan yang diperlukan untuk penetrasi sampler sedalam 30 cm, yang digunakan sebagai parameter dalam evaluasi kepadatan dan karakteristik tanah di lapangan.



Gambar 3.2 Skema Urutan Uji Penetrasi Standar SPT

(Sumber: SNI 4153, 2008)

Dalam Peraturan SNI 4153-2008 melansir dari ASTM D- 4633 menyatakan bahwa setiap penggunaan alat uji SPT yang akan digunakan agar memperoleh standar efisiensi tenaga yang lebih teliti dengan menggunakan alat ukur *strain gauges* dan *aselerometer*. Di dalam penggunaannya efisiensi tenaga tergantung pada alat yang digunakan, jika menggunakan alat palu donut dan palu pengaman efisiensi tenaga sekitar 35% sampai 85% , sementara energi efisiensi pada alat otomatis berkisar sekitar 80% sampai 100%. Nilai N- SPT yang diperoleh harus dikoreksi terhadap nilai efisiensi struktur (E_f) sebesar 60% (N_{60}), dan dapat dilihat pada Persamaan 3.1

$$N_{60} = \frac{1}{60} E_f \times C_b \times C_s \times C_r \times N - SPT \quad (3.1)$$

Keterangan:

N_{60} = Efisiensi Tenaga (60%)

E_f = Efisiensi yang terukur

- Cb = Diameter Lubang Bor
 Cs = Tabung Sampler
 Cr = Panjang Batang Bor
 N- SPT = Nilai Pukulan yang terukur

Untuk nilai Ef, Cb, Cs, Cr dapat dilihat pada Tabel 3.1 berikut.

Tabel 3.1 Nilai Koreksi yang digunakan dalam Uji SPT

Faktor	Jenis Alat	Parameter	Koreksi
Rasio Tenaga	Palu donat (<i>Donut hammer</i>)	Ef	0,50 – 1,00
Rasio Tenaga	Palu pengaman (<i>Safety hammer</i>)	Ef	0,70 – 1,20
Rasio Tenaga	Palu otomatis (<i>Automatic-trip Donut-type hammer</i>)	Ef	0,80 – 1,30
Diameter Bor	65 – 115 mm	Cb	1,00
Diameter Bor	150 mm	Cb	1,05
Diameter Bor	200 mm	Cb	1,15
Tabung Sampler	Tabung Sampler Standar	Cs	1,00
Tabung Sampler	Tabung Sampler tanpa <i>liner</i>	Cs	1,20
Panjang Batang Bor	3 – 4 m	Cr	0,75
Panjang Batang Bor	4 – 6 m	Cr	0,85
Panjang Batang Bor	6 – 10 m	Cr	0,95
Panjang Batang Bor	>10 m	Cr	1,00

(Sumber: SNI 4153 – 2008)

Hasil pengeboran dan pengujian standard Penetration Test (SPT) dicatat dalam log pengeboran. Pengujian SPT dapat dihentikan apabila jumlah pukulan melebihi 50 kali sebelum mencapai penetrasi 30 cm. Tujuan utama SPT adalah menilai kepadatan relatif dan sudut geser dalam (ϕ) lapisan tanah melalui pengambilan sampel tanah menggunakan tabung split-barrel. Hubungan antara kepadatan relatif dan sudut geser dalam menurut peck dan *Meyerhof* dapat dilihat pada Tabel 3.2 berikut

Tabel 3.2 Hubungan Dr, ϕ dan N dari Pasir (Peck, Meyerhof)

Nilai N	Kepadatan Relatif (Dr)		Sudut Geser Dalam	
			Menurut Peck	Menurut Meyerhof
0 – 4	0,00 – 0,20	Sangat Lepas	<2,85	<30
4 – 10	0,20 – 0,40	Lepas	28,5 – 30	30 – 35
10 – 30	0,40 – 0,60	Sedang	30 – 36	35 – 40
30 - 50	0,60 – 0,80	Padat	36 – 41	40 – 45
>50	0,80 – 1,00	Sangat Padat	>41	>45

(Sumber : (Sosrodarsono, 2000))

Sedangkan untuk Korelasi *Relative Density* (Dr) dengan γ_{sat} , γ_d , *Modulus Elastisitas* (E), dan *Poisson ratio*(v) dapat dilihat berturut - turut pada Tabel 3.3, Tabel 3.4, Tabel 3.5, dan Tabel 3.6 berikut.

Tabel 3.3 Hubungan Dr dan N dengan γ_{sat}

Relative Density (Dr)	γ_{sat} (kN/m ³)
<i>Very Loose</i>	16,67 – 17,65
<i>Loose</i>	17,65 – 18,63
<i>Medium</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 3.4 Hubungan Dr dan N dengan γ_d

Relative Density (Dr)	γ_d (kN/m ³)
<i>Very Loose</i>	13,00 – 14,00
<i>Loose</i>	14,00 – 15,00
<i>Medium</i>	15,00 – 18,00
<i>Dense</i>	17,00 – 20,00
<i>Very Dense</i>	20,00 – 22,00

(Sumber : (Carter and Bentley, 2016))

Tabel 3.5 Hubungan Dr dan N dengan E

Relative Density (Dr)	E (Mpa)
<i>Very Loose</i>	< 10
<i>Loose</i>	10 - 20
<i>Medium</i>	20 - 30
<i>Dense</i>	30 - 60
<i>Very Dense</i>	60 - 90

(Sumber : (Carter and Bentley, 2016))

Tabel 3.6 Hubungan Korelasi N dengan ν

Tipe Tanah	ν
Lempung Jenuh	0,4 – 0,5
Lempung Tak Jenuh	0,1 – 0,3
Pasir Lempung	0,2 – 0,3
Lanau	0,3 – 0,35
Pasir, Kerikil	0,1 – 0,2

(Sumber : (Carter and Bentley, 2016))

3.4 Pembebanan

Pembebanan merupakan salah satu hal dasar dalam analisis kekuatan jembatan dalam menentukan gaya dan beban yang akan terjadi pada jembatan. Pembebanan jembatan ini bertujuan untuk memperoleh kekuatan yang aman dan efisien secara ekonomi, disesuaikan dengan kondisi di lokasi, sehingga analisis kekuatan jembatan dapat dilakukan secara optimal. Dalam analisis ini, acuan perhitungan yang digunakan adalah SNI 1725-2016 mengenai pembebanan pada jembatan. Penjelasan pembebanan sesuai SNI 1725-2016 dapat dilihat di bawah

3.4.1 Beban Permanen

Beban permanen merupakan beban yang disebabkan oleh beban struktur jembatan itu sendiri. Massa pada setiap bangunan harus di analisis berdasarkan dimensi yang terdapat pada gambar dan berat jenis yang digunakan. Berat dari

semua bangunan tersebut merupakan massa dikali percepatan gravitasi (g). Dimana nilai percepatan gravitasi yang digunakan $9,81 \text{ m/detik}^2$

1. Berat sendiri

Berat sendiri mencakup berat dari bagian yang bersangkutan beserta elemen struktural lain yang ditopangnya. Selain itu, berat ini juga meliputi material dan komponen jembatan yang berfungsi sebagai elemen struktural, serta elemen nonstruktural yang sifatnya permanen. Faktor beban yang diterapkan untuk berat sendiri dapat ditemukan pada Tabel 3.7

Tabel 3.7 Faktor Beban untuk Berat Sendiri

Tipe Beban	Faktor Beban (γ_{ms})			
	Keadaan Batas Layan (γ_{sms})		Keadaan Batas Ultimat (γ_{ums})	
	Bahan		Biasa	Terkurangi
Tetap	Baja	1,00	1,10	0,90
	Aluminium	1,00	1,10	0,90
	Beton Pracetak	1,00	1,20	0,85
	Beton dicor di Tempat	1,00	1,30	0,75
	Kayu	1,00	1,40	0,70

(Sumber : SNI 1725 : 2016)

2. Berat mati tambahan

Beban mati tambahan merupakan berat bahan keseluruhan yang membuat beban pada jembatan yang merupakan elemen non – struktural, dan besar nilainya dapat berubah selama umur jembatan. Jembatan harus dirancang agar mampu menahan beban tambahan berupa lapisan aspal beton setebal 50 mm yang diaplikasikan untuk pemeliharaan. Selain itu, jembatan juga harus mampu menahan berat keseluruhan saluran drainase dalam kondisi kosong maupun penuh. Adapun faktor beban yang digunakan dapat dilihat pada Tabel 3.8 berikut.

Tabel 3.8 Faktor Beban untuk Berat Mati Tambahan

Tipe Beban	Faktor Beban (γ_{ms})			
	Keadaan Batas Layan (γ_{sma})		Keadaan Batas Ultimat (γ_{uma})	
	Bahan		Biasa	Terkurangi
Tetap	Umum	1,00(1)	2,00	0,70
	Khusus (terawasi)	1,00	1,40	0,80

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

(Sumber : SNI 1725 : 2016)

3.4.2 Beban Lalu Lintas

1. Beban lajur "D" (TD)

Beban lajur "D" terdiri atas dua komponen utama, yakni beban yang tersebar merata di seluruh permukaan serta beban garis yang berpusat di satu titik. Kedua jenis beban ini bekerja sepanjang lebar penuh lintasan kendaraan dan memberikan pengaruh pada struktur jembatan yang menyerupai beban akibat kendaraan sungguhan. Nilai total beban lajur "D" sangat dipengaruhi oleh lebar lintasan kendaraan yang bersangkutan.

- a. Beban terbagi secara merata mempunyai nilai q (kPa) yang nilainya bergantung pada panjang bentang total L yang terbebani dan ditetapkan dengan rumus Persamaan 3.2 dan Persamaan 3.3 sebagai berikut:

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

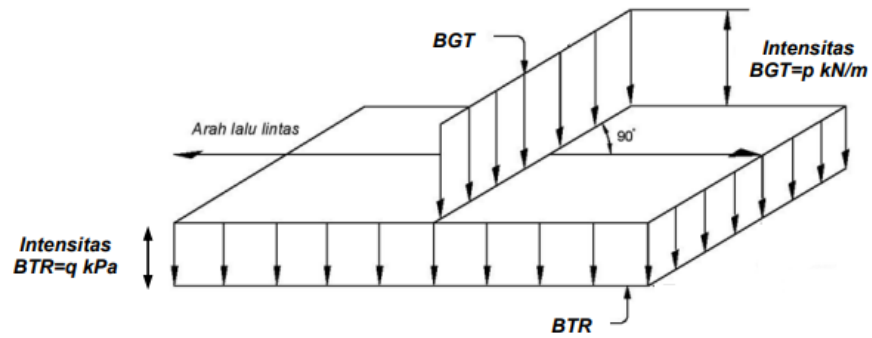
$$L \geq 30 \text{ m} \rightarrow q = 9,0 \cdot (0,5 + 15 L) \quad (3.3)$$

Dimana "L" merupakan total panjang dari setiap beban terputus tersebut.

Beban lajur 'D' diposisikan secara tegak lurus terhadap arah lalu lintas.

- b. Beban garis terpusat (BGT) ditempatkan dalam kedudukan sembarang sepanjang jembatan dan tegak lurus pada arah lalu lintas. Dalam perencanaan ini BGT ditempatkan ditengah bentang untuk mendapatkan momen terbesar ditengah bentang. BGT mempunyai intensitas, $P = 49,0$ kN/m (SNI 1725-2016, Pasal 8.3).

Adapun beban lajur "D" yang dapat dilihat pada Gambar 3.3

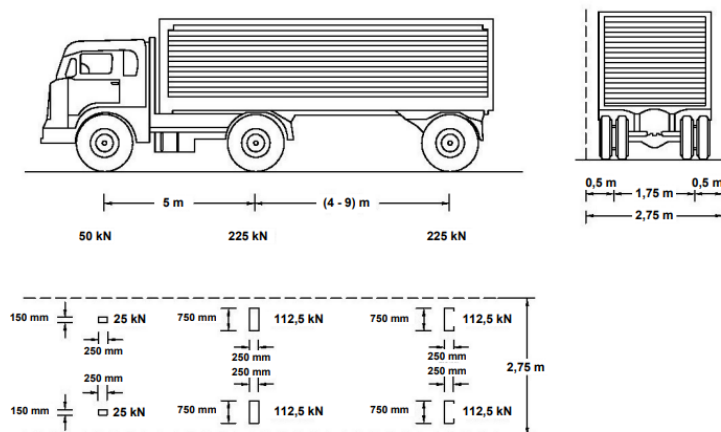


Gambar 3.3 Beban Lajur "D"

(Sumber: SNI : 1725 : 2016)

2. Beban truk "T"

Beban truk tipe "T" terdiri dari kendaraan truk semi-trailer yang memiliki susunan dan berat as seperti yang ditunjukkan pada Gambar 3.4 Berat masing-masing as dibagi menjadi dua beban merata yang sama besar, yang merupakan titik kontak antara roda dan permukaan lantai. Jarak antara kedua as tersebut dapat disesuaikan, mulai dari 4,0 meter hingga 9,0 meter, untuk memperoleh pengaruh maksimal pada arah memanjang jembatan, sebagaimana terlihat pada Gambar 3.4 berikut.



Gambar 3.4 Pembebanan Truk "T" (500 kN)

(Sumber: SNI : 1725 : 2016)

3. Faktor beban dinamis

- a. Interaksi antara kendaraan yang bergerak dan jembatan menghasilkan faktor beban dinamis (FBD). Dalam perencanaan, FBD direpresentasikan sebagai beban statis ekuivalen.
- b. Pengaruh kombinasi beban lajur "D" dan beban roda dari truk "T" harus signifikan untuk menciptakan interaksi dinamis antara kendaraan dan jembatan, yang diperhitungkan melalui Faktor Beban Dinamis (FBD). Nilai FBD, yang merupakan fraksi dari beban statis, diterapkan dalam analisis kondisi batas badai, kemampuan layanan, dan kekuatan ultimate jembatan.
- c. Dalam FBD, pembebanan "D" bergantung pada panjang bentang ekuivalen, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 3.5. Panjang bentang ekuivalen untuk bentang tunggal sama dengan panjang bentang sebenarnya. Sementara itu, untuk bentang menerus, panjang bentang ekuivalen (LE) dihitung menggunakan Persamaan 3.4 berikut.

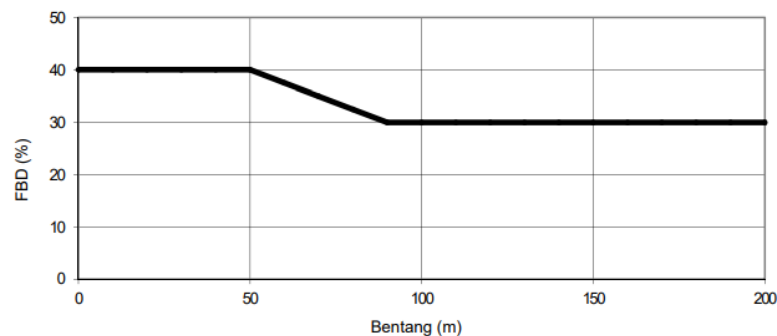
$$L_e = \sqrt{L_{av} \cdot L_{max}} \quad (3.4)$$

Keterangan :

L_{av} = panjang bentang rata-rata dari kelompok bentang yang disambungkan secara terus menerus

L_{max} = panjang bentang maksimum dalam kelompok bentang yang disambung secara terus menerus

- d. Pada pembebanan truk "T", Faktor Beban Dinamis (FBD) yang digunakan sebesar 40%. Nilai FBD ini diterapkan pada seluruh elemen bangunan yang berada di atas permukaan tanah untuk memperhitungkan pengaruh beban dinamis akibat pergerakan kendaraan, seperti ditunjukkan pada Gambar 3.5.



Gambar 3.5 Faktor beban dinamis untuk beban T untuk pembebanan lajur “D”

(Sumber: SNI : 1725 : 2016)

4. Gaya rem

Pengaruh gaya rem dan traksi pada jembatan memanjang harus dievaluasi untuk kedua arah lalu lintas. Gaya rem dihitung sebesar 5% dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi rata (BTR), atau 25% dari berat gandar truk desain. Gaya rem ini dianggap bekerja horizontal sepanjang sumbu jembatan, dengan titik tangkap 1800 mm di atas permukaan lantai kendaraan.

5. Pembebanan untuk pejalan kaki (TP)

Trotoar dengan lebar lebih dari 600 mm harus mampu menahan beban pejalan kaki sebesar 5 kPa, yang dianggap bekerja bersamaan dengan beban kendaraan di setiap lajur. Jika trotoar memungkinkan untuk dinaiki kendaraan, beban pejalan kaki tidak perlu diperhitungkan bersamaan dengan beban kendaraan. Apabila trotoar berpotensi menjadi lajur kendaraan di kemudian hari, beban hidup kendaraan harus diperhitungkan hingga 250 mm dari tepi dalam parapet saat merencanakan komponen jembatan lainnya, tanpa perlu mempertimbangkan faktor beban dinamis.

3.4.3 Beban Lingkungan

1. Beban Angin

a. Angin pada struktur (E_{w_s})

Pengaruh beban angin dianggap tersebar secara seragam pada seluruh permukaan yang terkena angin. Perhitungan luas area didasarkan pada

total luas semua komponen yang letaknya tegak lurus terhadap arah angin, sehingga diperoleh Persamaan 3.5 berikut ini.

$$V_{DZ} = 2,5 V_0 \left(\frac{V_{10}}{V_b} \right) \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right) \quad (3.5)$$

Keterangan :

V_{DZ} = Kecepatan angin rencana pada elevasi rencana, Z (km/jam)

V_{10} = Kecepatan angin pada elevasi 10 m diatas permukaan tanah atau diatas permukaan air rencana 90 – 126 km/jam

V_B = Kecepatan angin rencana 90 – 126 km/jam

Z = Elevasi struktur diukur dari permukaan tanah atau dari permukaan air dimana beban angin dihitung

V_0 = Kecepatan gesekan angin (Tabel 3.9)

Z_0 = Panjang gesekan dihulu jembatan (Tabel 3.9)

Tabel 3.9 Nilai V_0 dan Z_0 Untuk Berbagai Variasi Kondisi Permukaan Hulu

Kondisi	Lahan Terbuka	Sub – Urban	Kota
V_0 (km/jam)	13,2	17,6	19,3
Z_0 (mm)	70	1000	25000

(Sumber: SNI : 1725 : 2016)

Sehingga, beban angin pada struktur dapat menggunakan Persamaan 3.6 sebagai berikut.

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_b} \right)^2 \quad (3.6)$$

Keterangan:

P_B = Tekanan angin dasar (Tabel 3.10)

Tabel 3.10 Tekanan Angin Dasar

Komponen Bangunan Atas	Angin Tekan (MPa)	Angin Hisap (MPa)
Rangka, kolom, dan pelengkung	0,0024	0,0012
Balok	0,0024	N/A
Permukaan datar	0,0019	N/A

(Sumber: SNI : 1725 : 2016)

Nilai P_D harus lebih besar dari 4,4 kN/m. Untuk struktur bawah tekanan angin dasar sebesar 0,0019 MPa

b. Beban angin pada kendaraan (EW_L)

Tekanan angin rencana harus dikerjakan baik pada struktur jembatan maupun kendaraan yang melintasi jembatan. Jembatan harus direncanakan memikul gaya akibat tekanan angin pada kendaraan yang diasumsikan sebagai tekanan menerus sebesar 1,46 N/mm.

2. Faktor beban dan kombinasi beban

Menurut SNI 1725:2016, dalam perancangan struktur jembatan digunakan kombinasi beban tertentu. Berikut ini adalah kombinasi beban tersebut. Setiap kombinasi beban harus memperhitungkan faktor beban sesuai dengan Tabel 3.11

a. Kuat I

Kombinasi beban yang mempertimbangkan gaya-gaya yang muncul pada jembatan dalam kondisi normal, tanpa memasukkan pengaruh beban angin. Pada kondisi batas ini, seluruh gaya nominal yang ada dikalikan dengan faktor beban yang telah ditetapkan sesuai standar.

b. Kuat II

Kombinasi pembebanan yang terkait dengan penggunaan jembatan untuk menahan beban dari kendaraan khusus sesuai penentuan pemilik, tanpa memasukkan perhitungan beban angin.

c. Kuat III

Kombinasi pembebanan dengan jembatan diberikan beban angin dengan kecepatan 90 km/jam hingga 126 km/jam

d. Kuat IV

Kombinasi pembebanan dalam memperhitungkan probabilitas adanya rasio beban mati dengan beban hidup yang besar.

e. Kuat V

Kombinasi pembebanan yang berkaitan dengan operasional reguler jembatan dengan memperhitungkan nilai beban angin dengan kecepatan 90 km/jam hingga 126 km/jam

f. Ekstrim I

Kombinasi pembebanan gempa. Faktor beban hidup γ EQ yang memperhitungkan kerja beban hidup pada saat gempa berlangsung harus ditentukan sesuai kepentingan bangunan jembatan.

g. Ekstrim II

Kombinasi pembebanan yang meninjau kombinasi antara beban hidup dikurangi dengan beban yang muncul akibat tumbukan kapal, tumbukan kendaraan, banjir atau beban hidrolika lainnya, kecuali untuk kasus pembebanan oleh tumbukan kendaraan (TC). Kasus pembebanan akibat banjir tidak boleh dikombinasikan dengan beban akibat tumbukan kendaraan dan tumbukan kapal

h. Layan I

Kombinasi pembebanan yang terkait dengan operasional jembatan dengan semua beban memiliki nilai nominal serta menghitung adanya beban angin dengan kecepatan 90 km/jam hingga 126 km/jam. Kombinasi ini juga digunakan untuk mengontrol lendutan pada gorong - gorong baja, pelat pelapis terowongan, pipa termoplastik serta untuk mengontrol lebar retak pada struktur beton bertulang; dan juga untuk analisis tegangan tarik pada penampang melintang jembatan beton segmental. Kombinasi pembebanan ini juga harus dipakai untuk penyelidikan stabilitas lereng.

i. Layan II

Kombinasi pembebanan yang ditujukan untuk menghindari munculnya lelehan pada struktur baja dan selip pada sambungan akibat beban kendaraan.

j. Layan III

Kombinasi pembebanan untuk menghitung tegangan tarik pada arah memanjang jembatan beton pra - tekan dengan maksud untuk mengontrol

besarnya retakan dan tegangan utama tarik pada bagian badan dari jembatan beton segmental.

k. Layan IV

Kombinasi pembebanan untuk menghitung tegangan tarik pada kolom beton pratekan dengan tujuan untuk mengontrol besarnya retak.

l. Fatik

Kombinasi beban fatik dan fraktur terkait dengan umur fatik akibat induksi beban yang waktunya tak terbatas.

Faktor beban perlu ditetapkan agar menghasilkan situasi terparah akibat beban yang bekerja. Setiap kombinasi beban harus diperiksa untuk kondisi ekstrem tertinggi maupun terendah. Nilai-nilai ini selanjutnya akan digunakan sebagai dasar perencanaan detail desain jembatan, yang dapat diperiksa pada Tabel 3.12 di bawah ini.

Tabel 3.11 Beban Kombinasi dan Faktor Beban

Keadaan Batas	MS MA TA PR PL SH	TT TD TB TR TP	EU	EWs	EWI	BF	EUn	TG	ES	Gunakan Salah Satu		
										EQ	TC	TV
Kuat I	γ_p	1,8	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat II	γ_p	1,4	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat III	γ_p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat IV	γ_p	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-
Kuat V	γ_p	-	1,00	0,40	1,00	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Ekstrim I	γ_p	γ_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-
Ekstrim II	γ_p	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00
Layan I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,00	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Layan II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-
Layan III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Layan IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,00	-	-	-
Fatik	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

(Sumber: SNI : 1725 : 2016)

3.5 Fondasi

Fondasi adalah elemen struktur bawah yang berfungsi menyalurkan beban yang berada di atasnya, baik itu beban vertikal, beban horizontal, maupun beban lain seperti beban dinamis dan beban statis, ke dalam tanah yang berada di bawahnya (Triastuti, 2022). Fondasi juga mengatasi penurunan yang berlebihan pada suatu bangunan.

Dalam mendesain fondasi perlu memperhatikan penurunan dan daya dukung tanah, contohnya pada mendesain fondasi tiang bor, pemisahan atau segregasi juga dijadikan pertimbangan daya dukung dan penurunannya. Penurunan fondasi yang diperhitungkan biasanya penurunan total (penurunan konsolidasi primer dan sekunder, penurunan seketika, dan penurunan sekunder), dan penurunan tetap (penurunan sekunder)

Fondasi *Bored pile*, atau yang dikenal juga sebagai tiang bor, merupakan salah satu jenis fondasi dalam yang dibuat di bawah permukaan tanah hingga mencapai lapisan tanah keras. Proses pembuatannya dilakukan dengan mengebor tanah sampai kedalaman tertentu, kemudian lubang bor tersebut diisi dengan rangkaian besi tulangan dan beton. Fungsi utama dari tiang bor adalah untuk menyalurkan beban bangunan ke lapisan tanah atau batuan yang lebih kuat di bawahnya.

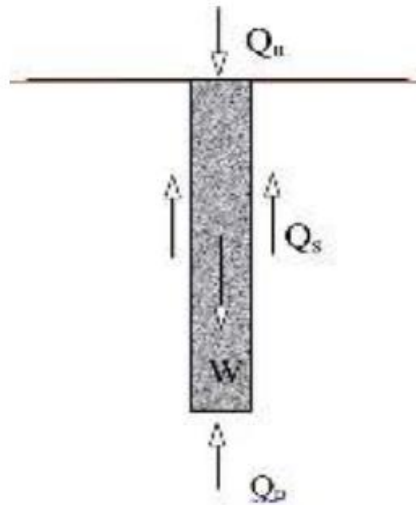
Penggunaan metode bor sangat cocok digunakan di tempat yang padat oleh bangunan karena meminimalisir kebisingan dan getaran sehingga tidak menimbulkan dampak buruk terhadap bangunan sekitarnya. Secara umum, berikut ini beberapa kelebihan dan kekurangan penggunaan Fondasi bor dalam proyek pembangunan:

1. Keuntungan
 - a. Kedalaman tiang bor dapat disesuaikan dengan kondisi di lapangan,
 - b. Proses pemasangan tidak menimbulkan suara bising maupun getaran yang dapat membahayakan bangunan di sekitar,
 - c. Tidak ada risiko terjadinya kenaikan permukaan tanah,
 - d. Diameter tiang bor bisa diperbesar sesuai kebutuhan,
 - e. Tiang bor dapat dipasang pada berbagai jenis lapisan tanah, bahkan bisa menembus lapisan batuan.

- f. Mampu menahan gaya lateral dengan sangat baik.
 - g. Kondisi tanah bisa diperiksa dan dibandingkan dengan hasil uji laboratorium.
2. Kekurangan
- a. Dasar lubang bor rentan mengalami penimbunan material, yang dapat menyebabkan kedalaman Fondasi menjadi tidak stabil.
 - b. Masuknya air ke dalam lubang bor dapat menurunkan daya dukung tanah, sehingga perlu dilakukan pengeringan atau dewatering untuk membuang air tersebut.
 - c. Diperlukan pemasangan casing sementara untuk mencegah terjadinya longsor tanah selama proses pengeboran.
 - d. Proses pengecoran pada tiang bor sangat dipengaruhi oleh kondisi cuaca.
 - e. Diperlukan lahan khusus sebagai tempat pembuangan tanah hasil pengeboran.
 - f. Kegiatan pengeboran tanah berpotensi mengganggu tingkat kepadatan tanah di sekitarnya.
 - g. Jika air tanah tidak dapat dikendalikan dengan baik, pengecoran beton menjadi sulit dilakukan dan dapat mempengaruhi kualitas beton yang dihasilkan.

3.6 Daya Dukung Fondasi Tiang Bor

Kapasitas dukung tiang adalah kemampuan atau kapasitas tiang dalam mendukung beban (Hardiyatmo, 1996). Analisa kapasitas daya dukung *bored pile* terlebih dahulu harus mengetahui data – data tanah, dimensi tiang bor, jarak antar tiang, kedalaman fondasi, dan mutu beton. Parameter kapasitas daya dukung tiang bor terdiri dari kapasitas daya dukung tiang (Q_p) dan kapasitas daya dukung selimut tiang (Q_s), yang dapat dilihat pada Gambar 3.6 berikut.



Gambar 3.6 Kapasitas Daya Dukung Tiang Bor

(Sumber: Zesma R, 2007)

Daya dukung tiang bor dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.7 berikut.

$$Q_u = Q_p + Q_s - W_p \quad (3.7)$$

Keterangan

Q_u = Kapasitas daya dukung ultimate (ton)

Q_p = Kapasitas daya dukung ujung tiang bor (ton)

Q_s = Kapasitas daya dukung selimut tiang (ton)

W_p = Berat Tiang(ton)

3.7 Daya Dukung Fondasi Berdasarkan Data SPT

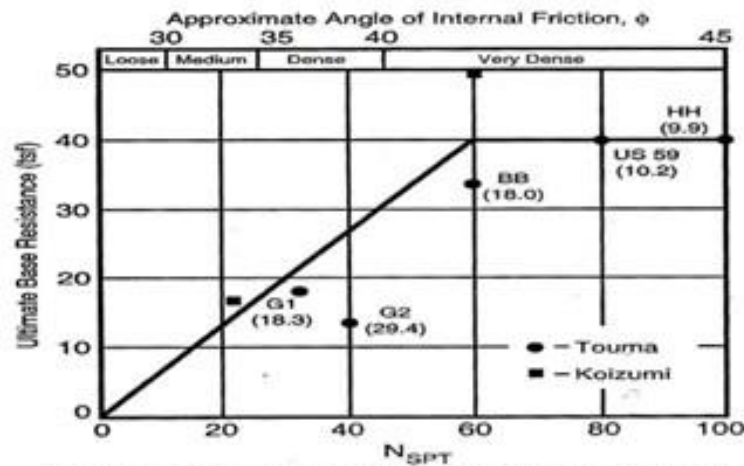
Standard Penetration Test (SPT) adalah metode pengujian penetrasi secara dinamis yang bertujuan untuk menentukan daya dukung tanah. Nilai N SPT yang diperoleh dari pengujian ini dapat digunakan untuk menganalisis kemampuan tanah dalam menahan beban.

3.7.1 Daya Dukung Fondasi Tunggal dengan Metode Reese & Wright(1977)

Metode Reese & Wright merupakan salah satu pendekatan untuk menghitung nilai tahanan ujung dan tahanan gesekan pada tiang bor. Menurut Reese dan Wright, besarnya gesekan pada permukaan tiang per satuan luas dipengaruhi oleh jenis tanah serta parameter kekuatan geser tanah tersebut.

1. Daya dukung Fondasi tiang bor pada tanah non kohesif

Reese dan Wright (1977) mengemukakan adanya hubungan empiris antara nilai tahanan ujung tiang (q_p) dan nilai pukulan *standard Penetration Test* (NSPT). Korelasi tersebut digunakan untuk memperkirakan kapasitas daya dukung ujung tiang berdasarkan karakteristik tanah yang diperoleh dari hasil pengujian SPT. Hubungan antara nilai q_p dan NSPT tersebut disajikan secara grafis dan dapat dilihat pada Gambar 3.7.



Gambar 5.5 Tahanan ujung ultimit pada tanah non-kohesif
(Sumber : Reese & Wright, 1977)

Gambar 3.7 Grafik Daya Dukung Ujung Batas *Bored pile* pada Tanah Pasir

(Sumber: Reese and Wright, 1977)

a) Daya dukung ujung Fondasi tiang bor (*end bearing*), Persamaan 3.10

$$Q_p = A_p \cdot q_p \quad (3.10)$$

b) Daya dukung selimut tiang bor (*skin friction*), Persamaan 3.11

$$Q_s = f_s \times L \times A_s \quad (3.11)$$

Dimana

$$Q_s = \text{Daya Dukung Selimut Tiang} \quad (\text{ton})$$

$$q_p = \text{Daya dukung ujung per satuan luas} \quad (\text{ton}/m^2)$$

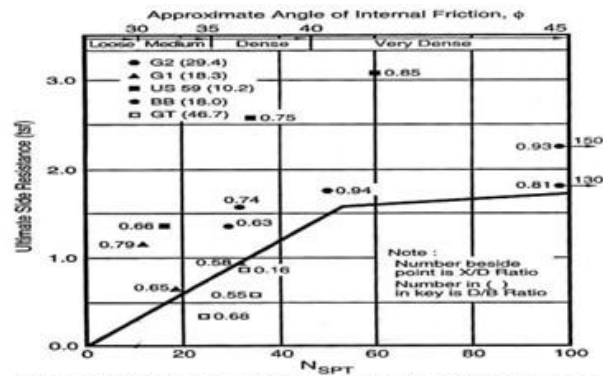
$$f_s = \text{Tahanan gesekan Satuan} \quad (\text{ton}/m^2)$$

$$L = \text{Tinggi lapisan} \quad (\text{m})$$

$$A_s = \text{Keliling Tiang} \quad (\text{m})$$

$$A_p = \text{Luasan Tiang} \quad (m^2)$$

Besarnya nilai f_s dapat diperoleh dari korelasi langsung dengan N_{spt} pada grafik, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 3.8 berikut.



Gambar 5.6 Hubungan tahanan selimut ultimit terhadap N_{spt} (Sumber : Wright, 1977)

Gambar 3.8 Grafik Daya Dukung Selimut *Bored pile* pada Tanah non-koheesif
(Sumber: Reese and Wright, 1977)

3.7.2 Daya Dukung Fondasi Tunggal dengan Metode Meyerhof(1976)

Perhitungan kapasitas dukung dengan metode Meyerhof didasarkan pada data SPT dan menggunakan rumus untuk tanah non-koheesif.

1. Daya dukung ujung Fondasi bor pada kondisi tanah non - koheesif(pasir)
 - a) Daya dukung ujung Fondasi bor (*end bearing*), Persamaan 3.14

$$Q_p = A_p \times f_p \quad (3.14)$$

$$f_p = 0,4 \times N_{60} \times \left(\frac{L}{D}\right) \times \sigma_r \leq N_{60} \times \sigma_r$$

Keterangan:

Q_p = daya dukung pada ujung tiang (ton)

A_p = luas penampang dasar tiang (m^2)

f_p = tahanan ujung satuan tiang (ton/m^2)

L = Panjang tiang di bawah lapisan tanah yang diperhitungkan (m)

D = Diameter tiang (m)

N_{60} = NSPT yang dikoreksi terhadap pengaruh prosedur lapangan (N rata-rata yang dihitung dari $8d$ diatas dasar tiang dan $4d$ dibawah dasar tiang)

σ_r = tegangan referensi (100 kPa)

b) Daya dukung selimut tiang bor (*skin friction*), Persamaan 3.15

$$Q_s = 0,01 \times N - \text{SPT} \times P \times \Delta L \times P_a \quad (3.15)$$

Dimana:

Q_s = Daya dukung selimut tiang (ton)

NSPT = NSPT yang dikoreksi terhadap pengaruh prosedur lapangan

P = Keliling tiang (m)

P_a = Tekanan atmosfer (100 kN/m^2)

ΔL = Selisih Kedalaman (m)

3.7.3 Daya Dukung Fondasi Tunggal dengan Metode *Reese & O'Neill*

Reese dan *O'Neill* (1989) mengembangkan persamaan tahanan ujung tiang berdasarkan pengujian laboratorium untuk memperkirakan kapasitas daya dukung Fondasi tiang pada tanah non-kohefif.

1. Daya dukung ujung Fondasi bor pada kondisi tanah non - kohefif(pasir)

a) Daya dukung ujung Fondasi bor (*end bearing*), Persamaan 3.20

$$Q_p = F_b \times A_p \quad (3.20)$$

$$F_b = 0,6 \times \sigma_r \times N_{60} \leq 4500 \text{ Kpa}$$

Jika tiang bor dasarnya >120 cm, maka f_b dapat mengakibatkan penurunan > 25 mm, maka disarankan nilai f_b direduksi menjadi f_{br} dengan

$$F_{br} = 4,17 \times \left(\frac{d_r}{d_b}\right) f_b$$

Dimana

Q_p = daya dukung ujung tiang (ton)

f_b = Tahanan ujung tiang (ton/m^2)

N_{60} = Nilai N-SPT rata-rata ujung bawah tiang bor sampai $2D$ dibawahnya, dan tidak perlu dikoreksi overburden

A_p = Luas penampang tiang (m^2)

D_r = lebar referensi (300 mm)

D_b = Lebar ujung tiang bor (m)

b) Daya dukung selimut tiang bor (*skin friction*), Persamaan 3.21

$$Q_s = F_s \cdot A_s \quad (3.21)$$

$$F_s = \beta \cdot P_o'$$

Untuk $N_{60} < 15$ maka

$$\beta = N_{60}/15 (1,5 - 0,245 \cdot \sqrt{z})$$

Untuk $0,25 \leq \beta \leq 1,2$

$$\beta = 1,5 - 0,245 \cdot \sqrt{z}$$

Sedangkan

$$P_o' = L \times \gamma$$

Dimana

Q_s = Daya dukung gesekan selimut tiang (kN)

γ = Berat isi tanah (kN/m^2)

P_o' = Tekanan overburden di tengah-tengah lapisan tanah (kN/m^2)

A_s = Luas selimut tiang (m^2)

N_{60} = N_{spt} yang tidak dikoreksi terhadap overburden dan hanya dikoreksi oleh prosedur (alat) di lapangan

z = Kedalaman di tengah – tengah lapisan tanah (m)

L = Tinggi tanah tinjaun (m)

3.7.4 Daya Dukung Ijin Tiang Bor (*Allowable Capacity*)

Di bawah ini disajikan rumus atau persamaan yang dipakai untuk menentukan kapasitas dukung izin tiang bor (*allowable capacity*), sebagaimana diuraikan dalam Persamaan 3.22. Daya dukung izin fondasi diperoleh dari daya dukung ultimit fondasi tersebut dibagi dengan suatu faktor keamanan yang besarnya minimum 3 untuk fondasi dangkal atau minimum 2,5 untuk fondasi dalam.

$$Q_{all} = \frac{Q_{ult}}{SF} \quad (3.22)$$

Dimana

Q_u = Kapasitas Dukung Ultimate

SF = Faktor Aman

3.8 Fondasi Kelompok Tiang Bor

Daya dukung tiang gesek pada tanah lempung cenderung menurun apabila jarak antar tiang semakin rapat. Kapasitas dukung total dari kelompok tiang gesek, terutama di tanah lempung, biasanya lebih kecil dibandingkan dengan jumlah kapasitas dukung tiang tunggal secara individual dalam kelompok tersebut. Oleh

karena itu, pengurangan kapasitas dukung total sangat bergantung pada dimensi, bentuk kelompok, jarak antar tiang, serta panjang tiang.

3.8.1 Jumlah Tiang

1. Jumlah tiang kelompok

Untuk mendapat jumlah tiang kelompok dapat dilihat pada Persamaan 3.23 berikut.

$$n = \frac{\Sigma P_{max}}{Q_{all}} \quad (3.23)$$

Keterangan:

n = Jumlah tiang kelompok

ΣP_{max} = Beban maksimal yang berada diatas Fondasi rencana (kN)

Q_{all} = Daya dukung maksimal rencana tiang Fondasi (kN)

2. Jarak tiang

Jarak tiang mengacu pada Dirjen Bina Marga Departemen P.U.T.L. dengan rumus 3.24 dan 3.25

$$s \geq 2,5D \quad (3.24)$$

$$a \geq 1,5D \quad (3.25)$$

Keterangan :

s = Jarak tiang ke tiang

a = Jarak tiang ke pinggir tiang

D = diameter

3. Efisiensi tiang

Metode untuk memperkirakan efisiensi tiang pancang yang diusulkan oleh "Rumus Converse-Labarre" adalah seperti yang ditunjukkan pada Persamaan 3.26 di bawah ini.

$$E_g = 1 - \theta \left(\frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 \times m \times n} \right) \quad (3.26)$$

Keterangan:

E_g = Efisiensi tiang

θ = $\tan^{-1} \left(\frac{d}{s} \right)$

s = jarak ke pusat tiang

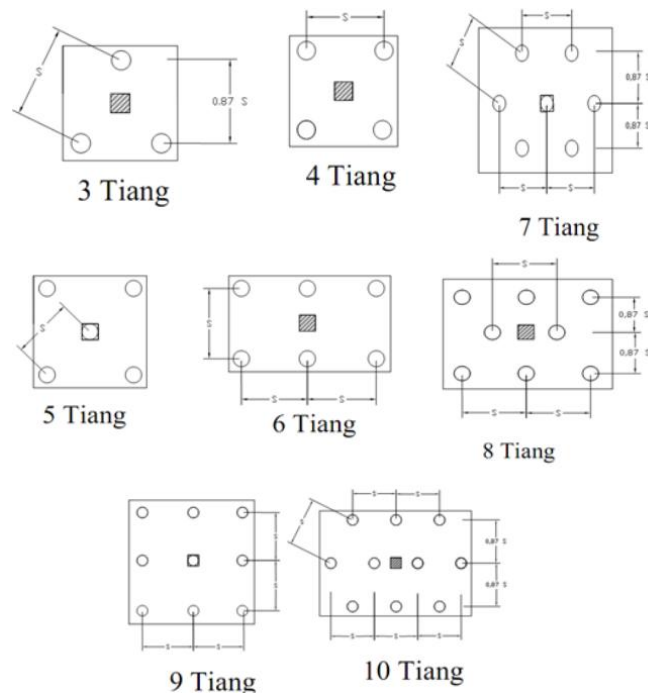
d = Diameter Tiang

m = Jumlah tiang arah x

n = Jumlah tiang arah y

4. Membuat susunan tiang rencana

Berdasarkan jumlah tiang yang diperoleh, susunlah rancangan tiang kelompok; sebagai referensi, contoh susunan tiang yang umum digunakan dapat dilihat pada Gambar 3.9 berikut.



Gambar 3.9 Susunan Tiang Yang Umum Digunakan Dilapangan

(Sumber : Hardiyatmo, 2011)

3.8.2 Daya Dukung Kelompok Tiang

Daya dukung ultimate kelompok tiang dapat dihitung dengan Persamaan 3.27

$$Q_g = E_g \times n \times Q_{ult} \quad (3.27)$$

Keterangan :

Q_g = Daya dukung kelompok tiang(ton)

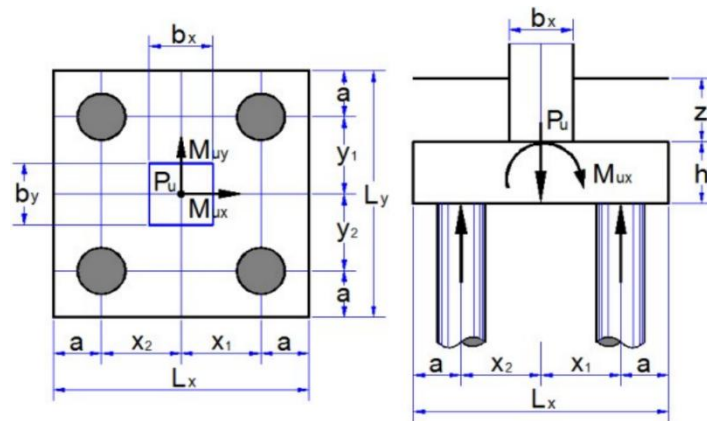
E_g = Efisiensi tiang

n = Total Tiang

Q_{all} = Daya dukung Ultimate(ton)

3.8.3 Kontrol Gaya Tekan Tiang Terhadap Beban Aksial dan Momen

Reaksi tiang terhadap gaya dapat dilihat pada Gambar 3.10 berikut.



Gambar 3.10 Gaya Vertikal dan Momen Kelompok Tiang pada Arah Sumbunya

(Sumber : Hardiyatmo, 2011)

Setelah menetapkan jumlah dan desain kelompok tiang, tahap berikutnya adalah memeriksa Fondasi kelompok terhadap gaya serta momen yang akan dialami setiap Fondasi, sesuai dengan Persamaan 3.28

$$P_{maks} = \frac{\Sigma P}{n} + \frac{M_x \cdot y_i}{\Sigma x^2} + \frac{M_y \cdot x_i}{\Sigma y^2} < Q_{all} \quad (3.28)$$

Keterangan :

P_{maks} = Beban maks yang akan diterima satu Fondasi tiang (ton)

Σp = Jumlah beban aksial total (ton)

n = Jumlah tiang pakai

x_i, y_i = Jarak tiang terhadap sumbu x dan y (titik berat)

M_x = Momen arah x (tm)

M_y = Momen arah y (tm)

3.9 Penurunan Fondasi Tiang Bor

Menurut (Hardiyatmo, 2010), ketika Fondasi tiang menerima beban dari atas, tiang akan mengalami pemendekan dan tanah di sekitarnya juga akan mengalami penurunan. Adapun sebab terjadinya penurunan diakibatkan oleh pembebanan yang bekerja di atas tanah antara lain:

1. Terjadi distorsi geser (*shear distortion*) dari tanah,
2. Keruntuhan geser tanah akibat melampaui kapasitas dukung tanah, dan
3. Perubahan angka pori mengakibatkan daya dukung tanah berubah.

Berdasarkan perihal di atas, diperlukan mitigasi terhadap penurunan Fondasi yang berlebihan dengan melakukan perhitungan terhadap penurunan yang terjadi pada Fondasi tiang bor sehingga dapat mencegah terjadinya kegagalan struktur bangunan.

3.9.1 Penurunan Fondasi pada Tiang Tunggal

Penurunan pada Fondasi tiang tunggal dapat diperkirakan dengan menggunakan metode empiris melalui penerapan Persamaan 3.29 berikut.

$$S = \frac{D}{100} + \frac{Q \times L}{A_p \times E_p} \quad (3.29)$$

Dimana

S = Penurunan Total diujung tiang (m)

D = Diameter tiang (m)

Q = beban yang bekerja (ton)

A_p = Luas penampang tiang (m²)

L = panjang tiang (m)

E_p = modulus elastisitas tiang (kPa). (4700 √f'c)

3.9.2 Penurunan Fondasi Kelompok

Fondasi tiang kelompok mengalami penurunan yang lebih besar daripada Fondasi tiang tunggal. (Vesic, 1977) menyatakan bahwa perhitungan penurunan Fondasi tiang kelompok dapat dilakukan menggunakan Persamaan 3.30 berikut.

$$S_g = S \sqrt{\frac{Bg}{D}} \quad (3.30)$$

Dimana

S_g = Penurunan Fondasi kelompok tiang(m)

S = Penurunan Fondasi tiang tunggal(m)

D = Diameter satu tiang dalam kelompok(m)

B_g = Lebar tiang kelompok(m)

3.9.3 Penurunan yang diizinkan

Penurunan maksimal dapat diprediksi dengan baik, dimana adanya hubungan diantara penurunan izin dan penurunan total. Menurut Reese dan Wright (1997) penurunan yang aman adalah

$$S_{total} \leq S_{izin}$$

Penurunan izin tiang tunggal

$$S_{izin} = 10\% \times D$$

Penurunan izin kelompok tiang, Meyerhof (1976)

$$S_{izin} = 15 + \frac{B}{250}$$

Keterangan:

B = Lebar Tiang Kelompok (m)

D = Diameter Tiang Bor (m)

3.10 *Pile Driving Analyzer (PDA)*

Pengujian PDA merupakan salah satu pengujian daya dukung Fondasi pada pekerjaan Fondasi *bored pile*, pengujian kali ini menggunakan analisis Case Pile Wave Analysis Program (CAPWAP). Analisis ini menggunakan data – data yang diperoleh dari pengujian PDA untuk memberikan analisis yang lebih akurat, adapun data dan parameter pada pengujian PDA menggunakan analisis CAPWAP dapat dilihat pada Tabel 3.12 di bawah ini.

Tabel 3.12 Data dan Parameter Pengujian PDA

KODE	KETERANGAN
BN	Pukulan
RMX	Daya dukung tiang (ton)
FMX	Gaya tekan maksimum (ton)
CTN	Gaya tarik maksimum (ton)
EMX	Energi maksimum yang ditransfer (tonm)
DMX	Penurunan maksimum (mm)
DFN	Penurunan permanen (mm)
STK	Tinggi jatuh palu (m)
BPM	Pukulan per menit
BTA	Nilai keutuhan tiang (%)
LE	Panjang tiang dibawah instrumen (m)
LP	Panjang Tiang Tertanam
AR	Luas penampang tiang (cm^2)

(Sumber: Prasetya dan Hadi, 2023)

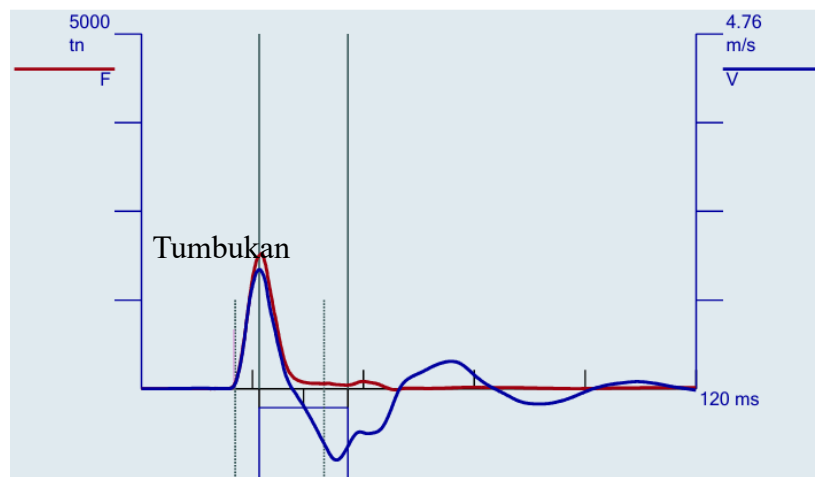
Pengujian *Pile Driving Analyzer* (PDA) menggunakan beberapa peralatan utama, antara lain *PDA Monitor*, empat *wireless strain transducer*, dan empat *wireless strain accelerometer* yang dipasang pada kepala tiang, serta hammer dengan berat sekitar 12–13 ton. Besarnya berat hammer tersebut ditetapkan berdasarkan kisaran 1–2% dari kapasitas beban rencana, sehingga energi tumbukan yang dihasilkan masih berada dalam batas aman dan representatif terhadap kondisi kerja tiang.

Secara umum, pengujian PDA merupakan metode uji dinamis yang bertujuan untuk mengevaluasi daya dukung dan perilaku struktur tiang selama proses pemancangan. Respons dinamis akibat tumbukan hammer direkam oleh sensor dan diolah melalui monitor PDA untuk memperoleh parameter gaya, kecepatan, serta estimasi daya dukung tiang, dengan tetap memperhatikan integritas struktural tiang agar hasil pengujian tetap andal.



Gambar 3. 11 Proses Pengujian PDA

Hasil uji tes PDA Pengujian PDA menggunakan analisis CAPWAP adalah untuk mengetahui nilai kapasitas tiang uji (daya dukung total), daya tahanan friksi, daya tahanan ujung, penurunan total, dan penurunan tetap. Hasil pengujian ini harus memenuhi kesesuaian standar dari ASTM D-4945 (*Standard Test Method for High-Strain Dynamic Testing of Deep Foundations*). Adapun hasil dari *Pile Driving Analyzer* yang dapat dilihat pada Gambar 3.12.



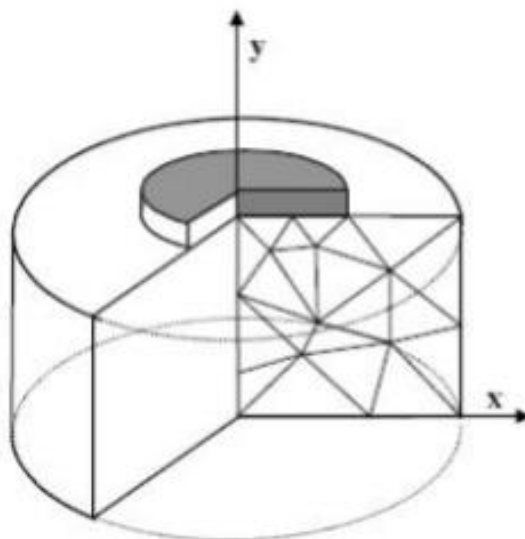
Gambar 3.12 Hasil PDA Test Bored pile

(Sumber: Adhi Karya (Persero) Tbk, 2024)

3.11 *Plaxis 2D*

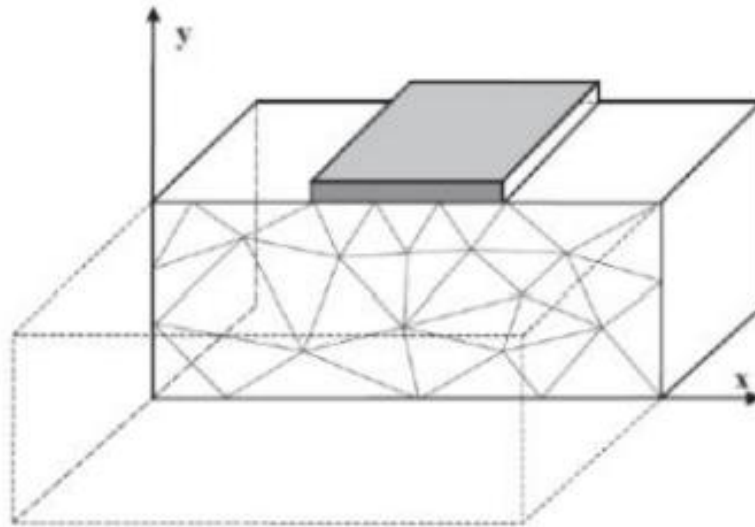
Plaxis 2D merupakan perangkat lunak analisis berbasis metode elemen hingga dalam dua dimensi yang digunakan untuk mengevaluasi deformasi, pergerakan, serta kestabilan tanah, sekaligus memodelkan respons konstruksi terhadap kondisi tanah tertentu. Kehadiran *Plaxis 2D* sangat memudahkan para praktisi di bidang geoteknik karena mampu mempercepat dan menyederhanakan proses analisis yang sebelumnya memakan waktu lama jika dikerjakan secara manual. Selain itu, *Plaxis 2D* menyediakan fasilitas desain dan perancangan yang terstruktur dan mudah digunakan dalam satu platform terintegrasi.

Plaxis 2D bisa juga dipakai untuk menganalisis nilai *axisymmetric* ataupun *plane – strain*. Model *axisymmetric* dipakai dalam menganalisis bangunan dengan bentuk lingkaran yang mempunyai potongan dengan bentuk radial dan pembebanan yang sama terhadap pusat, serta deformasi dan tegangan yang searah radial. Model *plane – strain* digunakan dalam menganalisis struktur dengan bentuk potongan melintang yang pembebanan dan tegangan yang seragam, dimana *displacement* atau deformasi searah dianggap nol. Adapun contoh dari model *axisymmetric* dan *plane – strain* dapat dilihat pada Gambar 3.13 dan Gambar 3.14 di bawah ini.



Gambar 3.13 Ilustrasi Model *Axisymmetric*

(Sumber: *Plaxis 2D*)



Gambar 3.14 Ilustrasi Model *Plane - Strain*

(Sumber: *Plaxis 2D*)

Software Plaxis 2D juga bisa digunakan untuk menganalisis pekerjaan geoteknik yaitu penurunan tanah akibat beban struktur yang berada di atasnya, kekuatan dukung pada lereng, pembangunan struktur tanah tunggal, konstruksi badan jalan dengan timbunan, serta pembangunan struktur di bawah permukaan tanah

Dalam penggunaan *Plaxis 2D*, penting untuk memahami teori mekanika tanah dan teknik Fondasi serta memperhatikan keakuratan data yang dimasukkan. Hal tersebut dilakukan karena aplikasi *Plaxis 2D* akan menghasilkan analisis dan perhitungan walaupun data berkemungkinan salah, sehingga analisis yang dilakukan aplikasi tersebut perlu ditinjau kembali.

Untuk proses tahapan penggunaan aplikasi *Plaxis 2D* ini terdiri dari 3 tahapan yaitu:

1. Input data

Proses ini mencakup tahapan pembuatan serta penyesuaian geometri model agar menghasilkan model elemen hingga yang merepresentasikan kondisi aktual. Selain itu, tahap ini juga meliputi pemasukan parameter seperti data

karakteristik tanah, pemodelan tiang, serta pemodelan beban yang akan diterapkan.

2. Perhitungan

Pada tahap ini, model yang telah selesai disiapkan digunakan dengan menentukan pengaturan perhitungan yang sesuai. Pengaturan tersebut meliputi pengaturan umum perhitungan (general calculation settings), parameter kontrol perhitungan (calculation control parameters), pengaturan penggandaan beban (load multiplier), penentuan tahapan konstruksi (stage construction), serta penerapan pengurangan nilai Φ -c untuk memperoleh faktor keamanan (SF).

3. Output Program

Output dari proses perhitungan yang dilakukan hingga tercapai keadaan seimbang. Hasil yang dihasilkan oleh program meliputi deformasi mesh, penurunan Fondasi, serta nilai faktor keamanan.

BAB IV

METODE PENELITIAN

4.1 Metode Penelitian

Metode penelitian adalah suatu cara atau strategi yang diterapkan untuk mengatasi berbagai masalah atau memperluas wawasan melalui penerapan prinsip-prinsip ilmiah. Dalam cakupan yang lebih luas, metode penelitian dapat dipahami sebagai langkah sistematis yang digunakan untuk mengumpulkan informasi yang tepat, dengan tujuan agar suatu pengetahuan tertentu dapat diidentifikasi, dikembangkan, dan diuji keabsahannya. Dengan demikian, pengetahuan tersebut dapat digunakan untuk memahami, menangani, serta mengantisipasi berbagai isu yang muncul.

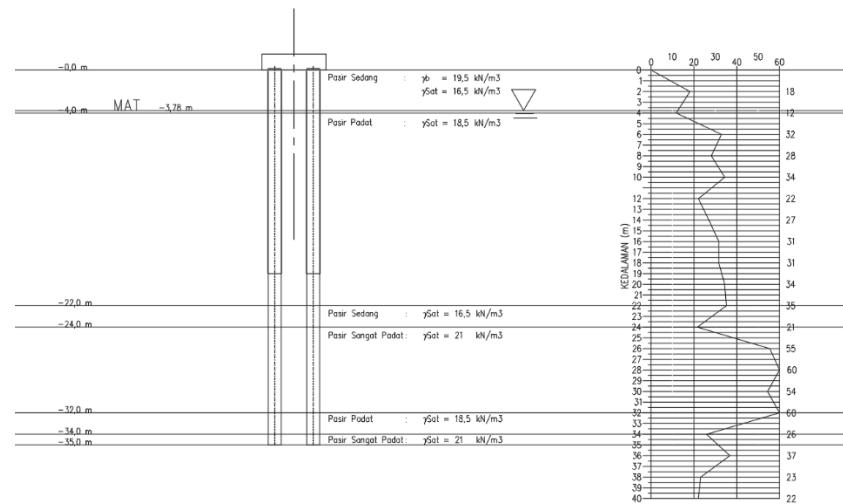
4.2 Metode Pengumpulan Data

Analisis daya dukung Fondasi bor dan penurunannya dibutuhkan beberapa data yang akan dipakai untuk mencari nilai daya dukung dan penurunan pada jembatan Kabanaran Bantul yang dapat diperoleh sebagai berikut

1. Data Geoteknik

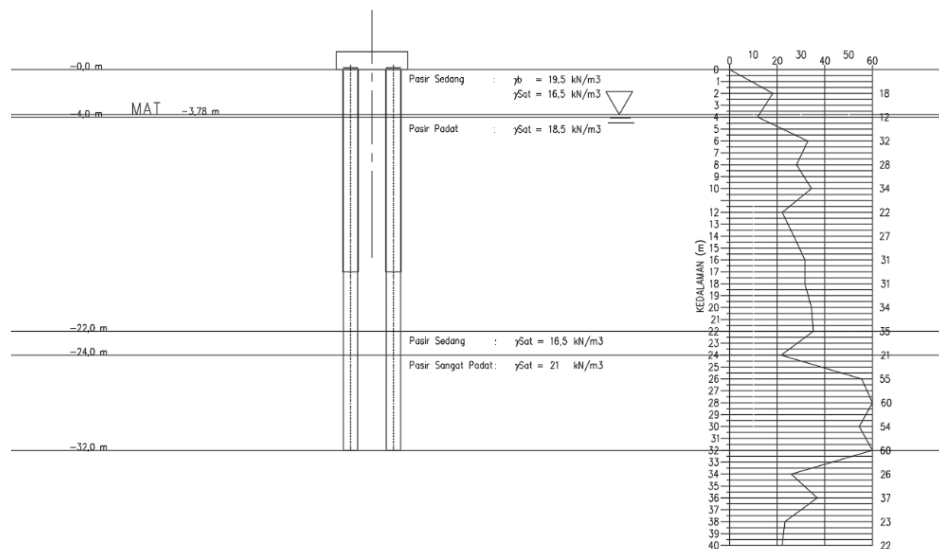
Data tanah yang digunakan ialah output dari penyelidikan tanah pada Proyek Pembangunan Jembatan Kabanaran. Uji penyelidikan tanah berupa data tanah hasil pengeboran dengan mesin *drilling rig* sebanyak 2 titik dengan kedalaman 37,5 m dan 32,5 m, uji standard Penetration Test (SPT) dilakukan pada setiap lubang bor teknik dengan interval pengujian setiap 2,0 m. Penyelidikan tanah dengan bor mesin bertujuan untuk mengetahui kondisi lapisan tanah. Dari hasil penyelidikan diperoleh beberapa tipe lapisan tanah, yaitu pasir tanah sedang, pasir sedang berada pada kedalaman $\pm 0,00$ meter sampai -4,00 meter, pasir padat berada pada kedalaman -14,00 meter sampai -22,00 meter, dan pasir sangat padat berada pada kedalaman -24,00 meter

sampai -32,00 meter, dan hasil analisis pembebanan Fondasi di lapangan atau PDA menunjukkan kapasitas dukung total 1419,4 ton pada titik P22 – 460 dengan penurunan 16,9 mm, sedangkan pada titik P23 – 478 kapasitas daya dukung total nya sebesar 1033,0 ton dan penurunan sebesar 18,2 mm. Adapun detail struktur lapisan tanah pada kedua titik dapat dilihat pada Gambar 4.1 dan Gambar 4.2



Gambar 4.1 Struktur Lapisan Tanah P22

(Sumber: Adhi Karya (Persero) Tbk, 2024)

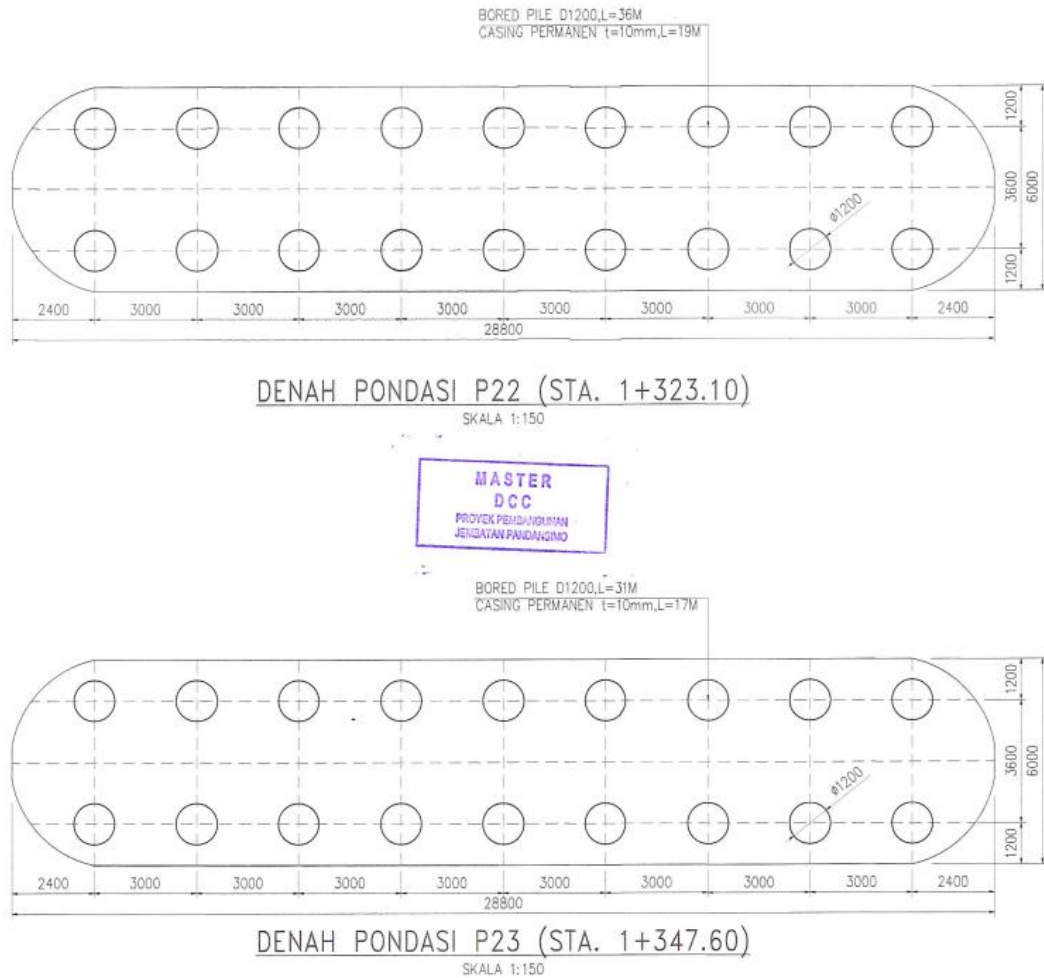


Gambar 4.2 Struktur Lapisan Tanah P23

(Sumber: Adhi Karya (Persero) Tbk, 2024)

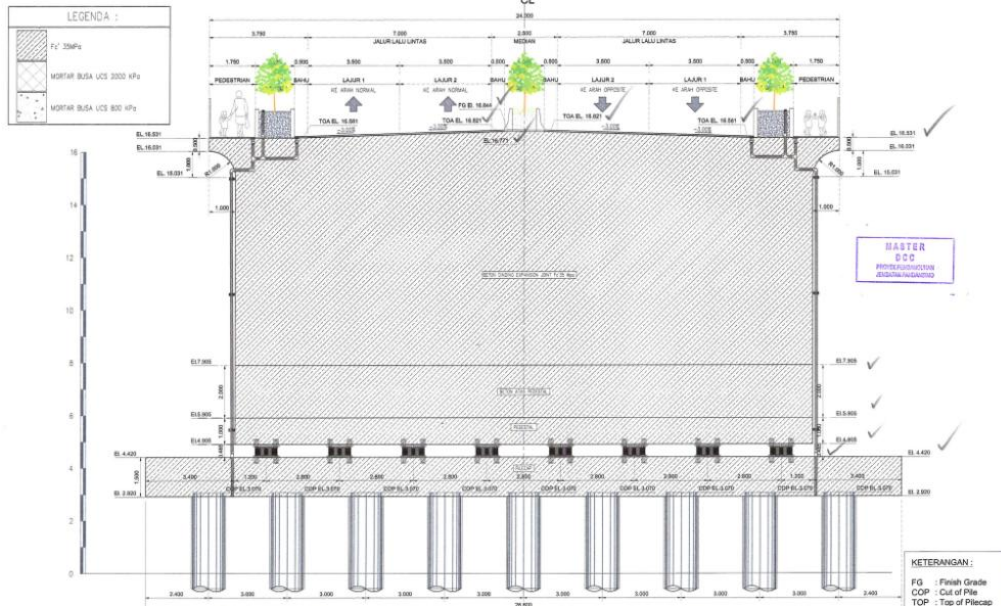
2. Data struktur Jembatan

Data struktur jembatan yang diperoleh dalam penelitian ini mencakup gambar struktur jembatan pada titik P22 dan P23, detail Jembatan dapat dilihat pada Gambar 4.3, Gambar 4.4, Gambar 4.5, dan Gambar 4.6 berikut.

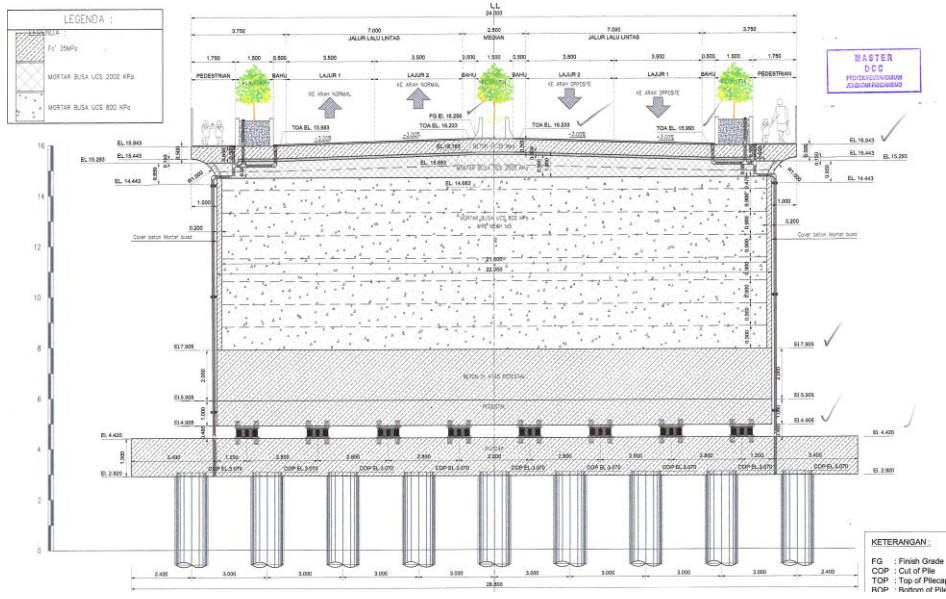


Gambar 4.3 Denah Fondasi P22 dan P23

(Sumber: Adhi Karya (Persero) Tbk, 2024)

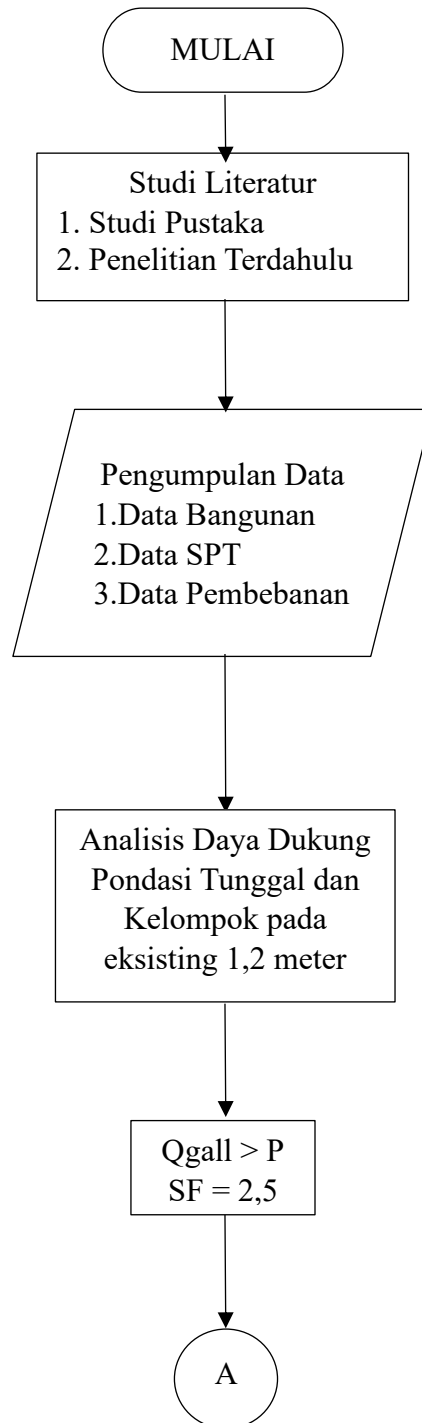


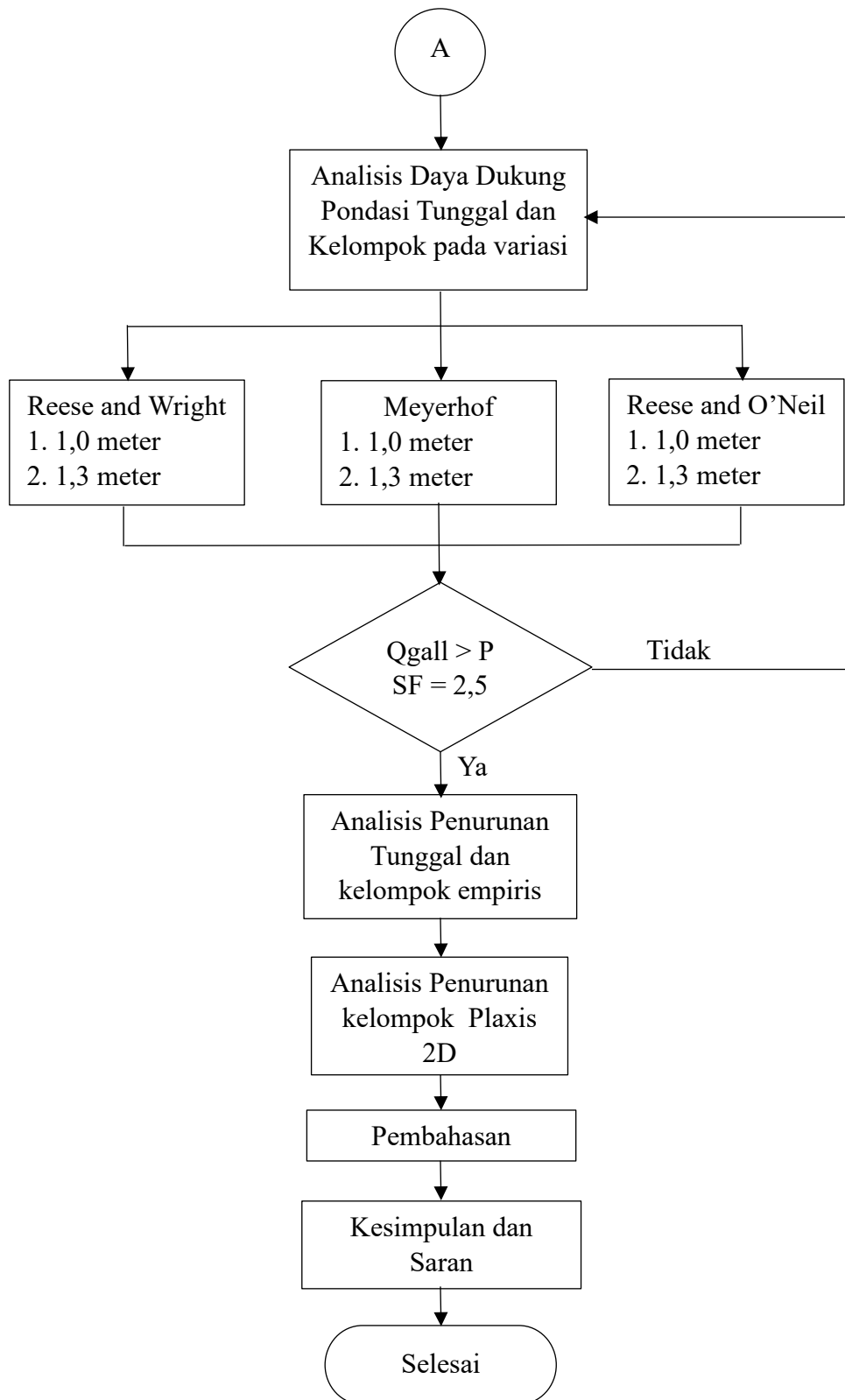
Gambar 4.4 Potongan Melintang P22
 (Sumber: Adhi Karya (Persero) Tbk, 2024)



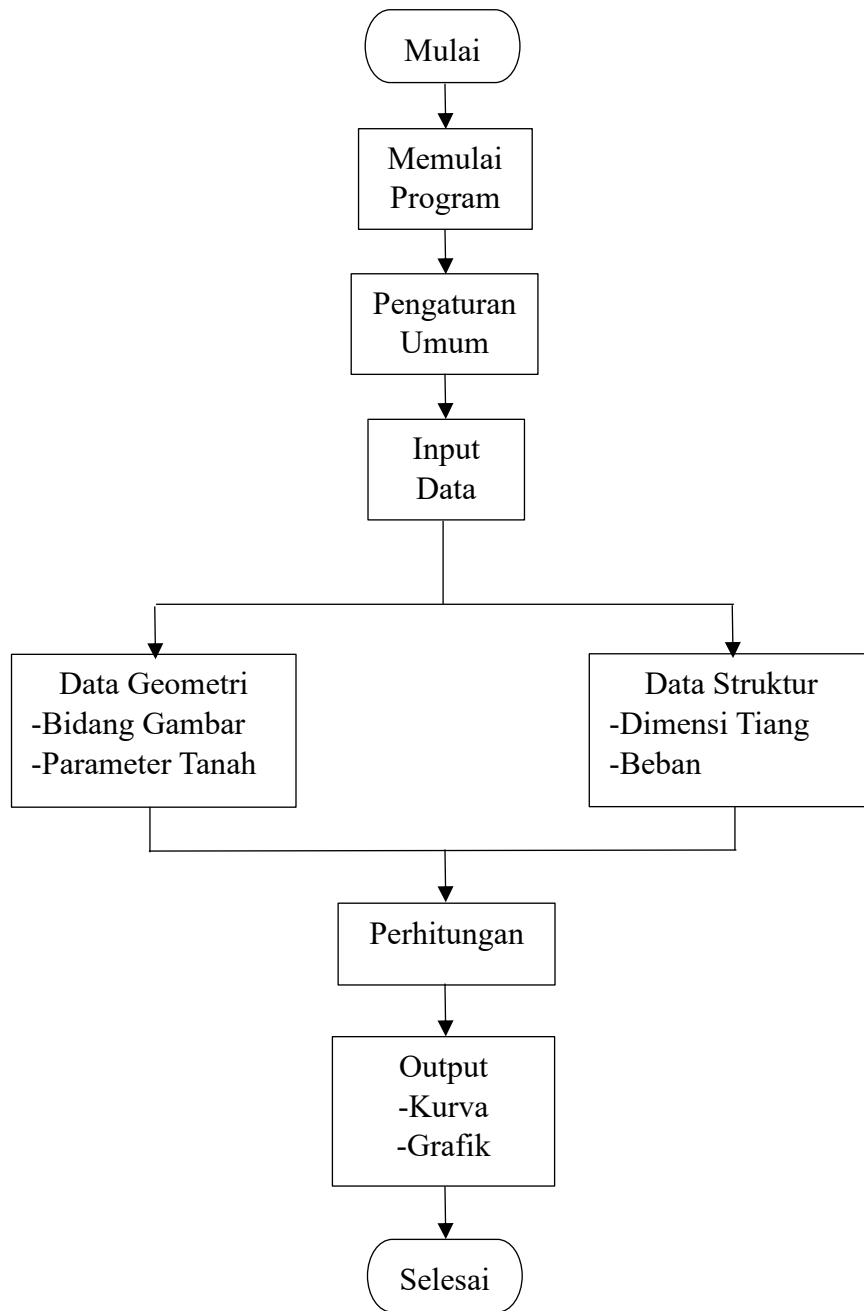
Gambar 4.5 Potongan Melintang P23
 (Sumber: Adhi Karya (Persero) Tbk, 2024)

rekomendasi. Gambar 4.7 di bawah ini memperlihatkan diagram atau alur proses penelitian yang dimaksud.





Gambar 4.7 Bagan Alir Penulisan Tugas Akhir



Gambar 4.8 Bagan Alir Program *PLAXIS 2D*

BAB V

HASIL DAN PEMBAHASAN

5.1 Data Jembatan

Pembangunan Proyek Jembatan Kabanaran terletak di Kecamatan Galur, Kabupaten Bantul, Daerah Istimewa Yogyakarta. Jembatan ini didesain dengan panjang jembatan $\pm 1,9$ km dan lebar 24 m dengan menggunakan struktur Fondasi dalam yaitu Fondasi tiang bor.

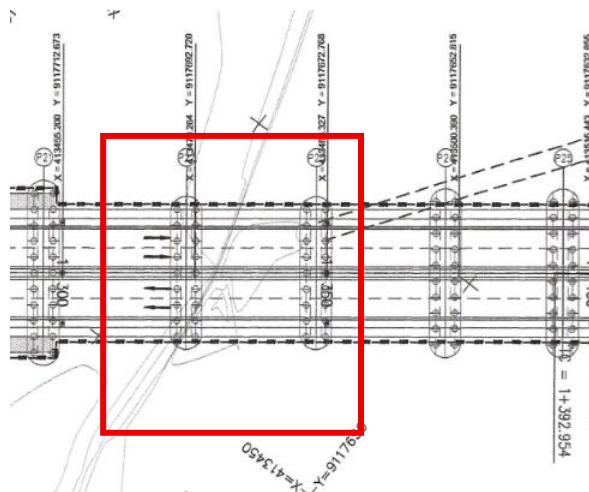
5.1.1 Spesifik Material

Material yang digunakan dalam pembangunan Proyek Jembatan Kabanaran adalah sebagai berikut :

1. Mutu beton ($f'c$) sebesar 10 MPa, 30 MPa, dan 35 MPa.
2. Mutu tulangan (f_y) sebesar 280 MPa dan 420 MPa.

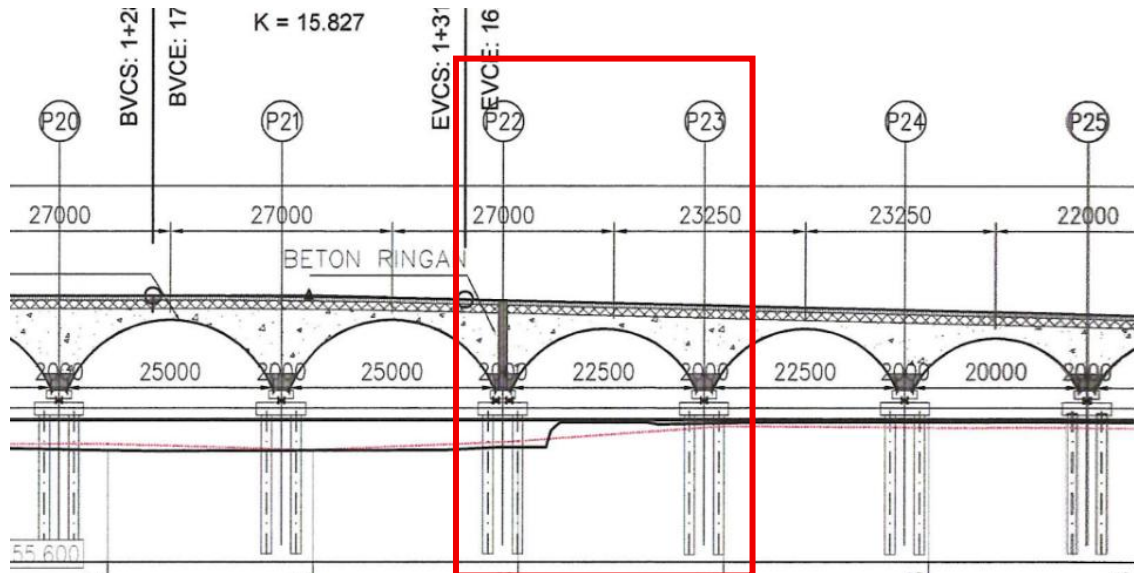
5.1.2 Denah Jembatan

Denah Jembatan Kabanaran yang ditinjau pada titik P22 dan P23 dapat dilihat pada Gambar 5.1 dan Gambar 5.2 berikut.



Gambar 5.1 Denah Titik P22

(Sumber: Adhi Karya (Persero) Tbk, 2024)



Gambar 5.2 Denah Titik P23

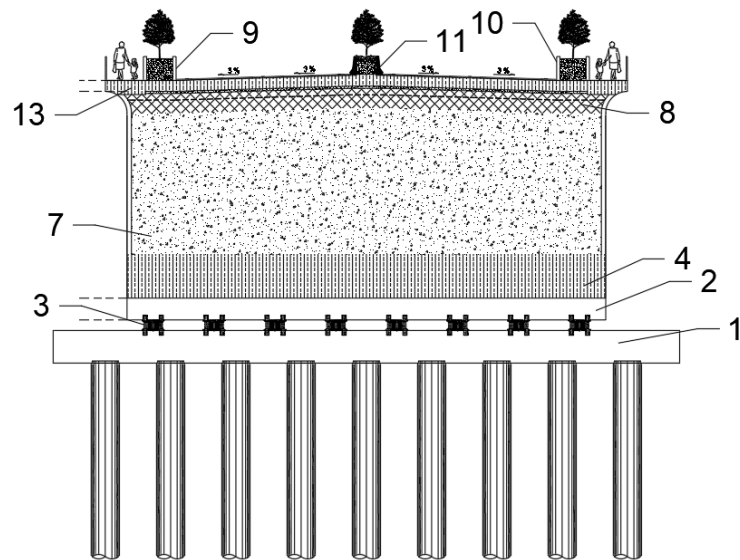
(Sumber: Adhi Karya (Persero) Tbk, 2024)

5.2 Pembebanan Jembatan

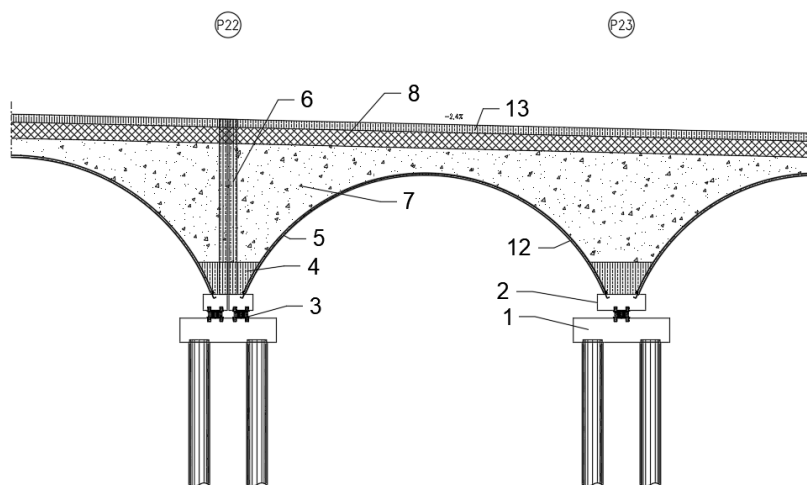
Desain perancangan struktur jembatan mempertimbangkan berbagai reaksi yang timbul dari beban pada struktur atasnya. Pembebanan pada jembatan dipengaruhi oleh beberapa faktor, dan beban-beban ini harus dikombinasikan sesuai dengan standar Pembebanan Jembatan SNI 1725:2016.

5.2.1 Berat sendiri (MS)

Berat sendiri mencakup bobot material dan komponen jembatan yang membentuk elemen struktural, serta elemen non-struktural permanen yang ditumpu olehnya. Pada Jembatan Kabanaran titik P22 dan P23, struktur ini memiliki bentang 25,75 m, 24,5 m dan lebar 24 m. Dimana struktur jembatan itu dapat dilihat pada Gambar 5.3 dan Gambar 5.4.



Gambar 5.3 Denah Titik P22 dan P23



Gambar 5.4 Denah Titik P22 dan P23

Adapun perhitungan berat sendiri dari struktur (tulangan dan beton) dapat dilihat pada Tabel 5.1, Tabel 5.2, Tabel 5.3 dan Tabel 5.4 sebagai berikut.

Tabel 5.1 Berat Struktur Beton Jembatan Titik P22

No	Beban	Luas	Panjang	Jumlah	Berat	Berat(Ton)
		m^2	m	n	t/m^3	
1	Pile Cap	43,2	6	1	2.24	580.608
2	Pedestal	22	3	1	2.24	147.84
3	Lead Rubber Bearing	-	-	8	-	52.133
4	Beton Atas Pedestal	5.902	22	1	2.24	290.865
5	Corrugated steel Plate	-	-	1	-	62.745
6	Extension joint	8.88	24	1	2.24	477.389
7	Mortar Busa 800 kPa	87.491	21.6	1	0,60	1133.886
8	Mortar Busa 2000 kPa	24.650	21.9	1	0.80	431.870
9	Parapet TIPE A	0.444	1	12	2.24	11.935
10	Parapet TIPE B	0.444	1	15	2.24	14.918
11	Barrier Median	0.2938	1	26	2.24	17.111
12	Penulangan Beton cover CSP	112.141	0.2	2	2.24	100.479
13	Perkerasan Kaku	12.325	24	1	2.24	662.597
Total Keseluruhan Berat Sendiri Jembatan Titik P22						3984.375

Tabel 5.2 Berat Struktur Tulangan Jembatan Titik P22

No	Beban Tulangan	Berat (kg)	Berat (ton)
1	Pile Cap	50609.594	50.610
2	Pedestal	5235.442	5.235
3	Beton Atas Pedestal	3249.137	3.249
4	Extension Joint	24306.684	24.307
5	Parapet Tipe A	515.028	0.515
6	Parapet Tipe B	643.785	0.644
7	Barrier Median	1115.894	1.116
8	Penulangan Beton Cover CSP	3163.771	3.164
9	Perkerasan Kaku	32406.474	32.406
Total Berat Tulangan P22			121.246

Tabel 5.3 Berat Struktur Jembatan Titik P23

No	Beban	Luas	Panjang	Jumlah	Berat	Berat(Ton)
		m^2	g m	n	t/m^3	
1	Pile Cap	43,2	6	1	2.24	580.608
2	Pedestal	22	3	1	2.24	147.840
3	Lead Rubber Bearing	-	-	8	-	52.133
4	Beton Atas Pedestal	5.9023	22	1	2.24	290.865
5	Corrugated steel Plate	-	-	1	-	62.745
6	Mortar Busa 800 kPa	86.233	21.6	1	0,60	1117.581
7	Mortar Busa 2000 kPa	24.5	21.9	1	0.80	429.240
8	Parapet TIPE A	0.444	1	11	2.24	10.940
9	Parapet TIPE B	0.444	1	14	2.24	13.924
10	Barier Median	0.2938	1	25.75	2.24	16.946
11	Penulangan Beton cover CSP	110.73 3	0.2	2	2.24	99.217
12	Perkerasan Kaku	12.25	24	1	2.24	658.560
Total Keseluruhan Berat Sendiri Jembatan Titik P23						3480.599

Tabel 5.4 Berat Struktur Tulangan Jembatan Titik P23

No	Beban Tulangan	Berat (kg)	Berat (ton)
1	Pile Cap	41470.363	41.470
2	Pedestal	4176.218	4.176
3	Beton Atas Pedestal	3587.099	3.587
5	Parapet Tipe A	472.109	0.472
6	Parapet Tipe B	600.866	0.601
7	Barier Median	1105.164	1.105
8	Penulangan Beton Cover CSP	3163.771	3.164
9	Perkerasan Kaku	32406.474	32.406
Total Berat Tulangan P22			86.982

Tabel 5.5 Rekapitulasi Berat Sendiri

No	Struktur	Berat Sendiri
1	Titik P22	4105.621
2	Titik P23	3567.581
Total Berat Sendiri (MS)		7673.202

5.2.2 Berat Mati Tambahan (MA)

Beban mati tambahan merupakan berat beban elemen non – struktural pada jembatan. Perhitungan beban mati tambahan pada titik P22 dan P23 dapat dilihat pada Tabel 5.6 dan Tabel 5.7.

Tabel 5.6 Berat Mati Tambahan Titik P22

No	Struktur	Panjang	Lebar	Tebal	Volume	Jumlah	Berat	Berat(T)
		m	m	m	m^3	n	t/m^3	
1	Lapisan Aspal	25.75	16	0.05	20.6	1	2.245	46.247
2	Railing	25.75	1.5	0.05	1.931	2	7.85	30.321
3	Air Hujan	25.75	24	0.05	30.9	1	1	30.900
4	Saluran Air	15.625	0.1		1.562	2	-	3.125
5	PJU	0.034625				2	7,85	0.544
ΣMa								111.136

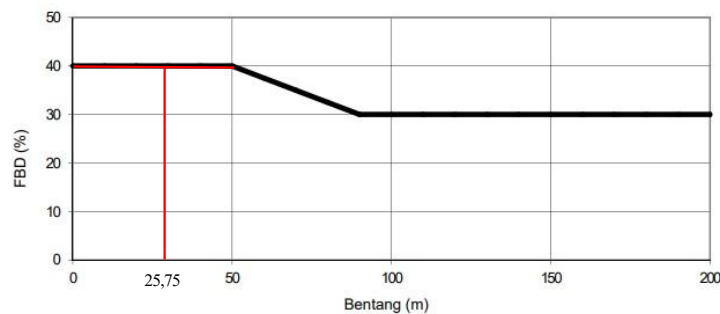
Tabel 5.7 Berat Mati Tambahan Titik P23

No	Struktur	Panjang	Lebar	Tebal	Volume	Jumlah	Berat	Berat(T)
		m	m	m	m^3	n	t/m^3	
1	Lapisan Aspal	24.5	16	0.05	19.6	1	2.245	44.002
2	Railing	24.5	1.5	0.05	1.8375	2	7.85	28.849
3	Air Hujan	24.5	24	0.05	29.4	1	1	29.400
4	Saluran Air	15.625	0.1		1.562	2	-	3.125
5	PJU	0.034625				2	7.85	0.544
ΣMa								105.919

5.2.3 Beban Lajur "D" (TD)

Beban lajur "D" terbagi menjadi beban terbagi merata (BTR) dan beban garis terpusat (BGT) adapun perhitungan pada titik P22.

Panjang, L	=	25,75 m
Lebar Bentang Jembatan	=	24 m
Lebar jalur lalu lintas	=	16 m
Faktor beban dinamis	=	40% (Gambar 5.5)
Intensitas BGT (p)	=	49 kN/m (SNI 1725:2016, Pasal 8.3)



Gambar 5.5 Faktor beban dinamis untuk beban T untuk pembebanan lajur "D" Titik P22

(Sumber: SNI 1725 - 2016)

1. Beban terbagi merata (BTR)

$$q = 9,0, \text{ untuk } L \leq 30 \text{ m}$$

$$= 9 \text{ kPa}$$

Pembebanan beban lajur :

Beban merata pada balok (BTR)

$$Q_{\text{BTR}} = q \times r \times L$$

$$= 9 \times 16 \times 25,75$$

$$= 3708,00 \text{ kN}$$

$$= 378,367 \text{ Ton}$$

2. Beban garis terpusat (BGT)

Beban garis terpusat memiliki intensitas $p = 49 \text{ kN/m}$

$$P_{\text{BGT}} = (1 + \text{FBD}) \times p \times r$$

$$= (1 + 40\%) \times 49 \times 16$$

$$= 1097.6 \text{ kN}$$

$$= 112.00 \text{ Ton}$$

Beban pada pilar akibat beban lajur D

$$P_{TD} = Q_{BTR} + P_{BGT}$$

$$= 3708.0 + 1097.6$$

$$= 4805.60 \text{ kN}$$

$$= 490.367 \text{ Ton}$$

5.2.4 Beban Pejalan Kaki (TP)

Beban pejalan kaki tergantung luas trotoar pada jembatan. Trotoar pada Jembatan Kabanaran titik P22 direncanakan mampu menahan beban sebagai berikut.

$$\text{Lebar trotoar} > 600 \text{ mm, } q = 5 \text{ kPa}$$

$$\text{Panjang trotoar tiap bentang (L)} = 25.75 \text{ m}$$

$$\text{Lebar trotoar (bt)} = 1,75 \text{ m} \times 2 \text{ sisi}$$

$$= 3.5 \text{ m}$$

$$P_{TP} = q \times bt \times L$$

$$= 5 \times 3,5 \times 25.75$$

$$= 450.625 \text{ Kn}$$

$$= 45.982 \text{ Ton}$$

5.2.5 Gaya rem (TB)

Perhitungan pengereman melibatkan gaya horizontal sejajar dengan sumbu memanjang jembatan titik P22 dan diasumsikan bekerja diatas permukaan jalan sebesar 1800 mm. Besaran gaya ini ditentukan oleh panjang jembatan (L) sebagai berikut:

$$\text{Beban terbagi merata (BTR)} = 3708.00 \text{ kN}$$

$$\text{Berat gandar truck} = 500 \text{ kN}$$

$$\text{Panjang, L} = 25.75 \text{ m}$$

- 5% dari berat truk rencana lalu ditambah beban lajur terbagi merata BTR

$$\text{Gaya rem} = 5\% \times (500 + Q_{BTR})$$

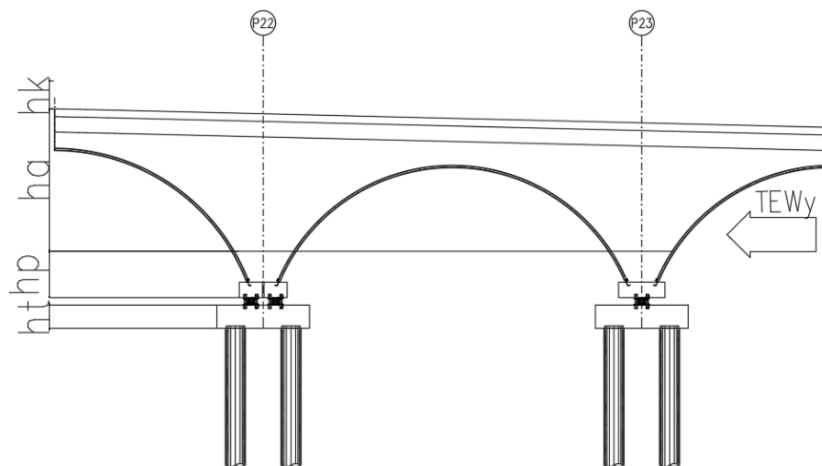
$$\begin{aligned}
 &= 5\% \times (500 + 3708.00) \\
 &= 210.4 \text{ kN} \\
 2. \text{ 25\% dari berat gandar truk} &= 25\% \times 225 \\
 &= 56.25 \text{ Kn}
 \end{aligned}$$

Nilai Gaya rem yang digunakan ialah nilai maksimal dari perhitungan 5% dan 25%

$$\begin{aligned}
 3. \text{ Gaya rem yang digunakan (T}_{TB}) &= 210.4 \text{ kN} \\
 &= 21.469 \text{ ton} \\
 4. \text{ Lengan Terhadap Fondasi (Y}_{TB}) &= 12.08 \text{ m} \\
 5. \text{ Momen akibat gaya rem (M}_{TB}) &= T_{TB} \times Y_{TB} \\
 &= 210.4 \times 12.08 \\
 &= 2541.632 \text{ knm} \\
 &= 285.691 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

5.2.6 Gaya Angin (EW)

1. Beban angin pada struktur atas melintang, Y (EW_s)



Gambar 5.6 Beban Angin Pada Jembatan Melintang

Kecepatan angin di elevasi 10 m pada lokasi proyek berkisar ± 15 knot atau sekitar 30 km/jam, yang tergolong relatif kecil. Oleh karena itu, dalam perhitungan digunakan kecepatan angin sebesar 90 km/jam, yaitu nilai dalam rentang kecepatan angin rencana 90–120 km/jam, agar hasil analisis lebih representatif dan konservatif.

Kecepatan angin di elevasi 10 m	$V_{10} = 90$ km/jam
Kecepatan angin rencana	$V_b = 90$ km/jam
Elevasi Struktur	$Z = 12,08$ m
Kecepatan gesekan angin	$V_o = 13,2$ km/jam
Panjang gesekan di hulu jembatan	$Z_o = 0,07$ m
Panjang Bentang P22	$L = 25,75$ m
Tinggi bidang samping, Mortar Busa	$h_a = 8,01$ m
Tinggi bidang samping, pile head	$h_p = 3$ m
Tinggi bidang samping, pile cap	$h_t = 1,5$ m
Tinggi Bidang Samping Railing	$h_k = 1,8$ m
Tinggi struktur	$H = 12,51$ m
Kondisi Lokasi	= Lahan Terbuka

kecepatan angin rencana pada elevasi rencana dapat dihitung dengan Persamaan 3.5

$$\begin{aligned}
 V_{DZ} &= 2,5 \cdot V_o \cdot \left(\frac{V_{10}}{V_b}\right) \cdot \ln\left(\frac{Z}{Z_o}\right) \\
 &= 2,5 \times 13,2 \times \left(\frac{90}{90}\right) \times \ln\left(\frac{12,08}{0,07}\right) \\
 &= 169,977 \text{ km/jam}
 \end{aligned}$$

$$\text{Tekanan angin dasar, } P_B = 0,0024 \text{ Mpa} = 2,4 \text{ Kpa (angin tekan)}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tekanan angin rencana, } P_D &= P_B \times \left(\frac{V_{DZ}}{V_B}\right)^2 \\
 &= 2,4 \times \left(\frac{169,977}{100}\right)^2 \\
 &= 4,533 \text{ kN/mm} > 4,4 \text{ kN/mm syarat angin}
 \end{aligned}$$

tekan

$$\text{Tekanan angin dasar, } P_B = 0,0012 \text{ Mpa} = 1,2 \text{ Kpa (angin hisap)}$$

$$\text{Tekanan angin rencana, } P_D = P_B \times \left(\frac{V_{DZ}}{V_B}\right)^2$$

$$\begin{aligned}
 &= 1,2 \times \left(\frac{169,977}{100}\right)^2 \\
 &= 2.266 \text{ kN/m} > 2,2 \text{ kN/m syarat angin hisap}
 \end{aligned}$$

Luas area yang terkena beban angin, A_b

$$\text{Luas area terkena beban angin, } A_b = 152.1463 \text{ m}^2$$

Gaya angin horizontal

$$\begin{aligned}
 \text{TEW}_y &= P_D \times A_b \\
 &= 4.53 \times 152.1463 \\
 &= 689.636 \text{ kN} \\
 &= 70.371 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Letak TEW}_y &= \frac{1}{2} \times H_0 \\
 &= \frac{1}{2} \times 12.51 \\
 &= 6.255 \text{ m}
 \end{aligned}$$

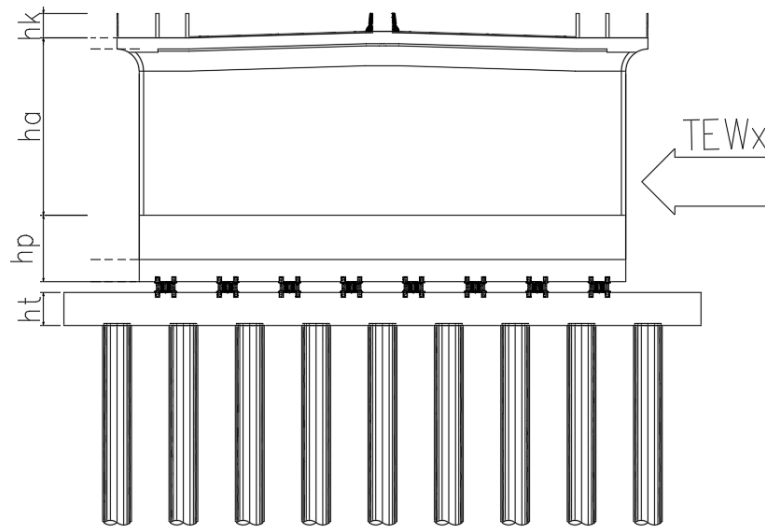
Lengan momen terhadap Fondasi

$$\begin{aligned}
 \text{YEW}_y &= \frac{1}{2} \times H \\
 &= \frac{1}{2} \times 12.51 \\
 &= 6.255 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Momen akibat gaya angin, MEW_y

$$\begin{aligned}
 &= \text{TEW}_y \times \text{YEW}_y \\
 &= 689.636 \times 6.255 \\
 &= 4313.671 \text{ kNm} \\
 &= 484.876 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

2. Beban angin pada struktur atas memanjang, $X (\text{EW}_s)$



Gambar 5.7 Beban Angin Pada Jembatan Memanjang

Luas area yang terkena beban angin, A_b

$$\text{Luas area terkena beban angin, } A_b = 250.4029 \text{ m}^2$$

Gaya angin horizontal

$$\begin{aligned} TEW_x &= P_D \times A_b \\ &= 4.533 \times 250.4029 \\ &= 1135.005 \text{ kN} \\ &= 115.817 \text{ Ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Letak } TEW_x &= \frac{1}{2} \times H \\ &= \frac{1}{2} \times 12.51 \\ &= 6.255 \text{ m} \end{aligned}$$

Lengan momen terhadap Fondasi

$$\begin{aligned} YEW_x &= \frac{1}{2} \times H \\ &= \frac{1}{2} \times 12.51 \\ &= 6.255 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen akibat gaya angin

$$MEW_x = TEW_x \cdot YEW_x$$

$$= 1135.005 \times 6.255$$

$$= 7099.454 \text{ kNm}$$

$$= 798.010 \text{ tm}$$

3. Beban angin pada kendaraan, (EW_L)

$$\text{Beban menerus, } EW_L = 1.46 \text{ N/mm}$$

$$\text{Kendaraan diletakkan tegak lurus di atas permukaan, } y = 1800 \text{ mm}$$

$$\text{Panjang jembatan, } L = 25750 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak antar roda, } x = 1750 \text{ mm}$$

$$\text{Beban angin kendaraan, } PEW_L$$

$$\begin{aligned} PEW_L &= \frac{EW_L \times L \times y}{x} \\ &= \frac{1.46 \times 25750 \times 1800}{1750} \\ &= 38669.143 \text{ N} \\ &= 38.669 \text{ kN} \\ &= 3.946 \text{ Ton} \end{aligned}$$

Tabel 5.8 Rekapitulasi Pembebanan Jembatan Titik P22

NO	BEBAN P22	P (TON)	TX (TON)	TY (TON)	MX (TM)	MY (TM)
1	Beban mati (MS)	4105.621				
2	Beban mati tambahan (MA)	111.136				
3	Beban Lajur (TD)	378.367				
4	Beban Rem (TB)		21.469		285.691	
5	Beban Pejalan Kaki (TP)	45.982				
6	Beban Angin (Ews)		115.817	70.371	798.010	484.876
7	Beban Angin Kendaraan (Ews)	3.946				

Tabel 5.9 Rekapitulasi Pembebanan Jembatan Titik P23

NO	BEBAN P22	P (TON)	TX (TON)	TY (TON)	MX (TM)	MY (TM)
1	Beban mati (MS)	3567.581				
2	Beban mati tambahan (MA)	105.919				
3	Beban Lajur (TD)	360.000				
4	Beban Rem (TB)		20.551		273.470	
5	Beban Pejalan Kaki (TP)	43.750				
6	Beban Angin (Ews)		105.637	65.190	727.867	449.180
7	Beban Angin Kendaraan (Ews)	3.754				

5.2.7 Kombinasi Pembebanan Pada Jembatan

Berikut ini adalah kombinasi pada jembatan Kabanaran titik P22 berdasarkan Pembebanan Jembatan SNI 1725:2016 yang dapat dilihat pada Tabel 5.10 sampai dengan Tabel 5.16.

Tabel 5.10 Kombinasi Pembebanan Jembatan Titik P22

NO	BEBAN	Keadaan Batas					
		Kuat I	Kuat II	Kuat III	Kuat IV	Kuat V	Ekstrem I
1	Beban mati (MS)	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3
2	Beban mati tambahan (MA)	2	2	2	2	2	2
3	Beban Lajur (TD)	1.8	1.4	0	0	0	0.5
4	Beban Rem (TB)	1.8	1.4	0	0	0	0.5
5	Beban Pejalan Kaki (TP)	1.8	1.4	0	0	0	0.5
6	Beban Angin (Ews)	0	0	1.4	0	0.4	0
7	Beban Angin Kendaraan (Ews)	0	0	0	0	1	0

Tabel 5.11 Kombinasi Kuat I

NO	BEBAN P22	P (TON)	TX (TON)	TY (TON)	MX TM	MY TM
1	Beban mati (MS)	5337.308				
2	Beban mati tambahan (MA)	222.272				
3	Beban Lajur (TD)	681.061				
4	Beban Rem (TB)		38.645		514.243	
5	Beban Pejalan Kaki (TP)	82.768				
6	Beban Angin (Ews)	0	0	0	0	0
7	Beban Angin Kendaraan (Ews)	0				

Tabel 5.12 Kombinasi Kuat II

NO	BEBAN P22	P (TON)	TX (TON)	TY (TON)	MX TM	MY TM
1	Beban mati (MS)	5337.308				
2	Beban mati tambahan (MA)	222.272				
3	Beban Lajur (TD)	529.714				
4	Beban Rem (TB)		30.057		514.243	
5	Beban Pejalan Kaki (TP)	64.375				
6	Beban Angin (Ews)		0	0	0	0
7	Beban Angin Kendaraan (Ews)	0				

Tabel 5.13 Kombinasi Kuat III

NO	BEBAN P22	P (TON)	TX (TON)	TY (TON)	MX TM	MY TM
1	Beban mati (MS)	5337.308				
2	Beban mati tambahan (MA)	222.272				
3	Beban Lajur (TD)	0				
4	Beban Rem (TB)		0		0	
5	Beban Pejalan Kaki (TP)	0				
6	Beban Angin (Ews)	0	162.144	98.519	1117.215	678.826
7	Beban Angin Kendaraan (Ews)	0				

Tabel 5.14 Kombinasi Kuat IV

NO	BEBAN P22	P (TON)	TX (TON)	TY (TON)	MX TM	MY TM
1	Beban mati (MS)	5337.308				
2	Beban mati tambahan (MA)	222.272				
3	Beban Lajur (TD)	0				
4	Beban Rem (TB)		0		0	
5	Beban Pejalan Kaki (TP)	0				
6	Beban Angin (Ews)		0	0	0	0
7	Beban Angin Kendaraan (Ews)	0				

Tabel 5.15 Kombinasi Kuat V

NO	BEBAN P22	P (TON)	TX (TON)	TY (TON)	MX TM	MY TM
1	Beban mati (MS)	5337.308				
2	Beban mati tambahan (MA)	222.272				
3	Beban Lajur (TD)	0				
4	Beban Rem (TB)		0		0	
5	Beban Pejalan Kaki (TP)	0				
6	Beban Angin (Ews)		46.327	28.148	319.204	193.950
7	Beban Angin Kendaraan (Ews)	3.946				

Tabel 5.16 Kombinasi Ekstrem I

NO	BEBAN P22	P (TON)	TX (TON)	TY (TON)	MX TM	MY TM
1	Beban mati (MS)	5337.308				
2	Beban mati tambahan (MA)	222.272				
3	Beban Lajur (TD)	189.184				
4	Beban Rem (TB)		10.735		142.845	
5	Beban Pejalan Kaki (TP)	22.991				
6	Beban Angin (Ews)		0	0	0	0
7	Beban Angin Kendaraan (Ews)	0				

Berikut disajikan hasil rekapitulasi kombinasi pembebanan jembatan pada titik P22 dan P23 yang diperoleh dari hasil analisis pembebanan. Rekapitulasi ini mencakup berbagai kombinasi beban yang bekerja pada struktur jembatan dan digunakan untuk menentukan nilai pembebanan yang paling kritis. Seluruh hasil perhitungan tersebut dapat dilihat secara rinci pada Tabel 5.17 dan Tabel 5.18.

Tabel 5.17 Hasil Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Jembatan P22

NO	KOMBINASI	P (TON)	TX (TON)	TY (TON)	MX (TM)	MY (TM)
1	Kuat I	6323.409	38.645	0.000	514.243	0.000
2	Kuat II	6153.669	30.057	0.000	514.243	0.000
3	Kuat III	5559.580	162.144	98.519	1117.215	678.826
4	Kuat IV	5559.580	0.000	0.000	0.000	0.000
5	Kuat V	5563.526	46.327	28.148	319.204	193.950
6	Ekstrem I	5771.755	10.735	0.000	142.845	0.000
	MAX	6323.409	162.144	98.519	1117.215	678.826

Tabel 5.18 Hasil Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Jembatan P23

NO	KOMBINASI	P (TON)	TX (TON)	TY (TON)	MX (TM)	MY (TM)
1	Kuat I	5575.357	36.992	0.000	492.246	0.000
2	Kuat II	5413.857	28.771	0.000	382.858	0.000
3	Kuat III	4848.607	147.891	91.266	1019.013	628.852
4	Kuat IV	4848.607	0.000	0.000	0.000	0.000
5	Kuat V	4852.361	42.255	26.076	291.147	179.672
6	Ekstrem I	5050.482	10.276	0.000	136.735	0.000
	MAX	5575.357	147.891	91.266	1019.013	628.852

Berdasarkan hasil rekapitulasi pada Tabel 5.17 dan Tabel 5.18, diperoleh pembebanan total kombinasi pada titik P22 sebesar 6584,072 ton dan pada titik P23 sebesar 5814,515 ton.

5.3 Kapasitas Dukung Tiang Bor Tunggal

Kapasitas dukung tiang bor tunggal dilakukan perhitungan dengan mencari nilai daya dukung ujung tiang dan daya dukung friksi.

5.3.1 Perhitungan Metode Reese and Wright (1977)

1. Tiang bor diameter eksisting 1,2 m pada P22

Pada perencanaan dimensi 1,2 m, ujung tiang bored pile berada di kedalaman 35 m dengan N_{60} rata – rata= 59.

- a. Daya dukung ujung (Q_p)

$$q_p = 389,7472 \text{ ton/m}^2 \text{ (Gambar 3.7)}$$

$$\begin{aligned} A_p &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 1,2^2 \\ &= 1.1310 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_p &= A_p \times q_p \\ &= 1.1310 \times 389,747 \\ &= 440.794 \text{ Ton} \end{aligned}$$

- b. Daya dukung selimut (Q_s)

Perhitungan daya dukung selimut tiang bor ini dihitung sampai kedalaman 35 m.

1) Lapisan 1 (kedalaman 0 – 2 m)

$$\text{Tinggi Lapisan(L)} = 2 \text{ m}$$

$$\text{N60 lapisan 1} = 19$$

$$\text{Nilai } f_s = 5.708 \text{ ton/m}^2 \text{ (Gambar 3.8)}$$

$$\text{Keliling Tiang(P)} = \pi \times D$$

$$= \pi \times 1,2 \text{ m}$$

$$= 3.77 \text{ m}$$

$$Q_s = f_s \times L \times P$$

$$= 5.708 \times 2 \times 3.77$$

$$= 43.040 \text{ Ton}$$

Dengan cara perhitungan yang sama seperti di atas, maka perhitungan lapisan dapat dilihat pada Tabel 5.19 di bawah ini.

Tabel 5.19 Rekapitulasi Daya Dukung Gesek Tiang Bor Metode Reese dan Wright P22

Kedalaman (m)	N60	P(m)	f_s (ton/m ²)	L(m)	Qs (ton)
2	19	3.7699	5.7084	2	43.0405
4	13	3.7699	4.1337	2	31.1672
6	38	3.7699	12.0074	2	90.5334
8	37	3.7699	11.6137	2	87.5651
10	45	3.7699	13.2868	2	100.1804
12	31	3.7699	9.2516	2	69.7552
14	38	3.7699	12.0074	2	90.5334
16	43	3.7699	13.0900	2	98.6962
18	43	3.7699	13.0900	2	98.6962
20	48	3.7699	14.1726	2	106.8591
22	49	3.7699	14.4679	2	109.0853
24	29	3.7699	8.4642	2	63.8186
26	77	3.7699	17.1056	2	128.9730
28	84	3.7699	17.3811	2	131.0508
30	76	3.7699	17.0662	2	128.6761
32	84	3.7699	17.3811	2	131.0508
34	36	3.7699	11.2200	2	84.5968
36	52	3.7699	15.1568	1	57.1399
Qs Total					1651.4178

c. Daya dukung ultimit (Q_u)

$$\begin{aligned}
 W_p &= A_p \times L \times B_j \\
 &= 1.1310 \times 35 \times 2400 \\
 &= 95001.76 \text{ kg} \\
 &= 95.0018 \text{ ton} \\
 Q_u &= Q_p + Q_s - W_p \\
 &= 440.79 + 1651.4178 - 95.0018 \\
 &= 1997.2097 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

d. Kapasitas ijin (Q_{all})

$$\begin{aligned}
 Q_{all} &= \frac{Q_u}{SF} \\
 &= \frac{1997,2097}{2,5} \\
 &= 798.8839 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

Dengan perhitungan dan tahapan yang sama seperti di atas, hasil rekapitulasi perhitungan kapasitas daya dukung metode *Reese and Wright* pada titik P22 dan P23 dapat dilihat pada Tabel 5.20 dan Tabel 5.21 berikut ini.

Tabel 5.20 Rekapitulasi Perhitungan Metode Reese and Wright P22

Diameter (m)	1	1,2	1,3
Qp (ton)	298.1559	440.7937	501.0633
Qs (ton)	1376.1815	1651.4178	1789.0360
Qu (ton)	1608.3640	1997.2097	2178.6042
Qall (ton)	643.3456	798.8839	871.4417

Tabel 5.21 Rekapitulasi Perhitungan Metode Reese and Wright P23

Diameter (m)	1	1,2	1,3
Qp (ton)	309.1987	439.6805	505.3018
Qs (ton)	1258.0676	1509.6812	1635.4879
Qu (ton)	1506.9477	1862.5029	2038.8513
Qall (ton)	602.7791	745.0012	815.5405

5.3.2 Perhitungan Metode Meyerhof (1976)

1. Tiang bor diameter eksisting 1,2 m pada P22

Pada perencanaan dimensi 1,2 m, ujung tiang bored pile berada di kedalaman 35 m, nilai N_{spt} yang digunakan diambil nilai rata rata 8D di atas dasar tiang dan 4D di bawah dasar tiang bor dapat dilihat pada Tabel 5.22 berikut.

Tabel 5.22 Nilai N60 Rata - Rata P22

Kedalaman (m)	N60 (koreksi)	N60 (rata – rata)
26	77	59
28	84	
30	76	
32	84	
34	36	
36	52	
38	32	
40	31	

a. Daya dukung ujung (Q_p)

$$\begin{aligned} A_p &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 1,2^2 \\ &= 1.1310 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

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

$$\sigma_r = 100 \text{ kPa} \times 0.102$$

$$\sigma_r = 10,2 \text{ ton/m}^2$$

$$\begin{aligned} f_p &= 0,4 \times N_{60} \text{ rata – rata} \times \frac{L}{D} \times \sigma_r \leq 4 \times N_{60} \text{ rata – rata} \times \sigma_r \\ &= 0,4 \times 59 \times \frac{35}{1,2} \times 10,2 \leq 4 \times 59 \times 10,2 \\ &= 7012,0 \leq 2407,2 \end{aligned}$$

$$f_p = 2407,2000 \text{ ton/m}^2$$

$$Q_p = A_p \times f_p$$

$$= 1,1310 \times 2407,2$$

$$= 2722,4791 \text{ Ton}$$

b. Daya dukung gesek (Q_s)

Perhitungan daya dukung selimut tiang bor ini dihitung sampai kedalaman 35 m dengan perhitungan tiap lapisan 2 meter

1) Lapisan 1 (kedalaman 0 – 2 m)

$$\begin{aligned} Q_s &= 0,01 \times N_{60} \times P \times \Delta L \times P_a \\ &= 0,01 \times 19 \times 3.7699 \times (2-0) \times 10.1972 \\ &= 14.6081 \text{ Ton} \end{aligned}$$

2) Lapisan 1 (kedalaman 2 – 4 m)

$$\begin{aligned} Q_s &= 0,01 \times N_{60} \times P \times \Delta L \times P_a \\ &= 0,01 \times 19 \times 3.7699 \times (2-0) \times 10.1972 \\ &= 14.6081 \text{ Ton} \end{aligned}$$

3) Lapisan 1 (kedalaman 4 – 6 m)

$$\begin{aligned} Q_s &= 0,01 \times N_{60} \times P \times \Delta L \times P_a \\ &= 0,01 \times 19 \times 3.7699 \times (2-0) \times 10.1972 \\ &= 14.6081 \text{ Ton} \end{aligned}$$

4) Lapisan 1 (kedalaman 6 – 8 m)

$$\begin{aligned} Q_s &= 0,01 \times N_{60} \times P \times \Delta L \times P_a \\ &= 0,01 \times 19 \times 3.7699 \times (2-0) \times 10.1972 \\ &= 14.6081 \text{ Ton} \end{aligned}$$

5) Lapisan 1 (kedalaman 8 – 10 m)

$$\begin{aligned} Q_s &= 0,01 \times N_{60} \times P \times \Delta L \times P_a \\ &= 0,01 \times 19 \times 3.7699 \times (2-0) \times 10.1972 \\ &= 14.6081 \text{ Ton} \end{aligned}$$

Dengan perhitungan yang sama seperti di atas maka nilai Daya dukung gesek pada kedalaman 35 m ialah 627,3799 Ton

c. Daya dukung ultimite (Q_u)

$$\begin{aligned} W_p &= A_p \times L \times B_j \\ &= 1.1310 \times 35 \times 2400 \\ &= 95001.76 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 95.0018 \text{ ton} \\
 Q_u &= Q_p + Q_s - W_p \\
 &= 2722,4791 + 627,3799 - 95.0018 \\
 &= 3254,8572 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

d. Kapasitas ijin (Q_{all})

$$\begin{aligned}
 Q_{all} &= \frac{Q_u}{SF} \\
 &= \frac{3254,8572}{2,5} \\
 &= 1301,9429 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

Dengan perhitungan dan tahapan yang sama seperti di atas, hasil rekapitulasi perhitungan kapasitas daya dukung metode *Meyerhof* pada titik P22 dan P23 dapat dilihat pada Tabel 5.23 dan Tabel 5.24 berikut ini

Tabel 5.23 Rekapitulasi Perhitungan Metode Meyerhof P22

Diameter (m)	1	1,2	1,3
Q_p (ton)	1808,2110	2722,4791	3026,6502
Q_s (ton)	522,8166	627,3799	679,6616
Q_u (ton)	2265,0541	3254,8572	3594,8166
Q_{all} (ton)	906,0216	1301,9429	1437,9266

Tabel 5.24 Rekapitulasi Perhitungan Metode Meyerhof P23

Diameter (m)	1	1,2	1,3
Q_p (ton)	2005,0542	2710,9431	3122,9253
Q_s (ton)	483,0928	579,7113	628,0206
Q_u (ton)	2427,8284	3203,7957	3649,0075
Q_{all} (ton)	971,1314	1281,5183	1459,6030

5.3.3 Perhitungan Metode Reese and O'Neill (1989)

1. Tiang bor diameter eksisting 1,2 m pada P22

Pada perencanaan dimensi 1,2 m, ujung tiang bored pile berada di kedalaman 35 m, nilai N_{spt} yang digunakan diambil nilai rata-rata 2D di bawah dasar tiang bor

a. Daya dukung ujung (Q_p)

$$f_b = 0,6 \times \sigma_r \times N_{60} \leq 4500 \text{ Kpa}$$

$$= 0,6 \times 10,2 \times 42 \leq 451.6251 \text{ ton/m}^2$$

$$= 257 \leq 451.6251 \text{ ton/m}^2$$

$$fb = 257 \text{ ton/m}^2$$

Dikarenakan diameter $\geq 1,2$ maka nilai fb perlu direduksi

$$fbr = 4,17 \times \left(\frac{dr}{db}\right) \times fb$$

$$= 4,17 \times \left(\frac{0,3}{1,2}\right) \times 257$$

$$= 268 \text{ t/m}^2$$

$$Ap = 1.1310 \text{ m}^2$$

$$Qp = Ap \times fb$$

$$= 1.1310 \times 268$$

$$= 303,0604 \text{ Ton}$$

b. Daya dukung gesek (Qs)

Perhitungan daya dukung selimut tiang bor ini dihitung sampai kedalaman 35 m dengan perhitungan tiap lapisan 2 meter

1) Lapisan 1 (kedalaman 0 – 2 m)

$$Dr = \text{Sedang}$$

$$\gamma_b = 16,35 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{sat}} = 19,51 \text{ kN/m}^3$$

$$N_{60} = 19$$

$$z = 1$$

$$As = 7.5398 \text{ m}^2$$

Untuk $0,25 \leq \beta \leq 1,2$

$$\beta = 1,5 - 0,245 \cdot \sqrt{z}$$

$$= 1,5 - 0,245 \cdot \sqrt{1}$$

$$= 1,255$$

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

$$Po'1 = \gamma \times L$$

$$= 16,35 \times 2$$

$$= 32,70 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 \text{Po' rata - rata} &= \frac{\sum \text{Po}'}{2} \\
 &= \frac{32,7000+0}{2} \\
 &= 16,3500 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Fs} &= \text{Po' rata - rata} \times \beta \\
 &= 16,35 \times 1,2 \\
 &= 19.62 \text{ kn/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Qs} &= \text{As} \times \text{fs} \\
 &= 7.5398 \times 19.62 \\
 &= 15.0847 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

Dengan cara perhitungan yang sama seperti di atas, maka perhitungan lapisan dapat dilihat pada Tabel 5.25 di bawah ini.

Tabel 5.25 Rekapitulasi Daya Dukung Gesek Tiang Bor Metode Reese dan Oneil P22

Kedalaman (m)	N60	As m ²	Z m	γ_b (kn/m ³)	γ_{sat} (kn/m ³)	β (m)	Po' rata-rata	Fs (kn/m ²)	Qs (ton)
2	19	7.54	1	16.35	19.51	1.2	16.35	19.62	15.08
4	13	7.54	3	15.45	18.92	0.93	48.15	44.89	34.51
6	38	7.54	5	18.80	20.98	0.95	84.58	80.54	61.92
8	37	7.54	7	18.70	20.93	0.85	126.50	107.75	82.84
10	45	7.54	9	19.50	21.33	0.77	168.76	129.10	99.26
12	31	7.54	11	18.10	20.64	0.69	210.72	144.85	111.37
14	38	7.54	13	18.80	20.98	0.62	252.34	155.60	119.63
16	43	7.54	15	19.30	21.23	0.55	294.55	162.33	124.81
18	43	7.54	17	19.30	21.23	0.49	337.00	165.08	126.92
20	48	7.54	19	19.80	21.47	0.43	379.70	164.06	126.13
22	49	7.54	21	19.90	21.52	0.38	422.70	159.47	122.61
24	29	7.54	23	17.85	20.49	0.33	464.71	151.04	116.13
26	77	7.54	25	21.59	22.35	0.28	507.55	139.58	107.31
28	84	7.54	27	22.00	22.55	0.25	552.45	138.11	106.19
30	76	7.54	29	21.53	22.32	0.25	597.32	149.33	114.81
32	84	7.54	31	22.00	22.55	0.25	642.19	160.55	123.44
34	36	7.54	33	18.60	20.88	0.25	685.62	171.40	131.78
36	52	3.77	34.5	20.12	21.63	0.25	717.32	179.33	68.94
								Qs Total	1793.68

c. Daya dukung ultimit (Qu)

$$\begin{aligned}
 \text{Wp} &= \text{Ap} \times \text{L} \times \text{Bj} \\
 &= 1.1310 \times 35 \times 2400 \\
 &= 95001.76 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 95.0018 \text{ ton} \\
 Q_u &= Q_p + Q_s - W_p \\
 &= 303,0604 + 1793.6780 - 95.0018 \\
 &= 2001,7366 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

d. Kapasitas ijin (Qall)

$$\begin{aligned}
 Q_{all} &= \frac{Q_u}{SF} \\
 &= \frac{2001,7366}{2,5} \\
 &= 800,6947
 \end{aligned}$$

Dengan perhitungan dan tahapan yang sama seperti di atas, hasil rekapitulasi perhitungan kapasitas daya dukung metode *Reese and O'Neill* pada titik P22 dan P23 dapat dilihat pada Tabel 5.26 dan Tabel 5.27 berikut ini.

Tabel 5.26 Rekapitulasi Perhitungan Metode Reese dan O'Neill P22

Diameter (m)	1	1,2	1,3
Qp (ton)	201,8787	303,0604	328,3154
Qs (ton)	1494,7317	1793,6780	1943,1512
Qu (ton)	1630,6370	2001,7366	2159,9715
Qall (ton)	652,2548	800,6947	863,9886

Tabel 5.27 Rekapitulasi Perhitungan Metode Reese dan O'Neill P23

Diameter (m)	1	1,2	1,3
Qp (ton)	288,3982	413,7015	448,1766
Qs (ton)	1327,4636	1592,9563	1725,7027
Qu (ton)	1555,5432	1919,7990	2071,9409
Qall (ton)	622,2173	767,9196	828,7764

5.4 Analisis Kapasitas Dukung Tiang Bor Kelompok

Kapasitas dukung tiang bor kelompok dilakukan untuk mengetahui kemampuan kelompok tiang dalam menahan beban secara bersama-sama

5.4.1 Efisiensi Kelompok Tiang (E_g)

1. Diameter 1,2 meter eksisting

Diketahui:

Jumlah Tiang Bor (n) = 18 buah (Lampiran 3)

$$\text{Jumlah baris tiang (m)} = 9 \text{ buah}$$

$$\text{Jumlah tiang dalam satu baris (n')} = 2 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak as ke as tiang (s)} = 3 \text{ m}$$

$$\text{Diameter tiang (D)} = 1,2 \text{ m}$$

Penyelesaian

$$\begin{aligned} \theta &= \tan^{-1} \frac{D}{s} \\ &= \tan^{-1} \frac{1,2}{3} \\ &= 21,8014^\circ \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_g &= 1 - \theta \frac{(n'-1)m+(m-1)n}{90 \times m \times n'} \\ &= 1 - 0,3805 \frac{(2-1)9+(9-1)2}{90 \times 9 \times 2} \\ &= 0,6195 \times 0,0154 \\ &= 0,9560 \end{aligned}$$

2. Diameter 1,0 meter

Diketahui:

$$\begin{aligned} \text{Jumlah Tiang Bor (n)} &= \frac{\Sigma P_{max}}{Q_{all}} \\ &= \frac{6584,072}{643,346} \\ &= 10,2341 \text{ buah} \approx 16 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\text{Jumlah baris tiang (m)} = 8 \text{ buah}$$

$$\text{Jumlah tiang dalam satu baris (n')} = 2 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak as ke as tiang (s)} = 2,7 \text{ m}$$

$$\text{Diameter tiang (D)} = 1,0 \text{ m}$$

Penyelesaian

$$\begin{aligned} \theta &= \tan^{-1} \frac{D}{s} \\ &= \tan^{-1} \frac{1,0}{2,7} \\ &= 20,323^\circ \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_g &= 1 - \theta \frac{(n'-1)m+(m-1)n}{90 \times m \times n'} \\ &= 1 - 0,3547 \frac{(2-1)9+(9-1)2}{90 \times 9 \times 2} \end{aligned}$$

$$= 0.6453 \times 0.0153$$

$$= 0.986$$

3. Diameter 1,3 meter

Diketahui:

$$\begin{aligned} \text{Jumlah Tiang Bor (n)} &= \frac{\Sigma P_{max}}{Q_{all}} \\ &= \frac{6584,072}{871,442} \\ &= 7,55 \text{ buah} \approx 14 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\text{Jumlah baris tiang (m)} = 7 \text{ buah}$$

$$\text{Jumlah tiang dalam satu baris (n')} = 2 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak as ke as tiang (s)} = 3,5 \text{ m}$$

$$\text{Diameter tiang (D)} = 1,3 \text{ m}$$

Penyelesaian

$$\begin{aligned} \theta &= \tan^{-1} \frac{D}{s} \\ &= \tan^{-1} \frac{1,3}{3,5} \\ &= 20,3764^\circ \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_g &= 1 - \theta \frac{(n'-1)m + (m-1)n}{90 \times m \times n'} \\ &= 1 - 0,3556 \frac{(2-1)9 + (9-1)2}{90 \times 9 \times 2} \\ &= 0,6444 \times 0,0151 \\ &= 0,9717 \end{aligned}$$

5.4.2 Kapasitas Daya Dukung Tiang Kelompok Metode Reese dan Wright

1. Tiang bor diameter eksisting 1,2 m pada P22

Diketahui :

$$\text{Efisiensi kelompok tiang (} E_g \text{)} = 0,9560$$

$$\text{Jumlah tiang dalam kelompok (n)} = 18$$

$$\text{Kapasitas daya dukung (} Q_{ult} \text{)} = 1997.2097$$

Penyelesaian:

$$\begin{aligned} Q_{gult} &= E_g \times n \times Q_{ult} \\ &= 0,9560 \times 18 \times 1997.2097 \end{aligned}$$

$$= 34368.2970 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned} Q_{gall} &= \frac{Q_{gult}}{SF} \\ &= \frac{34368.2970}{2,5} \\ &= 13747.3188 \text{ Ton} > \text{Beban total kombinasi} \\ &= 13747.3188 \text{ Ton} > 6584.072 \text{ Ton (OK)} \end{aligned}$$

2. Tiang bor diameter eksisting 1,2 m pada P23

Diketahui :

$$\text{Efisiensi kelompok tiang } (E_g) = 0,9560$$

$$\text{Jumlah tiang dalam kelompok (n)} = 18$$

$$\text{Kapasitas daya dukung (Qult)} = 1862.5029$$

Penyelesaian:

$$\begin{aligned} Q_{gult} &= E_g \times n \times Q_{ult} \\ &= 0,9560 \times 18 \times 1862.5029 \\ &= 32050.2415 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{gall} &= \frac{Q_{gult}}{SF} \\ &= \frac{32050.2415}{2,5} \\ &= 12820.0966 \text{ Ton} > \text{Beban total kombinasi} \\ &= 12820.0966 \text{ Ton} > 5814.515 \text{ Ton (OK)} \end{aligned}$$

3. Tiang bor diameter 1 m pada P22

Diketahui :

$$\text{Efisiensi kelompok tiang } (E_g) = 0.986$$

$$\text{Jumlah tiang dalam kelompok (n)} = 16$$

$$\text{Kapasitas daya dukung (Qult)} = 1608.36$$

Penyelesaian:

$$\begin{aligned} Q_{gult} &= E_g \times n \times Q_{ult} \\ &= 0.986 \times 16 \times 1608.36 \\ &= 25370.111 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$Q_{gall} = \frac{Q_{gult}}{SF}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{25370.111}{2,5} \\
 &= 10148.0444 \text{ Ton} > \text{Beban total kombinasi} \\
 &= 10148.0444 \text{ Ton} > 6584.072 \text{ Ton (OK)}
 \end{aligned}$$

4. Tiang bor diameter 1 m pada P23

Diketahui :

$$\text{Efisiensi kelompok tiang } (E_g) = 0.986$$

$$\text{Jumlah tiang dalam kelompok (n)} = 16$$

$$\text{Kapasitas daya dukung (Qult)} = 1506.95$$

Penyelesaian:

$$\begin{aligned}
 Q_{gult} &= E_g \times n \times Q_{ult} \\
 &= 0.986 \times 16 \times 1506.95 \\
 &= 23770.3855 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{gall} &= \frac{Q_{gult}}{SF} \\
 &= \frac{23770.3855}{2,5} \\
 &= 9508.1542 \text{ Ton} > \text{Beban total kombinasi} \\
 &= 9508.1542 \text{ Ton} > 5814.515 \text{ Ton (OK)}
 \end{aligned}$$

5. Tiang bor diameter 1,3 m pada P22

Diketahui :

$$\text{Efisiensi kelompok tiang } (E_g) = 0.972$$

$$\text{Jumlah tiang dalam kelompok (n)} = 14$$

$$\text{Kapasitas daya dukung (Qult)} = 2178.6042$$

Penyelesaian:

$$\begin{aligned}
 Q_{gult} &= E_g \times n \times Q_{ult} \\
 &= 0.972 \times 14 \times 2178.6042 \\
 &= 29636.0814 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{gall} &= \frac{Q_{gult}}{SF} \\
 &= \frac{29636.0814}{2,5} \\
 &= 11854.4325 \text{ Ton} > \text{Beban total kombinasi} \\
 &= 11854.4325 \text{ Ton} > 6584.072 \text{ Ton (OK)}
 \end{aligned}$$

6. Tiang bor diameter 1,3 m pada P23

Diketahui :

$$\text{Efisiensi kelompok tiang } (E_g) = 0.972$$

$$\text{Jumlah tiang dalam kelompok } (n) = 14$$

$$\text{Kapasitas daya dukung } (Q_{ult}) = 2038.8513$$

Penyelesaian:

$$\begin{aligned} Q_{gult} &= E_g \times n \times Q_{ult} \\ &= 0.972 \times 14 \times 2038.8513 \\ &= 27734.9885 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{gall} &= \frac{Q_{gult}}{SF} \\ &= \frac{27734.9885}{2,5} \\ &= 11093.9954 \text{ Ton} > \text{Beban total kombinasi} \\ &= 11093.9954 \text{ Ton} > 5814.515 \text{ Ton (OK)} \end{aligned}$$

5.4.3 Kapasitas Daya Dukung Tiang Kelompok Metode Meyerhof

1. Tiang bor diameter eksisting 1,2 m pada P22

Diketahui :

$$\text{Efisiensi kelompok tiang } (E_g) = 0,9560$$

$$\text{Jumlah tiang dalam kelompok } (n) = 18$$

$$\text{Kapasitas daya dukung } (Q_{ult}) = 3254.8572$$

Penyelesaian:

$$\begin{aligned} Q_{gult} &= E_g \times n \times Q_{ult} \\ &= 0,9560 \times 18 \times 3254.8572 \\ &= 56010.0910 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{gall} &= \frac{Q_{gult}}{SF} \\ &= \frac{56010.0910}{2,5} \\ &= 22404.0364 \text{ Ton} > \text{Beban total kombinasi} \\ &= 22404.0364 \text{ Ton} > 6584.072 \text{ Ton (OK)} \end{aligned}$$

2. Tiang bor diameter eksisting 1,2 m pada P23

Diketahui :

$$\text{Efisiensi kelompok tiang } (E_g) = 0,9560$$

$$\text{Jumlah tiang dalam kelompok } (n) = 18$$

$$\text{Kapasitas daya dukung } (Q_{ult}) = 3203.7957$$

Penyelesaian:

$$\begin{aligned} Q_{gult} &= E_g \times n \times Q_{ult} \\ &= 0,9560 \times 18 \times 3203.7957 \\ &= 55131.4169 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{gall} &= \frac{Q_{gult}}{SF} \\ &= \frac{55131.4169}{2,5} \\ &= 22052.5668 \text{ Ton} > \text{Beban total kombinasi} \\ &= 22052.5668 \text{ Ton} > 5814.515 \text{ Ton (OK)} \end{aligned}$$

3. Tiang bor diameter 1 m pada P22

Diketahui :

$$\text{Efisiensi kelompok tiang } (E_g) = 0.986$$

$$\text{Jumlah tiang dalam kelompok } (n) = 16$$

$$\text{Kapasitas daya dukung } (Q_{ult}) = 2265.0541$$

Penyelesaian:

$$\begin{aligned} Q_{gult} &= E_g \times n \times Q_{ult} \\ &= 0.986 \times 16 \times 2265.0541 \\ &= 35728.6505 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{gall} &= \frac{Q_{gult}}{SF} \\ &= \frac{35728.6505}{2,5} \\ &= 14291.46021 \text{ Ton} > \text{Beban total kombinasi} \\ &= 14291.46021 \text{ Ton} > 6584.072 \text{ Ton (OK)} \end{aligned}$$

4. Tiang bor diameter 1 m pada P23

Diketahui :

$$\text{Efisiensi kelompok tiang } (E_g) = 0.986$$

$$\text{Jumlah tiang dalam kelompok } (n) = 16$$

$$\text{Kapabilitas daya dukung (Qult)} = 2427.8284$$

Penyelesaian:

$$\begin{aligned} Q_{gult} &= E_g \times n \times Q_{ult} \\ &= 0.986 \times 16 \times 2427.8284 \\ &= 38296.2295 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{gall} &= \frac{Q_{gult}}{SF} \\ &= \frac{38296.2295}{2,5} \\ &= 15318.4918 \text{ Ton} > \text{Beban total kombinasi} \\ &= 15318.4918 \text{ Ton} > 5814.515 \text{ Ton (OK)} \end{aligned}$$

5. Tiang bor diameter 1,3 m pada P22

Diketahui :

$$\text{Efisiensi kelompok tiang (} E_g \text{)} = 0.972$$

$$\text{Jumlah tiang dalam kelompok (n)} = 14$$

$$\text{Kapabilitas daya dukung (Qult)} = 3594.8166$$

Penyelesaian:

$$\begin{aligned} Q_{gult} &= E_g \times n \times Q_{ult} \\ &= 0.972 \times 14 \times 3594.8166 \\ &= 48901.1616 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{gall} &= \frac{Q_{gult}}{SF} \\ &= \frac{48901.1616}{2,5} \\ &= 19560.4646 \text{ Ton} > \text{Beban total kombinasi} \\ &= 19560.4646 \text{ Ton} > 6584.072 \text{ Ton (OK)} \end{aligned}$$

6. Tiang bor diameter 1,3 m pada P23

Diketahui :

$$\text{Efisiensi kelompok tiang (} E_g \text{)} = 0.972$$

$$\text{Jumlah tiang dalam kelompok (n)} = 14$$

$$\text{Kapabilitas daya dukung (Qult)} = 3649.0075$$

Penyelesaian:

$$Q_{gult} = E_g \times n \times Q_{ult}$$

$$\begin{aligned}
&= 0.972 \times 14 \times 3649.0075 \\
&= 49638.3339 \text{ ton} \\
Q_{gall} &= \frac{Q_{gult}}{SF} \\
&= \frac{49638.3339}{2,5} \\
&= 19855.3336 \text{ Ton} > \text{Beban total kombinasi} \\
&= 19855.3336 \text{ Ton} > 5814.515 \text{ Ton (OK)}
\end{aligned}$$

5.4.4 Kapasitas Daya Dukung Tiang Kelompok Metode Reese dan O'Neill

1. Tiang bor diameter eksisting 1,2 m pada P22

Diketahui :

$$\begin{aligned}
\text{Efisiensi kelompok tiang } (E_g) &= 0,9560 \\
\text{Jumlah tiang dalam kelompok } (n) &= 18 \\
\text{Kapasitas daya dukung } (Q_{ult}) &= 2001.7366
\end{aligned}$$

Penyelesaian:

$$\begin{aligned}
Q_{gult} &= E_g \times n \times Q_{ult} \\
&= 0,9560 \times 18 \times 2001.7366 \\
&= 34446.1966 \text{ ton} \\
Q_{gall} &= \frac{Q_{gult}}{SF} \\
&= \frac{34446.1966}{2,5} \\
&= 13778.4787 \text{ Ton} > \text{Beban total kombinasi} \\
&= 13778.4787 \text{ Ton} > 6584.072 \text{ Ton (OK)}
\end{aligned}$$

2. Tiang bor diameter eksisting 1,2 m pada P23

Diketahui :

$$\begin{aligned}
\text{Efisiensi kelompok tiang } (E_g) &= 0,9560 \\
\text{Jumlah tiang dalam kelompok } (n) &= 18 \\
\text{Kapasitas daya dukung } (Q_{ult}) &= 1919.7990
\end{aligned}$$

Penyelesaian:

$$\begin{aligned}
Q_{gult} &= E_g \times n \times Q_{ult} \\
&= 0,9560 \times 18 \times 1919.7990
\end{aligned}$$

$$= 33036.2017 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned} Q_{gall} &= \frac{Q_{gult}}{SF} \\ &= \frac{33036.2017}{2,5} \\ &= 13214.4807 \text{ Ton} > \text{Beban total kombinasi} \\ &= 13214.4807 \text{ Ton} > 5814.515 \text{ Ton (OK)} \end{aligned}$$

3. Tiang bor diameter 1 m pada P22

Diketahui :

$$\text{Efisiensi kelompok tiang } (E_g) = 0.986$$

$$\text{Jumlah tiang dalam kelompok } (n) = 16$$

$$\text{Kapasitas daya dukung } (Q_{ult}) = 1630.64$$

Penyelesaian:

$$\begin{aligned} Q_{gult} &= E_g \times n \times Q_{ult} \\ &= 0.986 \times 16 \times 1630.64 \\ &= 25721.4425 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{gall} &= \frac{Q_{gult}}{SF} \\ &= \frac{25721.4425}{2,5} \\ &= 10288.5770 \text{ Ton} > \text{Beban total kombinasi} \\ &= 10288.5770 \text{ Ton} > 6584.072 \text{ Ton (OK)} \end{aligned}$$

4. Tiang bor diameter 1 m pada P23

Diketahui :

$$\text{Efisiensi kelompok tiang } (E_g) = 0.986$$

$$\text{Jumlah tiang dalam kelompok } (n) = 16$$

$$\text{Kapasitas daya dukung } (Q_{ult}) = 1555.5432$$

Penyelesaian:

$$\begin{aligned} Q_{gult} &= E_g \times n \times Q_{ult} \\ &= 0.986 \times 16 \times 1555.5432 \\ &= 24536.9242 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$Q_{gall} = \frac{Q_{gult}}{SF}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{24536.9242}{2,5} \\
 &= 9814.7697 \text{ Ton} > \text{Beban total kombinasi} \\
 &= 9814.7697 \text{ Ton} > 5814.515 \text{ Ton (OK)}
 \end{aligned}$$

5. Tiang bor diameter 1,3 m pada P22

Diketahui :

$$\text{Efisiensi kelompok tiang } (E_g) = 0.972$$

$$\text{Jumlah tiang dalam kelompok (n)} = 14$$

$$\text{Kapasitas daya dukung (Qult)} = 2159.9715$$

Penyelesaian:

$$\begin{aligned}
 Q_{gult} &= E_g \times n \times Q_{ult} \\
 &= 0.972 \times 14 \times 2159.9715 \\
 &= 29382.6156 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{gall} &= \frac{Q_{gult}}{SF} \\
 &= \frac{29382.6156}{2,5} \\
 &= 11753.0462 \text{ Ton} > \text{Beban total kombinasi} \\
 &= 11753.0462 \text{ Ton} > 6584.072 \text{ Ton (OK)}
 \end{aligned}$$

6. Tiang bor diameter 1,3 m pada P23

Diketahui :

$$\text{Efisiensi kelompok tiang } (E_g) = 0.972$$

$$\text{Jumlah tiang dalam kelompok (n)} = 14$$

$$\text{Kapasitas daya dukung (Qult)} = 2071.9409$$

Penyelesaian:

$$\begin{aligned}
 Q_{gult} &= E_g \times n \times Q_{ult} \\
 &= 0.972 \times 14 \times 2071.9409 \\
 &= 28185.1141 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

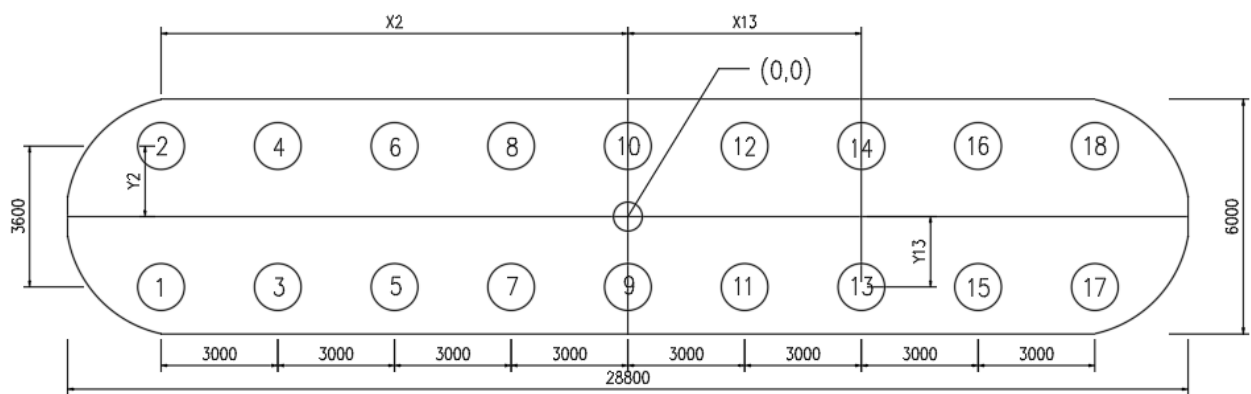
$$\begin{aligned}
 Q_{gall} &= \frac{Q_{gult}}{SF} \\
 &= \frac{28185.1141}{2,5} \\
 &= 11274.0456 \text{ Ton} > \text{Beban total kombinasi} \\
 &= 11274.0456 \text{ Ton} > 5814.515 \text{ Ton (OK)}
 \end{aligned}$$

5.5 Penurunan Tiang bor Tunggal dan kelompok

Penurunan tiang bor tunggal dan kelompok dianalisis untuk memahami besarnya deformasi yang terjadi akibat pembebanan

5.5.1 Beban Maksimum yang Diterima Satu Tiang Bor

1. Denah Fondasi diameter 1,2 meter (eksisting) yang digunakan dapat dilihat pada Gambar 5.8 berikut.



Gambar 5.8 Denah Titik Berat Fondasi Tiang Bor

(Sumber: PT. Adhi Karya)

Diketahui :

Jumlah Tiang(n) = 18 buah

Jarak as tiang arah x = 3 m

Jarak as tiang arah y = 3,6 m

Adapun perhitungan jarak fondasi tiang bor ke titik berat pile cap dapat dilihat pada Tabel 5.28

Tabel 5.28 Jarak Fondasi Diameter 1,2 m ke Titik Berat

No	Xi (m)	Yi (m)	X ²	Y ²
1	-12	-1.8	144	3.24
2	-12	1.8	144	3.24
3	-9	-1.8	81	3.24
4	-9	1.8	81	3.24
5	-6	-1.8	36	3.24
6	-6	1.8	36	3.24
7	-3	-1.8	9	3.24
8	-3	1.8	9	3.24
9	0	-1.8	0	3.24
10	0	1.8	0	3.24
11	3	-1.8	9	3.24
12	3	1.8	9	3.24
13	6	-1.8	36	3.24
14	6	1.8	36	3.24
15	9	-1.8	81	3.24
16	9	1.8	81	3.24
17	12	-1.8	144	3.24
18	12	1.8	144	3.24
Jumlah			1080	58.32

Maka perhitungan beban maksimum yang dapat ditahan 1 fondasi tiang bor P22 menggunakan kombinasi kuat I pada tiang bor metode Reese and Wright sebagai berikut

Diketahui:

Qall = 798.88 Ton

P = 6362.05 Ton

Mx = 514.24 Tm

My = 0.00 Tm

n = 18 Buah

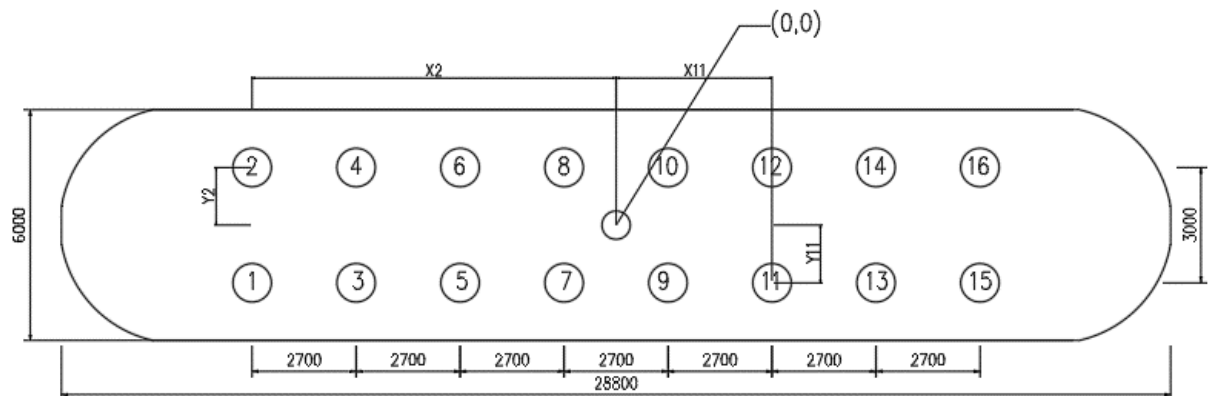
Sehingga,

$$P_{maks} = \frac{\Sigma P}{n} + \frac{M_x \cdot y_i}{\Sigma x^2} + \frac{M_y \cdot x_i}{\Sigma y^2} < Q_{all}$$

$$P_{maks} = \frac{6362.05}{18} + \frac{514.24 \times 1,8}{1080^2} + \frac{0,00 \times 12}{58.32^2} < 798.88$$

$$= 354.30 \text{ Ton} < 798.88 \text{ Ton (Aman)}$$

2. Denah Fondasi diameter 1,0 meter yang digunakan dapat dilihat pada Gambar 5.9 berikut.



Gambar 5.9 Denah Titik Berat Fondasi Tiang Bor

Diketahui :

Jumlah Tiang(n) = 16 buah

Jarak as tiang arah x = 2,7 m

Jarak as tiang arah y = 3,0 m

Adapun perhitungan jarak fondasi tiang bor ke titik berat pile cap dapat dilihat pada Tabel 5.29

Tabel 5.29 Jarak Fondasi Diameter 1,0 m ke Titik Berat

No	Xi (m)	Yi (m)	X ²	Y ²
1	-9.45	-1.5	89.3025	2.25
2	-9.45	1.5	89.3025	2.25
3	-6.75	-1.5	45.5625	2.25
4	-6.75	1.5	45.5625	2.25
5	-4.05	-1.5	16.4025	2.25
6	-4.05	1.5	16.4025	2.25
7	-1.35	-1.5	1.8225	2.25
8	-1.35	1.5	1.8225	2.25
9	1.35	-1.5	1.8225	2.25
10	1.35	1.5	1.8225	2.25
11	4.05	-1.5	16.4025	2.25
12	4.05	1.5	16.4025	2.25
13	6.75	-1.5	45.5625	2.25
14	6.75	1.5	45.5625	2.25
15	9.45	-1.5	89.3025	2.25
16	9.45	1.5	89.3025	2.25
Jumlah			612.36	36

Maka perhitungan beban maksimum yang dapat ditahan 1 fondasi tiang bor P22 menggunakan kombinasi kuat I pada tiang bor metode Reese and Wright sebagai berikut

Diketahui:

Qall = 643,35 Ton

P = 6362,05 Ton

Mx = 514.24 Tm

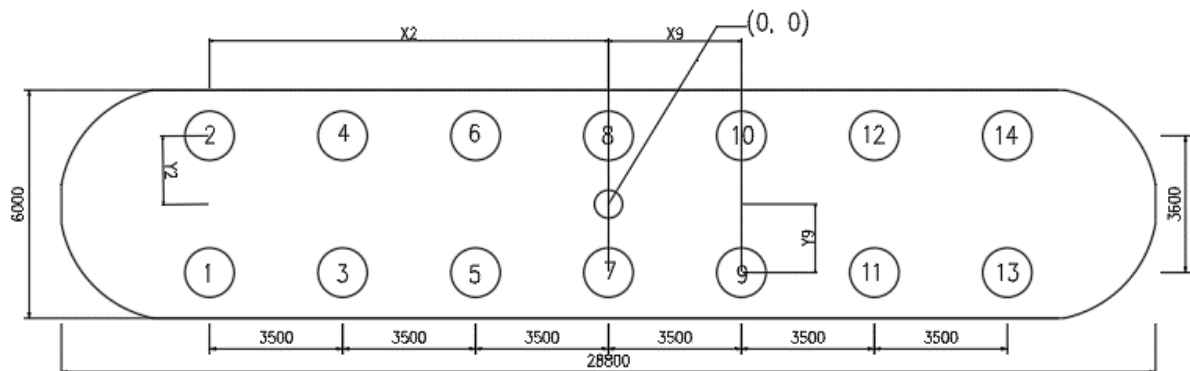
My = 0.00 Tm

n = 16 Buah

Sehingga,

$$\begin{aligned}
 P_{\text{maks}} &= \frac{\Sigma P}{n} + \frac{M_x \cdot y_i}{\Sigma x^2} + \frac{M_y \cdot x_i}{\Sigma y^2} < Q_{\text{all}} \\
 P_{\text{maks}} &= \frac{6362,05}{16} + \frac{514,24 \times 1,5}{612,36^2} + \frac{0,00 \times 9,45}{36^2} < 643,35 \\
 &= 398,89 \text{ Ton} < 643,35 \text{ Ton (Aman)}
 \end{aligned}$$

3. Denah Fondasi diameter 1,3 meter yang digunakan dapat dilihat pada Gambar 5.10 berikut.



Gambar 5.10 Denah Titik Berat Fondasi Tiang Bor

Diketahui :

Jumlah Tiang(n) = 14 buah

Jarak as tiang arah x = 3,5 m

Jarak as tiang arah y = 3,6 m

Adapun perhitungan jarak fondasi tiang bor ke titik berat pile cap dapat dilihat pada Tabel 5.30

Tabel 5.30 Jarak Fondasi Diameter 1,3 m ke Titik Berat

No	Xi (m)	Yi (m)	X ²	Y ²
1	10.5	1.8	110.25	3.24
2	10.5	-1.8	110.25	3.24
3	7	1.8	49	3.24
4	7	-1.8	49	3.24
5	3.5	1.8	12.25	3.24
6	3.5	-1.8	12.25	3.24
7	0	1.8	0	3.24
8	0	-1.8	0	3.24
9	-3.5	1.8	12.25	3.24
10	-3.5	-1.8	12.25	3.24
11	-7	1.8	49	3.24
12	-7	-1.8	49	3.24
13	-10.5	1.8	110.25	3.24
14	-10.5	-1.8	110.25	3.24
Jumlah			686	45.36

Maka perhitungan beban maksimum yang dapat ditahan 1 fondasi tiang bor P22 menggunakan kombinasi kuat I pada tiang bor metode Reese and Wright sebagai berikut

Diketahui:

$$Q_{all} = 871,44 \text{ Ton}$$

$$P = 6362.05 \text{ Ton}$$

$$M_x = 514.24 \text{ Tm}$$

$$M_y = 0.00 \text{ Tm}$$

$$n = 14 \text{ Buah}$$

Sehingga,

$$P_{maks} = \frac{\Sigma P}{n} + \frac{M_x \cdot y_i}{\Sigma x^2} + \frac{M_y \cdot x_i}{\Sigma y^2} < Q_{all}$$

$$P_{maks} = \frac{6362.05}{14} + \frac{514.24 \times 1,8}{686^2} + \frac{0.00 \times 10,5}{45,36^2} < 871,44$$

$$= 455,78 \text{ Ton} < 871,44 \text{ Ton (Aman)}$$

Perhitungan beban pada kombinasi lain dapat dilihat pada Tabel 5.31 sampai Tabel 5.36 berikut.

Tabel 5.31 Rekapitulasi Beban Tiang bor tunggal P22 Diameter 1.2 m

Kombinasi	P	Mx	My	Pmaks	Qall	Keterangan
	Ton	tm	tm			
Kuat 1	6362.05	514.24	0.00	354.30	798.88	AMAN
Kuat 2	6183.73	514.24	0.00	344.40	798.88	AMAN
Kuat 3	5820.24	1117.21	678.83	464.89	798.88	AMAN
Kuat 4	5559.58	0.00	0.00	308.87	798.88	AMAN
Kuat 5	5638.00	319.20	193.95	353.66	798.88	AMAN
Ekstrim 1	5782.49	142.85	0.00	321.49	798.88	AMAN

Tabel 5.32 Rekapitulasi Beban Tiang bor tunggal P23 Diameter 1.2 m

Kombinasi	P	Mx	My	Pmaks	Qall	Keterangan
	Ton	tm	tm			
Kuat 1	5613.44	492.25	0.00	312.62	745.00	AMAN
Kuat 2	5443.72	382.86	0.00	303.01	745.00	AMAN
Kuat 3	5088.85	1019.01	628.85	413.75	745.00	AMAN
Kuat 4	4849.69	0.00	0.00	269.37	745.00	AMAN
Kuat 5	4921.78	291.15	179.67	310.83	745.00	AMAN
Ekstrim 1	5061.84	136.74	0.00	281.38	745.00	AMAN

Tabel 5.33 Rekapitulasi Beban Tiang bor tunggal P22 Diameter 1 m

Kombinasi	P	Mx	My	Pmaks	Qall	Keterangan
	Ton	tm	tm			
Kuat 1	6362.05	514.24	0.00	398.89	643.35	AMAN
Kuat 2	6183.73	514.24	0.00	387.74	643.35	AMAN
Kuat 3	5820.24	1117.21	678.83	544.69	643.35	AMAN
Kuat 4	5559.58	0.00	0.00	347.47	643.35	AMAN
Kuat 5	5638.00	319.20	193.95	404.07	643.35	AMAN
Ekstrim 1	5782.49	142.85	0.00	361.76	643.35	AMAN

Tabel 5.34 Rekapitulasi Beban Tiang bor tunggal P23 Diameter 1 m

Kombinasi	P	Mx	My	Pmaks	Qall	Keterangan
	Ton	tm	tm			
Kuat 1	5612.35	492.25	0.00	351.98	602.78	AMAN
Kuat 2	5442.63	382.86	0.00	341.10	602.78	AMAN
Kuat 3	5087.76	1019.01	628.85	485.55	602.78	AMAN
Kuat 4	4848.61	0.00	0.00	303.04	602.78	AMAN
Kuat 5	4920.69	291.15	179.67	355.42	602.78	AMAN
Ekstrim 1	5060.76	136.74	0.00	316.63	602.78	AMAN

Tabel 5.35 Rekapitulasi Beban Tiang bor tunggal P22 Diameter 1.3 m

Kombinasi	P	Mx	My	Pmaks	Qall	Keterangan
	Ton	tm	tm			
Kuat 1	6362.05	514.24	0.00	455.78	871.44	AMAN
Kuat 2	6183.73	514.24	0.00	443.04	871.44	AMAN
Kuat 3	5820.24	1117.21	678.83	575.80	871.44	AMAN
Kuat 4	5559.58	0.00	0.00	397.11	871.44	AMAN
Kuat 5	5638.00	319.20	193.95	448.45	871.44	AMAN
Ekstrim 1	5782.49	142.85	0.00	413.41	871.44	AMAN

Tabel 5.36 Rekapitulasi Beban Tiang bor tunggal P23 Diameter 1.3 m

Kombinasi	P	Mx	My	Pmaks	Qall	Keterangan
	Ton	tm	tm			
Kuat 1	5612.35	492.25	0.00	402.17	815.54	AMAN
Kuat 2	5442.63	382.86	0.00	389.76	815.54	AMAN
Kuat 3	5087.76	1019.01	628.85	511.65	815.54	AMAN
Kuat 4	4848.61	0.00	0.00	346.33	815.54	AMAN
Kuat 5	4920.69	291.15	179.67	393.83	815.54	AMAN
Ekstrim 1	5060.76	136.74	0.00	361.84	815.54	AMAN

5.5.2 Perhitungan Penurunan Tiang Bor Tunggal dan Kelompok

1. Tiang bor diameter eksisting 1,2 m pada P22

$$\begin{aligned}
 D &= 1,2 \text{ m} \\
 L &= 35 \text{ m} \\
 P &= 464.8850 \text{ Ton} \\
 W_p &= 95.0018 \text{ Ton} \\
 F'_c &= 35 \text{ mpa} \\
 A_p &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 1,2^2 \\
 &= 1.1310 \text{ m}^2 \\
 Q &= W_p + P \\
 &= 95.0018 + 464.8850 \\
 &= 559.8868 \text{ Ton} \\
 E_p &= 4700 \times \sqrt{f'_c} \\
 &= 4700 \times \sqrt{35} \\
 &= 27805.5750 \text{ Mpa} \\
 &= 27805574.9806 \text{ kn/m}^2 \\
 &= 2836168.6480 \text{ ton/m}^2 \\
 S &= \frac{D}{100} + \frac{Q \times L}{A_p \times E_p} \\
 &= \frac{1,2}{100} + \frac{559.8868 \times 35}{1.1310 \times 2836168.6480} \\
 &= 0.0181 \text{ m} \\
 S_{\text{ijin}} &= 10\% \times D \\
 &= 10\% \times 1.2 \text{ m} \\
 &= 0.120 \text{ m} \\
 S &< S_{\text{ijin}} \\
 0.0181 &< 0.120 \text{ (OK)} \\
 B &= 6 \text{ m} \\
 S_g &= S \times \sqrt{\frac{B}{D}}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 0.0181 \times \sqrt{\frac{6}{1,2}} \\
 &= 0.0405 \text{ m} \\
 \text{Sg ijin} &= 15 + \frac{600}{250} \\
 &= 16.000 \text{ cm} \\
 &= 0.16 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Sg} &< \text{Sgijin} \\
 0.0405 &< 0.16 \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

2. Tiang bor diameter eksisting 1,2 m pada P23

$$\begin{aligned}
 D &= 1,2 \text{ m} \\
 L &= 32 \text{ m} \\
 P &= 413.7453 \text{ Ton} \\
 W_p &= 86.8588 \text{ Ton} \\
 F'c &= 35 \text{ Mpa} \\
 A_p &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 1,2^2 \\
 &= 1.1310 \text{ m}^2 \\
 Q &= W_p + P \\
 &= 86.8588 + 413.7453 \\
 &= 500.6040 \text{ Ton} \\
 E_p &= 4700 \times \sqrt{f'c} \\
 &= 4700 \times \sqrt{35} \\
 &= 27805.5750 \text{ Mpa} \\
 &= 27805574.9806 \text{ kn/m}^2 \\
 &= 2836168.6480 \text{ ton/m}^2 \\
 S &= \frac{D}{100} + \frac{Q \times L}{A_p \times E_p} \\
 &= \frac{1,2}{100} + \frac{500.6040 \times 32}{1.1310 \times 2836168.6480} \\
 &= 0.0170 \text{ m} \\
 S \text{ ijin} &= 10\% \times D
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 10\% \times 1.2 \text{ m} \\
 &= 0.120 \text{ m} \\
 S &< S_{\text{ijin}} \\
 0.0170 &< 0.120 \text{ (OK)} \\
 B &= 6 \text{ m} \\
 S_g &= S \times \sqrt{\frac{B}{D}} \\
 &= 0.0170 \times \sqrt{\frac{6}{1.2}} \\
 &= 0.038 \text{ m} \\
 S_g \text{ ijin} &= 15 + \frac{600}{250} \\
 &= 16.000 \text{ cm} \\
 &= 0.16 \text{ m} \\
 S_g &< S_{g\text{ijin}} \\
 0.038 &< 0.16 \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

Dengan perhitungan yang sama maka nilai penurunan tiang bor tiap variasi dimensi dapat dilihat pada Tabel 5.37 berikut.

Tabel 5.37 Rekapitulasi Perhitungan Penurunan Tiang Bor

Titik Tinjauan	P22			P23		
	1	1,2	1,3	1	1,2	1,3
Diameter (m)						
Penurunan Tunggal (m)	0.020	0.0181	0.0194	0.0178	0.0170	0.0182
S ijin (m)	0.10	0.120	0.130	0.10	0.120	0.130
Keterangan	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Penurunan Kelompok (m)	0.048	0.0405	0.042	0.044	0.038	0.039
Sg ijin (m)	0.16	0.16	0.16	0.16	0.16	0.16
Keterangan	OK	OK	OK	OK	OK	OK

5.6 Analisis Penurunan Menggunakan Plaxis 2D

Dalam analisis penurunan menggunakan program Plaxis 2D, diperlukan sejumlah parameter tanah sebagai input utama dalam pemodelan numerik yang berperan penting dalam merepresentasikan kondisi mekanik dan perilaku tanah di lapangan, sehingga hasil analisis penurunan yang diperoleh dapat mendekati kondisi aktual. Ketelitian dalam penentuan parameter tanah menjadi faktor yang sangat mempengaruhi keakuratan hasil analisis. Pada penelitian ini, model tanah Mohr–Coulomb digunakan sebagai pendekatan pemodelan karena keterbatasan parameter tanah yang tersedia dari data SPT, sehingga model ini dinilai sebagai model yang paling sederhana, representatif, dan bersifat konservatif untuk analisis awal penurunan fondasi.

Parameter tanah yang digunakan dalam analisis ini diperoleh melalui korelasi antara nilai N-SPT, sebagaimana disajikan pada Tabel 3.2 sampai Tabel 3.6, dengan parameter-parameter tanah yang relevan berdasarkan pendekatan empiris yang umum digunakan dalam analisis geoteknik. Nilai kohesi (c) diasumsikan sebesar nol karena kondisi tanah pada lokasi penelitian didominasi oleh tanah pasir, yang secara teoritis memiliki nilai kohesi sangat kecil sehingga dapat diabaikan. Dengan demikian, penggunaan model tanah Mohr–Coulomb dianggap cukup memadai dalam menggambarkan respon tanah terhadap beban yang bekerja. Adapun parameter tanah yang digunakan dalam analisis ini disajikan secara lengkap pada Tabel 5.38.

Tabel 5.38 Parameter Tanah

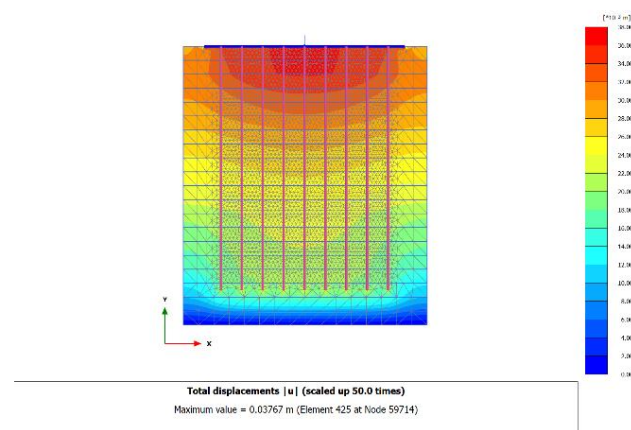
Kedalaman	γ_{sat}	γ_d	E	φ	ν
m	kN/m ³	kN/m ³	kN/m ²	°	
0-2	19.512	16.35	24500	32.70	0.15
2-4	18.924	15.45	21500	30.90	0.15
4-6	20.982	18.8	42000	38.00	0.15
6-8	20.933	18.7	40500	37.75	0.15
8-10	21.325	19.5	52500	39.75	0.15
10-12	20.639	18.1	31500	36.25	0.15
12-14	20.982	18.8	42000	38.00	0.15

Lanjutan Tabel 5.38 Parameter Tanah

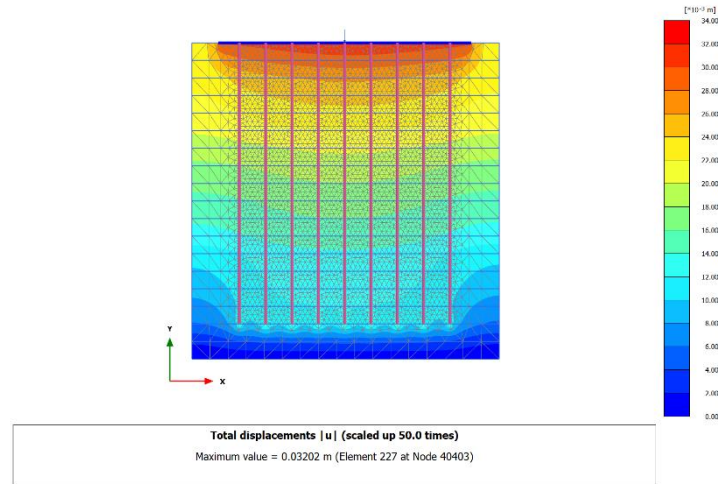
14-16	21.227	19.3	49500	39.25	0.15
16-18	21.227	19.3	49500	39.25	0.15
18-20	21.472	19.8	57000	40.50	0.15
20-22	21.521	19.9	58500	40.75	0.15
22-24	20.492	17.85	29500	35.70	0.15
24-26	22.348	21.588	83823.529	48.15	0.15
26-28	22.550	22.000	90000	50.00	0.15
28-30	22.319	21.529	82941.177	47.88	0.15
30-32	22.550	22.000	90000	50.00	0.15
32-34	20.884	18.600	39000	37.50	0.15
34-36	21.628	20.118	61764.706	41.53	0.15

5.6.1 Analisis Penurunan Plaxis 2D dengan Kondisi Diameter Eksisting 1,2 m

Hasil analisis menggunakan software Plaxis 2D dengan input beban struktur pada struktur P22 dan P23 menunjukkan bahwa nilai penurunan yang terjadi masing-masing sebesar 0,03767 m dan 0,03202 m. Nilai penurunan tersebut diperoleh dari hasil pemodelan numerik yang dilakukan sesuai dengan kondisi pembebanan pada masing-masing struktur. Adapun distribusi dan besaran penurunan pada struktur P22 dan P23 dapat dilihat secara lebih jelas pada Gambar 5.11 dan Gambar 5.12 berikut.



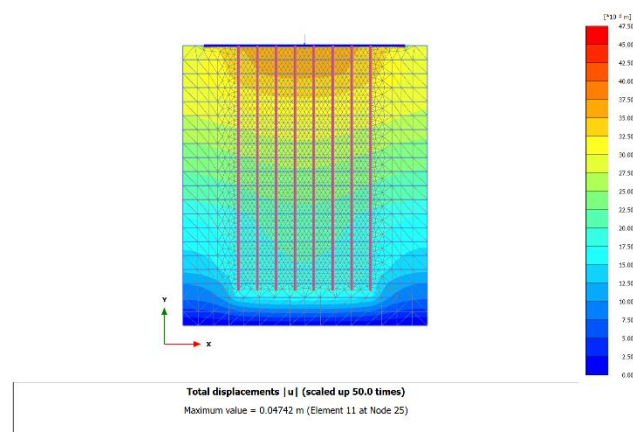
Gambar 5.11 Penurunan Fondasi P22 menggunakan Aplikasi Plaxis 2D Diameter Eksisting 1.2 m



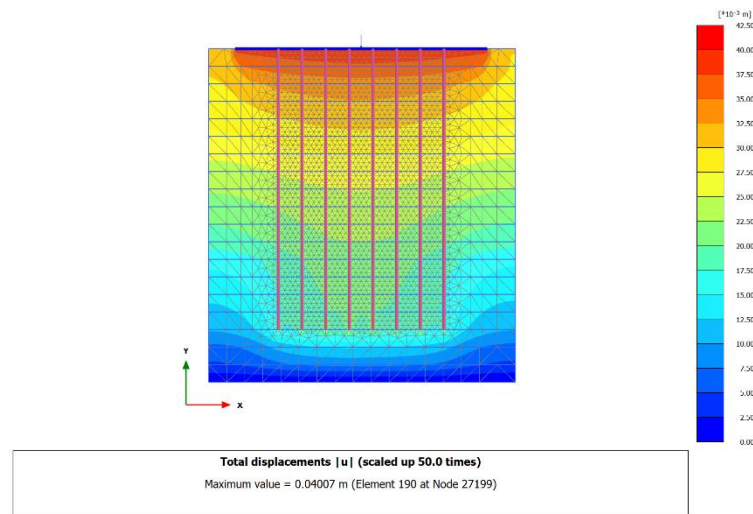
Gambar 5.12 Penurunan Fondasi P23 menggunakan Aplikasi Plaxis 2D Diameter Eksisting 1.2 m

5.6.2 Analisis Penurunan Plaxis 2D dengan Kondisi Diameter Variasi 1 m

Hasil analisis dari *software* Plaxis 2D diinput beban struktur pada struktur P22 dan P23 menunjukkan penurunannya berturut - turut sebesar 0.04742 m dan 0.04007 m. Dimana penurunan tersebut dapat dilihat pada Gambar 5.13 dan Gambar 5.14 berikut.



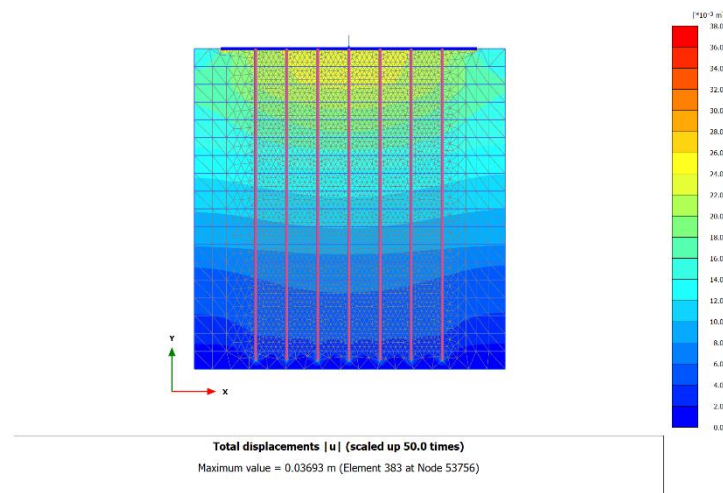
Gambar 5.13 Penurunan Fondasi P22 menggunakan Aplikasi Plaxis 2D Diameter Eksisting 1 m



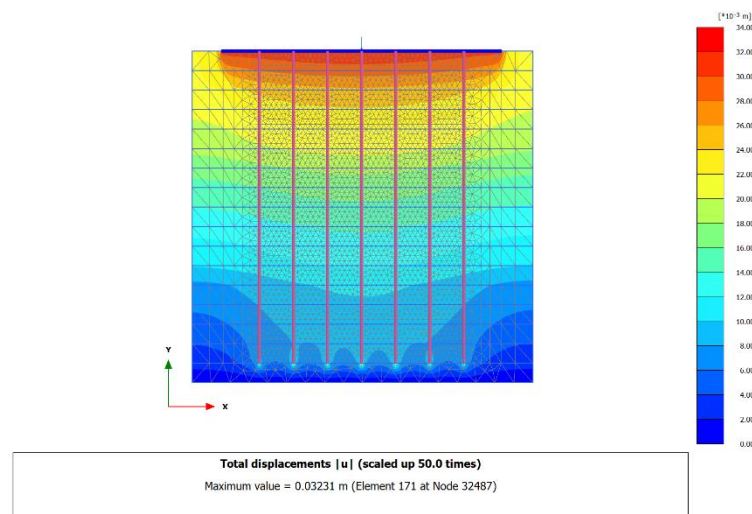
Gambar 5.14 Penurunan Fondasi P23 menggunakan Aplikasi Plaxis 2D Diameter Eksisting 1 m

5.6.3 Analisis Penurunan Plaxis 2D dengan Kondisi Diameter Variasi 1.3 m

Hasil analisis dari *software* Plaxis 2D diinput beban struktur pada struktur P22 dan P23 menunjukkan penurunannya berturut - turut sebesar 0.03693 m dan 0.03231 m. Dimana penurunan tersebut dapat dilihat pada Gambar 5.15 dan Gambar 5.16 berikut.



Gambar 5.15 Penurunan Fondasi P22 menggunakan Aplikasi Plaxis 2D Diameter Eksisting 1.3 m



Gambar 5.16 Penurunan Fondasi P23 menggunakan Aplikasi Plaxis 2D Diameter Eksisting 1.3 m

5.7 Pembahasan

Fondasi merupakan elemen yang sangat menentukan kestabilan suatu struktur, sehingga proses analisisnya perlu dilakukan secara sistematis. Tahapan tersebut umumnya dimulai dari pengenalan kondisi tanah, penentuan jenis fondasi yang paling sesuai, hingga penilaian kapasitas dukungnya. Setiap langkah tersebut berperan untuk memastikan bahwa fondasi mampu menyalurkan beban secara aman dan memenuhi standar perencanaan.

Pada proyek Jembatan Kabanaran, dipilih Fondasi tiang bor untuk mencapai lapisan tanah yang memiliki daya dukung lebih baik, mengingat terdapat variasi stratifikasi dan nilai SPT pada lokasi tersebut. Secara umum, data SPT menjadi dasar utama dalam memahami karakteristik tanah yang berpengaruh terhadap perilaku tiang bor sebagai elemen penahan beban.

Dalam penelitian ini, evaluasi daya dukung Fondasi dilakukan dengan memadukan informasi dari data SPT, hasil pengujian PDA, dan analisis CAPWAP. Data SPT digunakan untuk mengidentifikasi kondisi geoteknik, sedangkan PDA memberikan gambaran mengenai respons dinamis tiang saat menerima energi tumbukan. Analisis CAPWAP selanjutnya digunakan untuk memperoleh estimasi kapasitas dukung statis secara lebih terperinci. Melalui integrasi ketiga metode

tersebut, diperoleh pemahaman yang lebih menyeluruh mengenai kemampuan Fondasi dalam menahan beban jembatan.

5.7.1 Perbandingan Daya Dukung Tiang Tunggal

Analisis perhitungan daya dukung pada penelitian ini dilakukan dengan membandingkan nilai kapasitas dukung yang diperoleh dari tiga metode perhitungan, yaitu metode Reese and Wright, Meyerhof, serta Reese and O'Neill, kemudian hasilnya dievaluasi terhadap nilai kapasitas dukung dari pengujian PDA. Perbandingan tersebut diterapkan pada beberapa variasi dimensi tiang bor, meliputi diameter eksisting 1,2 m serta diameter modifikasi 1,0 m dan 1,3 m. Melalui pendekatan ini, diperoleh dasar untuk menilai konsistensi dan perbedaan hasil antar metode, sehingga dapat ditarik kesimpulan yang lebih komprehensif mengenai kinerja dan kapasitas dukung tiang bor pada berbagai kondisi dimensi.. Perbandingan dari hasil analisis daya dukung tiang tunggal dapat dilihat pada Tabel 5.39 dan Tabel 5.40

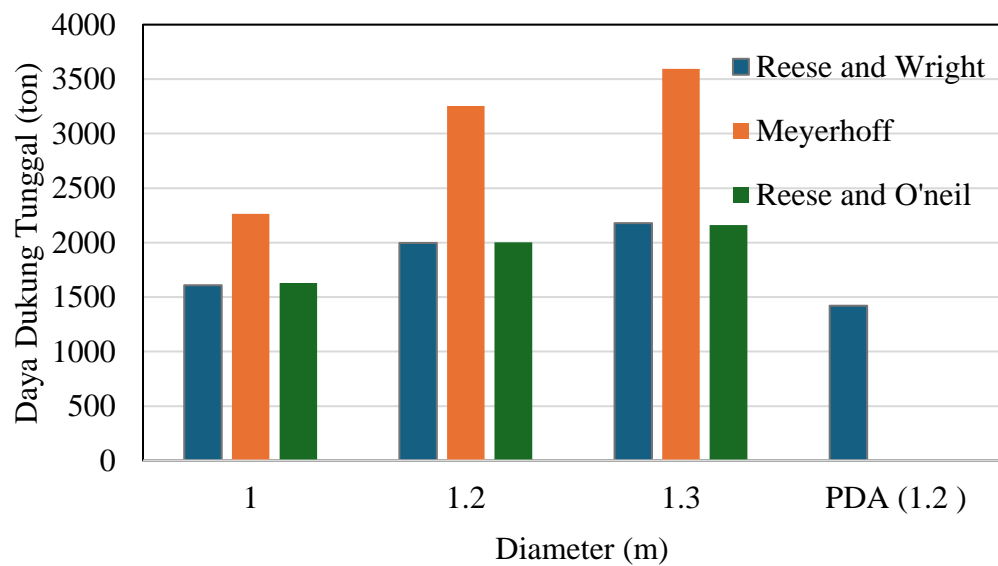
Tabel 5.39 Rekapitulasi Daya Dukung Tiang Bor Tunggal P22 dengan PDA

Metode	Reese and Wright			Meyerhof			Reese and O'Neill			PDA
	1	1.2	1.3	1	1.2	1.3	1	1.2	1.3	
Diameter (m)										
Qp (Ton)	298.16	440.79	501.06	1808.2	2722.4	3026.6	201.87	303.06	328.31	289.30
Qs (Ton)	1376.1	1651.4	1789.0	522.82	627.38	679.66	1494.7	1793.6	1943.1	1130.1
Qu (Ton)	1608.3	1997.2	2178.6	2265.0	3254.8	3594.8	1630.6	2001.7	2159.9	1419.4
Qall (Ton)	643.35	798.88	871.44	906.02	1301.9	1437.9	652.25	800.69	863.98	567.76

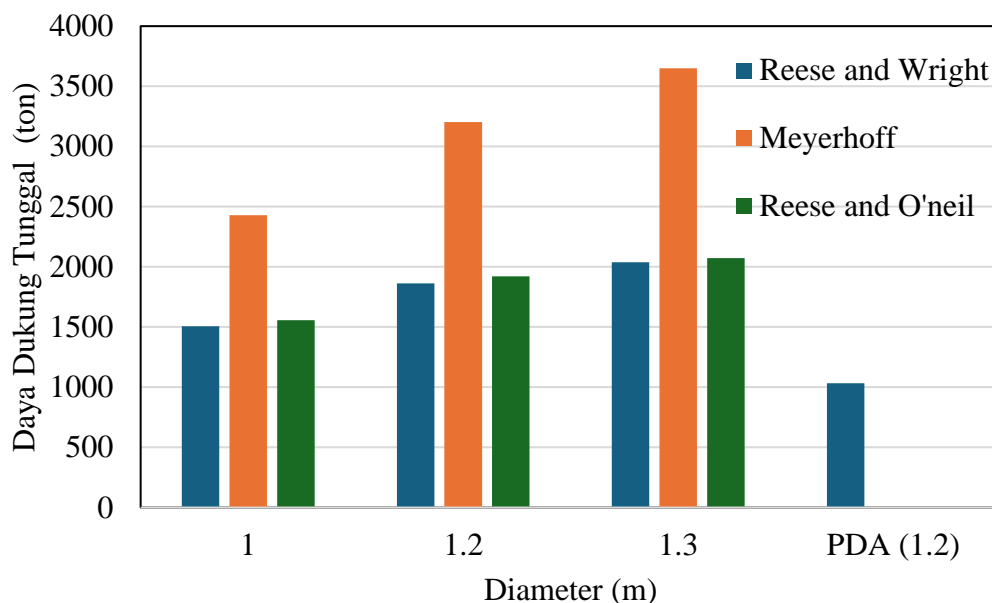
Tabel 5.40 Rekapitulasi Daya Dukung Tiang Bor Tunggal P23 dengan PDA

Metode	Reese and Wright			Meyerhof			Reese and O'Neill			PDA
Diameter (m)	1	1.2	1.3	1	1.2	1.3	1	1.2	1.3	1.2
Qp (Ton)	309.20	439.68	505.30	2005.0	2710.9	3122.9	288.40	413.70	448.18	281.90
Qs (Ton)	1258.0	1509.6	1635.4	483.09	579.71	628.02	1327.4	1592.9	1725.7	751.10
Qu (Ton)	1506.9	1862.5	2038.8	2427.8	3203.8	3649.0	1555.5	1919.8	2071.9	1033.0
Qall (Ton)	602.78	745.00	815.54	971.13	1281.5	1459.6	622.22	767.92	828.78	413.20

Adapun nilai perbandingan daya dukung tiang bor tunggal P22 dan P23 dari ketiga metode dengan nilai PDA dapat dilihat pada Gambar 5.17 dan Gambar 5.18 berikut.



Gambar 5.17 Perbandingan Daya Dukung Tiang Bor Tunggal P22 dengan PDA



Gambar 5.18 Perbandingan Daya Dukung Tiang Bor Tunggal P23 dengan PDA

Berdasarkan hasil yang ditunjukkan pada Gambar 5.17 dan Gambar 5.18, diketahui bahwa pada kondisi eksisting di titik P22, metode Reese and Wright dan Reese and O'Neill menghasilkan nilai daya dukung ultimate masing-masing sebesar 1997,210 ton dan 2001,737 ton pada pondasi kedalaman 35 m, yang menunjukkan selisih relatif kecil terhadap hasil pengujian lapangan menggunakan PDA sebesar 1419,400 ton, dengan persentase perbedaan masing-masing 28,931% dan 29,092%; sedangkan pada titik P23, nilai daya dukung hasil pengujian PDA sebesar 1033,00 ton juga paling mendekati hasil perhitungan metode Reese and Wright dan Reese and O'Neill, yaitu masing-masing sebesar 1862,503 ton dan 1919,799 ton, dengan persentase selisih berturut-turut 44,537% dan 46,192%.

Sementara itu, pada variasi dimensi 1 m di titik P22 dengan kedalaman 35 m, metode Reese and Wright dan Reese and O'Neill menghasilkan nilai daya dukung ultimate masing-masing sebesar 1608,364 ton dan 1630,637 ton, yang nilainya paling mendekati daya dukung lapangan. Untuk titik P23, metode yang memberikan hasil paling dekat dengan nilai PDA juga adalah Reese and Wright dan Reese and O'Neill, dengan nilai masing-masing sebesar 1506,948 ton dan 1555,543

ton. Pada variasi dimensi 1,3 m di titik P22 dengan kedalaman 35 m, metode Reese and Wright dan Reese and O'Neill kembali menunjukkan nilai daya dukung ultimate yang mendekati kondisi lapangan, yaitu sebesar 2178,604 ton dan 2159,971 ton; sedangkan pada titik P23, nilai yang paling mendekati hasil PDA diperoleh dari metode yang sama dengan nilai masing-masing sebesar 2038,851 ton dan 2071,941 ton.

Sedangkan Meyerhof menghasilkan nilai daya dukung kelompok terbesar dibandingkan metode Reese and Wright serta Reese and O'Neill. Hal ini disebabkan karena nilai daya dukung ultimit (Q_u) pada metode Meyerhoff sejak awal sudah lebih besar akibat pengaruh nilai tahanan ujung satuan tiang yang tinggi.

5.7.2 Perbandingan Daya Dukung Tiang Kelompok

Analisis daya dukung tiang kelompok dengan menggunakan metode Reese and Wright, Meyerhof, dan Reese and O'Neill memperoleh nilai daya dukung kelompok yang berbeda – beda. Perbandingan dari hasil analisis daya dukung kelompok dapat dilihat pada Tabel 5.41 dan Tabel 5.42 berikut.

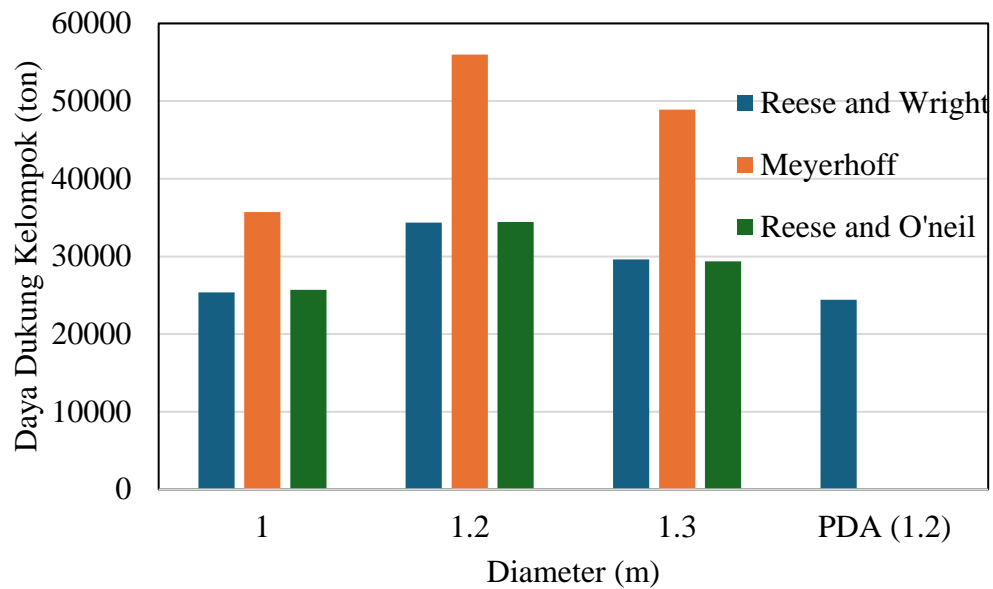
Tabel 5.41 Rekapitulasi Daya Dukung Tiang Bor Kelompok P22 dengan PDA

Metode	Reese and Wright			Meyerhof			Reese and O'Neill			PDA
	1	1.2	1.3	1	1.2	1.3	1	1.2	1.3	
Diameter (m)										
Qg (Ton)	25370. 11	34368. 30	29636. 08	35728. 65	56010. 09	48901. 16	25721. 44	34446. 20	29382. 62	24425. 26
Qgall (Ton)	10148. 04	13747. 32	11854. 43	14291. 46	22404. 04	19560. 46	10288. 58	13778. 48	11753. 04	9770.1 0

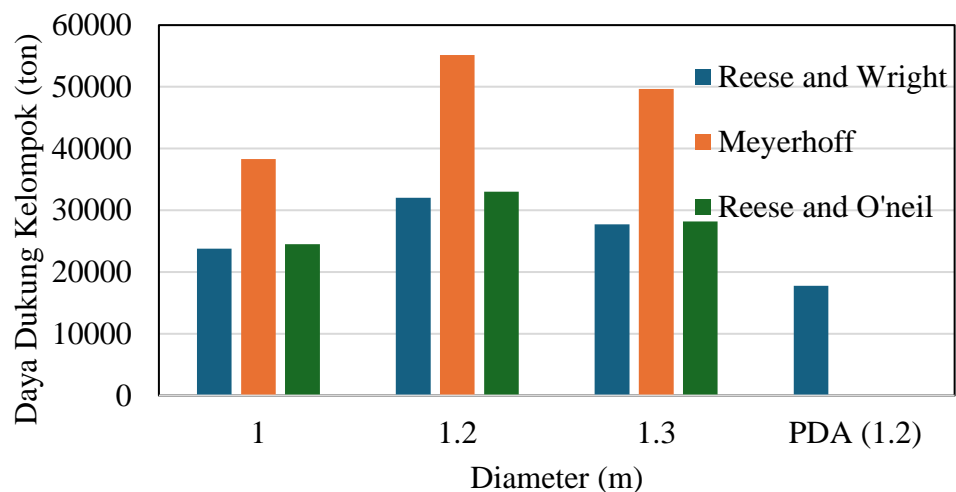
Tabel 5.42 Rekapitulasi Daya Dukung Tiang Bor Kelompok P23 dengan PDA

Metode	Reese and Wright			Meyerhof			Reese and O'Neill			PDA
	1	1.2	1.3	1	1.2	1.3	1	1.2	1.3	
Diameter (m)										
Qg (Ton)	23770. 38	32050. 24	27734. 99	38296. 23	55131. 42	49638. 33	24536. 92	33036. 20	28185. 11	17776. 02
Qgall (Ton)	9508.1 5	12820. 10	11093. 99	15318. 49	22052. 57	19855. 33	9814.7 7	13214. 48	11274. 05	7110.4 1

Adapun nilai perbandingan daya dukung tiang bor kelompok P22 dan P23 dari ketiga metode dengan nilai PDA dapat dilihat pada Gambar 5.19 dan Gambar 5.20 berikut.



Gambar 5.19 Perbandingan Daya Dukung Tiang Bor Kelompok P22 dengan PDA



Gambar 5.20 Perbandingan Daya Dukung Tiang Bor Kelompok P23 dengan PDA

Berdasarkan Gambar 5.19 dan Gambar 5.20, metode yang menghasilkan nilai paling mendekati daya dukung ultimit lapangan (PDA) adalah metode Reese and Wright serta Reese and O'Neill. Pada titik P22 dengan kondisi diameter 1,2 m (eksisting) dengan jumlah pondasi sebanyak 18, nilai daya dukung ultimit masing-masing sebesar 34.368,297 ton dan 34.446,197 ton, dengan persentase selisih terhadap nilai PDA sebesar 24.425,257 ton yaitu 28,931% dan 29,092%. Sementara itu, pada titik P23 dengan kondisi eksisting, kedua metode tersebut juga menunjukkan hasil yang paling mendekati daya dukung lapangan, dengan nilai berturut-turut sebesar 32.050,242 ton dan 33.036,202 ton, serta persentase selisih masing-masing sebesar 44,537% dan 46,192%.

Sedangkan untuk variasi diameter lainnya, metode yang paling mendekati nilai daya dukung ultimit lapangan adalah metode Reese and Wright. Pada diameter 1,0 m, titik P22 dengan jumlah pondasi sebanyak 16 memiliki nilai daya dukung ultimit berturut-turut sebesar 25.370,111 ton dan 25.721,443 ton, sedangkan pada titik P23 diperoleh nilai sebesar 23.770,386 ton dan 24.536,924 ton. Untuk diameter 1,3 m dengan jumlah pondasi sebanyak 14, nilai daya dukung ultimit pada titik P22 berturut-turut sebesar 29.636,081 ton dan 29.382,616 ton, sedangkan pada titik P23 masing-masing sebesar 27.734,989 ton dan 28.185,114 ton

5.7.3 Perbandingan Penurunan Tiang Bor Tunggal

Analisis penurunan tiang bor tunggal untuk ketiga dimensi menggunakan perhitungan metode Reese and Wright dengan beban yang sama, maka analisis perhitungan dilakukan hanya menggunakan 1 metode dikarenakan sudah mempresentasikan. Perbandingan dari hasil analisis penurunan tiang bor tunggal dapat dilihat pada Tabel 5.43 dan Tabel 5.44 berikut.

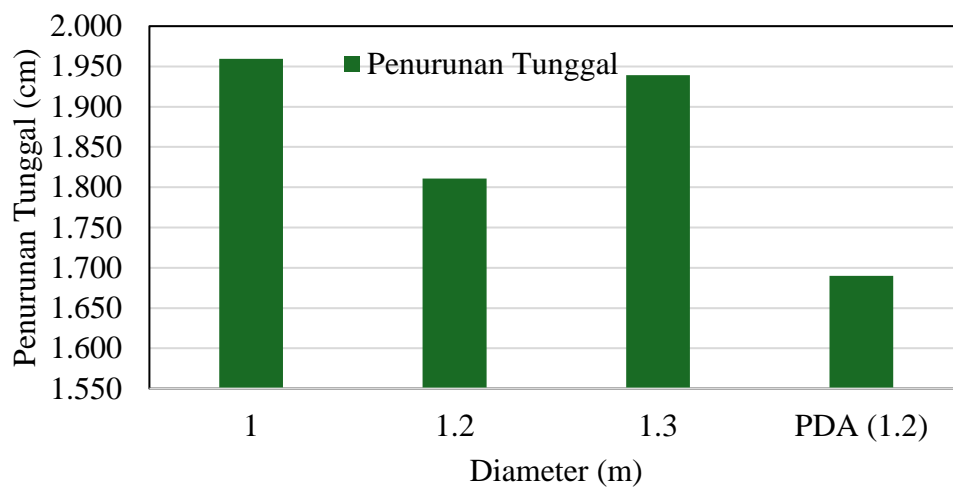
Tabel 5.43 Rekapitulasi Penurunan Tiang Bor Tunggal P22

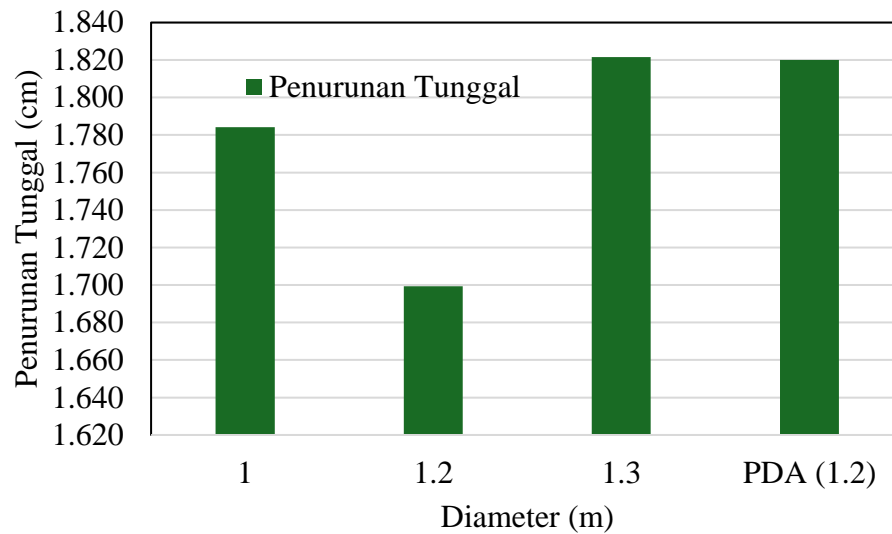
Diameter	Penurunan Tiang Bor Tunggal (m)
1	0.020
1,2	0.018
1,3	0.019

Tabel 5.44 Rekapitulasi Penurunan Tiang Bor Tunggal P23

Diameter	Penurunan Tiang Bor Tunggal (m)
1	0.018
1,2	0.017
1,3	0.018

Adapun hasil perbandingan nilai penurunan tiang bor kelompok pada titik P22 dan P23 yang diperoleh dari ketiga analisis dengan nilai penurunan berdasarkan hasil pengujian PDA disajikan dalam bentuk grafik. Perbandingan tersebut bertujuan untuk menunjukkan kesesuaian dan perbedaan hasil antar diameter, yang selanjutnya dapat digunakan sebagai bahan evaluasi. Secara visual, perbandingan nilai penurunan tiang bor kelompok P22 dan P23 tersebut dapat dilihat pada Gambar 5.21 dan Gambar 5.22 berikut.

**Gambar 5.21 Perbandingan Penurunan Tiang Bor Tunggal P22 dengan PDA**



Gambar 5.22 Perbandingan Penurunan Tiang Bor Tunggal P23 dengan PDA

Berdasarkan Gambar 5.21 dan Gambar 5.22, kondisi eksisting dengan diameter tiang 1,2 m pada titik P22 dan P23 masing-masing menunjukkan penurunan sebesar 1,811 cm dan 1,699 cm. Nilai tersebut memiliki selisih terhadap hasil pengujian PDA sebesar 6,67% untuk P22 dengan nilai PDA 1,690 cm, serta 7,096% untuk P23 dengan nilai PDA 1,820 cm. Untuk variasi diameter 1 m, penurunan yang terjadi pada titik P22 dan P23 berturut-turut adalah 1,96 cm dan 1,784 cm, sedangkan untuk diameter 1,3 m, penurunan pada titik P22 dan P23 masing-masing sebesar 1,939 cm dan 1,822 cm.

Meskipun terdapat perbedaan antara hasil perhitungan dan kondisi lapangan, hasil analisis empiris pada setiap variasi diameter masih berada dalam ambang batas aman. Tiang pada lokasi tersebut tetap memenuhi kriteria batas layanan, sehingga sistem pondasi dapat dinyatakan bekerja dengan baik dan aman secara teknis.

5.7.4 Perbandingan Penurunan Tiang Bor Kelompok

Analisis penurunan tiang bor kelompok pada ketiga variasi dimensi dilakukan menggunakan metode Reese and Wright dan menggunakan aplikasi *Plaxis 2D*. Hal ini dikarenakan beban yang digunakan pada masing-masing metode perhitungan adalah sama, sehingga analisis penurunan dianggap cukup dilakukan dengan satu metode yang telah mewakili kondisi tersebut. Perbandingan hasil analisis

penurunan tiang bor kelompok selanjutnya disajikan pada Tabel 5.45, Tabel 5.46, Tabel 5.47, dan Tabel 5.48

Tabel 5.45 Rekapitulasi Penurunan Tiang Bor Kelompok P22

Diameter	Penurunan Tiang Bor Kelompok (m)
1	0.0480
1,2	0.0405
1,3	0.0417

Tabel 5.46 Rekapitulasi Penurunan Tiang Bor Kelompok P23

Diameter	Penurunan Tiang Bor Kelompok (m)
1	0.0437
1,2	0.0380
1,3	0.0391

Tabel 5.47 Rekapitulasi Penurunan Tiang Bor Kelompok P22 Dengan Program Plaxis 2D

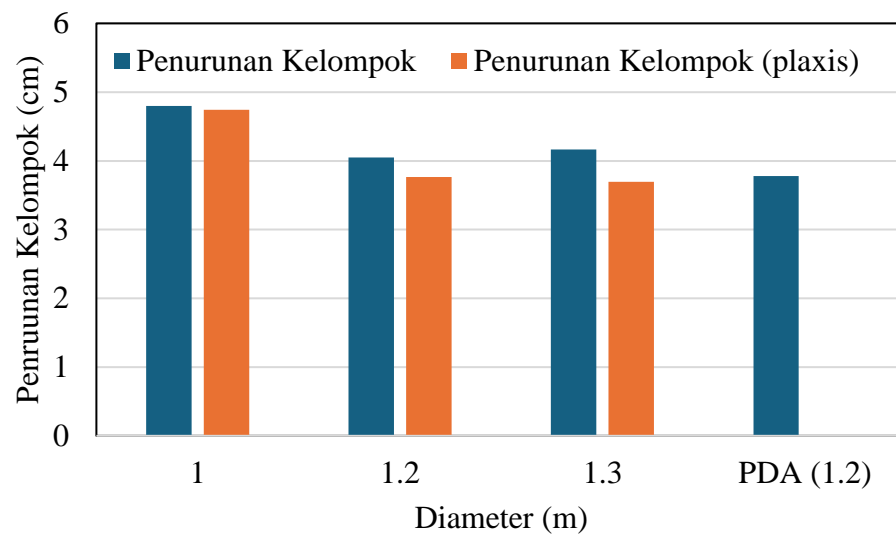
Diameter	Penurunan Tiang Bor Kelompok (m)
1	0.04742
1,2	0.03767
1,3	0.03693

Tabel 5.48 Rekapitulasi Penurunan Tiang Bor Kelompok P23 Dengan Program Plaxis 2D

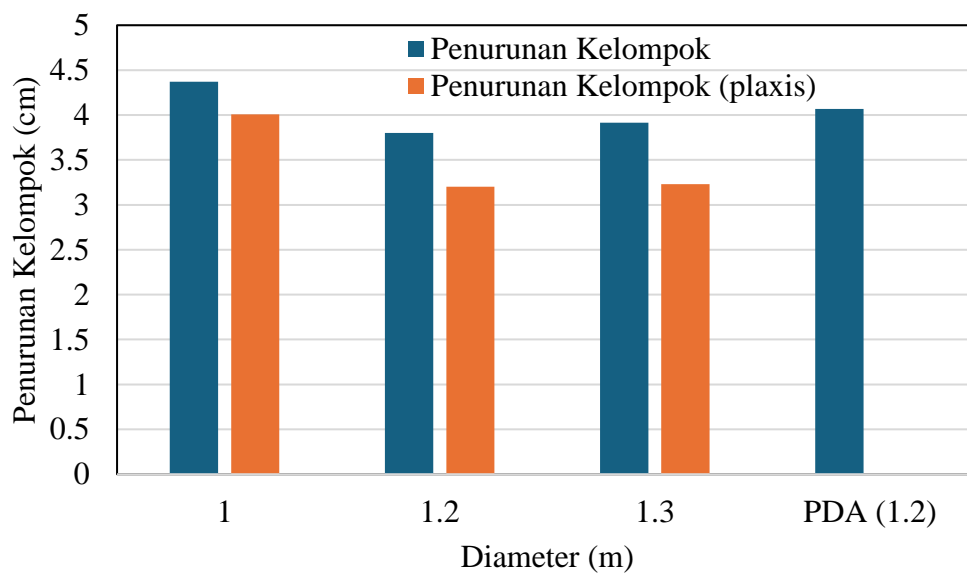
Diameter	Penurunan Tiang Bor Kelompok (m)
1	0.04007
1,2	0.03202
1,3	0.03231

Hasil evaluasi penurunan tiang kelompok pada titik P22 dan P23 diperoleh melalui perbandingan antara tiga metode analisis serta program Plaxis 2D dan nilai penurunan hasil pengujian PDA. Data perbandingan tersebut disajikan dalam bentuk grafik untuk menggambarkan tingkat kesesuaian serta perbedaan hasil

penurunan antar variasi diameter tiang, yang selanjutnya digunakan sebagai dasar evaluasi kinerja fondasi. Secara visual, perbandingan penurunan tiang kelompok pada P22 dan P23 ditunjukkan pada Gambar 5.23 dan Gambar 5.24.



Gambar 5.23 Perbandingan Penurunan Tiang Bor Kelompok P22 dengan PDA



Gambar 5.24 Perbandingan Penurunan Tiang Bor Kelompok P23 dengan PDA

Pada titik P22, penurunan kelompok tiang hasil perhitungan empiris untuk diameter 1,0 m, 1,2 m, dan 1,3 m masing-masing sebesar 0,0480 m, 0,0405 m, dan 0,0417 m, sedangkan hasil analisis PLAXIS 2D sebesar 0,04742 m, 0,03767 m, dan 0,03693 m. Pada diameter eksisting 1,2 m terdapat selisih sebesar 6,67% terhadap data PDA. Meskipun demikian, seluruh nilai penurunan masih berada di bawah batas yang diizinkan dan menunjukkan kecenderungan hasil yang relatif serupa antar metode.

Pada titik P23, penurunan kelompok tiang hasil perhitungan empiris untuk diameter 1,0 m, 1,2 m, dan 1,3 m berturut-turut sebesar 0,0437 m, 0,0380 m, dan 0,0391 m, sedangkan hasil analisis menggunakan PLAXIS 2D menunjukkan nilai penurunan sebesar 0,04007 m, 0,03202 m, dan 0,03231 m. Pada diameter eksisting 1,2 m, terdapat selisih sebesar 7,096% terhadap nilai penurunan berdasarkan data PDA. Secara umum, hasil analisis pada titik P22 dan P23 menunjukkan tren yang konsisten, di mana seluruh nilai penurunan masih memenuhi kriteria yang diizinkan dan perbedaan antar metode tidak signifikan, sehingga pemodelan PLAXIS 2D dapat merepresentasikan perilaku penurunan kelompok tiang dengan baik.

BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Berdasarkan hasil analisis daya dukung tiang bor dan penurunan pada Jembatan Kabanaran didapatkan beberapa kesimpulan, yaitu sebagai berikut:

1. Hasil daya dukung tunggal pada tiang bor P22 dan P23 pada kondisi eksisting menggunakan metode *Reese and Wright* sebesar 1997.210 ton dan 1862.503 ton, metode *Meyerhof* sebesar 3254.857 ton dan 3203.796 ton, dan metode *Reese & O'Neill* sebesar 2001.737 ton dan 1919.799 ton
2. Hasil daya dukung kelompok pada tiang bor P22 dan P23 pada kondisi eksisting menggunakan metode *Reese and Wright* sebesar 34368.297 ton dan 32050.242 ton, metode *Meyerhof* sebesar 56010.091 ton dan 55131.417 ton, dan metode *Reese & O'Neill* sebesar 34446.197 ton dan 33036.202 ton
3. Hasil daya dukung tunggal pada tiang bor P22 dan P23 pada kondisi variasi, pada diameter 1 meter menggunakan metode *Reese and Wright* sebesar 1608.364 ton dan 1506.948 ton, metode *Meyerhof* sebesar 2265.054 ton dan 2427.828 ton, dan metode *Reese & O'Neill* sebesar 1630.637 ton dan 1555.543 ton. Pada diameter 1,3 meter menggunakan metode *Reese and Wright* sebesar 2178.604 ton dan 2038.851 ton, metode *Meyerhof* sebesar 3594.817 ton dan 3649.008 ton, dan metode *Reese & O'Neill* sebesar 2159.971 ton dan 2071.941 ton.
4. Hasil daya dukung kelompok pada tiang bor P22 dan P23 pada kondisi variasi, pada diameter 1 meter menggunakan metode *Reese and Wright* sebesar 25370.111 ton dan 23770.386 ton, metode *Meyerhof* sebesar 35728.651 ton dan 38296.229 ton, dan metode *Reese & O'Neill* sebesar 25721.443 ton dan 24536.924 ton. Pada diameter 1,3 meter menggunakan metode *Reese and Wright* sebesar 29636.081 ton dan 27734.989 ton, metode *Meyerhof* sebesar 48901.162 ton dan 49638.334 ton, dan metode *Reese & O'Neill* sebesar 29382.616 ton dan 28185.114 ton.

5. Hasil analisis penurunan pada tiang bor P22 tunggal pada diameter 1, 1.2, dan 1.3 berturut – turut sebesar 0.020 m, 0.018 m, dan 0.019 m, untuk titik P23 sebesar 0.018 m, 0.017 m, dan 0.018 m. Sedangkan penurunan tiang bor kelompok pada titik P22 dengan diameter 1 m, 1.2 m, dan 1.3 m berturut – turut sebesar 0.0480 m, 0.0405 m, dan 0.0417, pada titik P23 sebesar 0.0437 m, 0.0380 m, dan 0.0391 m. Hasil Penurunan pada titik P22 menggunakan *Plaxis 2D* pada diameter 1 m, 1.2 m, dan 1.3 m berturut – turut adalah 0.04742 m, 0.03767 m, dan 0.03693 m, sedangkan pada titik P23 nilainya sebesar 0.04007 m, 0.03202 m, dan 0.03231 m.
6. Perbandingan daya dukung tiang bor tunggal antara analisis statik dan CAPWAP menunjukkan bahwa metode Reese and Wright dan Reese and O'Neill paling mendekati nilai CAPWAP, baik pada P22 selisih 28,931%–29,092% maupun P23 selisih 44,537%–46,192%, sementara metode Meyerhof cenderung lebih tinggi. Penurunan tiang dengan diameter eksisting 1,2 m juga menunjukkan kesesuaian yang baik dengan CAPWAP, yaitu pada P22 sebesar 1,811 cm dengan nilai CAPWAP 1,690 cm, dan pada P23 sebesar 1,699 cm dengan nilai CAPWAP 1,820 cm, sehingga nilai perhitungannya masih mendekati kondisi lapangan.

6.2 Saran

Saran dari penulis agar mendapatkan hasil yang lebih optimal dalam perencanaan Fondasi tiang maka dapat dilakukan analisis yang lebih lanjut sebagai berikut ini.

1. Kelengkapan data tanah pada studi kasus berpengaruh terhadap keakuratan hasil analisis. Oleh karena itu, diperlukan data tambahan agar hasil analisis yang diperoleh dapat lebih merepresentasikan kondisi lapangan yang sebenarnya.
2. Tingkat ketelitian dalam pelaksanaan investigasi tanah di lapangan perlu ditingkatkan agar hasil perhitungan dalam perencanaan Fondasi dapat dicapai dengan tingkat akurasi yang lebih optimal.
3. Hasil analisis yang diperoleh dapat dimanfaatkan sebagai acuan serta pembandingan untuk perhitungan dengan metode atau studi yang sejenis.

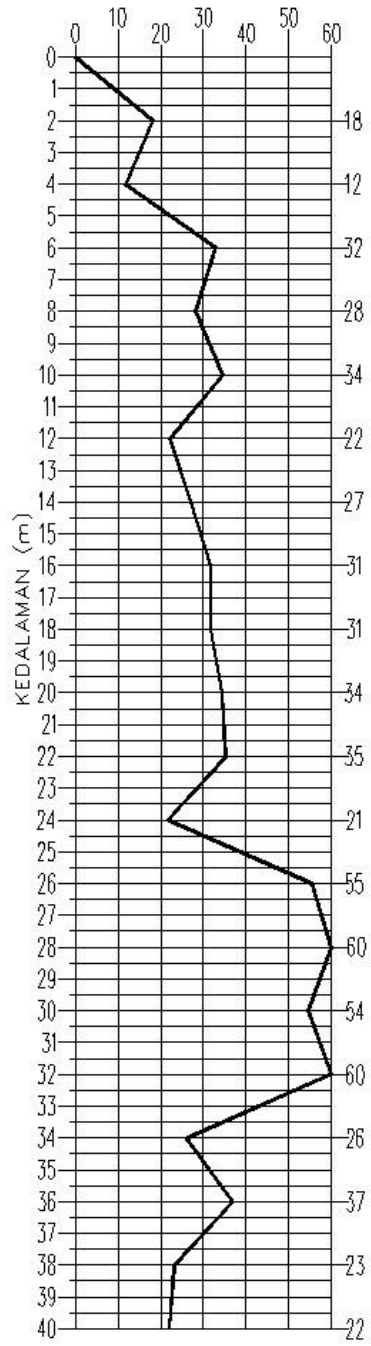
DAFTAR PUSTAKA

- Aprianto, A. (2022). *Analisis kapasitas dukung dan penurunan fondasi tiang bor (Studi kasus: Jembatan Kenet Bantul)*. Tugas akhir, Universitas Islam Indonesia.
- ASTM International. (2017). *ASTM D4945: Standard test method for high-strain dynamic testing of deep foundations*. ASTM International.
- Billah, S. M. T. (2023). *Kajian ulang desain struktur bawah Pier 4 dengan fondasi bored pile pada Jembatan Jalan Lingkar Utara Tasikmalaya (Jembatan Ciloseh)*. Tugas akhir, Universitas Islam Indonesia.
- Bowles, J. E. (1997). *Foundation analysis and design* (5th ed.). McGraw-Hill.
- Bowles, J. E. (1997). *Analisis dan desain fondasi* (Jilid 2). Erlangga.
- Carter, M., & Bentley, S. P. (1991). *Correlations of soil properties*. Pentech Press.
- Carter, M., & Bentley, S. P. (2016). *Soil properties and their correlations*. John Wiley & Sons.
- Das, B. M. (1985). *Mekanika tanah: Prinsip-prinsip rekayasa geoteknis*. Erlangga.
- Dokuchaev, I. (1870). *Mekanika Tanah*. Jakarta: Erlangga, 1-23.
- Hakim, M. F., & Hadi, M. A. (2023). Analisis daya dukung dan penurunan fondasi berdasarkan data N-SPT diverifikasi dengan nilai PDA dan CAPWAP. *Proceeding Civil Engineering Research Forum*.
- Hannigan, P. J., Goble, G. G., Likins, G. E., & Rausche, F. (2006). *Design and construction of driven pile foundations* (Volume I). National Highway Institute.
- Hardiyatmo, H. C. (2006). *Mekanika tanah 1* (Edisi keempat). Gadjah Mada University Press.
- Hardiyatmo, H. C. (2002). *Teknik fondasi 2* (Edisi kedua). Beta Offset.
- Indonesia, Republik. (2017). *Rencana pembangunan jangka menengah nasional*. Peraturan Presiden Republik Indonesia.
- Ma'ruf, H. Y. M. (2022). *Analisis daya dukung fondasi tiang bor pada struktur box culvert menggunakan metode analitis dan metode elemen hingga (Studi kasus: Proyek Jembatan Sei Alalak, Banjarmasin)*. Tugas akhir, Universitas Islam Indonesia.

- Nasional, Badan Standardisasi. (2008). *SNI 4153:2008 Cara uji penetrasi lapangan dengan SPT*. Badan Standardisasi Nasional.
- Sari, U. C., Pratama, M. M. A., Atpriyanti, D. N., & Negoro, N. A. (2023). The bearing capacity analysis of deep foundation based on in-situ dynamic penetration test compared to pile driving analyzer (PDA). *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, 1203(1), 012017. <https://doi.org/10.1088/1755-1315/1203/1/012017>
- Sosrodarsono, S. (2000). *Mekanika tanah dan teknik fondasi*. Pradnya Paramita.
- Sulistiawati, R. (2024). *Analisis daya dukung tanah pada fondasi jembatan Fly Over Pier 12 (Studi kasus: Proyek pembangunan elevated jalur ganda KA Solo–Semarang fase I)*. Tugas akhir, Universitas Islam Indonesia.
- Triastuti, N. S. (2022). *Berbagai macam fondasi*.
- Vesic, A. S. (1977). *Design of pile foundations*. National Cooperative Highway Research Program.

LAMPIRAN

Lampiran 1 Data *Standard Penetration Test* (SPT)



TS.BH 23



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:

P22-460

Hasil analisa tiang P22-460 (Tiang Bor Ø120 cm, L = 37.5 m – Panjang Penetrasi 35.7 m) menunjukkan kapasitas tiang uji sebesar 1419.4 Ton dengan tahanan friksi sebesar 1130.1 Ton dan tahanan ujung sebesar 289.3 Ton. Penurunan total sebesar 16.9 mm dengan penurunan tetap sebesar 1.0 mm.

P22-460

Pile P22-460 (Bored Pile Ø120 cm, L = 37.5 m - penetrate 35.7 m) analysis result shows a pile capacity of about 1419.4 tons, consist of 1130.1 tons of shaft friction and 289.3 tons of end-bearing capacity. The total and residual settlement is 16.9 mm and 1.0 mm, respectively.

P23-478

Hasil analisa tiang P23-478 (Tiang Bor Ø120 cm, L = 32.5 m – Panjang Penetrasi 30.7 m) menunjukkan kapasitas tiang uji sebesar 1033.0 Ton dengan tahanan friksi sebesar 751.1 Ton dan tahanan ujung sebesar 281.9 Ton. Penurunan total sebesar 18.2 mm dengan penurunan tetap sebesar 2.0 mm.

P23-478

Pile P23-478 (Bored Pile Ø120 cm, L = 32.5 m - penetrate 30.7 m) analysis result shows a pile capacity of about 1033.0 tons, consist of 751.1 tons of shaft friction and 281.9 tons of end-bearing capacity. The total and residual settlement is 18.2 mm and 2.0 mm, respectively.



Table 2. CAPWAP Result Summaries

No Tiang <i>Pile No.</i>	CAPWAP			
	Daya Dukung Total <i>Total Capacity</i> (Ton)	Daya Dukung Friksi <i>Friction Capacity</i> (Ton)	Daya Dukung Ujung <i>End-bearing Capacity</i> (Ton)	Penurunan <i>Settlement</i> (mm)
P22-460	1419.4	1130.1	289.3	16.9
P23-478	1033.0	751.1	281.9	18.2



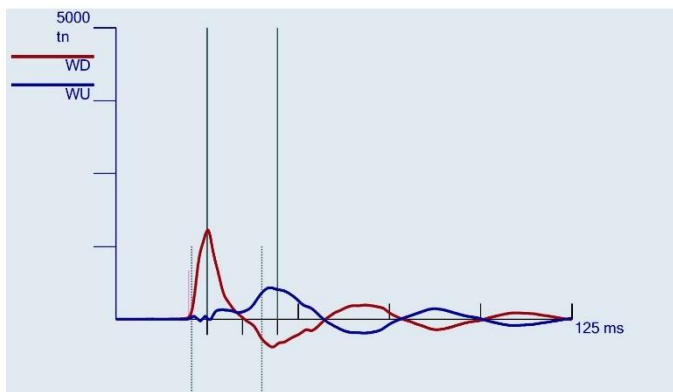
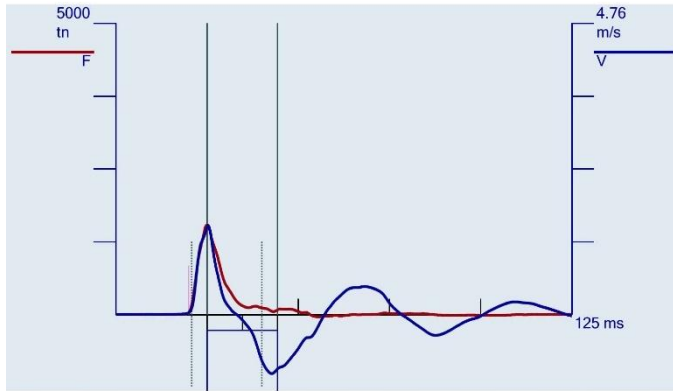
Scan code for authentication



LAMPIRAN A / APPENDIX A
(2) DATA PDA & ANALISIS CAPWAP / (2) PDA DATA & CAPWAP ANALYSIS

GRL Engineers, Inc.
 JEMBATAN PANDANSIMO - ZONA 2
 P22 - 460_1
 BOREDPILE D.120 - DROP HM 13TON
 PDA Operator: Doddy

Pile Driving Analyzer® (PDA)
 Version: 2022.35.2



BN 4
 24May2024 09:45:43 AM

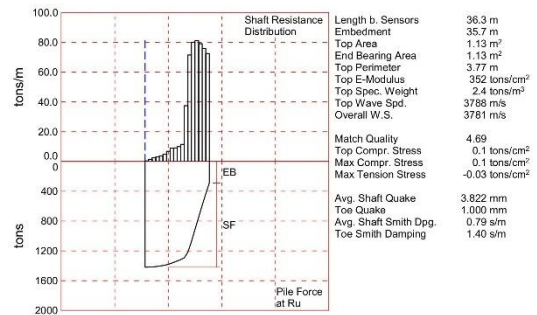
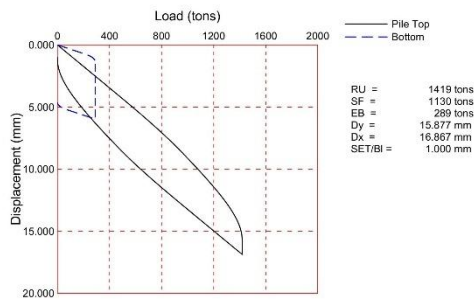
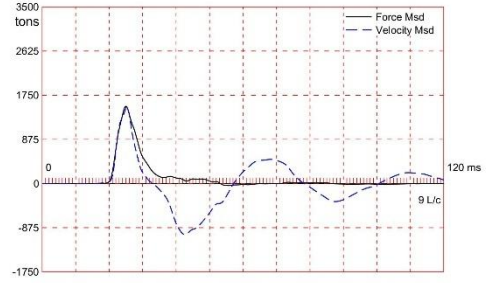
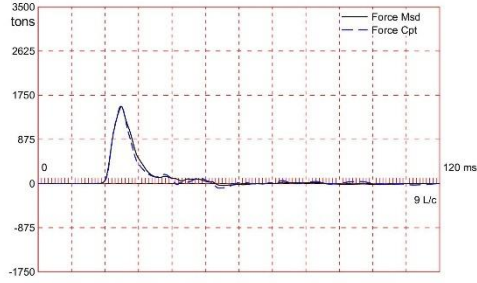
RMX 1420 tn
 RSU 1672 tn
 EMX 9.42 tn-m
 ETR 24.2 %
 FMX 1535 tn
 CSI 23.1 MPa
 CSX 13.3 MPa
 TSX 5.8 MPa
 DFN 1 mm
 DMX 8 mm
 BTA 100.0 %
 LP 35.7 m

LE 36.3 m
 AR 11309.73 cm²
 EM 352 t/cm²
 SP 2.40 t/m³
 WS 3787.8 m/s
 WC 3781.3 m/s
 JC 0.60
 JF 1.00

A1 (PR): [K13013] 347.929 mv/6.4v/5000g (1.1) VF6
 A2 (PR): [K12970] 338.6 mv/6.4v/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



PROYEK: JEMBATAN PANDANSIMO
 PENGIJAZAN: PDA
 NO. TITIK: P.22 - 460
 TANGGAL: 24 Mei 2024
 INSINYUR: DODDY
 LOKASI: SIGI, TAPANULIS



CAPWAP SUMMARY RESULTS

Total CAPWAP Capacity: 1419.39; along Shaft 1130.13; at Toe 289.26 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
				1419.4			
1	2.0	1.4	0.62	1418.8	0.62	0.44	0.12
2	4.0	3.4	3.09	1415.7	3.71	1.53	0.41
3	6.0	5.5	5.16	1410.5	8.87	2.56	0.68
4	8.1	7.5	6.39	1404.1	15.26	3.17	0.84
5	10.1	9.5	7.70	1396.4	22.96	3.82	1.01
6	12.1	11.5	10.24	1386.2	33.20	5.08	1.35
7	14.1	13.5	13.78	1372.4	46.98	6.83	1.81
8	16.1	15.5	18.05	1354.4	65.03	8.95	2.37
9	18.1	17.6	18.35	1336.0	83.38	9.10	2.41
10	20.2	19.6	20.24	1315.8	103.62	10.04	2.66
11	22.2	21.6	23.24	1292.5	126.86	11.52	3.06
12	24.2	23.6	23.6	1217.0	202.44	37.48	9.94
13	26.2	25.6	144.13	1072.8	346.57	71.47	18.96
14	28.2	27.6	161.39	911.4	507.96	80.03	21.23
15	30.2	29.6	163.35	748.1	671.31	81.00	21.49
16	32.3	31.7	159.41	588.7	830.72	79.05	20.97
17	34.3	33.7	153.24	435.4	983.96	75.99	20.16
18	36.3	35.7	146.17	289.3	1130.13	72.48	19.23
Avg. Shaft			62.79			31.66	8.40
Toe			289.26				255.76

Soil Model Parameters/Extensions

	Shaft	Toe
Smith Damping Factor	0.79	1.40
Quake (mm)	3.822	1.000
Case Damping Factor	0.85	0.39
Damping Type	Viscous	Smith
Reloading Level (% of Ru)	100	100
Unloading Level (% of Ru)	84	

CASE METHOD

J =	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
RP	2031	1929	1828	1726	1624	1522	1420	1318	1216	1115
RX	2034	1932	1829	1727	1625	1522	1420	1318	1216	1115
RU	2189	2103	2016	1930	1844	1758	1672	1586	1500	1414

RAU = 701 (tons); RA2 = 1169 (tons)

Current CAPWAP Ru = 1419 (tons); Corresponding J(RP) = 0.60; J(RX) = 0.60

VMX m/s	TVP ms	VT1*Z tons	FT1 tons	FMX tons	DMX mm	DFN mm	SET mm	EMX tons-m	QUS tons	KEB tons/mm
1.5	25.33	1515	1535	1535	8.177	1.000	1.000	9.42	2054	289

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
36.3	1.13	351.5	2.403	3.77

Toe Area 1.13 m²

Top Segment Length 1.01 m, Top Impedance 1050 tons/m/s

Wave Speed: Pile Top 3787.8, Elastic 3787.8, Overall 3781.2 m/s

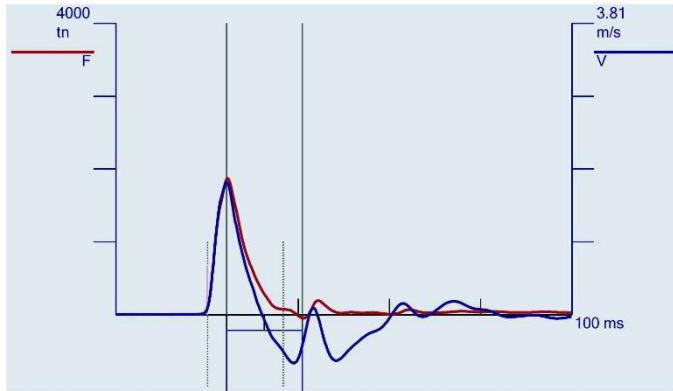
File Damping 2.00 %

Total volume: 41.054 m³; Volume ratio considering added impedance: 1.000

Time (ms) 0.0 68.0
 Time Incr 0.267 0.320

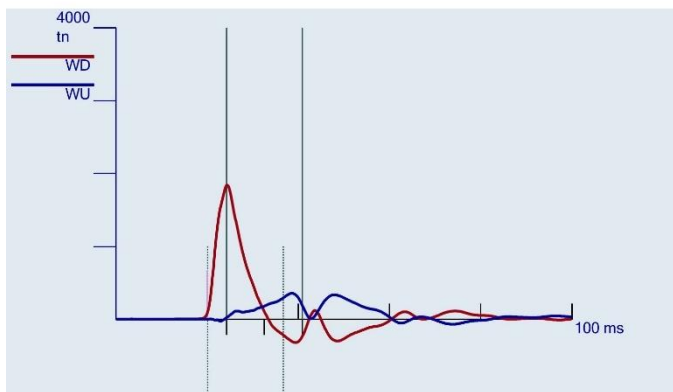
GRL Engineers, Inc.
 JEMBATAN PANDANSIMO - ZONA 2
 P23 - 478
 BOREDPILE D.120 - DROP HM 13TON
 PDA Operator: Doddy

Pile Driving Analyzer® (PDA)
 Version: 2022.35.2



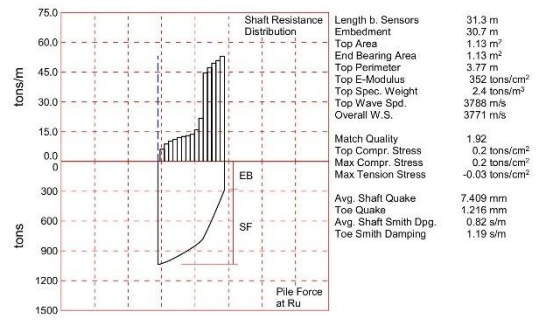
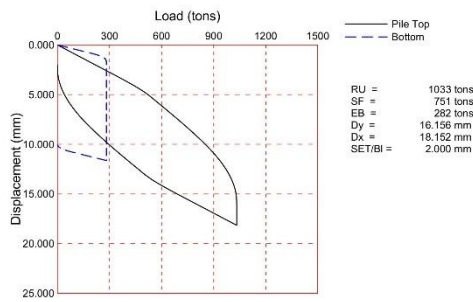
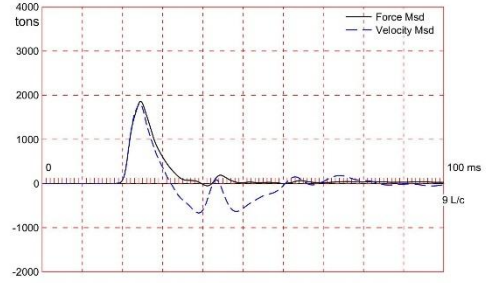
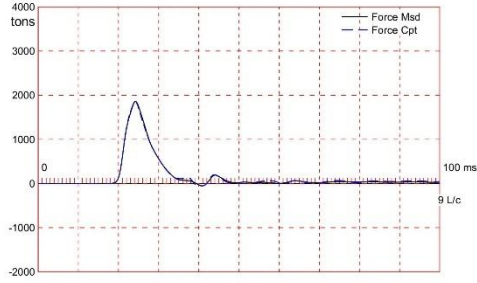
BN 6
 24May2024 11:05:39 AM

RMX	1033 tn
RSU	1308 tn
DFN	2 mm
DMX	10 mm
EMX	14.31 tn-m
ETR	36.7 %
CSI	24.3 MPa
CSX	16.2 MPa
FMX	1867 tn
BTA	100.0 %
LE	31.3 m
AR	11309.73 cm ²
EM	352 t/cm ²
SP	2.40 t/m ³
WS	3787.8 m/s
WC	3771.1 m/s
JC	0.60
JF	1.00



A1 (PR): [K13013]	347.929 mv/6.4v/5000g (1.3) VF6
A2 (PR): [K12970]	338.6 mv/6.4v/5000g (1.3) VF6
F3: [X953]	92.4 PDICAL (0.7) FF6
F4: [X952]	92 PDICAL (0.7) FF6
A5 (PE): [52773]	970.231 g/s/volt (1.3) VF6
A6 (PE): [48200]	1130 g/s/volt (1.3) VF6





CAPWAP SUMMARY RESULTS

Total CAPWAP Capacity: 1032.98; along Shaft 751.06; at Toe 281.92 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
				1033.0			
1	3.0	2.4	14.91	1018.1	14.91	6.14	1.63
2	5.0	4.4	17.79	1000.3	32.70	8.81	2.34
3	7.1	6.5	20.65	979.6	53.35	10.23	2.71
4	9.1	8.5	22.59	957.0	75.94	11.19	2.97
5	11.1	10.5	24.36	932.7	100.30	12.06	3.20
6	13.1	12.5	25.54	907.1	125.84	12.65	3.35
7	15.1	14.5	26.36	880.8	152.20	13.05	3.46
8	17.2	16.6	27.71	853.1	179.91	13.72	3.64
9	19.2	18.6	32.34	820.7	212.25	16.02	4.25
10	21.2	20.6	43.96	776.8	256.21	21.77	5.77
11	23.2	22.6	90.14	686.6	346.35	44.64	11.84
12	25.2	24.6	95.22	591.4	441.57	47.15	12.51
13	27.3	26.7	99.88	491.5	541.45	49.46	13.12
14	29.3	28.7	102.73	388.8	644.18	50.87	13.49
15	31.3	30.7	106.88	281.9	751.06	52.93	14.04
Avg. Shaft			50.07			24.46	6.49
Toe			281.92				249.27

Soil Model Parameters/Extensions	Shaft	Toe
Smith Damping Factor	0.82	1.19
Quake	7.409	1.216
Case Damping Factor	0.59	0.32
Damping Type	Viscous	Sm+Visc
Unloading Quake	80	100
Reloading Level	100	100
Unloading Level	64	
Soil Plug Weight		8.269

CASE METHOD

J =	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
RP	2024	1859	1694	1529	1363	1198	1033	868	702	537
RX	2024	1859	1694	1529	1363	1198	1033	868	702	659
RU	2196	2048	1900	1752	1604	1456	1308	1160	1012	864

RAU = 659 (tons); RA2 = 807 (tons)

Current CAPWAP Ru = 1033 (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
1.7	24.36	1816	1861	1867	10.496	2.074	2.000	14.31	2291	232

PILE PROFILE AND FILE 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
31.3	1.13	351.5	2.403	3.77

Toe Area 1.13 m²

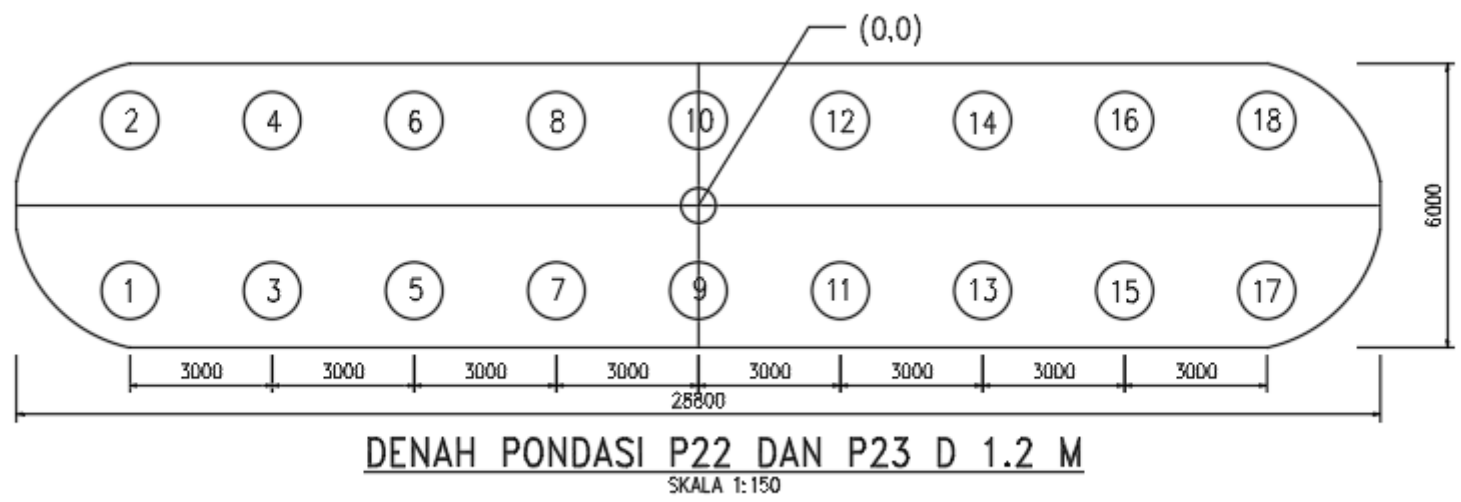
Top Segment Length 1.01 m, Top Impedance 1050 tons/m/s

Wave Speed: Pile Top 3787.8, Elastic 3787.8, Overall 3771.1 m/s

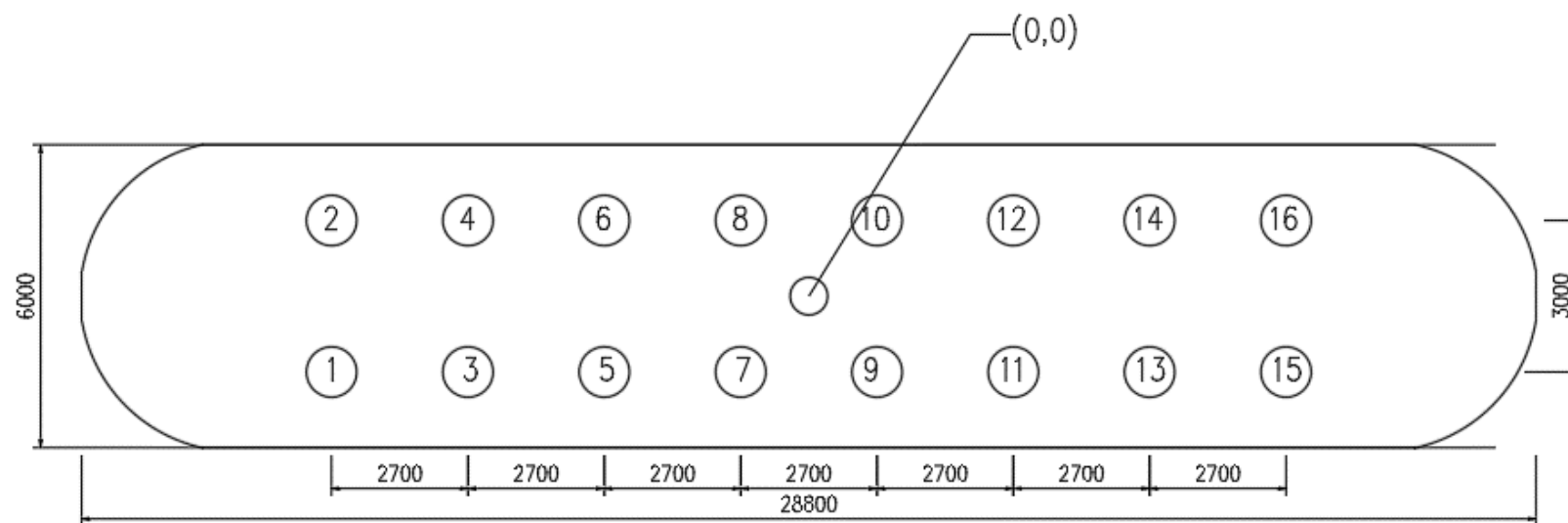
File Damping 2.00 %, Time Incr 0.268 ms, 2L/c 16.6 ms

Total volume: 35.399 m³; Volume ratio considering added impedance: 1.000

Lampiran 3 Denah Pondasi P22 dan P23 diameter 1,2 meter

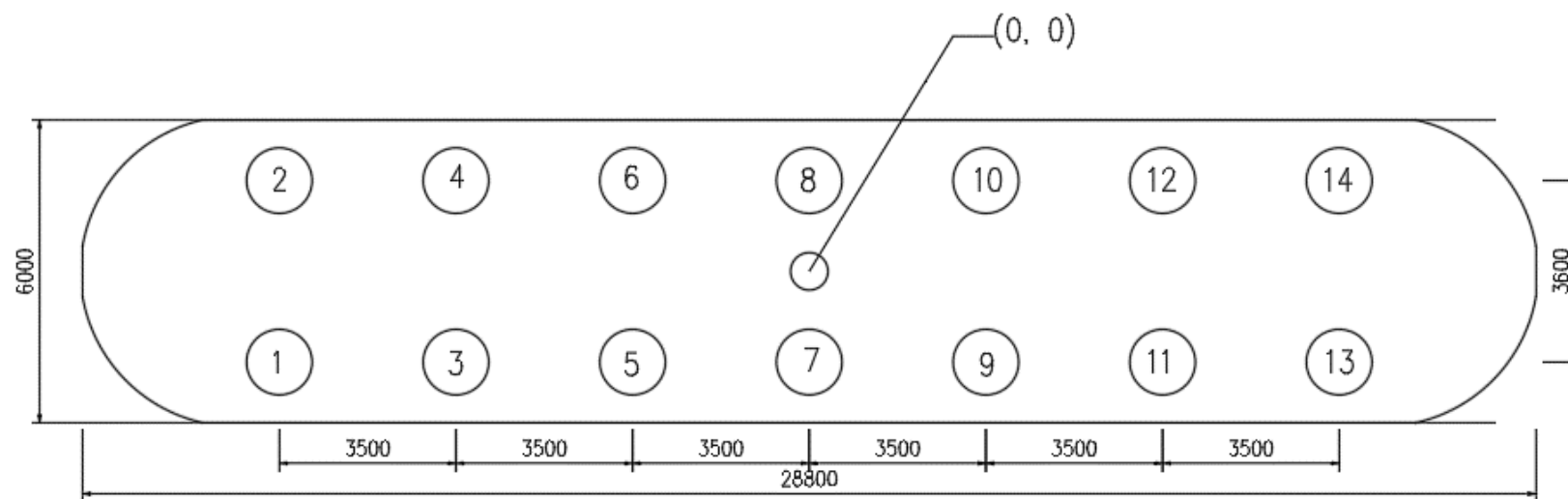


Lampiran 4 Denah Pondasi P22 dan P23 diameter 1,0 meter



DENAH PONDASI P22 DAN P23 D 1 M
SKALA 1:150

Lampiran 5 Denah Pondasi P22 dan P23 diameter 1,3 meter



DENAH PONDASI P22 DAN P23 D 1.3 M