

TUGAS AKHIR

ANALISIS PERBANDINGAN DAYA DUKUNG DAN PENURUNAN PONDASI TIANG BOR DAN PONDASI TIANG PANCANG BERDASARKAN DATA SPT (*COMPARATIVE ANALYSIS OF BEARING CAPACITY AND SETTLEMENT OF BORED PILE FOUNDATION AND PILE FOUNDATION BASED ON SPT DATA*)

(Studi Kasus: Proyek Tol Solo-Yogya-NYIA Seksi 2 Paket 2.2 B)

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



Athar Haitami Dewanto

21511008

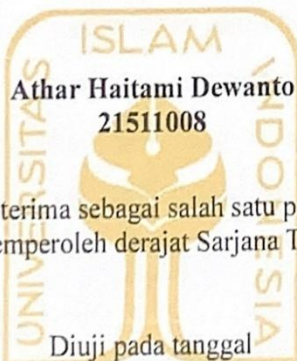
**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
2026**

TUGAS AKHIR

ANALISIS PERBANDINGAN DAYA DUKUNG DAN PENURUNAN PONDASI TIANG BOR DAN PONDASI TIANG PANCANG BERDASARKAN DATA SPT (COMPARATIVE ANALYSIS OF BEARING CAPACITY AND SETTLEMENT OF BORED PILE FOUNDATION AND PILE FOUNDATION BASED ON SPT DATA)

(Studi Kasus: Proyek Tol Solo-Yogya-NYIA Seksi 2 Paket 2.2 B, Kab. Sleman,
Daerah Istimewa Yogyakarta)

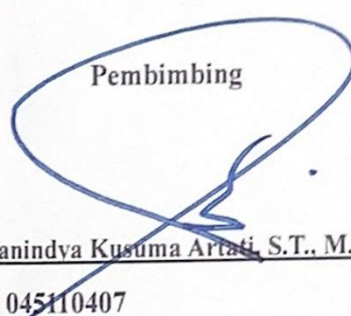
Disusun Oleh


Athar Haitami Dewanto
21511008

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

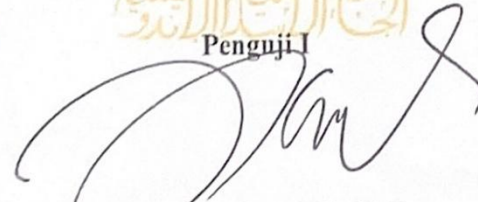
Diuji pada tanggal
Oleh Dewan Penguji

Pembimbing


Dr. Hanindya Kusuma Artati, S.T., M.T.

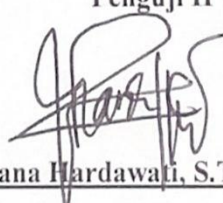
NIK: 045110407

Penguji I


Anisa Nur Amalina, S.T., M.Eng.

NIK: 215111305

Penguji II

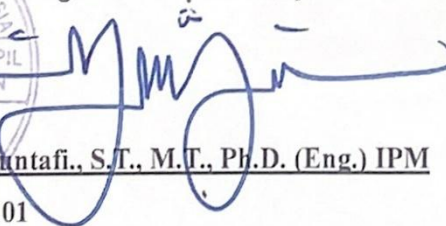

Astriana Hardawati, S.T., M.Eng.

NIK: 165111301

23. 2. 26

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, 31 Januari 2026

Yang Membuat Pernyataan



Athar Haitami Dewanto

(21511008)

KATA PENGANTAR

Puji dan syukur penulis panjatkan ke hadirat Allah SWT sehingga skripsi berjudul “ Analisis Perbandingan Daya Dukung dan Penurunan Pondasi Tiang Bor dan Pondasi Tiang Pancang berdasarkan Data SPT ” 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. Ibu Anisa Nur Amalina, S.T., M.T., selaku Dosen Penguji I yang telah memberikan saran, kritik, serta masukan-masukan selama proses Sidang Tugas Akhir ini.
3. Ibu Astriana Hardawati, S.T., M.T., 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. Bapak Bambang Purwadi dan Ibu Prihartini sebagai orangtua yang telah memberi semangat, motivasi, saran, dan semua yang telah diterima saya selama hidup dan bisa menyelesaikan Tugas Akhir ini

6. Leona Dewi Larasati dan Jefri Fitrianto sebagai kakak yang selama ini telah mengajarkan banyak hal kepada penulis serta senantiasa mendorong penulis untuk terus berkembang.
7. Teman-teman Darul Dingo 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.
8. Keluarga Teknik Sipil 21 yang telah menjadi rekan dan teman selama kuliah
9. Seluruh pihak yang telah mendukung dalam penulisan Tugas Akhir ini.

Yogyakarta, Januari 2026

Penulis

Athar Haitami Dewanto
(21511008)

DAFTAR ISI

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI	II
KATA PENGANTAR	IV
DAFTAR ISI	VI
DAFTAR GAMBAR	X
DAFTAR TABEL	XII
DAFTAR LAMPIRAN	XV
DAFTAR NOTASI	XVI
ABSTRAK	XVIII
ABSTRACT	XIX
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Tujuan	3
1.4 Manfaat Penelitian	4
1.5 Batasan Penelitian	4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	6
2.1 Umum	6
2.2 Penelitian Terdahulu	6
2.2.1 Kapasitas Dukung dan Penurunan Tiang Pancang	7
2.2.2 Perbandingan Daya Dukung Tiang Bor Berdasarkan Data Lapangan dan Laboratorium	7
2.2.3 Analisis Daya Dukung Aksial dan Lateral Pondasi Tiang Bor	8
2.2.4 Pembebanan dan Perbandingan Daya Dukung Pondasi Tiang Bor dan Tiang Pancang	9
2.2.5 Perbandingan Daya Dukung Pondasi Tiang Bor Tunggal dengan Metode Empiris dan Hasil Pile Driving Analysis (PDA)	10
2.2.6 Analisis Perbandingan Daya Dukung, Penurunan, dan Biaya Pondasi Tiang Bor dan Tiang Pancang	11

BAB III LANDASAN TEORI	15
3.1 Tanah	15
3.2 Penyelidikan Tanah	16
3.2.1 Standart Penetration Test (SPT)	16
3.3 Pembebanan	21
3.3.1 Beban Permanen	21
3.3.2 Beban Lalu Lintas	23
3.3.3 Beban Lingkungan	27
3.3.4 Faktor Beban dan Kombinasi Pembebanan	28
3.4 Pondasi Tiang Bor	32
3.5 Pondasi Tiang Pancang	34
3.6 Daya Dukung Pondasi Tiang	36
3.6.1 Daya Dukung Tiang Bor Metode Reese & Wright (1977)	39
3.6.2 Daya Dukung Tiang Bor Metode Meyerhof	41
3.6.3 Daya Dukung Tiang Pancang Metode Meyerhof (1976)	43
3.6.4 Daya Dukung Tiang Pancang Metode Luciano Decourt (1996)	44
3.6.5 Daya Dukung dan Efisiensi Kelompok Tiang	46
3.7 Penurunan Pondasi Tiang	48
3.7.1 Penurunan Pondasi Tiang Tunggal	48
3.7.2 Penurunan Pondasi Kelompok Tiang	49
3.8 Plaxis 2D	49
3.9 Pile Drive Analyzer	51
BAB IV METODE PENELITIAN	54
4.1 Tinjauan Umum	54
4.2 Studi Literatur	54
4.3 Teknik Pengumpulan Data	54
4.4 Analisis Pondasi Tiang Bor dan Pondasi Tiang Pancang	55
4.5 Langkah Penelitian dan Bagan Alir	56
BAB V ANALISIS DAN PEMBAHASAN	60
5.1 Data Struktur Flyover	60
5.2 Analisis Pembebanan	60

5.2.1 Berat Sendiri (MS)	60
5.2.2 Beban Mati Tambahan (MA)	63
5.2.3 Beban Lajur “D” (TD)	63
5.2.4 Beban Pejalan Kaki (TP)	65
5.2.5 Beban Rem (<i>TB</i>)	65
5.2.6 Beban Angin (<i>EW</i>)	66
5.2.7 Kombinasi Pembebanan pada Jembatan	73
5.3 Perhitungan Daya Dukung Pondasi Tiang Tunggal	76
5.3.1 Perhitungan Daya Dukung Pondasi Tiang Bor Metode Reese and Wright (1977)	77
5.3.2 Perhitungan Daya Dukung Tiang Bor Metode Meyerhof (1976)	80
5.3.3 Perhitungan Daya Dukung Pondasi Tiang Pancang Metode Meyerhof (1976)	84
5.3.4 Perhitungan Daya Dukung Pondasi Tiang Pancang Metode Luciano Decourt (1996)	87
5.4 Perhitungan Daya Dukung Kelompok Tiang	91
5.4.1 Daya Dukung Kelompok Tiang Bor Metode Reese and Wright (1977)	91
5.4.2 Daya Dukung Kelompok Tiang Bor Metode Meyerhof (1976)	94
5.4.3 Daya Dukung Kelompok Tiang Pancang Metode Meyerhof (1976)	97
5.4.4 Daya Dukung Kelompok Tiang Pancang Metode Luciano Decourt (1996)	100
5.5 Perhitungan Distribusi Beban	103
5.5.1 Jarak Tiang Pondasi terhadap Titik Berat Pile Cap	103
5.5.2 Beban yang Diterima pada Satu Tiang Pondasi	107
5.6 Perhitungan Penurunan Pondasi Tiang Tunggal dan Kelompok	114
5.7.1 Perhitungan Penurunan Pondasi Tiang Bor	114
5.7.2 Perhitungan Penurunan Pondasi Tiang Pancang	118
5.7 Analisis Penurunan Pondasi Tiang dengan Plaxis 2D	122
5.7.1 Parameter Tanah dan Material Pondasi untuk Plaxis 2D	123

5.7.2 Hasil Analisis Penurunan Pondasi Tiang Bor Menggunakan Plaxis 2D	125
5.7.3 Hasil Analisis Penurunan Pondasi Tiang Pancang Menggunakan Plaxis 2D	127
5.8 Pembahasan	128
5.8.1 Daya Dukung Pondasi Tiang Tunggal	129
5.8.2 Daya Dukung Pondasi Tiang Kelompok	135
5.8.3 Hasil Penurunan Pondasi Tiang	137
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN	141
6.1 Kesimpulan	141
6.2 Saran	143
DAFTAR PUSTAKA	144

DAFTAR GAMBAR

Gambar 3.1	Skema Urutan Uji Penetrasi Standar (SPT)	17
Gambar 3.2	Beban Jalur “D”	24
Gambar 3.3	Pembebanan Truk “T” (500kN)	25
Gambar 3.4	Faktor Beban Dinamis untuk Beban T untuk Pembebanan Lajur “D”	26
Gambar 3.5	Jenis - Jenis Pondasi Tiang Bor	32
Gambar 3.6	Konfigurasi Tiang Pancang	34
Gambar 3.7	Tiang Ditinjau dari cara Mendukung Bebannya	36
Gambar 3.8	Distribusi Beban Kelompok Tiang	38
Gambar 3.9	Daya Dukung Ujung Batas Tiang Bor pada Tanah Pasiran	39
Gambar 3.10	Daya Dukung Selimut Tiang Bor pada Tanah Pasiran	41
Gambar 3.13	Jarak Antar Tiang	47
Gambar 3.14	Definisi Jarak s dalam Hitungan Efisiensi Tiang	48
Gambar 4.1	Lokasi Proyek Tol Solo-Yogya-NYIA Seksi 2 Paket 2.2B	55
Gambar 4.2	Bagan Alir Metode Penelitian Tugas Akhir	57
Gambar 4.3	Lanjutan Bagan Alir Metode Penelitian Tugas Akhir	58
Gambar 4.4	Bagan Alir Program Plaxis 2D	59
Gambar 5.1	Potongan Melintang Struktur Titik P45	61
Gambar 5.2	Potongan Memanjang Struktur Titik P45	61
Gambar 5.3	Beban Lajur “D”	64
Gambar 5.4	Faktor Beban Dinamis (FBD)	64
Gambar 5.5	Beban Angin pada Arah Y (Melintang)	67
Gambar 5.6	Beban Angin pada Arah X (Memanjang)	71
Gambar 5.7	Denah Titik Berat Pondasi Eksisting Diameter 1,2 m	103
Gambar 5.8	Denah Titik Berat Pondasi Diameter 1 m	105
Gambar 5.9	Denah Titik Berat Pondasi Diameter 0,8 m	106
Gambar 5.10	Parameter Material Struktur Pile Cap pada Plaxis 2D	124

Gambar 5.11	Parameter Material Struktur Tiang Bor Diameter 1,2 M pada Plaxis 2D	125
Gambar 5.12	Hasil Analisis Plaxis 2D Penurunan Pondasi Tiang Bor Diameter 1,2 m pada Titik P45	126
Gambar 5.13	Hasil Analisis Plaxis 2D Penurunan Pondasi Tiang Bor Diameter 1 m pada Titik P45	126
Gambar 5.14	Hasil Analisis Plaxis 2D Penurunan Pondasi Diameter 0,8 m pada Titik P45	127
Gambar 5.15	Hasil Analisis Plaxis 2D Penurunan Pondasi Tiang Pancang Diameter 1,2 m pada Titik P45	127
Gambar 5.16	Hasil Analisis Plaxis 2D Penurunan Pondasi Diameter 1 m Tiang Pancang pada Titik P45	128
Gambar 5.17	Hasil Analisis Plaxis 2D Penurunan Pondasi Tiang Pancang Diameter 0,8 m pada Titik P45	128
Gambar 5.18	Grafik Perbandingan Daya Dukung Pondasi Tiang Tunggal	131
Gambar 5.19	Grafik Perbandingan Daya Dukung Pondasi Tiang Pancang Tunggal Metode Meyerhof (1976) dan Luciano Decourt (1996)	132
Gambar 5.20	Perbandingan Daya Dukung Pondasi Tiang Bor dan Tiang Pancang pada Diameter Eksisting 1,2 M terhadap Nilai PDA Eksisting	133
Gambar 5.21	Grafik Perbandingan Daya Dukung Pondasi Tiang Bor dan Pondasi Tiang Pancang	134
Gambar 5.22	Grafik Perbandingan Daya Dukung Pondasi Tiang Kelompok	136
Gambar 5.23	Grafik Penurunan Pondasi Tiang Tunggal	138
Gambar 5.24	Grafik Penurunan Pondasi Tiang Kelompok	139

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Rangkuman Penelitian Terdahulu dan Sekarang	13
Tabel 3.1	Nilai Koreksi N60 pada Uji SPT	18
Tabel 3.2	Hubungan antara Kepadatan Relatif, Sudut Geser Dalam dan Nilai N dari Pasir (Peck, Meyerhof).	19
Tabel 3.3	Hubungan Dr dan N dengan γ_{sat} Tanah Pasir	20
Tabel 3.4	Hubungan Dr dan N dengan γ_d Tanah Pasir	20
Tabel 3.5	Korelasi Berat Jenis Tanah (γ_d) untuk Tanah Lempung	20
Tabel 3.6	Korelasi Berat Jenis Tanah (γ_{sat}) untuk Tanah Lempung	21
Tabel 3.6	Faktor Beban untuk Berat Sendiri	22
Tabel 3.7	Faktor Beban untuk Beban Mati Tambahan	22
Tabel 3.8	Faktor Beban Akibat Tekanan Tanah	23
Tabel 3.9	Nilai V0 dan Z0 untuk Berbagai Variasi Kondisi Permukaan Hulu	27
Tabel 3.10	Tekanan Angin Dasar	28
Tabel 3.11	Kombinasi Beban dan Faktor Beban	31
Tabel 3.12	Sudut Gesek antar Dinding Tiang dan Tanah	42
Tabel 3.13	Base Coefficient α Luciano Decourt (1996)	45
Tabel 3.14	Shaft Coefficient β Luciano Decourt (1996)	45
Tabel 3.15	Perkiraan Nilai Modulus Elastisitas Tanah (E)	50
Tabel 3.16	Perkiraan Nilai Angka Poisson (μ)	51
Tabel 5.1	Berat Sendiri Struktur Titik P45	62
Tabel 5.2	Berat Pembesian Titik P45	62
Tabel 5.3	Total Keseluruhan Berat Sendiri Titik P45	63
Tabel 5.4	Beban Mati Tambahan	63
Tabel 5.5	Rekapitulasi Pembebanan pada Titik P45	73
Tabel 5.6	Kombinasi Pembebanan pada Jembatan	73
Tabel 5.7	Kombinasi Kuat I	74
Tabel 5.8	Kombinasi Kuat II	74

Tabel 5.9	Kombinasi Kuat III	74
Tabel 5.10	Kombinasi Kuat IV	75
Tabel 5.11	Kombinasi Kuat V	75
Tabel 5.12	Kombinasi Ekstrem I	75
Tabel 5.13	Hasil Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Titik P45	76
Tabel 5.14	Data Tanah Titik P45	76
Tabel 5.15	Rekapitulasi Daya Dukung Selimut Metode Reese and Wright (1977) Diameter 1,2 m	79
Tabel 5.16	Rekapitulasi Daya Dukung Tiang Bor Metode Reese and Wright (1977)	80
Tabel 5.17	Nilai Rata – Rata N60 Tiang Bor	80
Tabel 5.18	Rekapitulasi Daya Dukung Selimut Metode Meyerhof (1976) Diameter 1,2 m	82
Tabel 5.19	Rekapitulasi Daya Dukung Tiang Bor Metode Meyerhof (1976)	84
Tabel 5.20	Nilai Rata – Rata N60 Tiang Pancang Metode Meyerhof (1976)	84
Tabel 5.21	Rekapitulasi Daya Dukung Selimut Tiang Pancang Metode Meyerhof (1976) Diameter 1,2 m	86
Tabel 5.22	Rekapitulasi Daya Dukung Tiang Pancang Metode Meyerhof (1976)	87
Tabel 5.23	Nilai Rata – Rata N60 Tiang Pancang Metode Luciano Decourt (1996)	88
Tabel 5.24	Rekapitulasi Daya Dukung Selimut Tiang Pancang Metode Luciano Decourt (1996) Diameter 1,2 m	89
Tabel 5.25	Rekapitulasi Daya Dukung Tiang Pancang Metode Luciano Decourt (1996)	91
Tabel 5.26	Jarak Antar Tiang ke Titik Berat Pile Cap Diameter 1,2 M	104
Tabel 5.27	Jarak Antar Tiang ke Titik Berat Pile Cap Diameter 1 M	105
Tabel 5.28	Jarak Antar Tiang ke Titik Berat Pile Cap Diameter 0,8 M	107
Tabel 5.29	Rekapitulasi Beban dan Gaya Dukung Tiang Bor Diameter 1,2 M Metode Reese and Wright	108

Tabel 5.30	Rekapitulasi Beban dan Gaya Dukung Tiang Bor Diameter 1,2 M Metode Meyerhof	108
Tabel 5.31	Rekapitulasi Beban dan Gaya Dukung Tiang Pancang Diameter 1,2 M Metode Meyerhof	109
Tabel 5.32	Rekapitulasi Beban dan Gaya Dukung Tiang Pancang Diameter 1,2 M Metode Luciano Decourt	109
Tabel 5.33	Rekapitulasi Beban Tiang Bor Diameter 1 M Metode Reese and Wright	110
Tabel 5.34	Rekapitulasi Beban Tiang Bor Diameter 1 M Metode Meyerhof	110
Tabel 5.35	Rekapitulasi Beban Tiang Pancang Diameter 1 M Metode Meyerhof	111
Tabel 5.36	Rekapitulasi Beban Tiang Pancang Diameter 1 M Metode Luciano Decourt	111
Tabel 5.37	Rekapitulasi Beban Tiang Bor Diameter 0,8 M Metode Reese and Wright	112
Tabel 5.38	Rekapitulasi Beban Tiang Bor Diameter 0,8 M Metode Meyerhof	113
Tabel 5.39	Rekapitulasi Beban Tiang Pancang Diameter 0,8 M Metode Meyerhof	113
Tabel 5.40	Rekapitulasi Beban Tiang Pancang Diameter 0,8 M Metode Luciano Decourt	113
Tabel 5.41	Parameter Tanah untuk Plaxis 2D	123
Tabel 5.42	Perbandingan Hasil Daya Dukung Pondasi Tiang Tunggal	130
Tabel 5.43	Perbandingan Hasil Daya Dukung Kelompok Tiang	135
Tabel 5.44	Hasil Penurunan Pondasi Tiang Bor Metode Empiris	137
Tabel 5.45	Hasil Penurunan Pondasi Tiang Pancang Metode Empiris	137
Tabel 5.46	Hasil Penurunan Pondasi Tiang Bor Berdasarkan Plaxis 2D	138
Tabel 5.47	Hasil Penurunan Pondasi Tiang Pancang Berdasarkan Plaxis 2D	138

DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1	Spesifikasi Tiang Pancang
Lampiran 2	Data <i>Boring Log</i>
Lampiran 3	Data PDA Test
Lampiran 4	Denah Pondasi Dimensi 1,2 m Eksisting
Lampiran 5	Denah Pondasi Dimensi 1 m
Lampiran 6	Denah Pondasi Dimensi 0,8 m
Lampiran 7	Gambar Kerja Titik P45

DAFTAR NOTASI

Q_u	= daya dukung ultimit tiang (ton)
Q_p	= daya dukung ujung tiang (ton)
Q_s	= daya dukung selimut tiang (ton)
A_p	= luas penampang tiang (m^2)
SF	= Faktor Aman
L	= panjang tiang (m)
P	= keliling penampang tiang (m)
f_s	= tahanan gesek satuan tiang (ton/m^2)
q_p	= tahanan ujung tiang (ton/m^2)
A_s	= luas selimut tiang (m^2)
W_p	= Berat Tiang (ton)
σ_r	= tegangan referensi (kPa)
C_u	= nilai kohesi (kN/m^2)
L	= panjang tiang (m)
D	= diameter tiang (m)
K	= koefisien tekanan tanah
ϕ	= Sudut gesek dalam tanah ($^\circ$)
Ef	= Efisiensi yang terukur
C_b	= Diameter lubang bor (mm)
C_s	= Tabung sampler (m)
C_r	= Panjang batang bor (m)
N_{60}	= Efisiensi Tenaga 60%
δ	= sudut gesek antara tiang dengan tanah ($^\circ$)
D_r	= Kepadatan relatif
P_a	= Tekanan atmosfer (kN/m^2)
α	= faktor adhesi
S	= jarak antar tiang (m)

S_g	= penurunan kelompok tiang (m)
E_g	= efisiensi kelompok tiang
E_p	= modulus elastisitas material tiang (kN/m ²)
E_s	= modulus elastisitas tanah (kN/m ²)
ν	= Poisson ratio
L	= kedalamman lapisan (m)
SF	= faktor keamanan
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)
VDZ	= 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 (km/jam)
VB	= Kecepatan angin rencana 90 – 126 km/jam (km/jam)
Z	= Elevasi struktur diukur dari permukaan tanah atau dari permukaan air dimana beban angin dihitung
V_0	= Kecepatan gesekan angin (km/jam)
Z_0	= Panjang gesekan dihilu jembatan (mm)
P_B	= Tekanan angin dasar (kN/m ²)
$\overline{N_s}$	= nilai rata – rata N_{60} tiap lapisan tanah
α	= <i>Base coefficient</i>
β	= <i>Shaft Coefficient</i> (Tabel 3.14)

ABSTRAK

Pondasi tiang berfungsi menyalurkan beban struktur ke lapisan tanah yang lebih dalam dan memiliki daya dukung yang memadai. Selain memenuhi persyaratan daya dukung, perencanaan pondasi juga harus memperhatikan besarnya penurunan agar kinerja struktur tetap berada dalam batas yang diizinkan. Penelitian ini bertujuan untuk menganalisis dan membandingkan daya dukung serta penurunan pondasi tiang bor dan pondasi tiang pancang berdasarkan data Standard Penetration Test (SPT) pada proyek pembangunan Jalan Tol Solo–Yogyakarta–NYIA Kulon Progo Seksi 2 Paket 2.2 B titik P45.

Metode penelitian meliputi analisis daya dukung dan penurunan pondasi berdasarkan data SPT yang telah dikoreksi menjadi N_{60} . Analisis daya dukung pondasi tiang bor dilakukan menggunakan metode Reese and Wright dan Meyerhof, sedangkan pondasi tiang pancang dianalisis menggunakan metode Meyerhof dan Luciano Decourt. Analisis penurunan dilakukan pada kondisi tiang tunggal dan tiang kelompok dengan menggunakan metode empiris serta pemodelan numerik menggunakan perangkat lunak PLAXIS 2D. Variasi diameter tiang yang ditinjau adalah 1,2 m, 1,0 m, dan 0,8 m dengan jumlah tiang yang disesuaikan pada setiap konfigurasi.

Hasil analisis menunjukkan bahwa seluruh konfigurasi pondasi tiang kelompok telah memenuhi beban aksial struktur sebesar 6496,403 ton. Pada diameter 1,2 m dengan 21 tiang, daya dukung pondasi tiang bor sebesar 12319,375 ton menurut metode Reese and Wright dan 26196,447 ton menurut metode Meyerhof, sedangkan pondasi tiang pancang menghasilkan daya dukung sebesar 26203,066 ton (Meyerhof) dan 20.480,711 ton (Luciano Decourt), dengan hasil uji PDA pada tiang bor sebesar 12527,171 ton yang mendekati metode Reese and Wright. Penurunan tiang tunggal pada pondasi tiang bor tercatat sebesar 1,64 cm, 1,87 cm, dan 1,86 cm untuk diameter 1,2 m, 1,0 m, dan 0,8 m, sedangkan pada pondasi tiang pancang sebesar 1,54 cm, 1,68 cm, dan 1,62 cm pada diameter yang sama. Pada pondasi tiang kelompok, metode empiris menghasilkan penurunan pada tiang bor sebesar 4,24 cm, 5,29 cm, dan 5,87 cm, sementara hasil PLAXIS 2D sebesar 3,672 cm, 3,672 cm, dan 6,841 cm, sedangkan pada pondasi tiang pancang diperoleh penurunan empiris sebesar 3,99 cm, 4,74 cm, dan 5,12 cm, serta hasil PLAXIS 2D sebesar 3,656 cm, 3,654 cm, dan 6,779 cm, yang seluruhnya masih berada dalam batas penurunan yang dapat diterima untuk mendukung kinerja struktur. Pondasi tiang pancang umumnya menghasilkan daya dukung yang lebih besar dan penurunan yang lebih kecil dibandingkan pondasi tiang bor karena proses pemancangan meningkatkan kepadatan tanah dan kekakuan sistem pondasi. Namun demikian, pondasi tiang bor menunjukkan kesesuaian yang lebih baik terhadap hasil uji lapangan (PDA), sehingga dinilai lebih merepresentasikan kondisi aktual tanah di lokasi penelitian.

Kata kunci: Pondasi tiang bor, Pondasi tiang pancang, *Standard Penetration Test* (SPT), Daya dukung, Penurunan pondasi

ABSTRACT

Pile foundations are used to transfer structural loads to deeper soil layers with sufficient bearing capacity. In foundation design, not only the bearing capacity but also the magnitude of settlement must be considered to ensure that the structure performs safely and within allowable limits. This study aims to analyze and compare the bearing capacity and settlement of bored pile and driven pile foundations using Standard Penetration Test (SPT) data from the Solo–Yogyakarta–NYIA Kulon Progo Toll Road Project, Section 2 Package 2.2 B at point P45.

The analysis was carried out based on SPT data that had been corrected for energy efficiency and expressed as N_{60} values. The bearing capacity of bored pile foundations was calculated using the Reese and Wright and Meyerhof methods, while the bearing capacity of driven pile foundations was determined using the Meyerhof and Luciano Decourt methods. Settlement analysis was performed for both single piles and pile groups using empirical methods and numerical modeling with PLAXIS 2D software. The pile diameters considered in this study were 1.2 m, 1.0 m, and 0.8 m, with the number of piles adjusted for each foundation configuration.

The analysis results indicate that all pile group foundation configurations satisfy the axial structural load of 6496.403 tons. For a pile diameter of 1.2 m with 21 piles, the bearing capacity of the bored pile foundation is 12319.375 tons according to the Reese and Wright method and 26196.447 tons based on the Meyerhof method. Meanwhile, the driven pile foundation provides bearing capacities of 26203.066 tons (Meyerhof) and 20480.711 tons (Luciano Decourt). The Pile Driving Analyzer (PDA) test result for the bored pile shows a bearing capacity of 12527.171 tons, which is close to the value obtained using the Reese and Wright method. The single-pile settlement of the bored pile foundation is 1.64 cm, 1.87 cm, and 1.86 cm for diameters of 1.2 m, 1.0 m, and 0.8 m, respectively, whereas the driven pile foundation exhibits settlements of 1.54 cm, 1.68 cm, and 1.62 cm for the same diameters. For pile group foundations, the empirical method yields settlements of 4.24 cm, 5.29 cm, and 5.87 cm for bored piles, while the PLAXIS 2D numerical analysis results in settlements of 3.672 cm, 3.672 cm, and 6.841 cm. In the case of driven pile groups, the empirical settlements are 3.99 cm, 4.74 cm, and 5.12 cm, whereas the corresponding PLAXIS 2D results are 3.656 cm, 3.654 cm, and 6.779 cm. All calculated settlement values remain within acceptable limits for structural performance. In general, driven pile foundations tend to exhibit higher bearing capacity and smaller settlement compared to bored pile foundations, as the driving process increases soil densification and overall foundation stiffness. Nevertheless, bored pile foundations demonstrate better agreement with field PDA test results and are therefore considered to more accurately represent the actual soil conditions at the study site.

Keywords: *Bored pile foundation, Driven pile foundation, Standard Penetration Test (SPT), Bearing capacity, Foundation settlement*

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Pembangunan jalan tol di Indonesia menjadi salah satu upaya strategis untuk mengatasi masalah kemacetan serta memperkuat konektivitas antarwilayah, yang secara langsung berkontribusi terhadap peningkatan pertumbuhan ekonomi nasional. Jalan tol berfungsi sebagai infrastruktur strategis yang memperlancar mobilitas orang dan distribusi barang sehingga dapat menurunkan waktu tempuh dan biaya logistik secara signifikan (Badan Pengatur Jalan Tol Kementerian PUPR, 2014). Jalan tol tidak hanya mendorong peningkatan produktivitas di sektor industri dan perdagangan, tetapi juga mempercepat akses masyarakat terhadap berbagai fasilitas sosial dan ekonomi, seperti layanan pendidikan, kesehatan, serta pasar kerja. Di samping itu, pembangunan jalan tol turut berperan dalam pemerataan pembangunan wilayah dengan membuka akses ke daerah-daerah terpencil, sehingga potensi sumber daya lokal dapat dimanfaatkan secara lebih maksimal. Pembangunan jalan tol membutuhkan perencanaan konstruksi yang matang seperti pemilihan jenis pondasi, struktur jembatan, serta sistem drainase yang mampu menahan beban lalu lintas tinggi dan kondisi lingkungan yang beragam.

Keberhasilan pembangunan jalan tol sangat ditentukan oleh mutu dan ketahanan struktur pendukungnya, terutama pada bagian pondasi jembatan yang memiliki peran krusial dalam mengatasi berbagai rintangan alam seperti sungai, lembah, maupun perlintasan jalan lainnya. Dalam perencanaan pondasi jembatan, terdapat aspek penting yang perlu diperhatikan yaitu kondisi tanah di lokasi proyek, jenis pondasi yang sesuai, serta kemampuan pondasi dalam menahan beban vertikal dan lateral akibat lalu lintas dan faktor lingkungan agar struktur jembatan dapat berdiri dengan aman dan stabil dalam jangka panjang (SiMANTU Kementerian PUPR, 2023). Pemilihan jenis pondasi, baik itu pondasi dangkal maupun pondasi dalam seperti tiang bor dan tiang pancang, sangat ditentukan oleh kondisi tanah di

lokasi proyek serta persyaratan teknis yang harus dipenuhi dalam perencanaan struktur. Pondasi tiang bor sering digunakan pada jalan tol untuk menahan beban besar dan kondisi tanah yang kurang stabil, sehingga dapat menjamin keamanan dan umur layan jembatan (Listyono dkk., 2017).

Pondasi tiang bor dan tiang pancang merupakan dua jenis pondasi dalam yang umum digunakan pada konstruksi jembatan jalan tol untuk menyalurkan beban struktur ke lapisan tanah yang kuat. Pondasi tiang bor dibuat dengan cara pengeboran lubang di tanah kemudian diisi dengan beton bertulang, sehingga cocok digunakan pada kondisi tanah yang tidak stabil atau memiliki lapisan lunak di permukaan (Hardiyatmo, 2008). Sedangkan, Pondasi tiang pancang merupakan tiang beton atau baja yang didorong atau dipancang ke dalam tanah dengan menggunakan alat berat, sehingga proses pemasangannya relatif cepat dan cocok untuk berbagai kondisi tanah, terutama tanah lunak atau berair. Daya dukung pondasi tiang sangat bergantung pada interaksi antara tiang dan tanah di sekitarnya, yang meliputi tahanan gesek sepanjang permukaan tiang dan tahanan ujung tiang pada lapisan tanah keras atau batuan.

Pada penelitian ini, dilakukan analisis daya dukung dan penurunan pada proyek Tol Solo–Yogya–NYIA Seksi 2 Paket 2.2, serta melakukan perbandingan antara hasil yang diperoleh dari pondasi tiang bor dan tiang pancang. Analisis ini dilakukan untuk mengetahui apakah pondasi tiang pancang memberikan performa daya dukung tanah yang lebih efektif dibandingkan dengan pondasi tiang bor dalam menahan beban struktur. Untuk memperkuat hasil perbandingan tersebut, dilakukan validasi menggunakan data uji *Pile Driving Analyzer* (PDA) dan simulasi numerik dengan bantuan perangkat lunak Plaxis 2D, sehingga hasil analisis menjadi lebih komprehensif dan dapat dipercaya.

1.2 Rumusan Masalah

Rumusan masalah dalam penelitian ini adalah :

1. Bagaimana daya dukung dan penurunan pondasi tiang bor tunggal dengan kondisi eksisting dan variasi dimensi menggunakan metode Reese & Wright dan metode Meyerhof?

2. Bagaimana daya dukung dan penurunan pondasi tiang bor kelompok dengan kondisi eksisting dan variasi dimensi menggunakan metode Reese & Wright dan metode Meyerhof?
3. Bagaimana daya dukung dan penurunan pondasi tiang pancang tunggal dengan kondisi eksisting dan variasi dimensi menggunakan metode Meyerhof dan metode Luciano Decourt?
4. Bagaimana daya dukung dan penurunan pondasi tiang pancang kelompok dengan kondisi eksisting dan variasi dimensi menggunakan metode Meyerhof dan metode Luciano Decourt?
5. Bagaimana hasil penurunan pondasi tiang pancang dan pondasi tiang bor dengan menggunakan metode Plaxis 2D?
6. Bagaimana perbandingan hasil daya dukung dan penurunan pondasi tiang bor dan pondasi tiang pancang?

1.3 Tujuan

Tujuan yang akan dicapai dalam penelitian ini antara lain:

1. Mengetahui hasil daya dukung dan penurunan pondasi tiang bor tunggal dengan kondisi eksisting dan variasi dimensi menggunakan metode Reese & Wright dan metode Meyerhof.
2. Mengetahui hasil daya dukung dan penurunan pondasi tiang bor kelompok dengan kondisi eksisting dan variasi dimensi menggunakan metode Reese & Wright dan metode Meyerhof.
3. Mengetahui hasil daya dukung dan penurunan pondasi tiang pancang tunggal dengan kondisi eksisting dan variasi dimensi menggunakan metode Meyerhof dan metode Luciano Decourt.
4. Mengetahui hasil daya dukung dan penurunan pondasi tiang pancang kelompok dengan kondisi eksisting dan variasi dimensi menggunakan metode Meyerhof dan metode Luciano Decourt.
5. Mengetahui hasil daya dukung dan penurunan pondasi tiang bor dan pondasi tiang pancang dengan menggunakan metode Plaxis 2D.
6. Mengetahui perbandingan hasil daya dukung dan penurunan pondasi tiang bor dan pondasi tiang pancang.

1.4 Manfaat Penelitian

Manfaat yang diharapkan dari penelitian ini adalah sebagai berikut:

1. Untuk memenuhi persyaratan memperoleh derajat Sarjana Strata Satu Teknik Sipil, Universitas Islam Indonesia.
2. Untuk memperluas pemahaman terkait analisis daya dukung dan penurunan pondasi tiang bor dan pondasi tiang pancang saat menerima beban di atasnya.
3. Untuk mendukung pengembangan ilmu di bidang geoteknik, khususnya terkait pemilihan dan perancangan pondasi dalam pada proyek infrastruktur.
4. Untuk memberikan referensi pada penelitian selanjutnya.

1.5 Batasan Penelitian

Melalui penelitian ini dapat memberikan manfaat berupa:

1. Data penelitian yang digunakan adalah data sekunder dari Proyek Tol Jogja-Solo PT. Adhi Karya (Persero) Tbk.
2. Data tanah yang digunakan merupakan data N-SPT dari lokasi Proyek Tol Solo-Yogya-NYIA Seksi 2 Paket 2.2 B.
3. Dimensi pondasi tiang bor yang digunakan pada lokasi penelitian adalah 1,2 m.
4. Dimensi pondasi tiang bor dan tiang pancang yang akan digunakan oleh penulis dalam analisis ini adalah 0,8 m, 1 m, dan 1,2 m.
5. Standar Pembebanan yang digunakan mengacu pada Standar Pembebanan Jembatan SNI 1725 : 2016.
6. Perhitungan pembebanan pada jembatan tidak mempertimbangkan beban gempa.
7. Angka aman Safety Factor (SF) yang digunakan sebesar 2,5.
8. Perhitungan daya dukung pondasi tiang bor menggunakan metode Reese & Wright dan metode Meyerhof.
9. Perhitungan daya dukung pondasi tiang pancang menggunakan metode Meyerhof dan metode Luciano Decourt
10. Tidak mempertimbangkan kondisi tanah untuk penerapan pondasi tiang bor dan pondasi tiang pancang.

11. Data struktur untuk perhitungan pembebanan sesuai dengan *Detail Engineering Design* (DED) yang didapat dari Proyek Tol Solo-Yogya-NYIA Seksi 2 Paket 2.2 B.
12. Perhitungan daya dukung pondasi tiang pancang pada penelitian ini ditetapkan hingga kedalaman 32 m. Keberadaan lapisan tanah keras dengan ketebalan ± 2 m pada kedalaman sekitar 23 m tidak dijadikan sebagai dasar penentuan kedalaman tiang, sehingga analisis tetap mengacu pada kedalaman rencana tersebut.
13. Korelasi yang digunakan dalam analisis daya dukung dan penurunan pondasi tiang bor dan tiang pancang pada tanah pasir berlanau dan lempung berlanau didekati dengan korelasi untuk tanah pasir dan tanah lempung.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Pondasi merupakan struktur yang sangat penting untuk menyalurkan beban dari struktur yang berada di atasnya ke lapisan tanah. Menurut Hardiyatmo (2010), pondasi merupakan bagian dari konstruksi bangunan yang berada di dalam tanah dan berfungsi untuk menopang serta menyalurkan beban dari struktur atas ke tanah dasar yang memiliki daya dukung memadai. Salah satu jenis pondasi dalam yang sering digunakan pada proyek infrastruktur seperti jalan tol adalah pondasi tiang, yang terdiri dari pondasi tiang pancang dan pondasi tiang bor.

Pondasi tiang pancang merupakan tiang pondasi yang dipasang ke dalam lapisan tanah dengan cara dipukul atau ditekan dengan menggunakan alat berat tanpa proses pengeboran. Tiang pancang ini terbuat dari kayu, beton, atau baja, yang digunakan untuk menyalurkan beban permukaan ke tingkat permukaan. Pondasi tiang pancang memanfaatkan mekanisme daya dukung dari ujung tiang, gesekan permukaan tiang (*skin friction*), dan tergantung pada kondisi tanah dan dimensi tiang yang digunakan (Bowles, 1997).

Pondasi tiang bor merupakan pondasi tiang yang dilakukan dengan mengebor tanah terlebih dahulu, kemudian memasukan tulangan yang telah dirangkai, dan diisi dengan beton. Pondasi ini berfungsi untuk menyalurkan beban struktur atas ke ke lapisan tanah yang lebih keras dibawahnya. Keunggulan utama dari pondasi tiang bor adalah kemampuannya dalam meminimalkan dampak lingkungan sekitar karena tidak menyebabkan getaran dan kebisingan seperti pada pemasangan tiang pancang.

2.2 Penelitian Terdahulu

Penelitian terdahulu tentang daya dukung dan penurunan tiang bor dan tiang pancang adalah sebagai berikut:

2.2.1 Kapasitas Dukung dan Penurunan Tiang Pancang

(Madya, 2022) melakukan penelitian dengan judul “ Analisis Kapasitas Dukung dan Penurunan Kelompok Tiang Pancang pada Tanah Lempung dengan Variasi Dimensi”. Penelitian ini bertujuan untuk mengetahui daya dukung dan penurunan pondasi tiang pancang tunggal dan kelompok dengan kondisi existing dan variasi dimensi menggunakan 50 cm pada Jembatan *Pileslab* Sei. Baras – Antang.

Analisis ini dilakukan untuk mengetahui hasil pembebanan jembatan berdasarkan SNI 1725 – 2016 tentang “Pembebanan untuk Jembatan”. Kapasitas dukung pondasi tiang pancang tunggal dan kelompok dengan menggunakan metode *U.S Army Corps* (1992) dan metode *Tomlinson* (1977). Penurunan tiang pondasi pancang tunggal dan kelompok dengan kondisi *existing* dan variasi dimensi 50 cm menggunakan Metode *Poulos and Davis* (1980) dan Metode *Vesic* (1967).

Berdasarkan hasil analisis tersebut, pembebanan struktur berdasarkan SNI 1725:2016 tentang Pembebanan Jembatan, diperoleh hasil gaya aksial (P) = 4082,07 kN, gaya geser arah x (T_x) = 225 kN, gaya geser arah y (T_y) = 131,4 kN, momen lentur terhadap sumbu x (M_x) sebesar 180 kN/m, dan momen lentur terhadap sumbu y (M_y) sebesar 180 kN/m. Hasil kapasitas dukung ijin tiang pancang dimensi 50 cm menggunakan Metode *US. Army Corps* (1992) sebesar 1152,78 kN dan Metode *Tomlinson* (1977) adalah sebesar 1204,6 kN dan kapasitas dukung ijin dengan dimensi 50 cm dengan Metode *US. Army Corps* (1992) sebesar 1477,27 kN dan Metode *Tomlinson* (1977) adalah sebesar 1542,1 kN. Hasil penurunan tiang tunggal sebesar 10,5 mm dan 8,40 mm pada dimensi 0,4 cm dan 0,5 cm menggunakan Metode *Poulos and Davis* (1980). Hasil penurunan tiang kelompok sebesar 22,271 mm dan 15,936 mm pada dimensi 0,4 cm dan 0,5 cm menggunakan Metode *Vesic* (1967).

2.2.2 Perbandingan Daya Dukung Tiang Bor Berdasarkan Data Lapangan dan Laboratorium

(Husnirizqi, 2022) melakukan penelitian dengan judul “Perbandingan Daya Dukung Tiang Bor Berdasarkan Data Lapangan dan Laboratorium terhadap Variasi

Dimensi”. Penelitian ini bertujuan untuk mengetahui daya dukung dan penurunan pada tiang tunggal serta kelompok tiang berdasarkan data uji lapangan dan laboratorium dengan variasi dimensi. Selain itu, penelitian ini juga membandingkan daya dukung dan penurunan tiang terhadap variasi dimensi yang digunakan, sehingga dapat diperoleh gambaran kinerja pondasi secara menyeluruh pada proyek pembangunan Hotel Quest Yogyakarta.

Analisis ini dilakukan dengan menghitung kapasitas dukung tiang bor tunggal dan kelompok berdasarkan Metode Reese & Wright untuk data lapangan. Didapatkan hasil analisis untuk tiang tunggal dengan diameter 60 cm, 80 cm, dan 100 cm secara berurutan sebesar 4.626,552 kN, 6.538,564 kN, dan 8.604,671 kN. Sedangkan, hasil analisis untuk kelompok tiang dengan diameter 60 cm, 80 cm, dan 100 cm masing-masing sebesar 6.910,487 kN, 6.524,742 kN, dan 8.586,482 kN. Metode Meyerhof (1976) digunakan untuk perhitungan daya dukung tiang bor tunggal dan kelompok yang menggunakan data laboratorium. Didapatkan hasil analisis untuk tiang tunggal dengan diameter 60 cm, 80 cm, dan 100 cm secara berurutan sebesar 6.310,394 kN, 11.069,328 kN, dan 17.044,580 kN. Sedangkan, untuk kelompok tiang dengan diameter 60 cm dan 80 cm sebesar 9.425,572 kN dan 11,045,928 kN. Penurunan tiang bor tunggal dianalisis dengan Metode Poulos dan Davis (1980) dan kelompok tiang dianalisis menggunakan Metode Vesic (1977). Analisis penurunan dilakukan dengan variasi dimensi 60 cm, 80 cm, 100 cm dengan hasil secara berurutan 0,022 m, 0,019 m, dan 0,016 m untuk tiang tunggal, dan 0,039 m, 0,019 m, dan 0,016 m untuk kelompok tiang.

2.2.3 Analisis Daya Dukung Aksial dan Lateral Pondasi Tiang Bor

(Sulistiawati, 2024) melakukan penelitian berjudul “Analisis Daya Dukung Tanah pada Pondasi Jembatan Fly Over Pier 12”. Penelitian ini dilakukan pada Proyek Pembangunan Jalur Ganda Kereta Api Layang Solo Balapan–Kalioso merupakan bagian dari pelaksanaan Rencana Strategis 2020–2024 oleh Direktorat Jenderal Perkeretaapian, Kementerian Perhubungan. Penelitian ini bertujuan untuk mengetahui daya dukung tunggal dan kelompok secara eksisting beserta penurunannya. Selain itu, analisis dilakukan pada variasi dimensi dengan variasi 1,3 m, 1,5 m, dan 1,8 m.

Dalam penelitian ini, dilakukan pengujian di 89 titik bor yang tersebar pada empat titik pilar utama, yaitu P9, P10, P11, dan P12. Masing-masing pilar memiliki kedalaman bore pile yang bervariasi: P9 sedalam 22 meter, P10 sedalam 43 meter, P11 sedalam 42 meter, dan P12 sedalam 26 meter. Untuk mengetahui pengaruh diameter terhadap kapasitas dukung tiang, digunakan variasi dimensi bore pile sebesar 1,3 m, 1,5 m, dan 1,8 m.

Analisis kapasitas dukung aksial dilakukan menggunakan dua metode, yaitu Reese & Wright serta Meyerhof. Sementara itu, daya dukung lateral dianalisis dengan metode Broms dan Reese & Matlock. Hasil dari perhitungan kapasitas dukung aksial menggunakan metode Reese & Wright pada kedalaman 26 meter menunjukkan nilai sebesar 159.867 kN untuk diameter 1,3 m, 170.420 kN untuk diameter 1,5 m, dan 153.729 kN untuk diameter 1,8 m seluruhnya melebihi beban rencana sebesar 78.503,60 kN. Metode Meyerhof juga memberikan hasil yang lebih tinggi dari beban tersebut, dengan nilai berturut-turut sebesar 176.954 kN, 182.367 kN, dan 176.574 kN.

Jika mengacu pada data uji laboratorium, kapasitas dukung yang dihitung menggunakan metode Meyerhof berada pada kisaran 12.199,7 kN hingga 16.166,7 kN dan tetap menunjukkan pondasi berada dalam kondisi aman. Sementara itu, analisis kapasitas lateral dengan metode Broms menghasilkan nilai 815,021 kN untuk diameter 1,3 m, 706,899 kN untuk 1,5 m, dan 635,619 kN untuk 1,8 m. Adapun hasil dari metode Reese & Matlock adalah 508,395 kN, 706,899 kN, dan 762,743 kN untuk masing-masing diameter yang sama. Seluruh hasil tersebut memenuhi syarat keamanan karena masih berada dalam batas defleksi yang diizinkan, yakni antara 6 mm hingga 18 mm.

2.2.4 Pembebanan dan Perbandingan Daya Dukung Pondasi Tiang Bor dan Tiang Pancang

(Aulia, 2024) melakukan penelitian berjudul “Analisis Pembebanan dan Perbandingan Pondasi Tiang Bor dengan Tiang Pancang pada Jembatan Surah Sta 12+195”. Penelitian ini dilakukan pada Proyek Tol Jogja – Solo – NYIA Kulon Progo Seksi 1 Paket 1.1 Solo Klaten, khususnya pada Jembatan Surah STA 12+195 dengan menggunakan data sekunder PT. Adhi Karya (Persero) Tbk. Penelitian ini

bertujuan untuk mengetahui besarnya beban yang bekerja pada Jembatan Surah, daya dukung, serta jenis pondasi yang paling efektif dan efisien dalam menahan beban tersebut.

Analisis dilakukan dengan menggunakan metode *Reese & Wright* dan *Skempton* untuk menghitung daya dukung pondasi tiang bor. Sedangkan daya dukung tiang pancang dihitung menggunakan metode *U.S. Army Corps* dan *Tomlinson*. Selain itu, analisis pembebanan pada Jembatan Surah mengacu pada SNI 1725:2016 tentang “Pembebanan untuk Jembatan”.

Hasil analisis didapatkan besar pembebanan vertikal pada Jembatan Surah sebesar 6776,29 Ton. Hasil analisis kapasitas daya dukung ijin tiang pancang metode *U.S. Army Corps* sebesar 439,64 kN dan metode *Tomlinson* sebesar 630,10 kN. Serta, hasil analisis daya dukung ijin tiang bor metode *Reese & Wright* sebesar 589,37 kN dan metode *Skempton* sebesar 476,55 kN.

2.2.5 Perbandingan Daya Dukung Pondasi Tiang Bor Tunggal dengan Metode Empiris dan Hasil *Pile Driving Analysis* (PDA)

(Prativi dkk, 2022), melakukan penelitian dengan judul “A Comparison of Individual Bored Pile Bearing Capacity Using the Results of Standard Penetration Test (SPT) and Pile Driving Analysis (PDA) Test of the Railway Bridge Foundation”. Penelitian ini bertujuan untuk mengetahui perbandingan hasil antara daya dukung berdasarkan metode empiris dengan hasil yang didapatkan melalui *Pile Driving Analysis* (PDA). Penelitian ini dilakukan pada titik BH 122 di jembatan jalur kereta api Surabaya – Solo dan titik BH 05 di jembatan jalur kereta api Stasiun Kedundang – Yogyakarta International Airport (YIA), Kulon Progo, Yogyakarta.

Analisis ini dilakukan dengan menggunakan data tanah SPT untuk perhitungan metode empiris. Metode yang digunakan untuk perhitungan daya dukung pondasi tunggal tiang bor adalah metode *Luciano Decourt* (1982), metode *O’neil & Reese* (1989), dan metode *Building Standard Law of Japan*. Analisis daya dukung pondasi tiang tunggal yang didapatkan melalui hasil PDA sebagai perbandingan.

Hasil yang didapatkan dari penelitian ini adalah perhitungan daya dukung ijin pondasi tiang tunggal dengan metode *Luciano Decourt* (1982) pada titik BH 122 dengan kedalaman 39 m adalah sebesar 312 tonf dan pada titik BH 05 dengan kedalaman 24 m sebesar 675,4 tonf. Dengan metode *O'neil & Reese* (1989) pada titik BH 122 dengan kedalaman 39 m, daya dukung ijin didapatkan sebesar 276,6 tonf dan pada titik BH 05 dengan kedalaman 24 m sebesar 282,4 tonf. Analisis perhitungan dengan metode *Building Standard Law of Japan (Japanese Method)*, daya dukung ijin pada titik BH 122 dengan kedalaman 39 m sebesar 281,7 tonf dan pada titik BH 05 dengan kedalaman 24 m sebesar 193,3 tonf. Daya dukung ijin menggunakan angka *safety factor* (SF) sebesar 2. Daya dukung ijin BH 122 dan BH 05 didapatkan menggunakan PDA test dengan aplikasi CAPWAP secara berurutan sebesar 341 tonf dan 689 tonf. Sehingga, hasil daya dukung ijin dari metode empiris yang paling mendekati dengan hasil dari aplikasi CAPWAP adalah metode *Luciano Decourt* (1982).

2.2.6 Analisis Perbandingan Daya Dukung, Penurunan, dan Biaya Pondasi Tiang Bor dan Tiang Pancang

(Musa dkk., 2021) melakukan penelitian dengan judul “Analisis Perbandingan Pondasi Tiang Pancang dengan Tiang Bor pada Gedung Kuliah Politeknik Negeri Madiun”. Penelitian ini bertujuan untuk perbandingan hasil daya dukung, penurunan, serta biaya dari pondasi tiang bor dan pondasi tiang pancang. Penelitian ini dilakukan pada Gedung kuliah Politeknik Negeri Madiun, Kelurahan Winongo, Kecamatan Manguharjo, Jawa Timur.

Penelitian ini dilakukan dengan menggunakan data sampel tanah (SPT), gambar perencanaan, dan kondisi eksisting pada Gedung kuliah Politeknik Negeri Madiun. Metode yang digunakan pada penelitian ini adalah metode Meyerhof (1976) untuk analisis daya dukung pondasi tiang bor dan pondasi tiang pancang beserta penurunannya. Dimensi tiang pancang yang digunakan adalah diameter 0,35 m dan panjang 6 m, serta dimensi tiang bor menggunakan diameter 0,4 m dan panjang 7 m. Analisis pembebanan gedung dilakukan dengan menggunakan *STAAD Pro Software*.

Hasil analisis didapatkan, pembebanan gedung terbesar dengan *STAAD Pro Software* sebesar 272,28 ton (Zona 1), 227,6 ton (Zona 2), 87,13 ton (Zona 3). Hasil daya dukung ultimit kelompok tiang bor pada Zona 1, Zona 2, dan Zona 3 secara berurutan sebesar 285,2 ton, 285,82 ton, dan 143,17 ton. Serta, hasil daya dukung ultimit kelompok tiang pancang pada Zona 1, Zona 2, dan Zona 3 secara berurutan sebesar 298,92 ton, 239,43 ton, dan 119,93 ton. Penurunan kelompok tiang sudah memenuhi dengan tidak melebihi penurunan izin sebesar 30 mm. Rencana Anggaran Biaya pada setiap metode pondasi tiang, didapatkan kesimpulan pondasi tiang pancang lebih murah dengan selisih sebesar Rp. 101,596,856.

Tabel 2.1 Rangkuman Penelitian Terdahulu dan Sekarang

Penelitian Terdahulu							Penelitian yang dilakukan
Peneliti	Ganang (2022)	Ulfa (2022)	Rini (2024)	Siti (2024)	Ayu dkk. (2022)	Musa dkk. (2021)	Athar (2026)
Judul Penelitian	Analisis Kapasitas Dukung dan Penurunan Kelompok Tiang Pancang pada Tanah Lempung dengan Variasi Dimensi	Perbandingan Daya Dukung Tiang Bor Berdasarkan Data Lapangan dan Laboratorium terhadap Variasi Dimensi	Analisis Daya Dukung Tanah pada Pondasi Jembatan Fly Over Pier 12	Analisis Pembebanan dan Perbandingan Pondasi Tiang Bor dengan Tiang Pancang pada Jembatan Surah Sta 12+195	A Comparison of Individual Bored Pile Bearing Capacity Using the Results of Standard Penetration Test (SPT) and Pile Driving Analysis (PDA) Test of the Railway Bridge Foundation	Analisis Perbandingan Pondasi Tiang Pancang dengan Tiang Bor pada Gedung Kuliah Politeknik Negeri Madiun	Analisis Perbandingan Daya Dukung Dan Penurunan Pondasi Tiang Bor Dan Pondasi Tiang Pancang Berdasarkan Data SPT
Tujuan Penelitian	Mengetahui daya dukung dan penurunan pondasi tiang pancang tunggal dan kelompok dengan kondisi existing dan variasi dimensi menggunakan 50 cm pada Jembatan Pileslab Sei. Baras – Antang.	Mengetahui daya dukung dan penurunan pada tiang tunggal serta kelompok tiang berdasarkan data uji lapangan dan laboratorium dengan variasi dimensi. Selain itu, penelitian ini juga membandingkan daya dukung dan penurunan tiang terhadap variasi dimensi yang digunakan,	Mengetahui daya dukung tunggal dan kelompok secara eksisting beserta penurunannya. Selain itu, analisis dilakukan pada variasi dimensi dengan variasi 1,3 m, 1,5 m, dan 1,8 m.	Mengetahui besarnya beban yang bekerja pada Jembatan Surah, daya dukung, serta jenis pondasi yang paling efektif dan efisien dalam menahan beban tersebut.	Mengetahui perbandingan hasil antara daya dukung berdasarkan metode empiris dengan hasil yang didapatkan melalui <i>Pile Driving Analysis</i> (PDA).	Mengetahui perbandingan hasil daya dukung, penurunan, serta biaya dari pondasi tiang bor dan pondasi tiang pancang pada Gedung kuliah Politeknik Negeri Madiun, Kelurahan Winongo, Kecamatan Manguharjo, Jawa Timur.	Mengetahui hasil daya dukung dan penurunan pondasi tiang bor dan pondasi tiang pancang, serta membandingkan hasil antara keduanya. Hasil perbandingan diperkuat dengan hasil PDA test dan Program Plaxis 2D
Metode Penelitian	Metode <i>U.S Army Corps</i> , metode <i>Tomlinson</i> , metode <i>Poulos and Davis</i> (1980), dan metode <i>Vesic</i> (1967).	Metode <i>Mayerhof</i> , metode <i>Reese & Wright</i> , metode <i>Poulos and Davis</i> (1980), dan metode <i>Vesic</i> (1967).	Metode <i>Mayerhof</i> , metode <i>Reese & Wright</i> , dan metode <i>Broms</i> dan <i>Reese & Matlock</i>	Metode <i>Reese & Wright</i> , metode <i>Skempton</i> , metode <i>U.S Army Corps</i> , dan metode <i>Tomlinson</i>	Metode <i>Luciano Decourt</i> (1982), metode <i>O'neil & Reese</i> (1989), dan metode <i>Building Standard Law of Japan (Japanese Methode)</i> .	STAAD Pro Software & metode <i>Mayerhof</i> (1976)	Metode <i>Reese & Wright</i> , metode <i>Mayerhof</i> , metode <i>Luciano Decourt</i> , metode empiris penurunan dan metode <i>Vesic</i>

Lanjutan Tabel 2.1 Rangkuman Penelitian Terdahulu dan Sekarang

Penelitian Terdahulu							Penelitian yang dilakukan
Peneliti	Ganang (2022)	Ulfa (2022)	Rini (2024)	Siti (2024)	Ayu dkk. (2022)	Musa dkk. (2021)	Athar (2026)
Hasil Penelitian	Diperoleh gaya aksial sebesar 4082,07 kN, gaya geser $T_x = 225$ kN, $T_y = 131,4$ kN, momen lentur M_x dan M_y sebesar 180 kN/m. daya dukung izin tiang pancang berdiameter 50 cm adalah 1152,78 kN (Metode U.S. Army Corps) dan 1204,6 kN (Metode Tomlinson), sedangkan untuk tiang bor sebesar 1477,27 kN dan 1542,1 kN. Penurunan tiang tunggal Metode Poulos and Davis adalah 10,5 mm (diameter 0,4 m) dan 8,40 mm (diameter 0,5 m). Penurunan kelompok tiang sebesar 22,271 mm dan 15,936 mm untuk diameter 0,4 m dan 0,5 m.	Hasil penelitian dengan daya dukung terbesar dari variasi dimensi 60 cm, 80 cm, dan 100 cm, didapatkan daya dukung terbesar pada dimensi 100 cm. Metode Reese & Wright untuk tiang tunggal sebesar 8.604,671 kN dan tiang kelompok sebesar 8.586,482. Metode Mayerhof untuk tiang tunggal sebesar 17.044,580 kN dan kelompok sebesar 11,045,928 kN dengan diameter 80 cm. Penurunan terbesar pada diameter 60 cm sebesar 0,039 m.	Hasil analisis menunjukkan bahwa kapasitas dukung aksial terbesar diperoleh dari Metode Meyerhof pada diameter 1,5 m sebesar 182.367 kN. Untuk kapasitas lateral, nilai tertinggi diperoleh dari Metode Broms pada diameter 1,3 m sebesar 815,021 kN, dan dari Metode Reese & Matlock pada diameter 1,8 m sebesar 762,743 kN.	Hasil analisis didapatkan besar pembebanan vertikal pada Jembatan Surah sebesar 6776,29 Ton. Hasil analisis kapasitas daya dukung ijin tiang pancang metode U.S. Army Corps sebesar 439,64 kN dan metode Tomlinson sebesar 630,10 kN. Serta, hasil analisis daya dukung ijin tiang bor metode Reese & Wright sebesar 589,37 kN dan metode Skempton sebesar 476,55 kN.	Daya dukung ijin BH 122 dan BH 05 didapatkan menggunakan PDA test dengan aplikasi CAPWAP secara berurutan sebesar 341 tonf dan 689 tonf. Sehingga, hasil daya dukung ijin dari metode empiris yang paling mendekati dengan hasil dari aplikasi CAPWAP adalah metode Luciano Decourt (1982).	Hasil analisis didapatkan, pembebanan gedung terbesar dengan <i>STAAD Pro Software</i> sebesar 272,28 ton (Zona 1), 227,6 ton (Zona 2). 87,13 ton (Zona 3). Hasil daya dukung ultimit kelompok tiang bor pada Zona 1, Zona 2, dan Zona 3 secara berurutan sebesar 285,2 ton, 285,82 ton, dan 143,17 ton. Serta, hasil daya dukung ultimit kelompok tiang pancang pada Zona 1, Zona 2, dan Zona 3 secara berurutan sebesar 298,92 ton, 239,43 ton, dan 119,93 ton. Penurunan kelompok tiang sudah memenuhi dengan tidak melebihi penurunan izin sebesar 30 mm. Rencana Anggaran Biaya pada setiap metode pondasi tiang, didapatkan kesimpulan pondasi tiang pancang lebih murah dengan selisih sebesar Rp. 101,596,856.	Hasil analisis didapatkan telah memenuhi beban aksial struktur sebesar 6496,403 ton. Pada diameter 1,2 m dengan jumlah 21 tiang, daya dukung pondasi tiang bor sebesar 12.319,375 ton metode Reese and Wright dan 26196,447 ton metode Meyerhof, sedangkan pondasi tiang pancang menghasilkan daya dukung sebesar 26203,066 ton menurut metode Meyerhof dan 20480,711 ton menurut metode Luciano Decourt. Hasil uji PDA pondasi tiang bor menunjukkan daya dukung sebesar 12527,171 ton. Penurunan tiang tunggal pada pondasi tiang bor sebesar 1,64 cm pada diameter 1,2 m, 1,87 cm pada diameter 1,0 m, dan 1,86 cm pada diameter 0,8 m, sedangkan pada pondasi tiang pancang diperoleh penurunan sebesar 1,54 cm, 1,68 cm, dan 1,62 cm, metode empiris menghasilkan penurunan sebesar 4,24 cm, 5,29 cm, dan 5,87 cm untuk pondasi tiang bor, sedangkan hasil pemodelan PLAXIS 2D menunjukkan penurunan sebesar 3,672 cm, 3,672 cm, dan 6,841 cm. Pada pondasi tiang pancang, penurunan empiris sebesar 3,99 cm, 4,74 cm, dan 5,12 cm, hasil PLAXIS 2D menunjukkan penurunan sebesar 3,656 cm, 3,654 cm, dan 6,779 cm.

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Tanah

Dalam bidang teknik sipil, tanah merupakan gabungan dari mineral, bahan organik, serta endapan yang bersifat lepas dan terdapat pada bagian atas lapisan batuan dasar (*bedrock*). Umumnya, kekuatan pada antar butiran relatif lemah, yang dapat disebabkan oleh adanya karbonat, zat organik, atau oksida-oksida yang mengendap di sela-sela partikel tanah. Tanah terbentuk melalui proses pelapukan batuan atau proses geologi lain yang terjadi di permukaan bumi. Pembentukan tanah dari batuan asalnya dapat terjadi melalui proses fisik maupun kimia. Pelapukan fisik memecah batuan menjadi partikel lebih kecil akibat erosi, angin, air, es, aktivitas manusia, dan perubahan suhu, dengan bentuk partikel yang bervariasi dari bulat hingga bergerigi. Sedangkan pelapukan kimia terjadi melalui reaksi dengan oksigen, karbon dioksida, air asam atau basa, serta proses kimia lainnya. Jika hasil pelapukan tetap berada di lokasi asalnya, tanah tersebut disebut tanah residual (*residual soil*), sedangkan jika tanah tersebut berpindah dari tempat asalnya, maka disebut tanah terangkut (*transported soil*) (Hardiyatmo, 2008).

Menurut Bowles (1984), tanah terdiri dari campuran partikel dengan berbagai ukuran, mulai dari bongkahan besar (berangkal) hingga partikel sangat halus seperti lempung dan koloid. Ukuran partikel tanah ini bervariasi dari lebih dari 100 mm hingga kurang dari 0,001 mm. Sifat fisik tanah sangat dipengaruhi oleh ukuran dan distribusi partikel serta kadar air yang terkandung di dalamnya. Tanah dapat memiliki sifat kohesif atau non-kohesif, tergantung pada jumlah partikel halus seperti lempung dan tingkat kelembapannya. Dalam bidang teknik sipil, pemahaman mengenai komposisi dan karakteristik partikel tanah sangat penting untuk menentukan perilaku tanah sebagai media penopang struktur serta dalam perencanaan pondasi.

3.2 Penyelidikan Tanah

Penyelidikan tanah merupakan hal yang diperlukan ketika akan melaksanakan suatu konstruksi dengan mengumpulkan dan menganalisis data tentang sifat fisik, mekanik, dan kimia tanah di lokasi proyek untuk menentukan karakteristik tanah. Tujuan utama dari penyelidikan tanah adalah untuk memahami kondisi lapisan tanah, kemampuan menahan beban, serta mengidentifikasi kemungkinan masalah geoteknik yang dapat muncul, sehingga perancangan pondasi dan struktur dapat disesuaikan demi menjamin keamanan dan efisiensi konstruksi.

Bowles (1988) menyatakan bahwa tujuan dari penyelidikan tanah adalah untuk mengidentifikasi sifat-sifat teknik tanah di suatu lokasi, khususnya karakteristik kekuatan, deformasi, dan sifat hidrolik tanah. Penyelidikan tanah perlu dirancang agar dapat memperoleh informasi sebanyak mungkin dengan biaya yang seminimal mungkin. Saat ini, terdapat berbagai metode penyelidikan tanah yang beragam, dan pemilihan metode tersebut pada dasarnya disesuaikan dengan kebutuhan proyek serta kondisi lapangan yang ada.

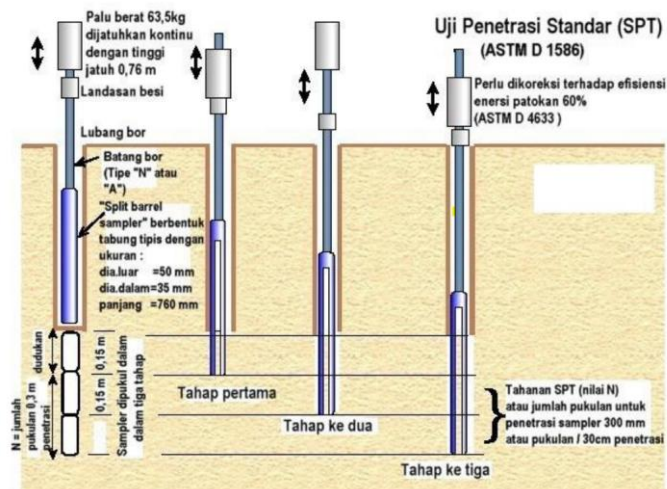
Metode penyelidikan tanah terbagi menjadi dua kategori utama, yaitu pengujian di lapangan dan pengujian di laboratorium. Pengujian lapangan meliputi beberapa teknik seperti sondir (*Cone Penetration Test/CPT*), *Standard Penetration Test* (SPT), pemboran inti (*core drilling/boring*), dan penggalian parit. Metode *Standard Penetration Test* (SPT) merupakan metode penyelidikan tanah yang paling banyak digunakan dalam bidang teknik sipil.

3.2.1 *Standart Penetration Test* (SPT)

Uji *Standard Penetration Test* (SPT) adalah metode pengujian tanah secara in-situ yang dilakukan untuk memperoleh informasi mengenai sifat rekayasa geoteknik tanah di bawah permukaan, khususnya pada tanah yang tidak memiliki kohesi. Uji SPT dilakukan bersamaan dengan proses pengeboran, yang bertujuan untuk mengukur perlawanan dinamik tanah sekaligus mengambil sampel tanah terganggu (*Undisturbed Sample*) melalui teknik penumbukan. Uji SPT melibatkan pemukulan tabung belah dengan dinding tebal ke dalam tanah, sambil mencatat jumlah pukulan yang diperlukan untuk menancapkan tabung tersebut sejauh 300

mm secara vertikal. Dalam metode ini, digunakan palu seberat 63,5 kg yang dijatuhkan berulang kali dari ketinggian 0,76 meter.

Prosedur pelaksanaan uji Standard Penetration Test (SPT) menurut Buku Manual Petunjuk Teknis Pengujian Tanah dari Kementerian PUPR yang mengacu pada (SNI 4153 : 2008) dilakukan melalui beberapa tahapan. Pertama, lubang bor dipersiapkan hingga mencapai kedalaman yang akan diuji. Selanjutnya, alat split spoon sampler dimasukkan secara tegak lurus ke dalam lubang bor. Penting untuk memastikan bahwa palu (*hammer*) dijatuhkan secara bebas tanpa hambatan (*free falling*) untuk menumbuk sampler tersebut. Proses penumbukan dilakukan dengan mencatat jumlah pukulan setiap penetrasi sejauh 15 cm, di mana palu dengan berat tertentu dijatuhkan dari ketinggian 0,76 meter. Nilai pukulan dicatat sebanyak tiga kali, yaitu N0, N1, dan N2, kemudian nilai SPT (N_{spt}) dihitung sebagai jumlah dari N1 dan N2. Setelah penumbukan selesai, split spoon sampler diangkat dan dibuka untuk mengambil sampel tanah terganggu. Sampel tersebut kemudian dimasukkan ke dalam plastik khusus untuk pengujian lebih lanjut di laboratorium, dengan catatan yang mencantumkan nama proyek, kedalaman pengambilan, serta nilai N yang diperoleh selama uji. Prosedur ini memastikan data yang diperoleh akurat dan dapat digunakan untuk analisis karakteristik tanah di lapangan. Skema urutan uji SPT dapat dilihat pada Gambar 3.1 berikut



Gambar 3.1 Skema Urutan Uji Penetrasi Standar (SPT)

(Sumber : SNI 4153-2008)

Nilai N-SPT yang diperoleh dari pengujian lapangan perlu dikoreksi karena dipengaruhi oleh beberapa faktor, antara lain mekanisme jatuhnya alat pemukul, jenis landasan (anvil), serta panjang total batang pipa bor yang digunakan. Besarnya efisiensi energi dari sistem pemukul tersebut tidak bersifat konstan, melainkan bervariasi dalam kisaran tertentu. Pada penggunaan pemukul tipe donat maupun pemukul aman, efisiensi energi umumnya berada pada rentang 35% hingga 85%. Dalam praktik di Amerika Serikat, nilai efisiensi energi yang secara umum dijadikan acuan adalah sebesar 60% untuk pengujian dengan panjang batang bor lebih dari 10 m. Seiring perkembangan teknologi, peralatan pemukul generasi terbaru mampu menghasilkan efisiensi energi yang lebih tinggi, yaitu sekitar 80% hingga 100%, tergantung pada jenis alat yang digunakan. Oleh karena itu, dalam perancangan pondasi modern, korelasi geoteknik umumnya didasarkan pada nilai N-SPT yang telah dikonversi menjadi N_{60} , yaitu nilai SPT yang telah direratakan terhadap efisiensi energi sebesar 60% (FHWA, 2006). Perhitungan nilai N_{60} dapat menggunakan Persamaan 3.1 berikut.

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

Dengan :

N_{60} = N-SPT dikoreksi terhadap prosedur

E_f = Efisiensi pemukul

C_b = Koreksi diameter lubang bor

C_s = Koreksi pada tabung sampler SPT

C_r = Koreksi untuk panjang batang bor

Nilai yang digunakan pada persamaan 3.1 diatas dapat menggunakan parameter pada Tabel 3.1 berikut:

Tabel 3.1 Nilai Koreksi N_{60} pada Uji SPT

Faktor	Jenis Alat	Parameter	Koreksi
Rasio Tenaga	Palu donat (<i>Donut hammer</i>)	E_f	0,50 – 1,00
Rasio Tenaga	Palu pengaman (<i>Safety hammer</i>)	E_f	0,70 – 1,20
Rasio Tenaga	Palu otomatis (<i>Automatic-trip Donut-type hammer</i>)	E_f	0,80 – 1,30
Diameter Bor	65 – 115 mm	C_b	1,00
Diameter Bor	150 mm	C_b	1,05

Lanjutan Tabel 3.1 Nilai Koreksi N_{60} pada Uji SPT

Faktor	Jenis Alat	Parameter	Koreksi
Diameter Bor	200 mm	Cb	1,15
Panjang Batang Bor	< 3 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
Tabung Sampler	Tabung Standar	Cs	1,00
Tabung Sampler	Tabung dengan Pelapis (<i>Liner</i>)	Cs	1,1 s.d 1,3

(Sumber : SNI 4153 - 2008)

Nilai N-SPT yang telah dikoreksi terhadap efisiensi energi dan dinyatakan sebagai N_{60} digunakan sebagai dasar penentuan parameter mekanik tanah berdasarkan korelasi empiris dalam literatur geoteknik. Parameter tanah yang diperoleh dari korelasi tersebut meliputi sudut geser dalam (ϕ), kepadatan relatif (D_r), berat volume tanah (γ), yang merupakan parameter utama dalam perhitungan daya dukung dan analisis penurunan pondasi. Parameter-parameter hasil korelasi ini kemudian digunakan dalam perhitungan analitis maupun pemodelan numerik, sehingga analisis yang dilakukan tetap konsisten dengan kondisi tanah berdasarkan data pengujian lapangan. Parameter hasil korelasi ini dapat dilihat pada Tabel 3.2 hingga Tabel 3.6 berikut.

Tabel 3.2 Hubungan antara Kepadatan Relatif, Sudut Geser Dalam dan Nilai N dari Pasir (Peck, Meyerhof).

Nilai N	Kepadatan Relatif (D_r)		Sudut Geser Dalam	
			Menurut Peck	Menurut <i>Meyerhof</i>
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))

Tabel 3.3 Hubungan Dr dan N dengan γ_{sat} Tanah Pasir

Relative Density (Dr)	$\gamma_{sat} (kN/m^3)$
<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, 2016)

Tabel 3.4 Hubungan Dr dan N dengan γ_d Tanah Pasir

Relative Density (Dr)	$\gamma_d (kN/m^3)$
<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 & Bentley, 2016)

Tabel 3.5 Korelasi Berat Jenis Tanah (γ_d) untuk Tanah Lempung

Relative Density (Dr)	$\gamma_d (kN/m^3)$
<i>Very Soft</i>	14,00 – 18,00
<i>Soft</i>	16,00 – 18,00
<i>Medium</i>	16,00 – 18,00
<i>Stiff</i>	16,00 – 20,00
<i>Hard</i>	> 20

(Sumber :Lambe & Whitman, 1969)

Tabel 3.6 Korelasi Berat Jenis Tanah (γ_{sat}) untuk Tanah Lempung

Relative Density (D_r)	γ_d (kN/m^3)
<i>Very Soft</i>	11,00 – 16,00
<i>Soft</i>	14,00 – 18,00
<i>Medium</i>	17,00 – 20,00
<i>Stiff</i>	17,00 – 22,00
<i>Hard</i>	20 – 23

(Sumber :Lambe & Whitman, 1969)

3.3 Pembebanan

Pembebanan dalam analisis kekuatan jembatan menjadi acuan utama untuk menentukan besarnya beban dan gaya yang digunakan dalam menghitung tegangan yang timbul pada setiap elemen struktur jembatan. Setiap beban yang bekerja pada jembatan perlu dihitung secara teliti untuk memastikan struktur tetap aman, kuat, dan stabil selama masa penggunaannya. Ketentuan mengenai pembebanan jembatan mengacu pada SNI 1725 : 2016 yang mengatur tentang beban minimum dalam perencanaan jembatan. Beban rencana yang diperhitungkan berdasarkan peraturan yang dijelaskan dalam SNI 1725:2016 dijelaskan sebagai berikut.

3.3.1 Beban Permanen

Beban permanen merupakan beban mati yang berasal dari berat struktur jembatan itu sendiri. Setiap elemen bangunan harus dihitung massanya berdasarkan ukuran serta berat jenis material yang digunakan. Selanjutnya, berat dari masing-masing bagian diperoleh dengan mengalikan massa tersebut dengan percepatan gravitasi, yaitu sebesar $9,81 \text{ m/s}^2$ sesuai dengan ketentuan dalam standar ini.

1. Berat Sendiri

Berat sendiri mencakup berat dari bagian struktur tersebut beserta elemen struktural lainnya yang ditopangnya, termasuk di dalamnya berat material dan komponen jembatan yang bersifat struktural, serta elemen non-struktural yang bersifat permanen. Faktor beban yang digunakan untuk menghitung berat sendiri dapat dilihat pada Tabel 3.6 berikut.

Tabel 3.6 Faktor Beban untuk Berat Sendiri

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

(Sumber : SNI 1725 : 2016)

2. Beban Mati Tambahan

Beban mati tambahan merupakan berat dari seluruh material yang membentuk beban non-struktural pada jembatan, yang nilainya dapat berubah sepanjang umur jembatan. Setiap jembatan harus dirancang agar mampu menahan beban tambahan berupa pelapisan ulang aspal beton setebal 50 mm, kecuali jika ada ketentuan lain dari instansi berwenang. Pengaruh dari perlengkapan dan fasilitas umum yang dipasang pada jembatan harus diperhitungkan dengan cermat. Berat pipa seperti untuk saluran air bersih, limbah, dan sejenisnya perlu dianalisis baik dalam kondisi kosong maupun terisi penuh, agar kondisi terburuk yang dapat membahayakan struktur dapat diantisipasi dalam perencanaan. Faktor beban untuk beban mati tambahan dapat dilihat pada Tabel 3.7 berikut.

Tabel 3.7 Faktor Beban untuk Beban Mati Tambahan

Tipe Beban	Faktor beban (γ_{MS})			
	Keadaan Batas Layan (γ_{MS}^S)		Keadaan Batas Ultimit (γ_{MS}^U)	
	Keadaan		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. Beban Akibat Tekanan Tanah

Koefisien tekanan tanah nominal harus dihitung berdasarkan karakteristik tanah. Karakteristik tersebut, seperti kepadatan, kadar air, kohesi, dan sudut geser dalam, harus diperoleh melalui pengujian tanah baik di lapangan maupun di laboratorium. Faktor beban akibat tekanan tanah dapat dilihat pada Tabel 3.8 berikut.

Tabel 3.8 Faktor Beban Akibat Tekanan Tanah

Tipe Beban	Faktor beban (γ_{MS})			
	Keadaan Batas Layan (γ_{MS}^S)		Keadaan Batas Ultimit (γ_{MS}^U)	
	Tekanan tanah		Biasa	Terkurangi
Tetap	Tekanan tanah vertikal	1,00	1,25	0,80
	Tekanan tanah lateral			
	- Aktif	1,00	1,25	0,80
	- Pasif	1,00	1,40	0,70
	- Diam	1,00		
Catatan ⁽¹⁾ : Tekanan tanah lateral dalam keadaan diam biasanya tidak diperhitungkan pada keadaan batas ultimit.				

(Sumber : SNI 1725 : 2016)

4. Rangkak dan Susut (*Creep and Shrinkage*)

Dalam perencanaan jembatan beton, pengaruh rangkak dan penyusutan harus diperhitungkan. Perhitungan ini dilakukan dengan mempertimbangkan beban mati dari struktur jembatan sebagai dasar.

3.3.2 Beban Lalu Lintas

1. Beban Lajur “D” (TD)

Beban lajur “D” terdiri dari beban terbagi merata dan beban garis terpusat. Beban lajur “D” bekerja pada seluruh lebar jalur kendaraan dan menimbulkan pengaruh pada jembatan yang ekuivalen dengan suatu beban kendaraan yang sebenarnya. Jumlah total beban lajur “D” yang bekerja tergantung pada lebar jalur kendaraan itu sendiri.

- Beban terbagi merata memiliki nilai q (dalam kPa) yang besarnya dipengaruhi oleh panjang total bentang L yang dibebani, dan nilainya

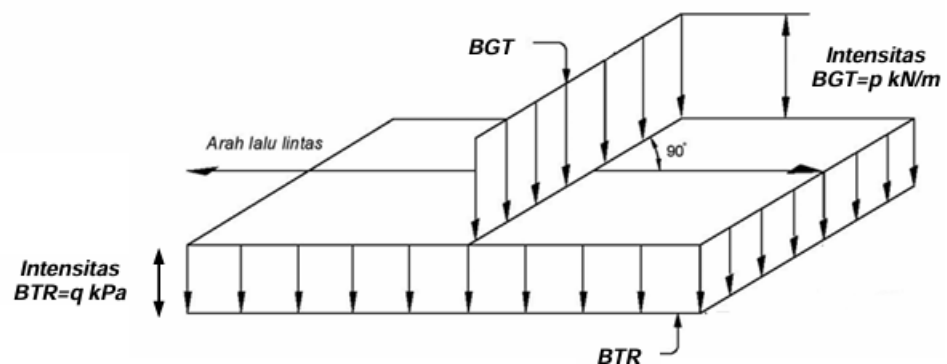
ditentukan berdasarkan SNI 1725 : 2016 melalui Persamaan 3.2 dan Persamaan 3.3 berikut ini.

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

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

“L” menyatakan total panjang dari setiap beban terputus yang diterapkan. Beban lajur “D” ditempatkan secara tegak lurus terhadap arah lalu lintas, sebagaimana ditampilkan pada Gambar 3.2.

- b. Beban Garis Terpusat (BGT) dapat ditempatkan dalam kedudukan sembarang jembatan dan tegak lurus pada arah lalu lintas. Dalam perencanaan ini BGT ditempatkan ditengah bentang untuk mendapatkan momen terbesar ditengah bentang. BGT mempunyai intensitas, $P = 49,0 \text{ kN/m}$ dan dapat dilihat pada Gambar 3.2 berikut.



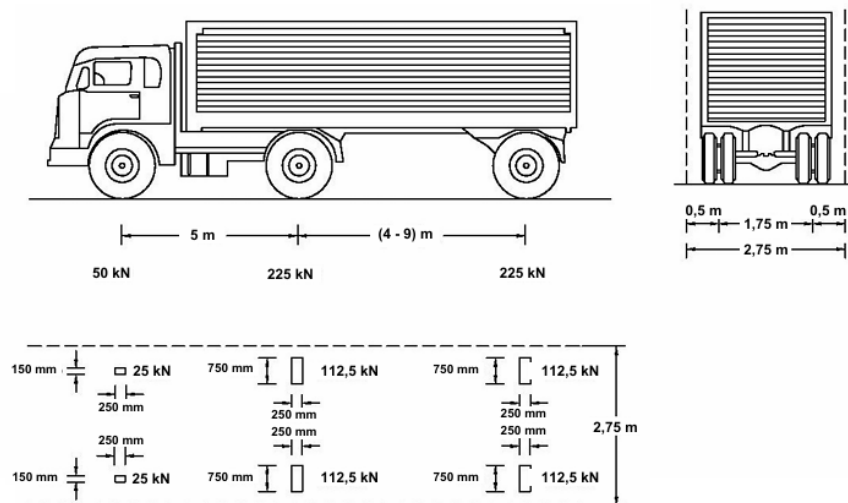
Gambar 3.2 Beban Jalur “D”

(Sumber : SNI 1725 : 2016)

2. Beban Truk “T”

Pembebanan truk “T” terdiri atas kendaraan truk semi-trailer dengan konfigurasi dan beban as sebagaimana ditunjukkan pada Gambar 3.3. Beban pada setiap as dibagi menjadi dua bagian yang merata dan sama besar, merepresentasikan bidang kontak roda dengan permukaan lantai jembatan. Jarak antar as dapat diatur antara 4,0 meter hingga 9,0 meter untuk

menghasilkan pengaruh maksimum sepanjang arah memanjang jembatan, sesuai ilustrasi pada Gambar 3.3.



Gambar 3.3 Pembebanan Truk "T" (500kN)

(Sumber : SNI 1725 : 2016)

3. Faktor Beban Dinamis

- a. Interaksi antara kendaraan bergerak dan jembatan menghasilkan Faktor Beban Dinamis (FBD). Nilai FBD dipengaruhi oleh frekuensi alami suspensi kendaraan, yang umumnya berada dalam kisaran 2 hingga 5 Hz untuk kendaraan berat, serta oleh frekuensi getaran lentur dari jembatan. Dalam perencanaan struktur, FBD diasumsikan sebagai beban statis yang setara.
- b. Nilai BGT dari pembebanan lajur "D" dan beban roda dari pembebanan Truk "T" harus cukup besar untuk menimbulkan interaksi antara kendaraan bergerak dan struktur jembatan, dengan memperhitungkan Faktor Beban Dinamis (FBD). Penambahan beban ini dinyatakan sebagai fraksi dari beban statis dan diterapkan baik pada kondisi batas daya layan maupun batas ultimit. Namun, beban terpusat (BTR) dari pembebanan lajur "D" tidak dikalikan dengan FBD. Untuk pembebanan "D", FBD bergantung pada panjang bentang ekuivalen, sebagaimana ditunjukkan pada Gambar 3.4. Untuk bentang tunggal panjang bentang ekuivalen diambil sama dengan panjang bentang sebenarnya. Untuk bentang

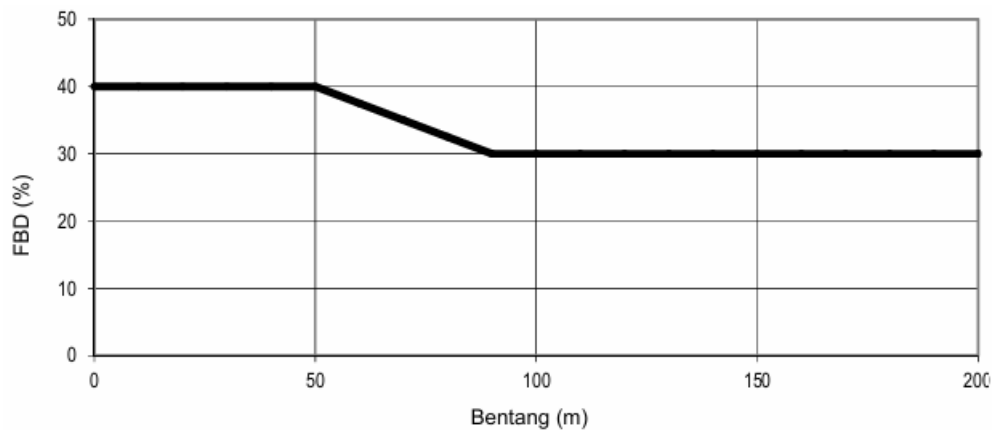
menerus panjang bentang ekuivalen LE diberikan dengan rumus pada persamaan 3.4 berikut:

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

dimana,

L_{av} = Panjang bentang rata-rata dari bentang yang disambung terus-menerus

L_{max} = Panjang bentang maksimal dari bentang yang disambung terus-menerus



Gambar 3.4 Faktor Beban Dinamis untuk Beban T untuk Pembebanan Lajur “D”

(Sumber : SNI 1725 : 2016)

4. Gaya Rem

Gaya rem harus diterapkan pada seluruh lajur rencana yang memuat lalu lintas searah. Gaya ini diasumsikan bekerja secara horizontal pada ketinggian 1800 mm dari permukaan jalan dan dihitung berdasarkan arah longitudinal yang paling kritis. Jika jembatan direncanakan untuk digunakan satu arah di masa mendatang, maka semua lajur harus dibebani secara bersamaan saat menghitung gaya rem. Perhitungan ini juga mempertimbangkan faktor kepadatan lajur. Gaya rem harus diambil yang terbesar dari:

- 25% dari berat gandar truk desain atau,
- 5% dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi rata BTR

5. Pembebanan untuk Pejalan Kaki (TP)

Trotoar dengan lebar lebih dari 6 meter harus dirancang untuk menahan beban nominal sebesar 5 kPa, yang dianggap bekerja secara bersamaan dengan beban kendaraan pada setiap lajur lalu lintas.

3.3.3 Beban Lingkungan

1. Beban Angin

a. Angin pada Struktur (EWs)

Beban angin harus diasumsikan terdistribusi secara merata pada permukaan yang terekspos oleh angin. Luas area yang diperhitungkan adalah luas area dari semua komponen yang diambil tegak lurus terhadap arah angin, sehingga didapatkan Persamaan 3.5 dan 3.6 berikut.

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

Dengan :

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	2500

(Sumber : SNI 1725 : 2016)

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

Keterangan :

PD = Gaya total beban angin (kN/m),

PB = Tekanan angin dasar (MPa) (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 PD harus lebih besar dari $4,4 \text{ kN/m}^2$. Untuk struktur bawah tekanan angin dasar sebesar $0,0019 \text{ MPa}$

b. Beban Angin pada Kendaraan (EWI)

Perencanaan tekanan angin harus mencakup baik struktur jembatan maupun kendaraan yang melintas di atasnya. Jembatan harus mampu menahan gaya akibat tekanan angin pada kendaraan, yang diasumsikan sebagai tekanan merata sebesar $1,46 \text{ N/mm}$, bekerja secara tegak lurus pada ketinggian 1800 mm di atas permukaan jalan.

3.3.4 Faktor Beban dan Kombinasi Pembebanan

Menurut SNI 1725-2016, kombinasi pembebanan pada jembatan dibagi ke dalam dua belas keadaan pembebanan sebagai berikut.

1. Kuat I

Kombinasi pembebanan ini mempertimbangkan gaya-gaya yang terjadi pada jembatan dalam kondisi normal, tanpa memasukkan pengaruh beban angin. Pada batas kondisi ini, setiap gaya nominal yang muncul dikalikan dengan faktor beban yang sesuai.

2. Kuat II
Kombinasi pembebanan ini berkaitan dengan penggunaan jembatan untuk menahan beban dari kendaraan khusus yang ditetapkan oleh pemilik, tanpa mempertimbangkan pengaruh beban angin.
3. Kuat III
Kombinasi pembebanan ini mempertimbangkan kondisi ketika jembatan terkena beban angin dengan kecepatan antara 90 km/jam hingga 126 km/jam.
4. Kuat IV
Kombinasi pembebanan ini digunakan untuk mempertimbangkan kemungkinan adanya rasio antara beban mati dan beban hidup pada jembatan.
5. Kuat V
Kombinasi pembebanan ini berkaitan dengan kondisi operasional normal jembatan, di mana beban angin dengan kecepatan antara 90 km/jam hingga 126 km/jam turut diperhitungkan.
6. Ekstrem I
Kombinasi pembebanan ini digunakan untuk memperhitungkan beban gempa. Faktor beban hidup γ EQ, yang mempertimbangkan kemungkinan beban hidup masih bekerja selama gempa terjadi, harus ditentukan berdasarkan tingkat kepentingan jembatan.
7. Ekstrem II
Kombinasi pembebanan yang meninjau kombinasi antara beban hidup berkurang dengan beban yang timbul akibat tumbukan kapal, tumbukan kendaraan, banjir atau beban hidrolika lainnya, kecuali untuk kasus pembebanan akibat tumbukan kendaraan (TC). Kasus pembebanan akibat banjir tidak boleh dikombinasikan dengan beban akibat tumbukan kendaraan dan tumbukan kapal.
8. Layan I
Kombinasi pembebanan yang berkaitan dengan operasional jembatan dengan semua beban mempunyai nilai nominal serta memperhitungkan adanya beban angin berkecepatan 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 struktur beton bertulang; dan juga untuk analisis tegangan tarik pada penampang melintang jembatan beton segmental. Kombinasi pembebanan ini juga harus digunakan untuk investigasi stabilitas lereng.

9. Layan II

Kombinasi pembebanan ini ditujukan untuk mencegah terjadinya pelelehan pada elemen struktur baja serta menghindari terjadinya selip pada sambungan yang disebabkan oleh beban kendaraan.

10. Layan III

Kombinasi pembebanan ini digunakan untuk menghitung tegangan tarik sepanjang arah memanjang jembatan beton pratekan, dengan tujuan mengendalikan lebar retak dan tegangan tarik utama pada bagian badan jembatan beton segmental.

11. Layan IV

Kombinasi pembebanan ini digunakan untuk menghitung tegangan tarik pada kolom beton pratekan, dengan tujuan mengontrol dan membatasi lebar retak yang mungkin terjadi.

12. Fatik

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

Faktor beban untuk masing-masing kombinasi pembebanan ditentukan mengacu pada Tabel 3.11 berikut.

Tabel 3.11 Kombinasi Beban dan Faktor Beban

Keadaan Batas	MS MA TA PR PL SH	TT TD TB TR TP	EU	EW _S	EW _L	BF	EU _n	TG	ES	Gunakan salah satu		
										EQ	TC	TV
Kuat I	γ_p	1,8	1,00	-	-	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}	-	-	-
Ekstrem I	γ_p	γ_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-
Ekstrem 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	-	γ_{ES}	-	-	-
Fatik	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

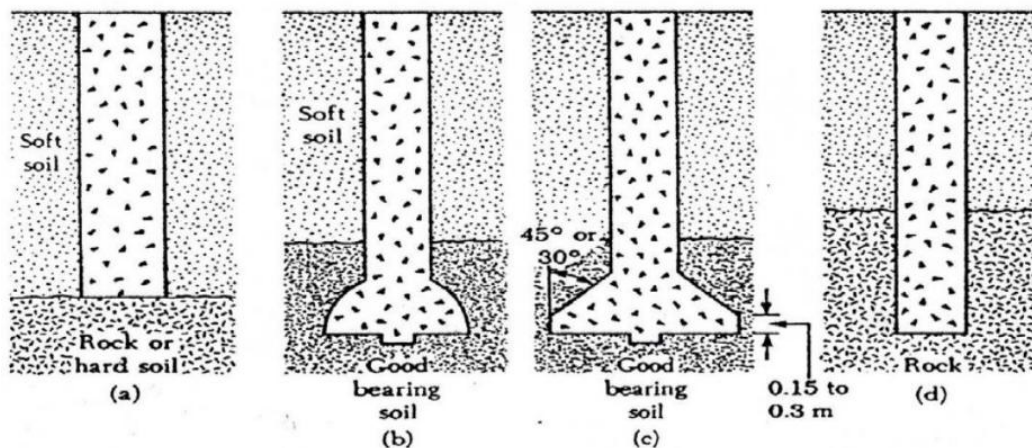
(Sumber : SNI 1725 : 2016)

3.4 Pondasi Tiang Bor

Pondasi tiang bor adalah jenis pondasi tiang yang pemasangannya dilakukan dengan cara mengebor tanah terlebih dahulu. Setelah pengeboran selesai, lubang tersebut diisi dengan tulangan yang telah dirangkai dan kemudian dicor dengan beton. Jika tanah di lokasi mengandung air, diperlukan penggunaan pipa besi yang dikenal sebagai *temporary casing* untuk menahan dinding lubang agar tidak runtuh. Pipa ini akan dilepas saat proses pengecoran beton berlangsung (Hardiyatmo, 2008).

Menurut (Das, 1995), pondasi tiang bor mempunyai empat jenis yang dapat dilihat pada Gambar 3.5, diantaranya:

1. Bored pile lurus untuk tanah keras.
2. Bored pile yang ujungnya diperbesar berbentuk bel.
3. Bored pile yang ujungnya diperbesar berbentuk trapesium.
4. Bored pile lurus untuk tanah berbatu-batuan.



Gambar 3.5 Jenis - Jenis Pondasi Tiang Bor

(Sumber : Das, 1995)

Penggunaan pondasi tiang bor pada suatu konstruksi perlu memperhatikan keunggulan dan kelemahan pondasi tiang bor. Mengetahui keunggulan dan kelemahan pondasi tiang bor akan membantu dalam mengevaluasi aspek teknis, ekonomi, serta dampak lingkungan terkait penggunaan pondasi tiang bor.

Adapun beberapa keunggulan pondasi tiang bor sebagai berikut:

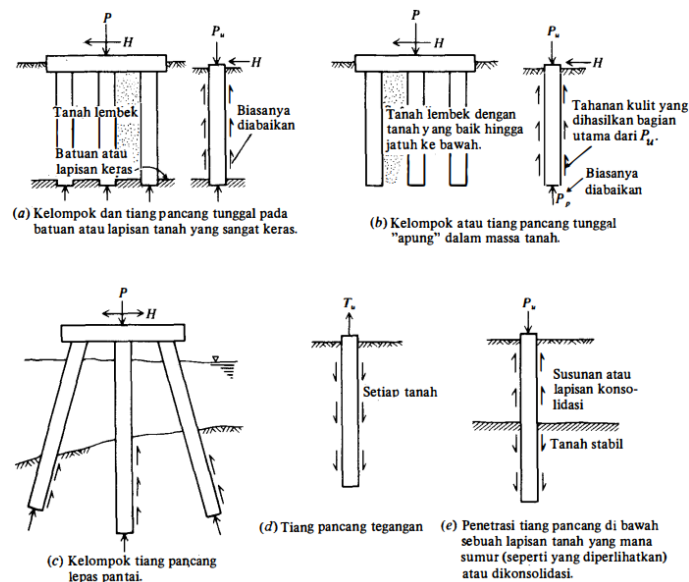
1. Mampu menahan beban struktur yang besar karena memiliki daya dukung yang tinggi, sehingga sesuai digunakan untuk konstruksi bangunan tinggi dan proyek infrastruktur berskala besar.
2. Dapat menembus berbagai jenis tanah dengan kondisi sulit, seperti lempung, lapisan berbatu, atau tanah keras, sehingga memberikan fleksibilitas tinggi dalam menghadapi variasi karakteristik tanah di lapangan.
3. Metode pemasangannya menghasilkan getaran dan kebisingan yang rendah, sehingga tidak menimbulkan gangguan terhadap lingkungan sekitar dan sangat sesuai untuk digunakan di wilayah dengan kepadatan penduduk tinggi.
4. Ukuran diameter dan kedalaman tiang dapat diatur sesuai dengan persyaratan proyek, sehingga memberikan keleluasaan dalam perencanaan desain.
5. Tidak menimbulkan pergeseran tanah maupun keretakan pada struktur di sekitarnya, karena metode pengeboran bekerja dengan cara mengangkat tanah keluar, bukan mendorongnya ke samping seperti pada pemasangan tiang pancang.

Adapun beberapa kelemahan dari pondasi tiang bor adalah sebagai berikut:

1. Cuaca yang tidak mendukung dapat mengganggu aktivitas pengeboran dan pengecoran.
2. Pengecoran beton menjadi cukup sulit apabila terpengaruh oleh air tanah, karena mutu beton sulit untuk dikendalikan secara optimal.
3. Masuknya air ke lubang bor dapat mengganggu kestabilan tanah sekitar dan menurunkan daya dukung tiang. Tanpa penggunaan casing sementara, risiko longsor di sekitar lubang bor akan meningkat.
4. Pengecoran dalam tanah basah menyulitkan kontrol mutu, dan ketidakraturan mutu beton dapat menurunkan daya dukung, terutama pada tiang dalam.
5. Pondasi tiang bor memerlukan peralatan khusus dan sering mengalami pembesaran diameter lubang, sehingga meningkatkan biaya dan kompleksitas pekerjaan.

3.5 Pondasi Tiang Pancang

Pondasi tiang pancang merupakan elemen struktur yang terbuat dari kayu, beton, atau baja, yang berfungsi untuk meneruskan beban dari bagian atas bangunan ke lapisan tanah keras yang berada pada kedalaman tertentu. Pondasi ini biasanya diterapkan ketika lapisan tanah keras berada cukup dalam sehingga pondasi dangkal tidak mampu menahan beban struktur dengan baik. Selain menyalurkan beban secara vertikal, tiang pancang juga dapat menahan gaya angkat dan gaya lateral, seperti gaya yang dihasilkan oleh angin pada bangunan bertingkat tinggi atau gaya benturan pada struktur seperti dermaga (Hardiyatmo, 2008). Konfigurasi tiang pancang dapat dilihat pada Gambar 3.6 berikut.



Gambar 3.6 Konfigurasi Tiang Pancang

(Sumber :Bowles, 1997)

Penggunaan pondasi tiang pancang sebagai pondasi bangunan apabila tanah yang berada di bawah dasar bangunan tidak mempunyai daya dukung (bearing capacity) yang cukup untuk memikul berat bangunan dan beban yang bekerja padanya (Sardjono, 1991). Atau apabila tanah yang mempunyai daya dukung yang cukup untuk memikul berat bangunan dan seluruh beban yang bekerja berada pada lapisan yang sangat dalam dari permukaan tanah kedalaman > 8 m (Bowles 1997).

Proses pemancangan tiang pancang dimulai dengan persiapan lokasi dan penentuan titik pemancangan secara akurat. Tiang pancang diangkat dan diposisikan secara vertikal menggunakan crane, kemudian dipancang ke dalam tanah dengan alat seperti *diesel hammer* atau *vibratory hammer* hingga mencapai kedalaman atau lapisan tanah keras yang diinginkan. Jika panjang tiang kurang, dilakukan penyambungan agar mencapai kedalaman yang diperlukan. Selama proses, pengawasan ketat dilakukan untuk memastikan posisi tiang tetap lurus dan sesuai spesifikasi. Setelah pemancangan selesai, tiang yang menonjol dipotong dan kualitas tiang diperiksa untuk menjamin daya dukung pondasi.

Penggunaan pondasi tiang pancang pada suatu konstruksi perlu mempertimbangkan keunggulan dan kelemahannya. Memahami kelebihan dan kekurangan pondasi tiang pancang sangat penting untuk mengevaluasi aspek teknis, biaya, serta dampak lingkungan yang mungkin timbul dari penerapan pondasi tersebut. Keunggulan dari penggunaan pondasi tiang pancang adalah sebagai berikut:

1. Tiang pancang diproduksi di pabrik dengan pengawasan kualitas yang ketat, sehingga kualitas akhir tiang dapat terjamin dan sesuai standar yang dibutuhkan.
2. Dapat dipancang pada daerah yang memiliki muka air tanah (mat) yang tinggi.
3. Mencegah penurunan tanah berlebih yang dapat mengakibatkan rusaknya struktur bangunan.
4. Memiliki banyak variasi ukuran dan desain yang dapat disesuaikan untuk keperluan proyek.
5. Proses pemancangan yang mudah dan relatif cepat dengan menggunakan peralatan modern, sehingga tiang dapat dipancang dengan presisi tinggi dalam waktu singkat dan mempercepat penjadwalan proyek.

Adapun kelemahan dari penggunaan pondasi tiang pancang adalah sebagai berikut:

1. Proses pemancangan tiang pancang menimbulkan getaran kuat yang dapat mengganggu atau merusak struktur bangunan di sekitarnya.
2. Proses pemancangan tiang memerlukan alat berat khusus dan perencanaan yang cermat, sehingga kompleksitas logistik meningkat.

3. Tidak cocok atau sulit dipasang pada beberapa jenis tanah tertentu, seperti batuan keras atau lensa pasir tanpa pengeboran khusus.
4. Waktu produksi dan pemasangan yang relatif lama karena proses pembuatan tiang harus memenuhi standar kualitas tinggi.
5. Biaya pemasangan tiang pancang umumnya lebih tinggi dibandingkan dengan pondasi bore pile.

3.6 Daya Dukung Pondasi Tiang

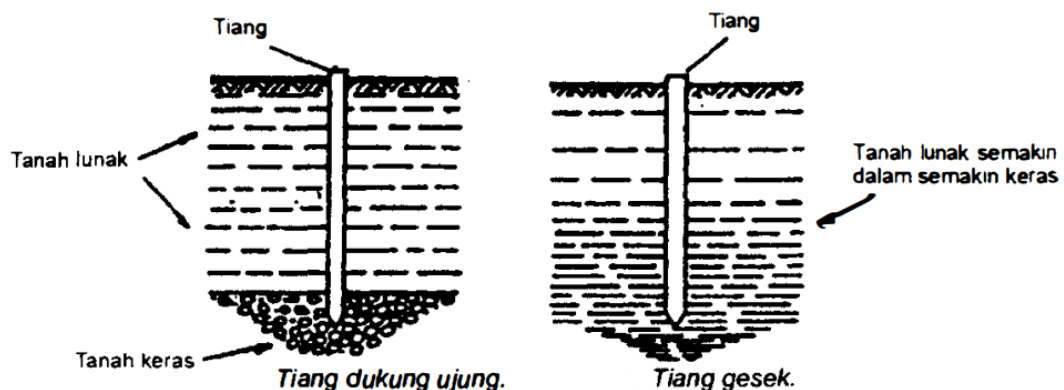
Menurut hardiyatmo (2008), berdasarkan teknis menyalurkan beban, daya dukung tiang diklasifikasikan menjadi dua jenis seperti pada Gambar 3.7 yaitu:

1. Daya dukung ujung tiang (*end bearing*)

Daya dukung ujung tiang merupakan daya dukung tiang yang bergantung pada tahanan di ujung tiang. Umumnya, digunakan ketika tiang tersebut menembus lapisan tanah lunak yang terletak di atas lapisan tanah keras. Tiang tersebut dipancang hingga mencapai batuan dasar atau lapisan keras lain yang mampu menahan beban tanpa menyebabkan penurunan yang signifikan.

2. Daya dukung gesek tiang (*friction pile*)

Daya dukung gesek tiang merupakan tiang yang daya dukungnya ditentukan oleh perlawanan gesek pada dinding tiang dan tanah di sekitar tiang.



Gambar 3.7 Tiang Ditinjau dari cara Mendukung Bebannya

(Sumber : Hardiyatmo, 2008)

Dalam merancang fondasi tiang, diperlukan data tanah untuk menentukan daya dukung ultimit tiang secara tepat. Nilai daya dukung tersebut dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.7 berikut.

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p + Q_s \\ &= q_p \cdot A_p + f_s \cdot L \cdot P \end{aligned} \quad (3.7)$$

dimana,

Q_u	= daya dukung ultimit tiang (kN)
Q_p	= daya dukung ujung tiang (kN)
Q_s	= daya dukung selimut tiang (kN)
A_p	= luas penampang tiang (m ²)
L	= panjang tiang (m)
P	= keliling penampang tiang (m)
f_s	= tahanan gesek satuan tiang (kN/m ²)

Faktor keamanan digunakan sebesar 2,5 sesuai dengan ketentuan SNI 8640 – 2017 tentang Persyaratan Perancangan Geoteknik. Faktor keamanan tersebut diterapkan untuk mengonversi daya dukung ultimit menjadi daya dukung izin, sehingga desain pondasi tetap memenuhi aspek keamanan dan keandalan sesuai standar yang berlaku. Perhitungan dengan membagi daya dukung ultimit dengan faktor keamanan dapat dilihat pada Persamaan 3.8 berikut.

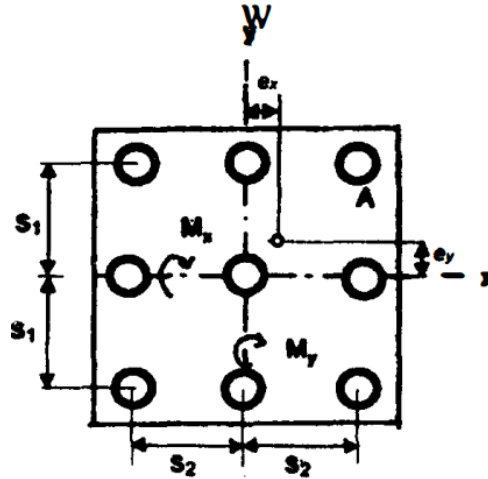
$$Q_{all} = \frac{Q_u}{SF} \quad (3.8)$$

dengan :

Q_{all}	= daya dukung izin tiang (kN)
Q_u	= daya dukung ultimit tiang (kN)
SF	= faktor keamanan

Menurut Hardiyatmo (2008), kelompok tiang yang menerima beban dalam dua arah (x dan y) dipengaruhi oleh kombinasi beban vertikal dan momen terhadap sumbu x dan y. Kondisi pembebanan ini akan memengaruhi kapasitas dukung

keseluruhan pondasi tiang. Distribusi pembebanan tersebut ditampilkan pada Gambar 3.8 berikut.



Gambar 3.8 Distribusi Beban Kelompok Tiang

(Sumber : Hardiyatmo, 2008)

Kontrol pondasi kelompok terhadap gaya dan momen yang bekerja pada masing-masing pondasi dilakukan dengan menggunakan Persamaan 3.9 dan 3.10 berikut.

$$P_{maks} = \frac{\sum P}{n} + \frac{M_x \cdot y_{maks}}{n_y \cdot \sum y^2} + \frac{M_y \cdot x_{maks}}{n_x \cdot \sum x^2} \quad (3.9)$$

$$P_{min} = \frac{\sum P}{n} + \frac{M_x \cdot y_{min}}{n_y \cdot \sum y^2} + \frac{M_y \cdot x_{min}}{n_x \cdot \sum x^2} \quad (3.10)$$

Dengan :

P_{maks} = beban maksimal yang akan diterima pondasi tiang (kN)

P_{min} = beban minimum yang akan diterima pondasi tiang (kN)

P = beban aksial total (kN)

M_x = momen arah x (kNm)

M_y = momen arah y (kNm)

n = jumlah tiang pakai

3.6.1 Daya Dukung Tiang Bor Metode Reese & Wright (1977)

1. Tahanan Ujung tiang

Nilai C_u untuk perhitungan daya dukung ujung tiang bor didapatkan melalui korelasi N-SPT, sehingga didapatkan Persamaan 3.11 berikut:

$$Q_p = A_p \times q_p \quad (3.11)$$

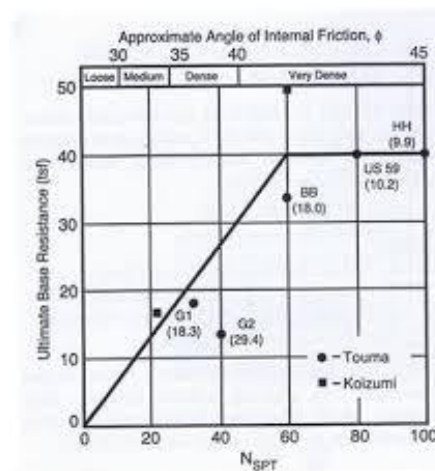
Dimana :

Q_p = Daya dukung ujung tiang (kN)

A_p = Luas penampang dasar tiang bor (m^2)

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

Untuk tanah pasir, nilai q_p ditentukan berdasarkan hasil korelasi antara nilai N-SPT pada ujung tiang dengan grafik yang ditunjukkan pada Gambar 3.9 berikut:



Gambar 3.9 Daya Dukung Ujung Batas Tiang Bor pada Tanah Pasiran

(Sumber : Reese and Wright, 1977)

2. Tahanan Gesek Tiang

Tahanan gesek pada tiang bor dapat ditentukan menggunakan Persamaan 3.12 berikut:

$$Q_s = \sum f_s \times \Delta l \times p \quad (3.12)$$

Dimana:

Q_s = Tahanan gesek tiang (kN),

f_s = Tahanan gesek selimut satuan (kN/m²)

Δl = Tinggi lapisan tanah (m)

p = Keliling tiang (m)

Tahanan gesek selimut tiang per satuan luas dipengaruhi oleh jenis tanah, yaitu tanah lempung dan tanah pasir, yang masing-masing memiliki karakteristik kuat geser berbeda sebagai dasar perhitungannya.

a. Tanah Lempung

Tahanan gesek selimut tiang per satuan luas untuk tanah kohesif dapat menggunakan Persamaan 3.13 dan Persamaan 3.14 berikut.

$$f_s = a \times C_u \quad (3.13)$$

$$C_u = \frac{2}{3} \times N - SPT \times 10 \quad (3.14)$$

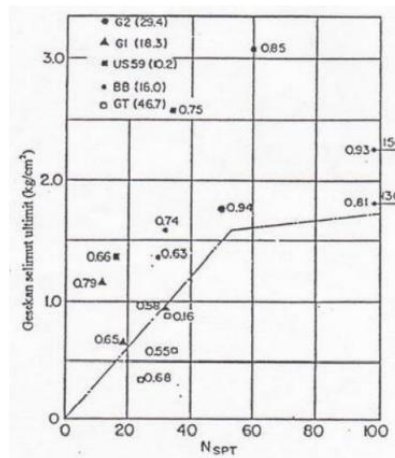
Dimana :

a = Faktor adhesi (digunakan 0,55),

C_u = Nilai kohesi dasar tiang rencana.

b. Tanah Pasir

Nilai f_s untuk tanah pasir dapat ditentukan melalui grafik korelasi N-SPT, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 3.10 berikut.



Gambar 3.10 Daya Dukung Selimut Tiang Bor pada Tanah Pasiran

(Sumber : Reese and Wright, 1977)

3.6.2 Daya Dukung Tiang Bor Metode Meyerhof

Perhitungan daya dukung tiang bor berdasarkan metode Meyerhof dapat menggunakan Persamaan 3.15 dan 3.16 berikut.

1. Daya Dukung Ujung Tiang

Perhitungan daya dukung tiang bor berdasarkan metode Meyerhof pada tanah pasir dapat menggunakan Persamaan 3.15 berikut.

$$Q_p = A_p \times f_p \quad (3.15)$$

Perhitungan tahanan ujung satuan tiang (f_p) dapat menggunakan Persamaan 3.16 berikut.

$$f_p = 0,4 \times N_{60}' \times \left(\frac{L}{D} \right) \times \sigma_r \leq 4 \times N_{60}' \times \sigma_r \quad (3.16)$$

dengan :

Q_p = daya dukung ujung tiang (kN)

A_p = luas penampang dasar tiang (m²)

f_p = tahanan ujung satuan tiang

N_{60}' = nilai NSPT yang telah terkoreksi terhadap pengaruh prosedur Lapangan (Persamaan 3.1)

- D = diameter tiang (m)
 L = panjang tiang (m)
 σ_r = tegangan referensi = 100 kPa

2. Daya Dukung Selimut Tiang

Perhitungan daya dukung selimut tiang pada tanah pasir dapat menggunakan Persamaan 3.17 hingga 3.19 berikut.

$$Q_s = \sum fs \times A_s \quad (3.17)$$

$$fs = K \sigma' \tan \delta' \quad (3.18)$$

$$K = 1 - \sin \varphi \quad (3.19)$$

dimana :

Q_s = daya dukung selimut tiang (kN)

A_s = luas selimut tiang (m²)

φ = sudut gesek dalam

σ' = tegangan vertikal efektif tanah (kN/m²)

δ' = sudut gesek antar dinding tiang dan tanah, digunakan $0,75 \varphi$ berdasarkan tabel 3.12.

Tabel 3.12 Sudut Gesek antar Dinding Tiang dan Tanah

Bahan Tiang	δ'
Baja	20°
Beton	$0,75 \varphi$
Kayu	$0,66 \varphi$

(Sumber : Hardiyatmo, 2008)

Perhitungan daya dukung selimut tiang bor pada tanah lempung dapat dilihat pada Persamaan 3.20 hingga 3.22 berikut.

$$Q_s = \sum fs \times A_s \quad (3.20)$$

$$fs = a \times Cu \quad (3.21)$$

$$C_u = \frac{2}{3} \times N - SPT \times 10 \quad (3.22)$$

$$a = 0,21 + 0,26 \frac{Pa}{C_u} < 1 \quad (3.23)$$

Dimana :

a = Faktor adhesi

f_s = Tahanan gesek selimut satuan (kN/m²)

C_u = Nilai kohesi dasar tiang rencana (kN/m²)

A_s = luas selimut tiang (m²)

3.6.3 Daya Dukung Tiang Pancang Metode Meyerhof (1976)

1. Daya Dukung Ujung Tiang (Q_p)

Perhitungan daya dukung ujung tiang pancang pada tanah pasir metode Meyerhof (1976) menurut (Husnah, 2015) dapat menggunakan Persamaan 3.24 dan 3.25 berikut.

$$Q_p = A_p \times f_p \quad (3.24)$$

$$f_p = 40 \times N_{60} \times \frac{L}{D} \leq 400 \times N_{60} \quad (3.25)$$

dengan,

Q_p = daya dukung ujung tiang (kN)

A_p = luas penampang dasar tiang (m²)

f_p = tahanan ujung satuan tiang

N_{60} = nilai NSPT yang telah terkoreksi terhadap pengaruh prosedur Lapangan.

D = diameter tiang (m)

L = panjang tiang (m)

2. Daya dukung selimut tiang (Q_s)

Perhitungan daya dukung selimut tiang pancang pada tanah pasir metode Meyerhof (1976) menurut (Husnah, 2015) dapat menggunakan Persamaan 3.26 berikut.

$$Q_s = 2 \times N_{60} \times p \times L_i \quad (3.26)$$

dengan,

Q_s = daya dukung selimut tiang (kN)

N_{60} = nilai NSPT yang telah terkoreksi terhadap pengaruh prosedur lapangan.

p = keliling selimut tiang (m)

L_i = panjang lapisan tanah (m)

Perhitungan daya dukung selimut tiang pancang pada tanah lempung metode Meyerhof (1976) menurut (Husnah, 2015) dapat menggunakan Persamaan 3.27 hingga 3.30 berikut.

$$Q_s = \sum f_s \times A_s \quad (3.27)$$

$$f_s = a \times C_u \quad (3.28)$$

$$C_u = \frac{2}{3} \times N - SPT \times 10 \quad (3.29)$$

$$a = 0,21 + 0,26 \frac{Pa}{C_u} < 1 \quad (3.30)$$

Dimana :

a = Faktor adhesi

f_s = Tahanan gesek selimut satuan (kN/m²)

C_u = Nilai kohesi dasar tiang rencana (kN/m²)

A_s = luas selimut tiang (m²)

3.6.4 Daya Dukung Tiang Pancang Metode Luciano Decourt (1996)

1. Daya Dukung Ujung Tiang

Perhitungan daya dukung ujung tiang pancang dengan menggunakan metode Luciano Decourt (1996) dalam Wahyudi, 2013 dapat menggunakan Persamaan 3.31 berikut.

$$Q_p = \alpha \times \overline{N_p} \times K \times A_p \quad (3.31)$$

dengan,

Q_p = daya dukung ujung tiang (kN)

A_p = luas penampang tiang (m²)

N_p = nilai rata – rata N_{60} pada 4D diatas hingga 4D di bawah dasar

- Tiang
- α = *Base coefficient* (Tabel 3.13)
- K = koefisien karakteristik tanah di dasar pondasi (kN/m²)
- 12 t/m² = 117,7 kN/m², untuk tanah lempung,
- 20 t/m² = 196 kN/m², untuk tanah lempung berlanau,
- 25 t/m² = 245 kN/m², untuk tanah pasir berlanau,
- 40 t/m² = 392 kN/m², untuk tanah pasir.

Tabel 3.13 Base Coefficient α Luciano Decourt (1996)

<i>Soil/pile</i>	<i>Driven Pile</i>	<i>Bored Pile</i>
<i>Clay</i>	1,0	0,85
<i>Intermediate Soil</i>	1,0	0,60
<i>Sand</i>	1,0	0,50

(Sumber : Wahyudi, 2013)

2. Daya Dukung Selimut Tiang

Perhitungan daya dukung selimut tiang pancang dengan menggunakan metode Luciano Decourt (1996) dapat menggunakan Persamaan 3.32 berikut.

$$Q_s = \beta \times \left(\frac{\overline{N_s}}{3} + 1 \right) \times A_s \quad (3.32)$$

dengan,

Q_s = daya dukung selimut tiang (kN)

$\overline{N_s}$ = nilai rata – rata N60 tiap lapisan tanah

β = *Shaft Coefficient* (Tabel 3.14)

A_s = luas selimut tiang (m²)

Tabel 3.14 Shaft Coefficient β Luciano Decourt (1996)

<i>Soil/pile</i>	<i>Driven Pile</i>	<i>Bored Pile</i>
<i>Clay</i>	1,0	0,85
<i>Intermediate Soil</i>	1,0	0,65
<i>Sand</i>	1,0	0,50

(Sumber : Wahyudi, 2013)

3.6.5 Daya Dukung dan Efisiensi Kelompok Tiang

Daya dukung kelompok tiang tidak selalu sama dengan total daya dukung dari masing-masing tiang tunggal. Perbedaan ini dapat terjadi apabila tiang yang dipancang pada lapisan tanah yang mudah mampat atau pada lapisan tanah yang tidak mudah mengalami pemampatan, namun terdapat lapisan lunak yang berada dibawahnya. Maka, daya dukung kelompok tiang dapat lebih rendah dibandingkan dengan jumlah daya dukung masing-masing tiang (Hardiyatmo, 2008).

Daya dukung kelompok tiang dihitung dengan mempertimbangkan tiga komponen utama yaitu, jumlah tiang dalam kelompok, daya dukung izin satu tiang tunggal, dan efisiensi kelompok tiang. Besaran nilai daya dukung kelompok tiang yang umumnya lebih rendah dibandingkan daya dukung tiang tunggal terjadi akibat reduksi yang bergantung pada ukuran, bentuk kelompok, dan panjang tiang.

1. Jumlah tiang kelompok

Perhitungan untuk mendapatkan jumlah tiang dapat dilihat pada Persamaan 3.33 berikut.

$$n = \frac{\sum P_{max}}{Q_{all}} \quad (3.33)$$

dengan,

n = Jumlah tiang kelompok

$\sum P_{max}$ = Beban maksimal yang berada di atas pondasi rencana (kN)

Q_{all} = Daya dukung maksimal rencana tiang pondasi

Dari hasil perhitungan tersebut, sebaiknya dilakukan pembulatan ke atas agar menambah faktor aman pondasi akibat beban yang terjadi.

2. Jarak Tiang

Perhitungan jarak tiang berdasarkan Dirjen Bina Marga Departemen P.U.T.L dapat menggunakan Persamaan 3.34 dan 3.35 serta dapat dilihat pada Gambar 3.12 berikut.

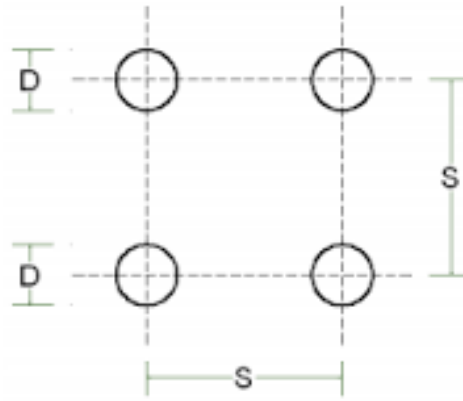
$$S \geq 2,5 D \quad (3.34)$$

$$S \leq 3 D \quad (3.35)$$

dengan,

S = jarak antara pusat tiang terhadap pusat tiang lainnya

D = diameter tiang (m)



Gambar 3.13 Jarak Antar Tiang

(Sumber : Sardjono, 1988)

Sehingga, Perhitungan daya dukung kelompok tiang dapat menggunakan Persamaan 3.36, 3.37, dan 3.38 berikut.

$$Q_g = Q_{all} \times n \times E_g \quad (3.36)$$

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

$$\theta = \tan^{-1} \frac{D}{S} \quad (3.38)$$

dengan:

Q_g = Daya dukung tiang kelompok (kN),

n = Jumlah tiang dalam kelompok (buah),

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

E_g = Efisiensi kelompok tiang,

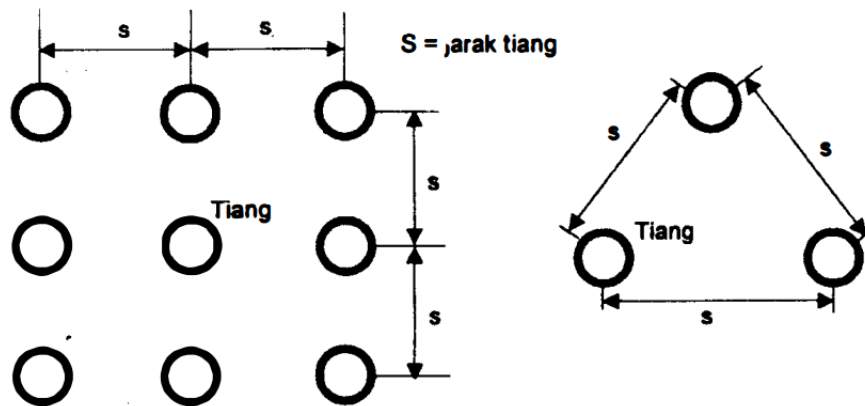
θ = arc tg D/S,

n' = Jumlah tiang dalam satu baris,

m = Jumlah baris tiang,

D = Diameter tiang (m), dan

S = Jarak pusat ke pusat tiang (m) seperti pada Gambar 3.14 berikut.



Gambar 3.14 Definisi Jarak s dalam Hitungan Efisiensi Tiang

(Sumber : Hardiyatmo, 2008)

3.7 Penurunan Pondasi Tiang

Pembebanan dari struktur pada pondasi tiang secara mekanis akan memicu terjadinya pergerakan vertikal atau penurunan yang diikuti oleh deformasi lapisan tanah pada area pengaruhnya (Hardiyatmo, 2008). Analisis penurunan pondasi tiang merupakan tahapan yang penting untuk memastikan penurunan pondasi tiang yang terjadi tidak melampaui batas toleransi yang diizinkan dan menghindari kegagalan struktur.

3.7.1 Penurunan Pondasi Tiang Tunggal

Penurunan pondasi tiang tunggal terjadi akibat transfer beban dari struktur ke lapisan tanah pendukung, sehingga diperlukan analisis penurunan untuk mencegah terjadinya kegagalan struktur. Analisis penurunan digunakan metode empiris sebagai salah satu pendekatan yang efektif, yang dapat dilihat pada persamaan 3.39 berikut.

$$S = \frac{D}{100} + \frac{Q \times L}{A_p \times E_p} \quad (3.39)$$

dengan :

S = Penurunan total ujung tiang tunggal (m)

D = Dimensi pondasi tiang (m).

Q = Beban yang bekerja pada tiang (ton)

L = Panjang pondasi tiang (m)

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

3.7.2 Penurunan Pondasi Kelompok Tiang

Analisis penurunan pada pondasi kelompok tiang dilakukan dengan menggunakan metode Vesic (1967). Penurunan kelompok tiang tersebut dihitung dengan menggunakan Persamaan 3.40 berikut.

$$S_g = S \sqrt{\frac{Bg}{D}} \quad (3.40)$$

Keterangan,

S_g = Penurunan kelompok tiang (m)

S = Penurunan total ujung tiang tunggal (m)

Bg = Lebar blok tiang kelompok (m)

D = Diameter tiang (m)

3.8 Plaxis 2D

PLAXIS adalah perangkat lunak berbasis metode elemen hingga dua dimensi yang digunakan dalam bidang geoteknik untuk menganalisis deformasi dan kestabilan tanah, termasuk evaluasi daya dukungnya. Aplikasi ini mampu merepresentasikan kondisi nyata secara akurat, baik dalam bentuk regangan bidang (plane strain) maupun model simetri sumbu (axisymmetrical). Dengan antarmuka grafis yang intuitif, PLAXIS memudahkan pengguna dalam menyusun model geometri dan membentuk jaring elemen berdasarkan penampang kondisi tanah yang dianalisis. PLAXIS terdiri dari empat bagian utama, yaitu modul input, proses perhitungan, hasil output, dan tampilan kurva hasil analisis.

Penggunaan pemodelan elemen hingga dengan software Plaxis 2D adalah untuk menghitung deformasi selama proses konstruksi pada pondasi tiang bor. Langkah-langkah penggunaannya adalah sebagai berikut:

1. Membuka Input Proyek

Membuka aplikasi Plaxis 2D, mengisi nama proyek, serta memilih jenis model analisis yang sesuai seperti *plane strain* atau *axisymmetric*.

2. Pengaturan Satuan dan Pembuatan Geometri

Menentukan satuan dan dimensi yang digunakan, kemudian membuat model geometri berdasarkan gambar rencana sesuai dengan kondisi lapangan menggunakan fitur *Geometry Line*.

3. Pemberian Parameter Tanah dan Struktur

Menjelaskan interaksi antara tanah dan struktur, lalu memasukkan parameter mekanik tanah dan properti geoteknik dari struktur untuk setiap lapisan tanah yang dimodelkan. Dalam menentukan parameter modulus elastisitas (E) dan angka poisson (μ) dapat ditentukan melalui Tabel 3.15 dan 3.16 berikut.

Tabel 3.15 Perkiraan Nilai Modulus Elastisitas Tanah (E)

Jenis Tanah	E (MPa)
Lempung	
Sangat Lunak	2 – 15
Lunak	5 – 25
Sedang	15 – 50
Keras	50 – 100
Berpasir	25 – 250
Sand	
Berlanau	5 – 20
Tidak Padat	10 – 25
Padat	50 – 81
Pasir dan Kerikil	
Tidak Padat	50 – 150
Padat	100 – 200
Lanau	2 – 20
Loess	15 – 60
Serpih	150 – 5000

(Sumber : Bowles, 1997)

Tabel 3.16 Perkiraan Nilai Angka Poisson (μ)

Jenis Tanah	μ
Lempung jenuh	0,40 – 0,50
Lempung tak jenuh	0,10 – 0,30
Lempung berpasir	0,20 – 0,30
Lanau	0,30 – 0,35
Pasir padat	0,20 - 0,40
Pasir kasar	0,15
Pasir halus	0,25
Batu	0,10 – 0,40

(Sumber : Bowles, 1997)

4. Pembuatan Mesh
Melakukan proses *meshing* untuk membagi media tanah menjadi elemen-elemen kecil yang digunakan dalam analisis numerik metode elemen hingga.
5. Penentuan Kondisi Awal dan Tegangan Efektif
Menentukan kondisi muka air tanah dan menghitung tegangan awal untuk mengevaluasi tegangan efektif yang terjadi pada model sebelum pembebanan.
6. Simulasi dan Kalkulasi
Melakukan tahapan kalkulasi dengan membagi proses konstruksi ke dalam beberapa fase, guna menganalisis deformasi serta faktor keamanan dari sistem pondasi dan tanah.
7. Pemilihan Titik Nodal
Memilih titik nodal tertentu untuk dianalisis lebih lanjut terhadap perubahan deformasi dan tegangan.
8. Tampilan Hasil Output
Menampilkan hasil analisis melalui jendela *output*, yang menyajikan informasi berupa deformasi, distribusi tegangan, dan respons tanah terhadap beban yang diberikan.

3.9 Pile Drive Analyzer

Pile Drive Analyzer (PDA) merupakan pelaksanaan pengujian yang bertujuan mengukur respons dinamis tiang pondasi selama proses pemancangan. Pengujian

ini dilakukan dengan merekam dan menganalisis data terkait energi tumbukan, daya dukung tiang, gaya tekan, percepatan, serta mendeteksi kemungkinan adanya cacat atau retakan pada tiang. PDA terdiri dari beberapa komponen utama, yaitu sensor akselerometer yang mengukur percepatan gerakan tiang akibat tumbukkan hammer, *strain gauge* yang berfungsi mengukur regangan dan gaya tekan pada tiang, unit akuisisi data yang merekam dan menyimpan data dari sensor, serta perangkat lunak analisis yang mengolah data tersebut menjadi informasi tentang kapasitas dukung tiang, efisiensi pemancangan, dan integritas struktural.

Adapun tahapan kerja dari *Pile Drive Analyzer* (PDA) menurut (Global Intan Teknindo, 2024) adalah sebagai berikut:

1. Pemasangan Sensor

Sebelum proses pemancangan dimulai, akselerometer dan strain gauge dipasang pada tiang pancang di lokasi yang telah ditetapkan. Pemasangan sensor ini harus dilakukan secara tepat agar data yang diperoleh tetap akurat dan tidak terganggu oleh faktor luar seperti debu atau getaran dari peralatan lain.

2. Pemancangan Tiang

Pemancangan tiang dimulai dengan pemukulan menggunakan hammer (palu pemancang) atau metode lain seperti vibratory hammer maupun hydraulic hammer. Ketika hammer menghantam tiang, energi dari tumbukan tersebut menimbulkan getaran dan gaya tekan yang kemudian dicatat oleh sensor yang telah terpasang.

3. Pengambilan Data

Sensor mencatat sejumlah parameter penting, seperti percepatan, gaya tekan, regangan, dan respons dinamis tiang pancang selama pemancangan berlangsung. Informasi ini kemudian dikirim ke unit akuisisi data, yang selanjutnya diteruskan ke komputer atau perangkat lunak seperti CAPWAP untuk dianalisis.

(Badan Standardisasi Nasional, 2017)

4. Analisis Data

Proses analisis ini meliputi perhitungan kapasitas daya dukung tiang pancang, evaluasi efisiensi pemancangan, serta identifikasi kemungkinan adanya kerusakan seperti retakan atau deformasi pada tiang.

5. Interpretasi Hasil

Hasil analisis kemudian dievaluasi untuk memastikan tiang pancang telah memenuhi spesifikasi proyek, yang kemudian proses pemancangan dapat dilanjutkan ke tahap konstruksi.

BAB IV

METODE PENELITIAN

4.1 Tinjauan Umum

Metode penelitian merupakan serangkaian tahapan terstruktur yang disusun untuk memperoleh hasil yang objektif, logis, dan dapat dipertanggungjawabkan dalam penulisan tugas akhir. Metode ini mencakup perencanaan kegiatan yang terdiri dari tahapan pelaksanaan, sumber data yang digunakan, serta teknik pengumpulan dan analisis data. Untuk memberikan gambaran proses penelitian secara menyeluruh, disajikan pula bagan alir yang menggambarkan alur kegiatan mulai dari pengumpulan data, pengolahan, hingga tahap analisis dan pembahasan. Penyusunan metode yang sistematis ini bertujuan agar proses penelitian berjalan efektif dan hasil yang diperoleh sesuai dengan tujuan yang telah ditentukan.

4.2 Studi Literatur

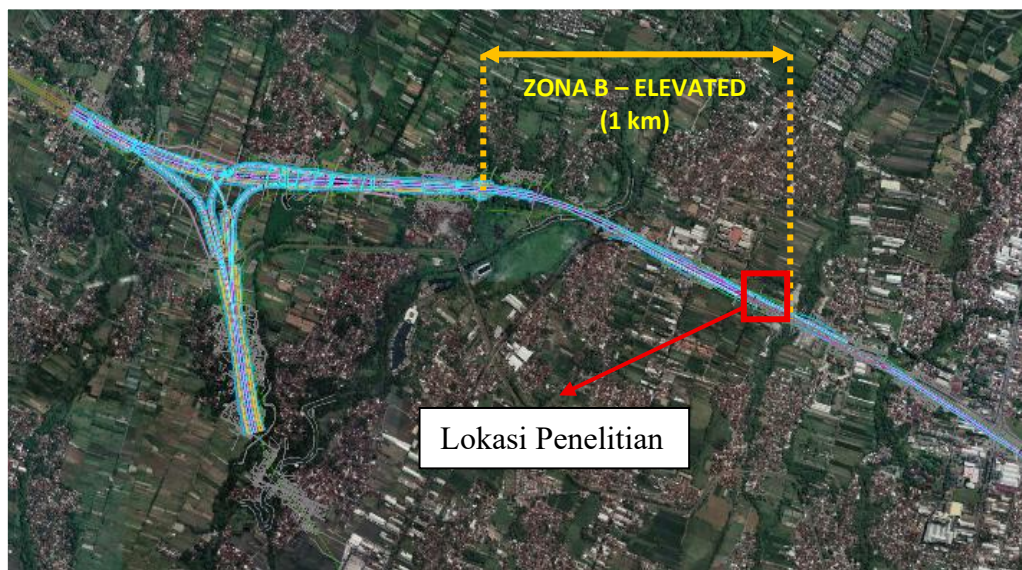
Studi pustaka merupakan metode yang digunakan oleh peneliti untuk mengumpulkan berbagai informasi yang relevan dengan topik atau permasalahan yang sedang dikaji. Informasi tersebut diperoleh dari beragam sumber terpercaya seperti buku ilmiah, jurnal penelitian, laporan tugas akhir, skripsi, tesis, disertasi, peraturan perundang-undangan, serta dokumen resmi lainnya. Studi pustaka berfungsi sebagai landasan teoritis dalam penelitian dan menjadi bagian yang tidak terpisahkan dalam proses penyusunan karya ilmiah, karena melalui kegiatan ini peneliti dapat memahami konteks, teori, dan hasil penelitian sebelumnya yang berkaitan dengan topik yang diangkat.

4.3 Teknik Pengumpulan Data

Pengumpulan data merupakan tahapan penting dalam proses penelitian yang bertujuan untuk memperoleh informasi faktual dan relevan sebagai dasar analisis dan pembahasan. Data penelitian ini diperoleh dari Proyek Tol Solo-Yogya- NYIA Seksi II Paket 2.2 B, PT. Adhi Karya (Persero) Tbk. Data penelitian yang digunakan adalah sebagai berikut.

1. Data penyelidikan tanah *standard penetration test* (SPT).
2. Gambar teknis berupa DED (*Detail Engineering Design*).
3. Data hasil pengujian PDA (*Pile Driving Analyzer*)

Lokasi proyek Tol Jogja – Solo – NYIA Seksi II Paket 2.2 B dapat dilihat pada Gambar 4.1 berikut.



Gambar 4.1 Lokasi Proyek Tol Solo-Yogya-NYIA Seksi 2 Paket 2.2B

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

4.4 Analisis Pondasi Tiang Bor dan Pondasi Tiang Pancang

Analisis yang digunakan untuk pondasi tiang bor adalah analisis dengan metode Reese & Wright dan metode Meyerhof. Sedangkan, analisis tiang pancang menggunakan metode Meyerhof dan metode Luciano Decourt. Dalam analisis penurunan tiang digunakan metode empiris dan metode Vesic. Analisis yang dilakukan meliputi sebagai berikut :

1. Analisis daya dukung ujung tiang
2. Analisis daya dukung selimut tiang
3. Analisis daya dukung ultimit
4. Analisis daya dukung izin
5. Analisis daya dukung tiang kelompok
6. Analisis penurunan tiang tunggal

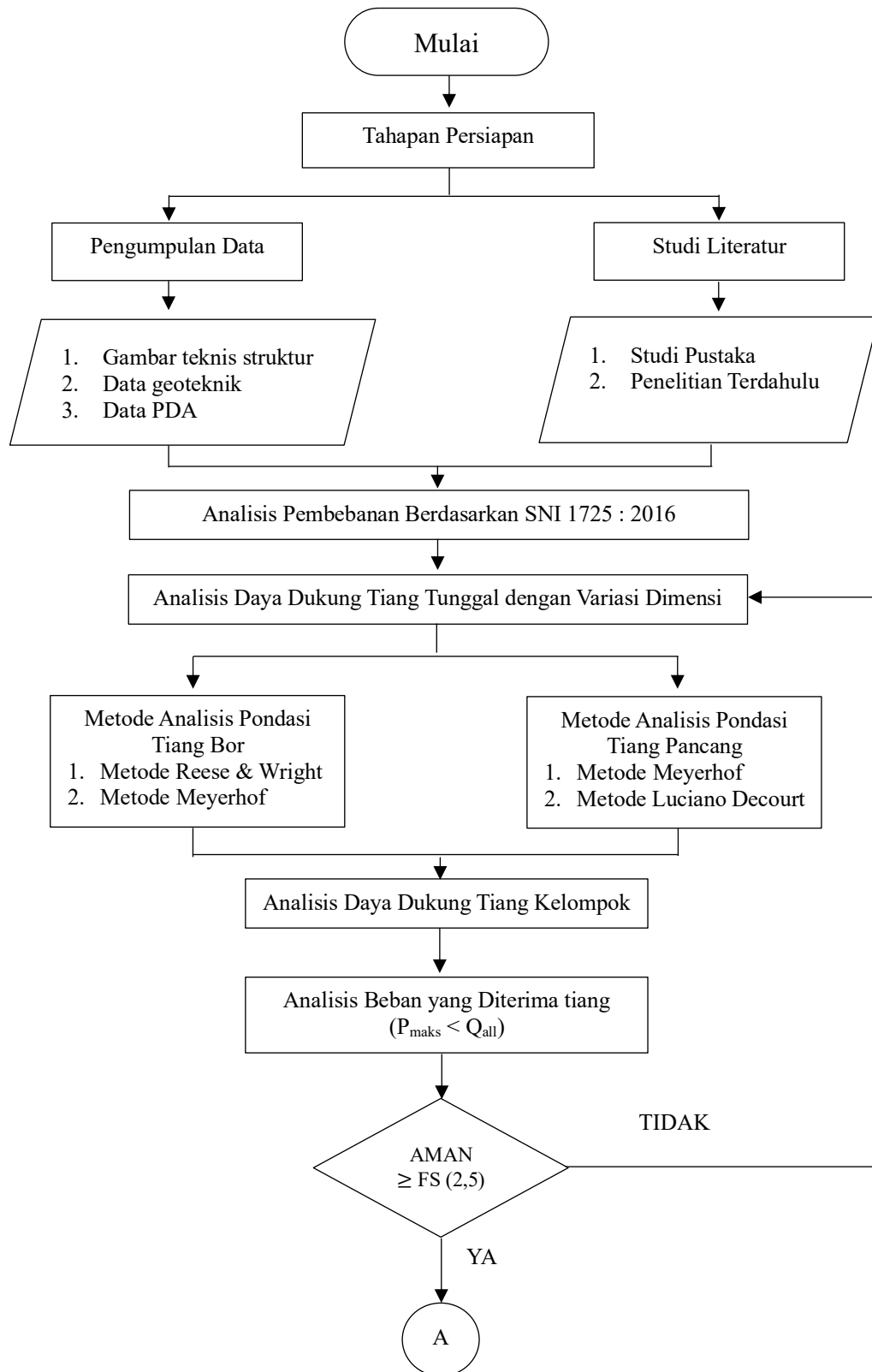
7. Analisis penurunan tiang kelompok
8. Analisis penurunan yang diizinkan

4.5 Langkah Penelitian dan Bagan Alir

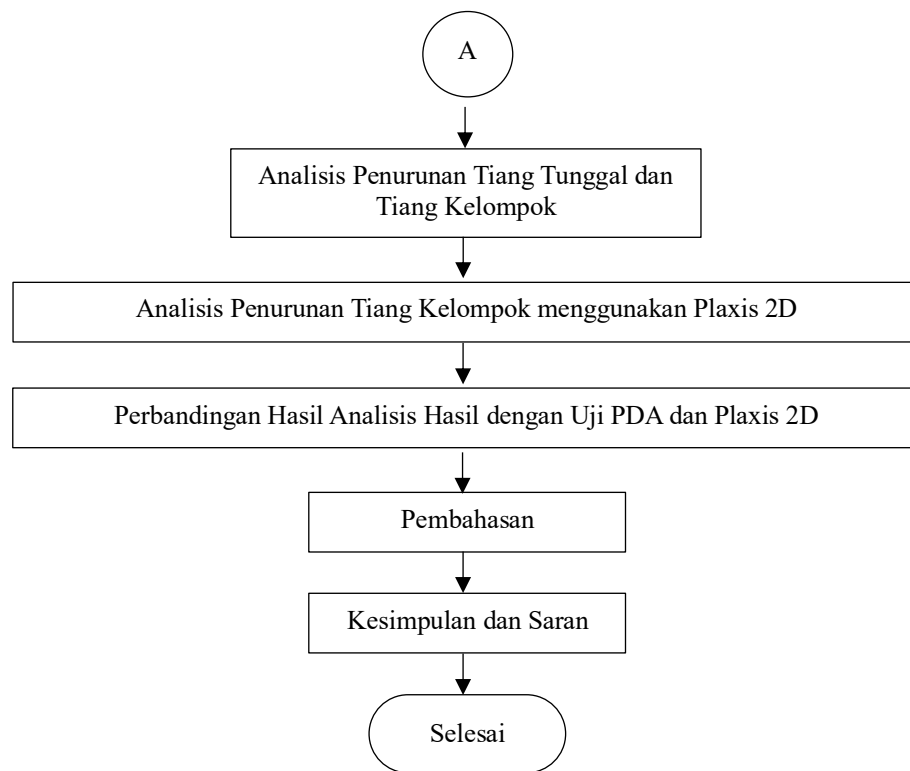
Langkah penelitian tugas akhir adalah sebagai berikut :

1. Tahapan perumusan masalah mencakup penyusunan rumusan masalah, penetapan topik yang akan diteliti, serta penjabaran manfaat dan tujuan dari penelitian yang dilakukan,
2. Tahap studi pustaka dilakukan untuk memperoleh berbagai informasi yang mendukung dan berkaitan dengan topik penelitian ini,
3. Pengumpulan data dalam penelitian ini mencakup data-data yang diperlukan seperti hasil pengujian tanah, dokumen perencanaan pondasi, serta gambar kerja (DED) dari proyek yang dikaji.
4. Analisis pembebanan untuk mengetahui besarnya beban yang terdapat pada lokasi tiang.
5. Tahap analisis data dilakukan dengan menghitung daya dukung dan penurunan tiang pondasi menggunakan program *Ms. Excel* untuk mempermudah proses perhitungan dan pengolahan data yang telah diperoleh.
6. Analisis daya dukung dan penurunan dengan menggunakan program *Plaxis 2D*.
7. Analisis perbandingan hasil dari daya dukung dan penurunan dari pondasi tiang bor dan tiang pancang.

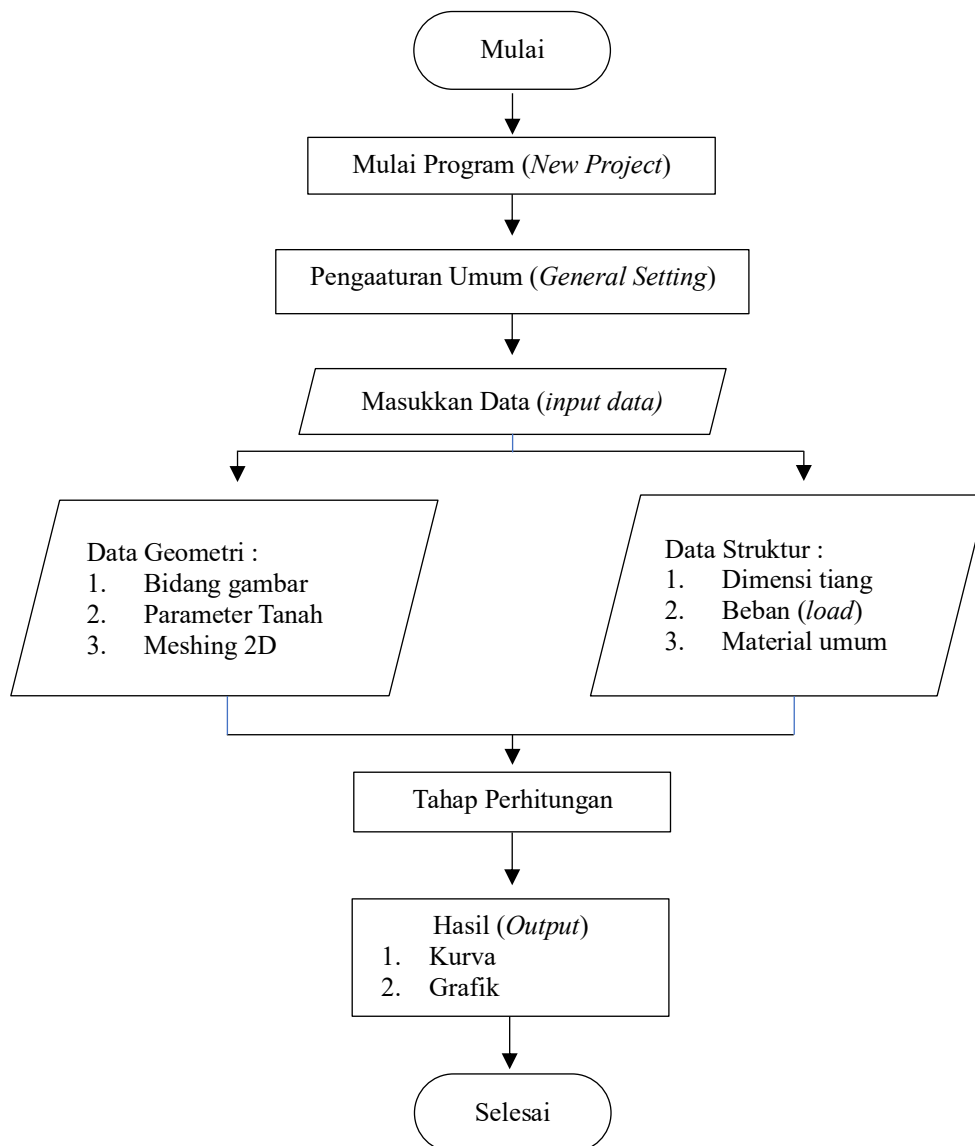
Bagan alir metode penelitian tugas akhir dapat dilihat pada Gambar 4.2 hingga 4.4 berikut:



Gambar 4.2 Bagan Alir Metode Penelitian Tugas Akhir



Gambar 4.3 Lanjutan Bagan Alir Metode Penelitian Tugas Akhir



Gambar 4.4 Bagan Alir Program Plaxis 2D

BAB V

ANALISIS DAN PEMBAHASAN

5.1 Data Struktur Flyover

Proyek pembangunan jalan tol Solo – Yogyakarta – NYIA Kulon Progo Seksi 2 Paket 2.2 B berlokasi di Kabupaten Sleman, Daerah Istimewa Yogyakarta. Struktur flyover yang dianalisis berada pada titik P45, dengan rencana bentang antar titik sepanjang 43 meter dan lebar flyover 24,8 meter, menggunakan konstruksi beton bertulang. Struktur pondasi yang direncanakan pada titik P45 ini berupa pondasi tiang bor dengan panjang tiang 32 m.

5.3.1 Spesifikasi Material

Material yang digunakan pada Proyek pembangunan jalan tol Solo – Yogyakarta – NYIA Kulon Progo Seksi 2 Paket 2.2 B adalah sebagai berikut :

1. Mutu beton ($f'c$) pada struktur pier dan pierhead adalah sebesar 41,5 MPa.
2. Mutu beton ($f'c$) pada struktur bore pile, pile cap, deck slab, dan parapet adalah sebesar 30 MPa.
3. Mutu baja (f_y) sebesar 420 MPa.

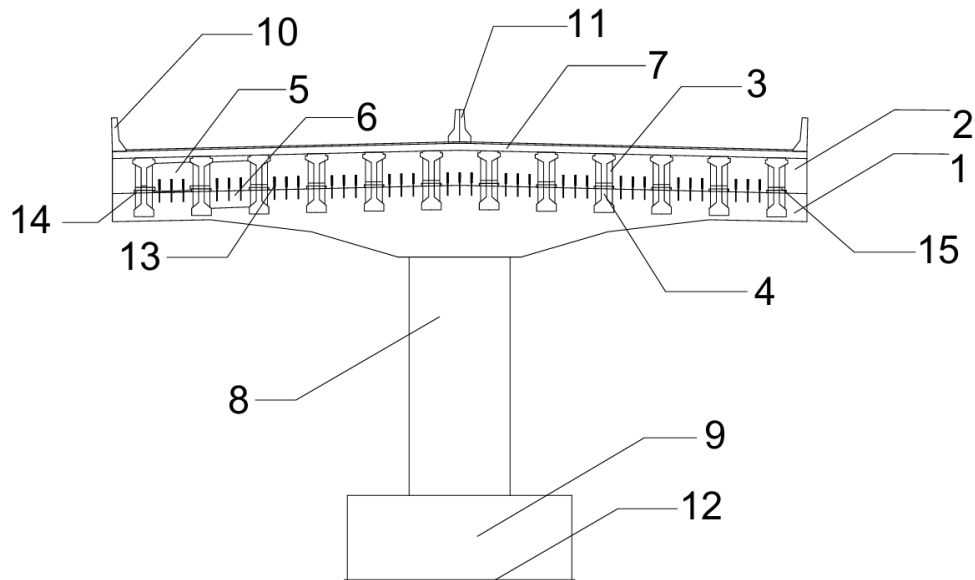
5.2 Analisis Pembebanan

Desain struktur flyover dipengaruhi oleh berbagai reaksi yang timbul pada bagian struktur atas. Terdapat berbagai faktor yang memengaruhi besarnya beban yang bekerja pada struktur flyover tersebut. Maka dari itu, diperlukan analisis pembebanan flyover berdasarkan kombinasi pembebanan menurut SNI 1725:2019 tentang Pembebanan Jembatan.

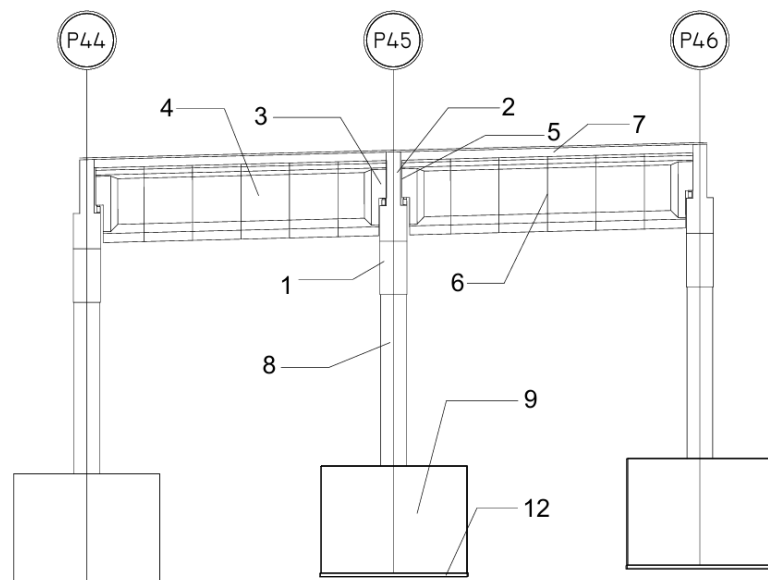
5.2.1 Berat Sendiri (MS)

Berat sendiri merupakan berat keseluruhan material yang berasal dari seluruh komponen struktur flyover, termasuk elemen struktural maupun non struktural yang ditopang oleh flyover dan bersifat tetap selama masa layan. Struktur pada titik P45 proyek pembangunan jalan tol Solo – Yogyakarta – NYIA Kulon Progo Seksi 2

Paket 2.2 B ini memiliki panjang bentang 43 m dan lebar flyover 24,8 m. Data struktur dapat dilihat pada Tabel 5.1 dan Tabel 5.2, serta merujuk pada Gambar 5.1 dan Gambar 5.2 berikut:



Gambar 5.1 Potongan Melintang Struktur Titik P45



Gambar 5.2 Potongan Memanjang Struktur Titik P45

Tabel 5.1 Berat Sendiri Struktur Titik P45

No	Jenis Struktur	Luas	Panjang	Jumlah	Perapatan Massa	Berat
		m ²	m	n	T/m ³	T
1	Pierhead Bagian Bawah	39,77	3,8	1	2,34	353,61
2	Pierhead Bagian Atas	37,1	2	1	2,34	173,83
3	PCI Girder End Position	3,30 m ³		24	2,36	187,13
4	PCI Girder Center Position	0,75	18	24	2,36	781,63
5	Diafragma Tumpuan	1,415	0,5	22	2,32	36,11
6	Diafragma Lapangan	2,958	0,2	66	2,32	90,58
7	Deck Slab	6,2	40,9	1	2,24	568,02
8	Pier Kolom	12,96	8,5	1	2,32	255,571
9	Pilecap	164	3	1	2,32	1141,44
10	Parapet Samping	0,34	43	2	2,32	67,133
11	Parapet Median	0,59	43	1	2,32	58,86
12	LC Beton	12,96	0,1	1	2,24	2,90
13	Angkur moved + fixed	0,025	0,8	55	7,85	8,68
14	Mortar	0,385	0,095	24	2,2	1,93
15	Bearing pad	0,27	0,105	24	1,35	0,91
Total Keseluruhan Berat Sendiri Jembatan						3728,38

Tabel 5.2 Berat Pembesian Titik P45

No	Jenis Struktur	Berat
		(T)
1	Pembesian Pierhead	56,091
2	Pembesian Pier Kolom	35,53
3	Pembesian Pilecap	82,658
4	Pembesian Deckslab	59,159
5	Pembesian Mortar	0,529
6	Pembesian Diafragma	6,764
Total Keseluruhan Berat Pembesian Titik P45		240,731

Total keseluruhan berat sendiri Titik P45 dapat dilihat pada Tabel 5.3 berikut:

Tabel 5.3 Total Keseluruhan Berat Sendiri Titik P45

No	Deskripsi	Berat
		(T)
1	Berat Struktur	3728,38
2	Berat Pembesian	240,731
Berat Total		3969,115

5.2.2 Beban Mati Tambahan (MA)

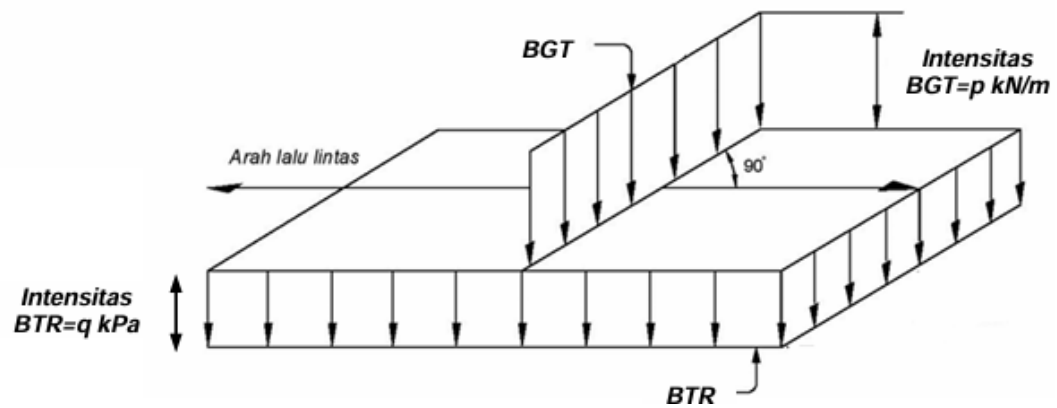
Beban mati tambahan merupakan beban yang berasal dari elemen nonstruktural pada bagian atas jembatan yang tidak termasuk dalam berat sendiri struktur utama. Rekapitulasi perhitungan beban mati tambahan dapat dilihat pada Tabel 5.4 berikut.

Tabel 5.4 Beban Mati Tambahan

No	Beban Mati Tambahan	Tebal	Lebar	Panjang	Jumlah	Perapatan Massa	Berat
		m	m	m		T/m ³	Ton
1	Lapis Perkerasan Black Top PG 70	0,05	23	43	1	2,2	108,79
2	Genangan Air Hujan	0,05	23	43	1	1	49,45
Total Keseluruhan Beban Mati Tambahan							158,24

5.2.3 Beban Lajur “D” (TD)

Beban lajur “D” merupakan kombinasi dari dua jenis beban utama, yaitu Beban Terbagi Merata (BTR) dan Beban Garis Terpusat (BGT), yang diterapkan pada struktur jembatan sesuai standar SNI 1725:2019. Beban lajur “D” digunakan dalam analisis karena menghasilkan efek yang lebih kritis dibandingkan beban truk “T”. Sesuai SNI 1725:2019, beban truk dan beban lajur tidak diterapkan secara bersamaan dalam satu lajur yang sama, sehingga dipilih beban lajur sebagai dasar perhitungan pembebanan pada penelitian ini. Ilustrasi beban lajur “D” dapat dilihat pada Gambar 5.3 berikut.



Gambar 5.3 Beban Lajur “D”

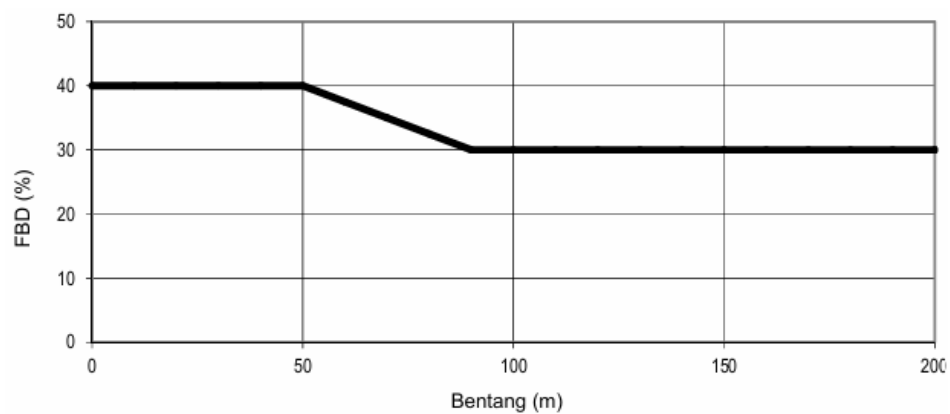
Diketahui :

Panjang bentang (L) = 43 m

Lebar jalur lalu lintas (r) = 14 m

Faktor Beban Dinamis (FBD) = 40% (berdasarkan grafik FBD, dapat dilihat pada Gambar 5.4)

Intensitas BGT (p) = 49 kN/m



Gambar 5.4 Faktor Beban Dinamis (FBD)

Perhitungan beban lajur “D” adalah sebagai berikut.

1. Beban Terbagi Merata (BTR)

Intensitas beban tersebar merata (BTR) dalam beban lajur "D" dinyatakan sebagai q dalam satuan kPa, yang nilainya bergantung pada panjang total bentang jembatan L (dalam meter) yang menerima beban tersebut. Nilai q dapat dihitung dengan rumus berikut.

$$\begin{aligned} q &= 9 \times (0,5 + 15/L) \text{ kPa} && \text{untuk } L > 30 \text{ m} \\ &= 9 \times (0,5 + 15/43) \text{ kPa} \\ &= 7,640 \text{ kPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{BTR} &= q \times L \times r \\ &= 7,640 \times 43 \times 14 \\ &= 4599 \text{ kN} \end{aligned}$$

2. Beban Garis Terpusat (BGT)

Beban garis BGT memiliki nilai intensitas (p) sebesar 49 kN/m.

$$\begin{aligned} P_{BGT} &= (1 + FBD) \times p \times r \\ &= (1 + 40\%) \times 49 \times 14 \\ &= 960,4 \text{ kN} \end{aligned}$$

Maka beban lajur "D" pada titik P45 adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} P_{TD} &= Q_{BTR} + P_{BGT} \\ &= 4599 + 960,4 \\ &= 5559,4 \text{ kN} \\ &= 566,707 \text{ Ton} \end{aligned}$$

5.2.4 Beban Pejalan Kaki (TP)

Pada proyek pembangunan jalan tol Solo – Yogyakarta – NYIA Kulon Progo Seksi 2 Paket 2.2 B, tidak terdapat perencanaan trotoar sehingga beban pejalan kaki tidak perlu dihitung.

5.2.5 Beban Rem (TB)

Gaya pengereman diperhitungkan sebagai beban horizontal yang sejajar dengan sumbu memanjang jembatan, pada ketinggian 1,80 meter dari permukaan lantai jembatan. Besarnya gaya rem sepanjang sumbu jembatan ini disesuaikan dengan panjang jembatan (L), seperti pada perhitungan berikut.

Diketahui:

$$\text{Beban gandar truk } (T) = 225 \text{ kN}$$

$$\text{Berat truk rencana } (P_{TT}) = 500 \text{ kN}$$

$$\text{Panjang bentang } (l) = 43 \text{ m}$$

$$\text{Lebar lalu lintas } (b) = 14 \text{ m}$$

$$\text{Beban Terbagi Merata (BTR)} = 7,640 \text{ kPa}$$

1. 5 % dari beban truk rencana ditambah beban terbagi merata (BTR)

$$\begin{aligned} \text{Gaya rem} &= 5 \% \times (P_{TT} + (BTR \times b \times l)) \\ &= 5 \% \times (500 + (7,640 \times 14 \times 43)) \\ &= 254,95 \text{ kN} \end{aligned}$$

2. 25% x berat truk rencana

$$\begin{aligned} \text{Gaya rem} &= 25\% \times T \\ &= 25\% \times 225 \\ &= 56,25 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya rem (T_{TB}) yang digunakan adalah 254,95 kN, karena nilai tersebut merupakan yang terbesar diantara dua gaya rem yang tersedia.

Momen yang terjadi akibat gaya rem:

$$Y_{TB} = 12,55 \text{ m}$$

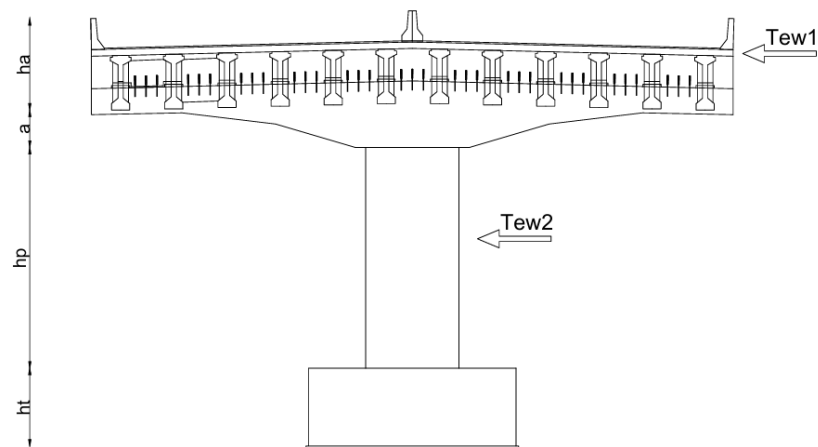
$$M_{TB} = 3199,62 \text{ kN}$$

$$= 359,65 \text{ Ton}$$

5.2.6 Beban Angin (EW)

1. Beban Angin Struktur Atas Arah Y (Melintang)

Ilustrasi beban angin pada struktur atas dan struktur bawah arah Y (melintang) dapat dilihat pada Gambar 5.5 berikut.



Gambar 5.5 Beban Angin pada Arah Y (Melintang)

Panjang bentang	L	$= 43 \text{ m}$
Kecepatan angin rencana	V_b	$= 90 \text{ km/jam}$
Kecepatan angin pada elevasi 10 m	V_{10}	$= 90 \text{ km/jam}$
Elevasi struktur	Z	$= 16,55 \text{ m}$
Kecepatan gesekan angin	V_o	$= 13,2 \text{ m}$
Panjang gesekan di hulu jembatan	Z_o	$= 0,07 \text{ m}$
Tekanan angin dasar struktur rangka	P_B	$= 0,0024 \text{ MPa}$
Kondisi lokasi		$= \text{lahan terbuka}$
Tinggi bidang samping, girder	ha	$= 3,55 \text{ m}$
Tinggi bidang samping, pierhead	a	$= 1,5 \text{ m}$
Tinggi bidang samping, pier	hp	$= 8,5 \text{ m}$
Tinggi bidang samping, pilecap	ht	$= 3 \text{ m}$

a. Luas bidang samping struktur atas

$$\begin{aligned}
 A_b &= L \times ha \\
 &= 43 \times 3,55 \\
 &= 152,65 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

- b. Kecepatan angin rencana pada elevasi rencana

$$\begin{aligned} VDZ &= 2,5 V_0 \left(\frac{V_{10}}{V_b} \right) \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right) \\ &= 2,5 \cdot 13,2 \left(\frac{90}{90} \right) \ln \left(\frac{16,55}{0,07} \right) \\ &= 180,37 \text{ km/jam} \end{aligned}$$

- c. Tekanan angin desain (PD)

Tekanan angin dasar struktur rangka untuk angin tekan.

$$\begin{aligned} P_B &= 0,0024 \text{ MPa} \\ &= 2,4 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Tekanan angin dasar struktur rangka untuk angin hisap.

$$\begin{aligned} P_B &= 0,0012 \text{ MPa} \\ &= 1,2 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} PD &= P_B \times \left(\frac{V_{DZ}}{V_b} \right)^2 \\ &= 2,4 \times \left(\frac{180,37}{90} \right)^2 \\ &= 4,81 \text{ kN/m}^2 > 4,4 \text{ kN/m}^2, \text{ syarat tekanan angin tekan} \\ &\text{tekan} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} PD &= P_B \times \left(\frac{V_{DZ}}{V_b} \right)^2 \\ &= 1,2 \times \left(\frac{180,37}{90} \right)^2 \\ &= 2,405 \text{ kN/m}^2 > 2,2 \text{ kN/m}^2, \text{ syarat tekanan angin tekan} \\ &\text{hisap} \end{aligned}$$

- d. Beban akibat gaya angin horizontal (T_{EW1})

$$\begin{aligned} T_{EW1} &= A_b \times PD \\ &= 152,65 \times 4,81 \\ &= 734,211 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Letak } T_{EW1} &= \frac{1}{2} \times h_a \\ &= \frac{1}{2} \times 3,55 \\ &= 1,775 \text{ m} \end{aligned}$$

- e. Lengan momen terhadap pondasi (Y_{EW1})

$$\begin{aligned} Y_{EW1} &= \frac{1}{2} \times ha + a + hp + ht \\ &= \frac{1}{2} \times 3,55 + 1,5 + 8,5 + 3 \\ &= 14,78 \text{ m} \end{aligned}$$

- f. Momen akibat gaya angin terhadap pondasi (M_{EW1})

$$\begin{aligned} M_{EW1} &= T_{EW1} \times Y_{EW1} \\ &= 734,211 \times 14,78 \\ &= 10847,97 \text{ kNm} \\ &= 1219,36 \text{ Tm} \end{aligned}$$

2. Beban Angin Struktur Bawah Arah Y (Melintang)

Pada struktur bawah, SNI 1725:2019 menyebutkan bahwa gaya angin harus dihitung berdasarkan tekanan angin dasar sebesar 0,0019 MPa.

- a. Luas bidang samping struktur bawah

$$\begin{aligned} A_b &= \text{luas pierhead} + \text{luas pier} \\ &= 5,7 + 30,6 \\ &= 36,3 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

- b. Tekanan angin desain (PD)

Tekanan angin dasar struktur rangka untuk angin tekan.

$$\begin{aligned} P_B &= 0,0019 \text{ MPa} \\ &= 1,9 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} PD &= PB \times \left(\frac{V_{DZ}}{V_b} \right)^2 \\ &= 1,9 \times \left(\frac{180,37}{90} \right)^2 \\ &= 3,808 \text{ kN/m}^2 < 4,4 \text{ kN/m}^2, \text{ syarat tekanan angin tekan} \end{aligned}$$

Karena tekanan angin desain tidak memenuhi syarat, maka nilai tekanan angin desain digunakan 4,4 kN/m².

- c. Beban akibat gaya angin horizontal (T_{EW2})

$$\begin{aligned} T_{EW2} &= A_b \times PD \\ &= 36,3 \times 4,4 \\ &= 159,72 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Letak } T_{EW2} &= \frac{1}{2} \times h_p \\ &= \frac{1}{2} \times 8,5 \\ &= 4,25 \text{ m} \end{aligned}$$

- d. Lengan momen terhadap pondasi (Y_{EW1})

$$\begin{aligned} Y_{EW1} &= \frac{1}{2} \times h_p + h_t \\ &= \frac{1}{2} \times 8,5 + 3 \\ &= 7,25 \text{ m} \end{aligned}$$

- e. Momen akibat gaya angin terhadap pondasi (M_{EW2})

$$\begin{aligned} M_{EW2} &= T_{EW2} \times Y_{EW2} \\ &= 159,72 \times 7,25 \\ &= 1157,97 \text{ kNm} \\ &= 130,161 \text{ Tm} \end{aligned}$$

3. Total Gaya dan Momen Akibat Angin

- a. Total gaya akibat beban angin arah y (T_{EWy})

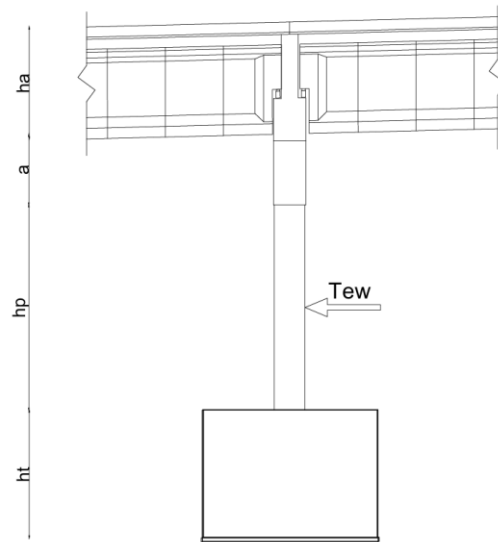
$$\begin{aligned} T_{EWy} &= T_{EW1} + T_{EW2} \\ &= 734,211 + 159,72 \\ &= 893,931 \text{ kN} \\ &= 91,217 \text{ Ton} \end{aligned}$$

- b. Total momen akibat beban angin arah y (M_{EWy})

$$\begin{aligned} M_{EWy} &= M_{EW1} + M_{EW2} \\ &= 1219,36 + 130,161 \\ &= 1349,521 \text{ Tm} \end{aligned}$$

4. Beban Angin Struktur Bawah Arah x (Memanjang Jembatan)

Ilustrasi beban angin pada struktur bawah arah X (memanjang) dapat dilihat pada Gambar 5.6 berikut.



Gambar 5.6 Beban Angin pada Arah X (Memanjang)

Ukuran bidang dari struktur bawah arah x yang terkena angin, A_b

$$\begin{aligned} A_b &= \text{luas pierhead} + \text{luas pier} \\ &= 75,371 + 30,6 \\ &= 105,971 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

a. Tekanan angin desain (PD)

Tekanan angin dasar struktur rangka untuk angin tekan.

$$\begin{aligned} P_B &= 0,0019 \text{ MPa} \\ &= 1,9 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} PD &= P_B \times \left(\frac{V_{DZ}}{V_b} \right)^2 \\ &= 1,9 \times \left(\frac{180,37}{90} \right)^2 \\ &= 3,808 \text{ kN/m}^2 < 4,4 \text{ kN/m}^2, \text{ syarat tekanan angin tekan} \end{aligned}$$

Karena tekanan angin desain tidak memenuhi syarat, maka nilai tekanan angin desain digunakan $4,4 \text{ kN/m}^2$.

- b. Beban akibat gaya angin horizontal ($T_{EW\ x}$)

$$\begin{aligned} T_{EW\ x} &= A_b \times PD \\ &= 105,971 \times 4,4 \\ &= 466,273 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Letak } T_{EW\ x} &= \frac{1}{2} \times h_p \\ &= \frac{1}{2} \times 8,5 \\ &= 4,25 \text{ m} \end{aligned}$$

- c. Lengan momen terhadap pondasi (Y_{EW1})

$$\begin{aligned} Y_{EW1} &= \frac{1}{2} \times h_p + h_t \\ &= \frac{1}{2} \times 8,5 + 3 \\ &= 7,25 \text{ m} \end{aligned}$$

- d. Momen akibat gaya angin terhadap pondasi (M_{EW2})

$$\begin{aligned} M_{EW2} &= T_{EW\ x} \times Y_{EW\ x} \\ &= 466,273 \times 7,25 \\ &= 3380,483 \text{ kNm} \\ &= 379,981 \text{ Tm} \end{aligned}$$

5. Beban Angin pada Kendaraan (EW_1)

$$\text{Beban menerus, } EW_1 = 1,46 \text{ N/mm}$$

$$\text{Panjang bentang, } L = 43000 \text{ mm}$$

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

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

$$\begin{aligned} PEW_1 &= \frac{EW_1 \times L \times y}{x} \\ &= \frac{1,46 \times 43000 \times 1800}{1750} \\ &= 64573,714 \text{ N} \\ &= 64,574 \text{ kN} \\ &= 6,589 \text{ Ton} \end{aligned}$$

Rekap hasil perhitungan beban yang bekerja pada titik P45 ditampilkan pada Tabel 5.5 berikut.

Tabel 5.5 Rekapitulasi Pembebanan pada Titik P45

Rekap beban kerja			Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/beban	Kode	P (Ton)	T _x (Ton)	T _y (Ton)	M _x (Tm)	M _y (Tm)
Aksi tetap							
1	Berat sendiri	MS	3969,12				
2	Beban mati tambahan	MA	158,24				
Beban lalu lintas							
3	Beban lajur "D"	TD		26,015			
4	Gaya rem	TB					
Aksi lingkungan							
5	Beban angin struktur	EW _s		47,579	91,217	379,981	1349,521
6	Beban angin kendaraan	EW _L	6,589				

5.2.7 Kombinasi Pembebanan pada Jembatan

Berdasarkan pedoman SNI 1725:2016, analisis pembebanan untuk struktur flyover Proyek Tol Solo–Yogyakarta–NYIA Seksi 2 Paket 2.2B pada titik P45 mempertimbangkan berbagai kombinasi beban. Kombinasi Ekstrem II tidak digunakan dikarenakan menghasilkan nilai yang sama dengan kombinasi Ekstrem I, sehingga perhitungan hanya mengacu pada kombinasi Ekstrem I. Kombinasi pembebanan pada jembatan dapat dilihat pada Tabel 5.6 hingga Tabel 5.12 berikut.

Tabel 5.6 Kombinasi Pembebanan pada Jembatan

No	Beban	Keadaan Batas					
		Kuat I	Kuat II	Kuat III	Kuat IV	Kuat V	Ekstrem I
1	MS	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3
2	MA	2	2	2	2	2	2
3	TD	1,8	1,4				0,5
4	TB	1,8	1,4				0,5
5	EWS			1,4		0,4	
6	EWL					1	

Tabel 5.7 Kombinasi Kuat I

No	Aksi/beban	Kode	P (Ton)	T _x (Ton)	T _y (Ton)	M _x (Tm)	M _y (Tm)
1	Berat sendiri	MS	5159,85				
2	Beban mati tambahan	MA	316,48				
3	Beban lajur "D"	TD	1020,07				
4	Gaya rem	TB		46,828		647,373	
5	Beban angin struktur	EW _s					
6	Beban angin kendaraan	EW _L					

Tabel 5.8 Kombinasi Kuat II

No	Aksi/beban	Kode	P (Ton)	T _x (Ton)	T _y (Ton)	M _x (Tm)	M _y (Tm)
1	Berat sendiri	MS	5159,85				
2	Beban mati tambahan	MA	316,48				
3	Beban lajur "D"	TD	793,39				
4	Gaya rem	TB		36,42		647,37	
5	Beban angin struktur	EW _s					
6	Beban angin kendaraan	EW _L					

Tabel 5.9 Kombinasi Kuat III

No	Aksi/beban	Kode	P (Ton)	T _x (Ton)	T _y (Ton)	M _x (Tm)	M _y (Tm)
1	Berat sendiri	MS	5159,85				
2	Beban mati tambahan	MA	316,48				
3	Beban lajur "D"	TD					
4	Gaya rem	TB					
5	Beban angin struktur	EW _s		66,61	127,70	531,97	1889,33
6	Beban angin kendaraan	EW _L					

Tabel 5.10 Kombinasi Kuat IV

No	Aksi/beban	Kode	P (Ton)	T _x (Ton)	T _y (Ton)	M _x (Tm)	M _y (Tm)
1	Berat sendiri	MS	5159,85				
2	Beban mati tambahan	MA	316,48				
3	Beban lajur "D"	TD					
4	Gaya rem	TB					
5	Beban angin struktur	EW _s					
6	Beban angin kendaraan	EW _L					

Tabel 5.11 Kombinasi Kuat V

No	Aksi/beban	Kode	P (Ton)	T _x (Ton)	T _y (Ton)	M _x (Tm)	M _y (Tm)
1	Berat sendiri	MS	5159,85				
2	Beban mati tambahan	MA	316,48				
3	Beban lajur "D"	TD					
4	Gaya rem	TB					
5	Beban angin struktur	EW _s		19,03	36,49	151,99	539,81
6	Beban angin kendaraan	EW _L					

Tabel 5.12 Kombinasi Ekstrem I

No	Aksi/beban	Kode	P (Ton)	T _x (Ton)	T _y (Ton)	M _x (Tm)	M _y (Tm)
1	Berat sendiri	MS	5159,85				
2	Beban mati tambahan	MA	316,48				
3	Beban lajur "D"	TD					
4	Gaya rem	TB					
5	Beban angin struktur	EW _s		19,03	36,49	151,99	539,81
6	Beban angin kendaraan	EW _L					

Hasil rekapitulasi dari kombinasi pembebanan jembatan titik P45 dapat dilihat pada Tabel 5.13 berikut.

Tabel 5.13 Hasil Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Titik P45

No	Kombinasi	P (Ton)	Tx (Ton)	Ty (Ton)	Mx (Tm)	My (Tm)
1	Kuat I	6496,40	46,83		647,37	
2	Kuat II	6269,72	36,42		647,37	
3	Kuat III	5476,33	66,61	127,70	531,97	1889,33
4	Kuat IV	5476,33				
5	Kuat V	5482,92	19,03	36,49	151,99	539,81
6	Ekstrem I	5759,68	13,01		179,83	

5.3 Perhitungan Daya Dukung Pondasi Tiang Tunggal

Pada perhitungan pondasi tiang bor dan tiang pancang, digunakan diameter tiang eksisting sebesar 1,2 m dan variasi dimensi dengan diameter 1 m dan 0,8 m. Kedalaman pondasi tiang titik P45 berada pada kedalaman 32 m. Adapun data tanah untuk perhitungan daya dukung pondasi tiang dapat dilihat pada Tabel 5.14 berikut.

Tabel 5.14 Data Tanah Titik P45

Kedalaman (m)	Jenis Tanah	N-SPT
1	Pasir	30
2		25
3	Lempung berlanau	17
3,5		13
4	Pasir berlanau	12
5		11
6		15
7		25
8	Pasir	31
9		33
10		39
11	Pasir berlanau	47
12		34
13		14
14	Lempung berlanau	9
15		18
16		28

Lanjutan Tabel 5.14 Data Tanah Titik P45

Kedalaman (m)	Jenis Tanah	N-SPT
17	Pasir berlanau	39
18		44
19	Pasir	45
20		43
21	Pasir berlanau	39
22		41
23	Pasir	48
24		50
25		50
26		46
27		38
28	Lempung berlanau	38
29		46
30	Pasir berlanau	46
31		38
32	Pasir	39
33		47
34		47
35		42
36		40
37		41
38		41
38,5		31
39	Lempung berlanau	28
39,5		34
40	Pasir	39

5.3.1 Perhitungan Daya Dukung Pondasi Tiang Bor Metode Reese and Wright (1977)

1. Tiang bor diameter 1,2 m

Perhitungan pondasi eksisting diameter 1,2 m, digunakan N60 rata – rata sebesar 45,61.

a. Daya dukung ujung (Qp)

$$\begin{aligned}
 A_p &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 1,2^2 \\
 &= 1,131 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$q_p = 3217,55 \text{ kN/m}^2 \text{ (berdasarkan grafik Reese and Wright pada Gambar 3.9)}$$

$$\begin{aligned} Q_p &= A_p \times q_p \\ &= 1,131 \times 3217,55 \\ &= 3638,967 \text{ kN} \end{aligned}$$

b. Daya dukung selimut (Q_s)

1) Lapisan 1 (kedalaman 0 – 2 m)

$$\text{Jenis tanah} = \text{pasir}$$

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

$$\text{Nilai } f_s = 84,346 \text{ kN/m}^2 \text{ (berdasarkan grafik Reese and Wright pada Gambar 3.10)}$$

$$\begin{aligned} \text{Keliling tiang (P)} &= \pi \times D \\ &= \pi \times 1,2 \\ &= 3,77 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{s1} &= f_s \times P \times L \\ &= 84,346 \times 3,77 \times 2 \\ &= 635,955 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) Lapisan 2 (kedalaman 2 – 3,5 m)

$$\text{Jenis tanah} = \text{Lempung}$$

$$\text{N}_{60} \text{ rata - rata lapisan} = 16$$

$$\text{Tinggi lapisan} = 1,5 \text{ m}$$

$$\text{Faktor adhesi } (\alpha) = 0,55$$

$$\begin{aligned} \text{Keliling tiang (P)} &= \pi \times D \\ &= \pi \times 1,2 \\ &= 3,77 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_u &= 6 \times N_{60} \\ &= 96 \text{ kPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_s &= \alpha \times C_u \\ &= 0,55 \times 96 \\ &= 52,8 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{s2} &= f_s \times P \times L \\
 &= 52,8 \times 3,77 \times 1,5 \\
 &= 298,577
 \end{aligned}$$

Dengan menerapkan langkah perhitungan yang sama, hasil analisis untuk setiap lapisan dapat dilihat pada Tabel 5.15 berikut

Tabel 5.15 Rekapitulasi Daya Dukung Selimut Metode Reese and Wright (1977) Diameter 1,2 m

Kedalaman (m)	L (m)	Jenis Tanah	p (m)	N60'	f_s kN/m ²	Qs (kN)
0 - 2	2	Timbunan	3,770	29	95,7	635,955
		Pasir				
2 - 3,5	1,5	Lempung	3,770	16	52,8	298,577
3,5 - 13	9,5	Pasir	3,770	27,6	91,08	2824,085
13 - 16	3	Lempung	3,770	19	62,7	709,120
16 - 27	11	Pasir	3,770	46,09	152,1	5623,767
27 - 29	2	Lempung	3,770	44	145,2	1094,782
29 - 31	2	Pasir	3,770	44	145,2	990,907
31 - 32	1	Lempung	3,770	41	135,3	510,069
		Pasir				
Qs total						12687,263

c. Daya dukung ultimit (Q_u)

$$Q_p = 3638,967 \text{ kN}$$

$$Q_s \text{ Total} = 12687,263 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 W_p &= A_p \times L \times B_j \\
 &= 1.1310 \times 32 \times 2400 \\
 &= 86858,75 \text{ kg/m}^3 \\
 &= 852,084 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_u &= Q_p + Q_s \text{ total} - W_p \\
 &= 3638,967 + 12687,263 - 852,084 \\
 &= 14480,560 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

d. Daya dukung izin

$$\begin{aligned}
 \text{Safety factor (FS)} &= 2,5 \\
 Q_{all} &= \frac{Q_u}{FS} \\
 &= \frac{14480,560}{2,5} \\
 &= 5792,224 \text{ kN} \\
 &= 590,441 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

Dengan menerapkan langkah-langkah perhitungan yang sama seperti sebelumnya, rekapitulasi kapasitas daya dukung berdasarkan metode Reese & Wright (1977) untuk titik P45 dapat dilihat pada Tabel 5.16 berikut.

Tabel 5.16 Rekapitulasi Daya Dukung Tiang Bor Metode Reese and Wright (1977)

Daya Dukung	Diameter (m)		
	1,2	1	0,8
Qp (Ton)	370,945	261,894	164,864
Qs (Ton)	1293,299	1077,749	868,431
Qu (Ton)	1476,102	1279,324	994,691
Qall (Ton)	590,441	511,730	397,876

5.3.2 Perhitungan Daya Dukung Tiang Bor Metode Meyerhof (1976)

1. Tiang bor diameter 1,2 m

Pada perhitungan daya dukung ujung, ujung tiang berada pada kedalaman 32 m dengan kondisi tanah pasir. Nilai N-SPT yang digunakan merupakan nilai rata-rata yang dihitung dari kedalaman 8 kali diameter tiang di atas ujung tiang dan 4 kali diameter di bawahnya. Rincian nilai rata-rata N-SPT terkoreksi (N60) tersebut disajikan pada Tabel 5.17 berikut.

Tabel 5.17 Nilai Rata – Rata N60 Tiang Bor

Kedalaman (m)	N60	N60 Rata - Rata
22,4	45,42	45,41
36,8	45,4	

a. Daya dukung ujung (Q_p)

$$\begin{aligned} A_p &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 1,2^2 \\ &= 1.131 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_p &= 0,4 \times N_{60} \text{ rata-rata} \times \frac{L}{D} \times \sigma_r \leq 4 \times N_{60} \text{ rata-rata} \times \sigma_r \\ &= 0,4 \times 45,41 \times \frac{32}{1,2} \times 100 \leq 4 \times 45,41 \times 100 \\ &= 48435,556 \leq 18163,333 \\ &= 18163,333 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_p &= A_p \times f_p \\ &= 1.131 \times 18163,333 \\ &= 20542,246 \text{ kN} \end{aligned}$$

b. Daya dukung selimut (Q_s)

1) Lapisan 1 (kedalaman 0 – 2 m)

Jenis tanah = pasir

Tinggi lapisan (L) = 2 m

Sudut geser (φ) = 39,25

Tegangan vertikal efektif (σ') = 8 Ton/m²

Sudut gesek antar tanah (δ') = 29,44

Keliling tiang (P) = $\pi \times D$
 $= \pi \times 1,2$
 $= 3,77 \text{ m}$

K = $1 - \sin(\varphi)$
 $= 1 - \sin(39,25)$
 $= 0,367$

f_s = $K \sigma' \tan \delta'$
 $= 0,367 \times 8 \times \tan(29,44)$
 $= 1,659 \text{ Ton/m}^2$
 $= 16,271 \text{ kN/m}^2$

$$\begin{aligned}
 Q_{s1} &= f_s \times P \times L \\
 &= 16,271 \times 3,77 \times 2 \\
 &= 122,682 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) Lapisan 2 (kedalaman 2 – 3,5 m)

$$\text{Jenis tanah} = \text{Lempung}$$

$$N_{60} \text{ rata - rata lapisan} = 16$$

$$\text{Tinggi lapisan} = 1,5 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Keliling tiang } (P) &= \pi \times D \\
 &= \pi \times 1,2 \\
 &= 3,77 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_u &= 6 \times N_{60} \\
 &= 96 \text{ kPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Faktor adhesi } (\alpha) &= 0,21 + 0,26 \frac{Pa}{Su} < 1 \\
 &= 0,21 + 0,26 \frac{100}{96} < 1 \\
 &= 1,155 < 1 \\
 &= 1
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_s &= \alpha \times C_u \\
 &= 1 \times 96 \\
 &= 96 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{s2} &= f_s \times P \times L \\
 &= 96 \times 3,77 \times 1,5 \\
 &= 542,867 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dengan menerapkan langkah perhitungan yang sama, hasil analisis untuk setiap lapisan dapat dilihat pada Tabel 5.18 berikut

Tabel 5.18 Rekapitulasi Daya Dukung Selimut Metode Meyerhof (1976)

Diameter 1,2 m

Kedalaman (m)	L (m)	Jenis Tanah	p (m)	N_{60}'	f_s kN/m^2	Q_s (kN)
0 - 2	2	Timbunan	3,770	29	16,27	122,682
		Pasir				

**Lanjutan Tabel 5.18 Rekapitulasi Daya Dukung Selimut Metode Meyerhof
(1976) Diameter 1,2 m**

Kedalaman (m)	L (m)	Jenis Tanah	p (m)	N60'	fs kN/m ²	Qs (kN)
2 - 3,5	1,5	Lempung	3,770	16	96	542,867
3,5 - 13	9,5	Pasir	3,770	27,6	72,07	2581,062
13 - 16	3	Lempung	3,770	19	114	1289,310
16 - 27	11	Pasir	3,770	46,09	85	3543,194
27 - 29	2	Lempung	3,770	44	211,44	1594,220
29 - 31	2	Pasir	3,770	44	85,64	645,727
31 - 32	1	Lempung	3,770	41	207,66	782,860
		Pasir				
Qs total						11101,922

c. Daya dukung ultimit (Q_u)

$$Q_p = 20542,246 \text{ kN}$$

$$Q_s \text{ Total} = 11101,922 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} W_p &= A_p \times L \times B_j \\ &= 1.1310 \times 32 \times 2400 \\ &= 86858,75 \text{ kg/m}^3 \\ &= 852,084 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p + Q_s \text{ total} - W_p \\ &= 20542,246 + 11101,922 - 852,084 \\ &= 30792,084 \text{ kN} \end{aligned}$$

d. Daya dukung izin

$$\text{Safety factor (FS)} = 2,5$$

$$\begin{aligned} Q_{all} &= \frac{Q_u}{FS} \\ &= \frac{30792,084}{2,5} \\ &= 12316,834 \text{ kN} \\ &= 1255,539 \text{ Ton} \end{aligned}$$

Dengan menerapkan langkah-langkah perhitungan yang sama seperti sebelumnya, rekapitulasi kapasitas daya dukung berdasarkan metode Meyerhof (1976) untuk titik P45 dapat dilihat pada Tabel 5.19 berikut.

Tabel 5.19 Rekapitulasi Daya Dukung Tiang Bor Metode Meyerhof (1976)

Daya Dukung	Diameter (m)		
	1,2	1	0,8
Qp (Ton)	2094,011	1551,822	992,628
Qs (Ton)	1131,694	943,079	754,463
Qu (Ton)	3138,846	2434,582	1708,487
Qall (Ton)	1255,539	973,833	683,395

5.3.3 Perhitungan Daya Dukung Pondasi Tiang Pancang Metode Meyerhof (1976)

1. Tiang pancang diameter 1,2 m

Pada perhitungan daya dukung ujung, ujung tiang pancang berada pada kedalaman 32 m dengan kondisi tanah pasir. Nilai N-SPT yang digunakan merupakan nilai rata-rata yang dihitung dari kedalaman 8 kali diameter tiang di atas ujung tiang dan 4 kali diameter di bawahnya. Rincian nilai rata-rata N-SPT terkoreksi (N60) tersebut disajikan pada Tabel 5.20 berikut.

Tabel 5.20 Nilai Rata – Rata N60 Tiang Pancang Metode Meyerhof (1976)

Kedalaman (m)	N60	N60 Rata - Rata
22,4	45,42	45,41
36,8	45,4	

a. Daya dukung ujung (Qp)

$$\begin{aligned}
 A_p &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 1,2^2 \\
 &= 1.131 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_p &= 40 \times N_{60} \times \frac{L}{D} \times A_p \leq 400 \times N_{60} \times A_p \\
 &= 40 \times 45,41 \times \frac{32}{1,2} \times 1.131 \leq 400 \times 45,41 \times 1.131 \\
 &= 54779,323 \leq 20542,246 \\
 &= 20542,246 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

b. Daya dukung selimut (Q_s)

1) Lapisan 1 (kedalaman 0 – 2 m)

$$\begin{aligned}
 \text{Jenis tanah} &= \text{Pasir} \\
 N_{60} \text{ rata - rata lapisan} &= 29 \\
 \text{Tinggi lapisan} &= 2 \text{ m} \\
 \text{Keliling tiang } (P) &= \pi \times D \\
 &= \pi \times 1,2 \\
 &= 3,77 \text{ m} \\
 Q_{s1} &= 2 \times N_{60} \times P \times L_i \\
 &= 2 \times 29 \times 3,77 \times 2 \\
 &= 437,310 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) Lapisan 2 (kedalaman 2 – 3,5 m)

$$\begin{aligned}
 \text{Jenis tanah} &= \text{Lempung} \\
 N_{60} \text{ rata - rata lapisan} &= 16 \\
 \text{Tinggi lapisan} &= 1,5 \text{ m} \\
 \text{Keliling tiang } (P) &= \pi \times D \\
 &= \pi \times 1,2 \\
 &= 3,77 \text{ m} \\
 C_u &= 6 \times N_{60} \\
 &= 96 \text{ kPa} \\
 \text{Faktor adhesi } (\alpha) &= 0,21 + 0,26 \frac{Pa}{Su} < 1 \\
 &= 0,21 + 0,26 \frac{100}{96} < 1 \\
 &= 1,155 < 1 \\
 &= 1
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_s &= \alpha \times C_u \\
 &= 1 \times 96 \\
 &= 96 \text{ kN/m}^2 \\
 Q_{s2} &= f_s \times P \times L \\
 &= 96 \times 3,77 \times 1,5 \\
 &= 542,867 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dengan menerapkan langkah perhitungan yang sama, hasil analisis untuk setiap lapisan dapat dilihat pada Tabel 5.21 berikut

Tabel 5.21 Rekapitulasi Daya Dukung Selimut Tiang Pancang Metode Meyerhof (1976) Diameter 1,2 m

Kedalaman (m)	L (m)	Jenis Tanah	p (m)	N60'	f_s kN/m ²	Qs (kN)
2	2	Timbunan	3,770	29	-	122,682
		Pasir				
3,5	1,5	Lempung	3,770	16	96	542,867
13	9,5	Pasir	3,770	27,6	-	2581,062
16	3	Lempung	3,770	19	114	1289,310
27	11	Pasir	3,770	46,09	-	3543,194
29	2	Lempung	3,770	44	211,44	1594,220
31	2	Pasir	3,770	44	-	645,727
32	1	Lempung	3,770	41	207,66	782,860
		Pasir				
Qs total						11109,702

c. Daya dukung ultimit (Q_u)

$$\begin{aligned}
 Q_p &= 20542,246 \text{ kN} \\
 Q_s \text{ Total} &= 11109,702 \text{ kN} \\
 W_p &= A_p \times L \times B_j \\
 &= 1.1310 \times 32 \times 2400 \\
 &= 86858,75 \text{ kg/m}^3 \\
 &= 852,084 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_u &= Q_p + Q_s \text{ total} - W_p \\
 &= 20542,246 + 11109,702 - 852,084 \\
 &= 30799,864 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

d. Daya dukung izin

$$\text{Safety factor (FS)} = 2,5$$

$$\begin{aligned}
 Q_{all} &= \frac{Q_u}{FS} \\
 &= \frac{30799,864}{2,5} \\
 &= 12319,945 \text{ kN} \\
 &= 1255,856 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

Dengan menerapkan langkah-langkah perhitungan yang sama seperti sebelumnya, rekapitulasi kapasitas daya dukung pondasi tiang pancang berdasarkan metode Meyerhof (1976) untuk titik P45 dapat dilihat pada Tabel 5.22 berikut.

Tabel 5.22 Rekapitulasi Daya Dukung Tiang Pancang Metode Meyerhof (1976)

Daya Dukung	Diameter (m)		
	1,2	1	0,8
Qp (Ton)	2094,011	1467,785	939,382
Qs (Ton)	1132,487	943,740	754,992
Qu (Ton)	3139,640	2351,206	1655,770
Qall (Ton)	1255,856	940,482	662,308

5.3.4 Perhitungan Daya Dukung Pondasi Tiang Pancang Metode Luciano Decourt (1996)

1. Tiang pancang diameter 1,2 m

Pada perhitungan daya dukung ujung, ujung tiang pancang berada pada kedalaman 32 m dengan kondisi tanah pasir. Nilai N-SPT yang digunakan merupakan nilai rata-rata yang dihitung dari kedalaman 4 kali diameter tiang di atas ujung tiang dan 4 kali diameter di bawahnya. Rincian nilai rata-rata N-SPT terkoreksi (N60) tersebut disajikan pada Tabel 5.23 berikut.

Tabel 5.23 Nilai Rata – Rata N60 Tiang Pancang Metode Luciano Decourt (1996)

Kedalaman (m)	N60	N60 Rata - Rata
27,2	43,57	44,49
36,8	45,4	

a. Daya dukung ujung (Q_p)

$$\begin{aligned}
 \text{Base Coefficient } (\alpha) &= 1 \\
 K &= 20 \text{ t/m}^2 \\
 \overline{N_p} &= 44,49 \\
 A_p &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 1,2^2 \\
 &= 1,131 \text{ m}^2 \\
 Q_p &= \alpha \times \overline{N_p} \times K \times A_p \\
 &= 1 \times 44,49 \times 20 \times 1,131 \\
 &= 1006,243 \text{ Ton/m}^2
 \end{aligned}$$

b. Daya dukung selimut (Q_s)

1) Lapisan 1 (kedalaman 0 – 2 m)

$$\begin{aligned}
 \text{Jenis tanah} &= \text{Pasir} \\
 \overline{N_s} &= 29 \\
 \text{Tinggi lapisan } (L) &= 2 \text{ m} \\
 \text{Keliling tiang } (P) &= \pi \times D \\
 &= \pi \times 1,2 \\
 &= 3,77 \text{ m} \\
 A_s &= P \times L \\
 &= 3,77 \times 2 \\
 &= 7,54 \text{ m}^2 \\
 \text{Shaft Coefficient } (\beta) &= 1
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{s1} &= \beta \times \left(\frac{\overline{N_s}}{3} + 1 \right) \times A_s \\
 &= 1 \times \left(\frac{29}{3} + 1 \right) \times 7,54 \\
 &= 80,425 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

2) Lapisan 2 (kedalaman 2 – 3,5 m)

Jenis tanah = Lempung

$\overline{N_s}$ = 16

Tinggi lapisan (L) = 1,5 m

Keliling tiang (P) = $\pi \times D$

$$= \pi \times 1,2$$

$$= 3,77 \text{ m}$$

A_s = $P \times L$

$$= 3,77 \times 1,5$$

$$= 5,65 \text{ m}^2$$

Shaft Coefficient (β) = 1

$$Q_{s1} = \beta \times \left(\frac{\overline{N_s}}{3} + 1 \right) \times A_s$$

$$= 1 \times \left(\frac{16}{3} + 1 \right) \times 5,65$$

$$= 35,814 \text{ Ton}$$

Dengan menerapkan langkah perhitungan yang sama, hasil analisis untuk setiap lapisan dapat dilihat pada Tabel 5.24 berikut

Tabel 5.24 Rekapitulasi Daya Dukung Selimut Tiang Pancang Metode Luciano Decourt (1996) Diameter 1,2 m

Kedalaman (m)	L (m)	Jenis Tanah	β (m)	N60'	A_s (m ²)	Q_s (Ton)
2	2	Timbunan	1	29	7,54	80,425
		Pasir				
3,5	1,5	Lempung	1	16	5,65	35,814
13	9,5	Pasir	1	27,6	35,81	365,304
16	3	Lempung	1	19	11,31	82,938
27	11	Pasir	1	46,09	41,47	678,584

**Lanjutan Tabel 5.24 Rekapitulasi Daya Dukung Selimut Tiang Pancang
Metode Luciano Decourt (1996) Diameter 1,2 m**

Kedalaman (m)	L (m)	Jenis Tanah	β (m)	N60'	As (m ²)	Qs (Ton)
29	2	Lempung	1	44	7,54	118,124
31	2	Pasir	1	44	7,54	118,124
32	1	Lempung	1	41	3,77	55,292
		Pasir				
Qs total						1534,605

c. Daya dukung ultimit (Q_u)

$$Q_p = 1006,243 \text{ Ton}$$

$$= 9871,245 \text{ kN}$$

$$Q_s \text{ Total} = 1534,605 \text{ Ton}$$

$$= 15054,477 \text{ kN}$$

$$W_p = A_p \times L \times B_j$$

$$= 1.1310 \times 32 \times 2400$$

$$= 86858,75 \text{ kg/m}^3$$

$$= 852,084 \text{ kN}$$

$$Q_u = Q_p + Q_s \text{ total} - W_p$$

$$= 9871,245 + 15054,477 - 852,084$$

$$= 24073,638 \text{ kN}$$

d. Daya dukung izin

$$\text{Safety factor (FS)} = 2,5$$

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{FS}$$

$$= \frac{24073,638}{2,5}$$

$$= 9629,455 \text{ kN}$$

$$= 981,596 \text{ Ton}$$

Dengan menerapkan langkah-langkah perhitungan yang sama seperti sebelumnya, rekapitulasi kapasitas daya dukung pondasi tiang pancang berdasarkan

metode Luciano Decourt (1996) untuk titik P45 dapat dilihat pada Tabel 5.25 berikut.

Tabel 5.25 Rekapitulasi Daya Dukung Tiang Pancang Metode Luciano Decourt (1996)

Daya Dukung	Diameter (m)		
	1,2	1	0,8
Qp (Ton)	1006,243	702,146	429,267
Qs (Ton)	1534,605	1278,838	1023,070
Qu (Ton)	2453,990	1920,665	1413,733
Qall (Ton)	981,596	768,266	565,493

5.4 Perhitungan Daya Dukung Kelompok Tiang

Analisis daya dukung kelompok tiang dilakukan untuk mengetahui kemampuan pondasi tiang dalam menahan beban rencana ketika tiang bekerja dalam satu kelompok.

5.4.1 Daya Dukung Kelompok Tiang Bor Metode Reese and Wright (1977)

Perhitungan daya dukung kelompok tiang bor metode Reese and Wright adalah sebagai berikut.

1. Kelompok tiang diameter 1,2 m (eksisting)

a. Efisiensi kelompok tiang (E_g)

Perhitungan efisiensi kelompok tiang menggunakan metode *Converse-Labarre* sebagai berikut.

Diketahui :

Jumlah tiang bor,	n	= 21
Jumlah baris tiang,	m	= 7
Jumlah tiang dalam satu baris,	n'	= 3
Jarak antar tiang,	S	= 2,5 x D
		= 2,5 x 1,2
		= 3 m

Penyelesaian :

$$\begin{aligned}
 \theta &= \tan^{-1} \frac{D}{s} \\
 &= \tan^{-1} \frac{1,2}{3} \\
 &= 21,8014^\circ \\
 &= 0,38051 \\
 E_g &= 1 - \theta \frac{(n'-1)m + (m-1)n'}{90 \times m \times n'} \\
 &= 1 - 0,38051 \frac{(3-1)7 + (7-1)3}{90 \times 7 \times 3} \\
 &= 0,9936
 \end{aligned}$$

b. Daya dukung ijin kelompok tiang

$$\begin{aligned}
 Q_{gall} &= E_g \times n \times Q_{all} \\
 &= 0,9936 \times 21 \times 5792,224 \\
 &= 120853,069 \text{ kN} \\
 &= 12319,375 \text{ Ton} > 6496,403 \text{ Ton (total beban kombinasi)} \\
 &\text{(OK)}
 \end{aligned}$$

2. Kelompok tiang diameter 1 m

a. Efisiensi kelompok tiang (E_g)

Perhitungan efisiensi kelompok tiang menggunakan metode *Converse-Labarre* sebagai berikut.

Diketahui :

Jumlah tiang bor,	n	= 14
Jumlah baris tiang,	m	= 7
Jumlah tiang dalam satu baris,	n'	= 2
Jarak antar tiang,	S	= 2,5 x D
		= 2,5 x 1
		= 2,5 m

Penyelesaian :

$$\begin{aligned}\theta &= \tan^{-1} \frac{D}{s} \\ &= \tan^{-1} \frac{1}{2,5} \\ &= 21,8014^\circ \\ &= 0,38051\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}E_g &= 1 - \theta \frac{(n'-1)m + (m-1)n'}{90 \times m \times n'} \\ &= 1 - 0,38051 \frac{(2-1)7 + (7-1)2}{90 \times 7 \times 2} \\ &= 0,9943\end{aligned}$$

b. Daya dukung ijin kelompok tiang

$$\begin{aligned}Q_{gall} &= E_g \times n \times Q_{all} \\ &= 0,9943 \times 14 \times 5020,069 \\ &= 69877,705 \text{ kN} \\ &= 7123,110 \text{ Ton} > 6496,403 \text{ Ton (total beban kombinasi)} \\ &\text{(OK)}\end{aligned}$$

3. Kelompok tiang diameter 0,8 m

a. Efisiensi kelompok tiang (E_g)

Perhitungan efisiensi kelompok tiang menggunakan metode *Converse-Labarre* sebagai berikut.

Diketahui :

Jumlah tiang bor,	n	= 18
Jumlah baris tiang,	m	= 9
Jumlah tiang dalam satu baris,	n'	= 2
Jarak antar tiang,	S	= 2,5 x D
		= 2,5 x 0,8
		= 2 m

Penyelesaian :

$$\begin{aligned}
 \theta &= \tan^{-1} \frac{D}{s} \\
 &= \tan^{-1} \frac{0,8}{2} \\
 &= 21,8014^\circ \\
 &= 0,38051 \\
 E_g &= 1 - \theta \frac{(n'-1)m + (m-1)n'}{90 \times m \times n'} \\
 &= 1 - 0,38051 \frac{(2-1)9 + (9-1)2}{90 \times 9 \times 2} \\
 &= 0,9941
 \end{aligned}$$

b. Daya dukung ijin kelompok tiang

$$\begin{aligned}
 Q_{gall} &= E_g \times n \times Q_{all} \\
 &= 0,9941 \times 18 \times 3878,716 \\
 &= 69844,476 \text{ kN} \\
 &= 7119,722 \text{ Ton} > 6496,403 \text{ Ton (total beban kombinasi)} \\
 &\text{(OK)}
 \end{aligned}$$

5.4.2 Daya Dukung Kelompok Tiang Bor Metode Meyerhof (1976)

Perhitungan daya dukung kelompok tiang bor metode Meyerhof (1976) adalah sebagai berikut.

1. Kelompok tiang diameter 1,2 m (eksisting)

a. Efisiensi kelompok tiang (E_g)

Perhitungan efisiensi kelompok tiang menggunakan metode *Converse-Labarre* sebagai berikut.

Diketahui :

Jumlah tiang bor,	n	= 21
Jumlah baris tiang,	m	= 7
Jumlah tiang dalam satu baris,	n'	= 3
Jarak antar tiang,	S	= 2,5 x D
		= 2,5 x 1,2
		= 3 m

Penyelesaian :

$$\begin{aligned}
 \theta &= \tan^{-1} \frac{D}{s} \\
 &= \tan^{-1} \frac{1,2}{3} \\
 &= 21,8014^\circ \\
 &= 0,38051 \\
 E_g &= 1 - \theta \frac{(n'-1)m + (m-1)n'}{90 \times m \times n'} \\
 &= 1 - 0,38051 \frac{(3-1)7 + (7-1)3}{90 \times 7 \times 3} \\
 &= 0,9936
 \end{aligned}$$

b. Daya dukung ijin kelompok tiang

$$\begin{aligned}
 Q_{gall} &= E_g \times n \times Q_{all} \\
 &= 0,9936 \times 21 \times 12316,834 \\
 &= 256987,1475 \text{ kN} \\
 &= 26196,447 \text{ Ton} > 6496,403 \text{ Ton (total beban kombinasi)} \\
 &\text{(OK)}
 \end{aligned}$$

2. Kelompok tiang diameter 1 m

a. Efisiensi kelompok tiang (E_g)

Perhitungan efisiensi kelompok tiang menggunakan metode *Converse-Labarre* sebagai berikut.

Diketahui :

Jumlah tiang bor,	n	= 14
Jumlah baris tiang,	m	= 7
Jumlah tiang dalam satu baris,	n'	= 2
Jarak antar tiang,	S	= 2,5 x D
		= 2,5 x 1
		= 2,5 m

Penyelesaian :

$$\begin{aligned}
 \theta &= \tan^{-1} \frac{D}{s} \\
 &= \tan^{-1} \frac{1}{2,5} \\
 &= 21,8014^\circ \\
 &= 0,38051
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 E_g &= 1 - \theta \frac{(n'-1)m+(m-1)n'}{90 \times m \times n'} \\
 &= 1 - 0,38051 \frac{(2-1)7+(7-1)2}{90 \times 7 \times 2} \\
 &= 0,9942
 \end{aligned}$$

b. Daya dukung ijin kelompok tiang

$$\begin{aligned}
 Q_{gall} &= E_g \times n \times Q_{all} \\
 &= 0,9942 \times 14 \times 9553,3 \\
 &= 132978,788 \text{ kN} \\
 &= 13555,432 \text{ Ton} > 6496,403 \text{ Ton (total beban kombinasi)} \\
 &\text{(OK)}
 \end{aligned}$$

3. Kelompok tiang diameter 0,8 m

a. Efisiensi kelompok tiang (E_g)

Perhitungan efisiensi kelompok tiang menggunakan metode *Converse-Labarre* sebagai berikut.

Diketahui :

Jumlah tiang bor,	n	= 18
Jumlah baris tiang,	m	= 9
Jumlah tiang dalam satu baris,	n'	= 2
Jarak antar tiang,	S	= 2,5 x D
		= 2,5 x 0,8
		= 2 m

Penyelesaian :

$$\begin{aligned}
 \theta &= \tan^{-1} \frac{D}{s} \\
 &= \tan^{-1} \frac{0,8}{2} \\
 &= 21,8014^\circ \\
 &= 0,38051 \\
 E_g &= 1 - \theta \frac{(n'-1)m+(m-1)n'}{90 \times m \times n'} \\
 &= 1 - 0,38051 \frac{(2-1)9+(9-1)2}{90 \times 9 \times 2} \\
 &= 0,9941
 \end{aligned}$$

b. Daya dukung ijin kelompok tiang

$$\begin{aligned}
 Q_{gall} &= E_g \times n \times Q_{all} \\
 &= 0,9941 \times 18 \times 6704,103 \\
 &= 119965,259 \text{ kN} \\
 &= 12228,875 \text{ Ton} > 6496,403 \text{ Ton (total beban kombinasi)} \\
 &\text{(OK)}
 \end{aligned}$$

5.4.3 Daya Dukung Kelompok Tiang Pancang Metode Meyerhof (1976)

Perhitungan daya dukung kelompok tiang pancang metode Meyerhof (1976) adalah sebagai berikut.

1. Kelompok tiang diameter 1,2 m (eksisting)

a. Efisiensi kelompok tiang (E_g)

Perhitungan efisiensi kelompok tiang menggunakan metode *Converse-Labarre* sebagai berikut.

Diketahui :

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah tiang bor,} & \quad n &= 21 \\
 \text{Jumlah baris tiang,} & \quad m &= 7 \\
 \text{Jumlah tiang dalam satu baris,} & \quad n' &= 3 \\
 \text{Jarak antar tiang,} & \quad S &= 2,5 \times D \\
 & &= 2,5 \times 1,2 \\
 & &= 3 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Penyelesaian :

$$\begin{aligned}
 \theta &= \tan^{-1} \frac{D}{s} \\
 &= \tan^{-1} \frac{1,2}{3} \\
 &= 21,8014^\circ \\
 &= 0,38051 \\
 E_g &= 1 - \theta \frac{(n'-1)m + (m-1)n'}{90 \times m \times n'} \\
 &= 1 - 0,38051 \frac{(3-1)7 + (7-1)3}{90 \times 7 \times 3} \\
 &= 0,9935
 \end{aligned}$$

b. Daya dukung ijin kelompok tiang

$$\begin{aligned}
 Q_{gall} &= E_g \times n \times Q_{all} \\
 &= 0,9935 \times 21 \times 12319,945 \\
 &= 257052,076 \text{ kN} \\
 &= 26203,066 \text{ Ton} > 6496,403 \text{ Ton (total beban kombinasi)} \\
 &\text{(OK)}
 \end{aligned}$$

2. Kelompok tiang diameter 1 m

a. Efisiensi kelompok tiang (E_g)

Perhitungan efisiensi kelompok tiang menggunakan metode *Converse-Labarre* sebagai berikut.

Diketahui :

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah tiang bor,} & \quad n &= 14 \\
 \text{Jumlah baris tiang,} & \quad m &= 7 \\
 \text{Jumlah tiang dalam satu baris,} & \quad n' &= 2 \\
 \text{Jarak antar tiang,} & \quad S &= 2,5 \times D \\
 & &= 2,5 \times 1 \\
 & &= 2,5 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Penyelesaian :

$$\begin{aligned}
 \theta &= \tan^{-1} \frac{D}{s} \\
 &= \tan^{-1} \frac{1}{2,5} \\
 &= 21,8014^\circ \\
 &= 0,38051 \\
 E_g &= 1 - \theta \frac{(n'-1)m + (m-1)n'}{90 \times m \times n'} \\
 &= 1 - 0,38051 \frac{(2-1)7 + (7-1)2}{90 \times 7 \times 2} \\
 &= 0,9942
 \end{aligned}$$

b. Daya dukung ijin kelompok tiang

$$\begin{aligned}
 Q_{gall} &= E_g \times n \times Q_{all} \\
 &= 0,9942 \times 14 \times 9226,13 \\
 &= 128424,699 \text{ kN} \\
 &= 13091,203 \text{ Ton} > 6496,403 \text{ Ton (total beban kombinasi)} \\
 &\text{(OK)}
 \end{aligned}$$

3. Kelompok tiang diameter 0,8 m

a. Efisiensi kelompok tiang (E_g)

Perhitungan efisiensi kelompok tiang menggunakan metode *Converse-Labarre* sebagai berikut.

Diketahui :

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah tiang bor,} & \quad n &= 18 \\
 \text{Jumlah baris tiang,} & \quad m &= 9 \\
 \text{Jumlah tiang dalam satu baris,} & \quad n' &= 2 \\
 \text{Jarak antar tiang,} & \quad S &= 2,5 \times D \\
 & &= 2,5 \times 0,8 \\
 & &= 2 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Penyelesaian :

$$\begin{aligned}
 \theta &= \tan^{-1} \frac{D}{s} \\
 &= \tan^{-1} \frac{0,8}{2} \\
 &= 21,8014^\circ \\
 &= 0,38051 \\
 E_g &= 1 - \theta \frac{(n'-1)m + (m-1)n'}{90 \times m \times n'} \\
 &= 1 - 0,38051 \frac{(2-1)9 + (9-1)2}{90 \times 9 \times 2} \\
 &= 0,9941
 \end{aligned}$$

b. Daya dukung ijin kelompok tiang

$$\begin{aligned}
 Q_{gall} &= E_g \times n \times Q_{all} \\
 &= 0,9941 \times 18 \times 6497,241 \\
 &= 116263,603 \text{ kN} \\
 &= 11851,540 \text{ Ton} > 6496,403 \text{ Ton (total beban kombinasi)} \\
 &\text{(OK)}
 \end{aligned}$$

5.4.4 Daya Dukung Kelompok Tiang Pancang Metode Luciano Decourt (1996)

Perhitungan daya dukung kelompok tiang pancang metode Luciano Decourt (1996) adalah sebagai berikut.

1. Kelompok tiang diameter 1,2 m (eksisting)

a. Efisiensi kelompok tiang (E_g)

Perhitungan efisiensi kelompok tiang menggunakan metode *Converse-Labarre* sebagai berikut.

Diketahui :

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah tiang bor,} & \quad n &= 21 \\
 \text{Jumlah baris tiang,} & \quad m &= 7 \\
 \text{Jumlah tiang dalam satu baris,} & \quad n' &= 3 \\
 \text{Jarak antar tiang,} & \quad S &= 2,5 \times D \\
 & &= 2,5 \times 1,2 \\
 & &= 3 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Penyelesaian :

$$\begin{aligned}
 \theta &= \tan^{-1} \frac{D}{s} \\
 &= \tan^{-1} \frac{1,2}{3} \\
 &= 21,8014^\circ \\
 &= 0,38051 \\
 E_g &= 1 - \theta \frac{(n'-1)m + (m-1)n'}{90 \times m \times n'} \\
 &= 1 - 0,38051 \frac{(3-1)7 + (7-1)3}{90 \times 7 \times 3} \\
 &= 0,9935
 \end{aligned}$$

b. Daya dukung ijin kelompok tiang

$$\begin{aligned}
 Q_{gall} &= E_g \times n \times Q_{all} \\
 &= 0,9935 \times 21 \times 9629,455 \\
 &= 200915,777 \text{ kN} \\
 &= 20480,711 \text{ Ton} > 6496,403 \text{ Ton (total beban kombinasi)} \\
 &\text{(OK)}
 \end{aligned}$$

2. Kelompok tiang diameter 1 m

a. Efisiensi kelompok tiang (E_g)

Perhitungan efisiensi kelompok tiang menggunakan metode *Converse-Labarre* sebagai berikut.

Diketahui :

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah tiang bor,} & \quad n &= 14 \\
 \text{Jumlah baris tiang,} & \quad m &= 7 \\
 \text{Jumlah tiang dalam satu baris,} & \quad n' &= 2 \\
 \text{Jarak antar tiang,} & \quad S &= 2,5 \times D \\
 & &= 2,5 \times 1 \\
 & &= 2,5 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Penyelesaian :

$$\begin{aligned}
 \theta &= \tan^{-1} \frac{D}{s} \\
 &= \tan^{-1} \frac{1}{2,5} \\
 &= 21,8014^\circ \\
 &= 0,38051 \\
 E_g &= 1 - \theta \frac{(n'-1)m + (m-1)n'}{90 \times m \times n'} \\
 &= 1 - 0,38051 \frac{(2-1)7 + (7-1)2}{90 \times 7 \times 2} \\
 &= 0,9943
 \end{aligned}$$

b. Daya dukung ijin kelompok tiang

$$\begin{aligned}
 Q_{gall} &= E_g \times n \times Q_{all} \\
 &= 0,9943 \times 14 \times 7536,690 \\
 &= 104908,238 \text{ kN} \\
 &= 10694,010 \text{ Ton} > 6496,403 \text{ Ton (total beban kombinasi)} \\
 &\text{(OK)}
 \end{aligned}$$

3. Kelompok tiang diameter 0,8 m

a. Efisiensi kelompok tiang (E_g)

Perhitungan efisiensi kelompok tiang menggunakan metode *Converse-Labarre* sebagai berikut.

Diketahui :

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah tiang bor,} & \quad n &= 18 \\
 \text{Jumlah baris tiang,} & \quad m &= 9 \\
 \text{Jumlah tiang dalam satu baris,} & \quad n' &= 2 \\
 \text{Jarak antar tiang,} & \quad S &= 2,5 \times D \\
 & &= 2,5 \times 0,8 \\
 & &= 2 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Penyelesaian :

$$\begin{aligned}
 \theta &= \tan^{-1} \frac{D}{s} \\
 &= \tan^{-1} \frac{0,8}{2} \\
 &= 21,8014^\circ \\
 &= 0,38051 \\
 E_g &= 1 - \theta \frac{(n'-1)m + (m-1)n'}{90 \times m \times n'} \\
 &= 1 - 0,38051 \frac{(2-1)9 + (9-1)2}{90 \times 9 \times 2} \\
 &= 0,9941
 \end{aligned}$$

b. Daya dukung ijin kelompok tiang

$$\begin{aligned}
 Q_{gall} &= E_g \times n \times Q_{all} \\
 &= 0,9941 \times 18 \times 5547,49 \\
 &= 99268,472 \text{ kN} \\
 &= 10119,110 \text{ Ton} > 6496,403 \text{ Ton (total beban kombinasi)} \\
 &\text{(OK)}
 \end{aligned}$$

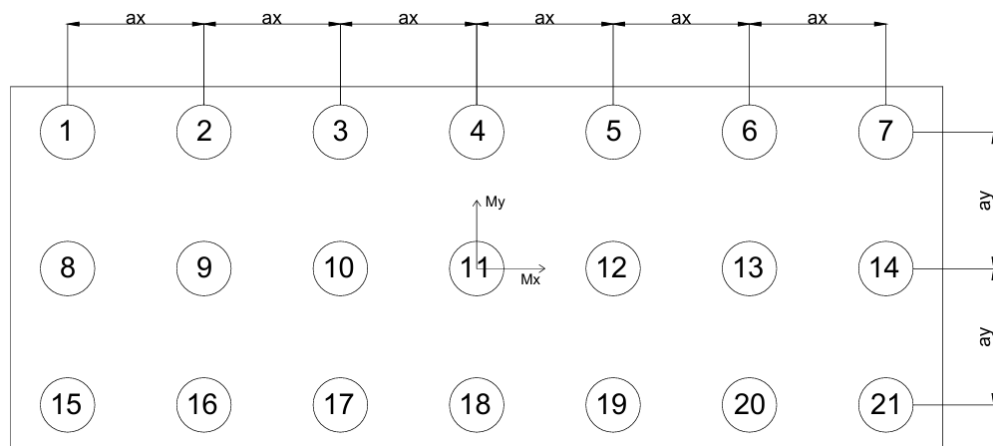
5.5 Perhitungan Distribusi Beban

Perhitungan distribusi beban pada pondasi tiang dilakukan untuk mengetahui besarnya beban yang diterima oleh masing-masing tiang.

5.5.1 Jarak Tiang Pondasi terhadap Titik Berat *Pile Cap*

1. Diameter Tiang Eksisting 1,2 m

Denah pondasi eksisting yang digunakan pada proyek pembangunan jalan tol Solo – Yogyakarta – NYIA Kulon Progo Seksi 2 Paket 2.2 B titik P45 dapat dilihat pada Gambar 5.7 sebagai berikut.



Gambar 5.7 Denah Titik Berat Pondasi Eksisting Diameter 1,2 m

Diketahui :

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah tiang (n)} &= 21 \\
 \text{Jumlah tiang arah x (n}_x\text{)} &= 7 \\
 \text{Jumlah tiang arah y (n}_y\text{)} &= 3 \\
 \text{Jarak as tiang arah x (a}_x\text{)} &= 3 \text{ m} \\
 \text{Jarak as tiang arah y (a}_y\text{)} &= 3 \text{ m}
 \end{aligned}$$

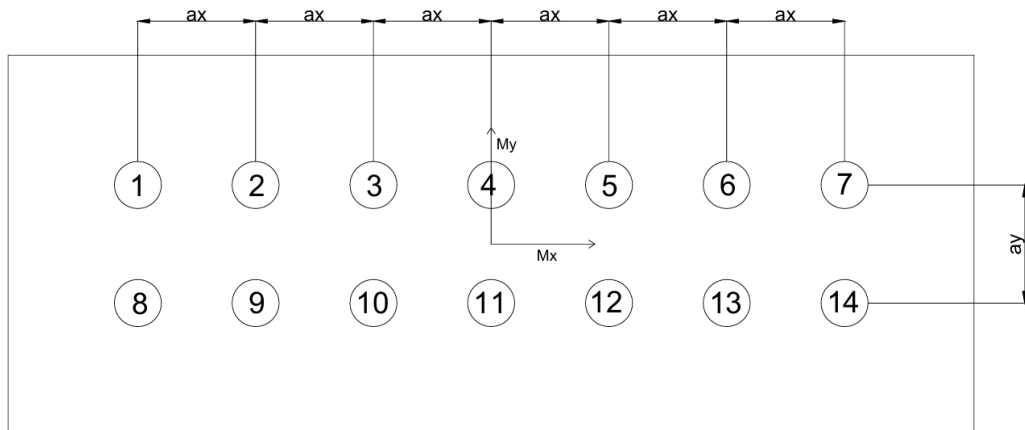
Hasil perhitungan jarak tiap tiang pondasi ke titik berat pile cap dapat dilihat pada Tabel 5.26 berikut.

Tabel 5.26 Jarak Antar Tiang ke Titik Berat *Pile Cap* Diameter 1,2 M

No	X_i (m)	Y_i (m)	X^2	Y^2
1	-9	3	81	9
2	-6	3	36	9
3	-3	3	9	9
4	0	3	0	9
5	3	3	9	9
6	6	3	36	9
7	9	3	81	9
8	-9	0	81	0
9	-6	0	36	0
10	-3	0	9	0
11	0	0	0	0
12	3	0	9	0
13	6	0	36	0
14	9	0	81	0
15	-9	-3	81	9
16	-6	-3	36	9
17	-3	-3	9	9
18	0	-3	0	9
19	3	-3	9	9
20	6	-3	36	9
21	9	-3	81	9
Jumlah			756	126

2. Diameter Tiang 1 m

Denah konfigurasi pondasi variasi dimensi 1 m pada penelitian ini dapat dilihat pada Gambar 5.8 sebagai berikut.



Gambar 5.8 Denah Titik Berat Pondasi Diameter 1 m

Diketahui :

Jumlah tiang (n) = 14

Jumlah tiang arah x (n_x) = 7

Jumlah tiang arah y (n_y) = 2

Jarak as tiang arah x (a_x) = 2,5 m

Jarak as tiang arah y (a_y) = 2,5 m

Hasil perhitungan jarak tiap tiang pondasi ke titik berat pile cap pada pondasi diameter 1 m dapat dilihat pada Tabel 5.27 berikut.

Tabel 5.27 Jarak Antar Tiang ke Titik Berat *Pile Cap* Diameter 1 M

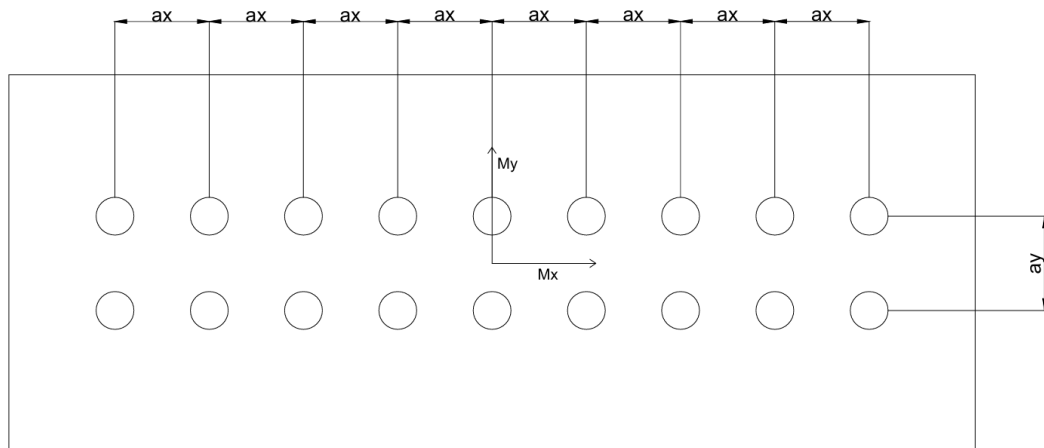
No	X_i (m)	Y_i (m)	X^2	Y^2
1	-7,5	1,25	56,25	1,5625
2	-5	1,25	25	1,5625
3	-2,5	1,25	6,25	1,5625
4	0	1,25	0	1,5625
5	2,5	1,25	6,25	1,5625
6	5	1,25	25	1,5625
7	7,5	1,25	56,25	1,5625
8	-7,5	-1,25	56,25	1,5625
9	-5	-1,25	25	1,5625
10	-2,5	-1,25	6,25	1,5625
11	0	-1,25	0	1,5625
12	2,5	-1,25	6,25	1,5625

Lanjutan Tabel 5.27 Jarak Antar Tiang ke Titik Berat *Pile Cap* Diameter 1 M

13	5	-1,25	25	1,5625
14	7,5	-1,25	56,25	1,5625
Jumlah			350	21,875

3. Diameter Tiang Eksisting 0,8 m

Denah konfigurasi pondasi variasi dimensi 0,8 m pada penelitian ini dapat dilihat pada Gambar 5.9 sebagai berikut.

**Gambar 5.9 Denah Titik Berat Pondasi Diameter 0,8 m**

Diketahui :

Jumlah tiang (n) = 18

Jumlah tiang arah x (n_x) = 9

Jumlah tiang arah y (n_y) = 2

Jarak as tiang arah x (a_x) = 2 m

Jarak as tiang arah y (a_y) = 2 m

Hasil perhitungan jarak tiap tiang pondasi ke titik berat pile cap dapat dilihat pada Tabel 5.28 berikut.

Tabel 5.28 Jarak Antar Tiang ke Titik Berat *Pile Cap* Diameter 0,8 M

No	X_i (m)	Y_i (m)	X^2	Y^2
1	-8	1	64	1
2	-6	1	36	1
3	-4	1	16	1
4	-2	1	4	1
5	0	1	0	1
6	2	1	4	1
7	4	1	16	1
8	6	1	36	1
9	8	1	64	1
10	-8	-1	64	1
11	-6	-1	36	1
12	-4	-1	16	1
13	-2	-1	4	1
14	0	-1	0	1
15	2	-1	4	1
16	4	-1	16	1
17	6	-1	36	1
18	8	-1	64	1
Jumlah			480	18

5.5.2 Beban yang Diterima pada Satu Tiang Pondasi

1. Diameter Tiang Eksisting 1,2 m

Perhitungan beban maksimum (P_{maks}) yang dapat ditahan oleh satu fondasi tiang bor diameter 1,2 m pada titik P45 dilakukan dengan menggunakan kombinasi pembebanan Kuat I berdasarkan metode Reese and Wright (1977) berikut.

Diketahui:

$$Q_{all} = 590,441 \text{ Ton}$$

$$P = 6496,403 \text{ Ton}$$

$$n = 21$$

$$M_x = 647,37 \text{ Tm}$$

$$M_y = 0 \text{ Tm}$$

Perhitungan beban maksimum yang diterima oleh satu pondasi adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 P_{maks} &= \frac{\Sigma P}{n} + \frac{M_x . y_i}{\Sigma x^2} + \frac{M_y . x_i}{\Sigma y^2} < Q_{all} \\
 &= \frac{6496,403}{21} + \frac{647,37 \cdot 3}{756} + \frac{0 \cdot 9}{126} < Q_{all} \\
 &= 324,766 \text{ Ton} < 590,441 \text{ Ton (OK)}
 \end{aligned}$$

Hasil perhitungan beban pada tiang diameter 1,2 m untuk kombinasi pembebanan berdasarkan metode perhitungan daya dukung lainnya dapat dilihat pada Tabel 5.29 hingga Tabel 5.32 berikut.

**Tabel 5.29 Rekapitulasi Beban dan Gaya Dukung Tiang Bor Diameter 1,2 M
Metode Reese and Wright**

Kombinasi	P	M_x	M_y	P_{maks}	Q_{all}	Keterangan $Q_{all} > P_{maks}$
	Ton	Tm	Tm	Ton	Ton	
Kuat 1	6496,403	647,373	0	324,766	590,441	Aman
Kuat 2	6269,720	647,373	0	313,972	590,441	Aman
Kuat 3	5476,330	531,974	1889,330	295,936	590,441	Aman
Kuat 4	5476,330	0	0	260,778	590,441	Aman
Kuat 5	5482,919	151,993	539,809	271,137	590,441	Aman
Ekstrem 1	5759,683	179,826	0	278,552	590,441	Aman

**Tabel 5.30 Rekapitulasi Beban dan Gaya Dukung Tiang Bor Diameter 1,2 M
Metode Meyerhof**

Kombinasi	P	M_x	M_y	P_{maks}	Q_{all}	Keterangan $Q_{all} > P_{maks}$
	Ton	Tm	Tm	Ton	Ton	
Kuat 1	6496,403	647,373	0	324,766	1255,54	Aman
Kuat 2	6269,720	647,373	0	313,972	1255,54	Aman
Kuat 3	5476,330	531,974	1889,330	295,936	1255,54	Aman
Kuat 4	5476,330	0	0	260,778	1255,54	Aman
Kuat 5	5482,919	151,993	539,809	271,137	1255,54	Aman
Ekstrem 1	5759,683	179,826	0	278,552	1255,54	Aman

Tabel 5.31 Rekapitulasi Beban dan Gaya Dukung Tiang Pancang Diameter 1,2 M Metode Meyerhof

Kombinasi	P	M_x	M_y	P_{maks}	Q_{all}	Keterangan $Q_{all} > P_{maks}$
	Ton	Tm	Tm	Ton	Ton	
Kuat 1	6496,403	647,373	0	324,766	1255,86	Aman
Kuat 2	6269,720	647,373	0	313,972	1255,86	Aman
Kuat 3	5476,330	531,974	1889,330	295,936	1255,86	Aman
Kuat 4	5476,330	0	0	260,778	1255,86	Aman
Kuat 5	5482,919	151,993	539,809	271,137	1255,86	Aman
Ekstrem 1	5759,683	179,826	0	278,552	1255,86	Aman

Tabel 5.32 Rekapitulasi Beban dan Gaya Dukung Tiang Pancang Diameter 1,2 M Metode Luciano Decourt

Kombinasi	P	M_x	M_y	P_{maks}	Q_{all}	Keterangan $Q_{all} > P_{maks}$
	Ton	Tm	Tm	Ton	Ton	
Kuat 1	6496,403	647,373	0	324,766	981,596	Aman
Kuat 2	6269,720	647,373	0	313,972	981,596	Aman
Kuat 3	5476,330	531,974	1889,330	295,936	981,596	Aman
Kuat 4	5476,330	0	0	260,778	981,596	Aman
Kuat 5	5482,919	151,993	539,809	271,137	981,596	Aman
Ekstrem 1	5759,683	179,826	0	278,552	981,596	Aman

2. Diameter Tiang Eksisting 1 m

Perhitungan beban maksimum (P_{maks}) yang dapat ditahan oleh satu fondasi tiang bor diameter 1 m pada titik P45 dilakukan dengan menggunakan kombinasi pembebanan Kuat I berdasarkan metode Reese and Wright (1977) berikut.

Diketahui:

$$Q_{all} = 511,73 \text{ Ton}$$

$$P = 6496,403 \text{ Ton}$$

$$n = 14$$

$$M_x = 647,37 \text{ Tm}$$

$$M_y = 0 \text{ Tm}$$

Perhitungan beban maksimum yang diterima oleh satu pondasi adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} P_{maks} &= \frac{\Sigma P}{n} + \frac{M_x \cdot y_i}{\Sigma x^2} + \frac{M_y \cdot x_i}{\Sigma y^2} < Q_{all} \\ &= \frac{6496,403}{14} + \frac{647,37 \cdot 1,25}{350} + \frac{0 \cdot 7,5}{21,875} < Q_{all} \\ &= 501,022 \text{ Ton} < 511,73 \text{ Ton (OK)} \end{aligned}$$

Hasil perhitungan beban pada tiang diameter 1 m untuk kombinasi pembebanan berdasarkan metode perhitungan daya dukung lainnya dapat dilihat pada Tabel 5.33 hingga Tabel 5.36 berikut.

Tabel 5.33 Rekapitulasi Beban Tiang Bor Diameter 1 M Metode Reese and Wright

Kombinasi	P	M_x	M_y	P_{maks}	Q_{all}	Keterangan $Q_{all} > P_{maks}$
	Ton	Tm	Tm	Ton	Ton	
Kuat 1	6496,403	647,373	0	501,022	511,73	Aman
Kuat 2	6269,720	647,373	0	484,830	511,73	Aman
Kuat 3	5476,330	531,974	1889,330	462,051	511,73	Aman
Kuat 4	5476,330	0	0	391,166	511,73	Aman
Kuat 5	5482,919	151,993	539,809	411,890	511,73	Aman
Ekstrem 1	5759,683	179,826	0	421,682	511,73	Aman

Tabel 5.34 Rekapitulasi Beban Tiang Bor Diameter 1 M Metode Meyerhof

Kombinasi	P	M_x	M_y	P_{maks}	Q_{all}	Keterangan $Q_{all} > P_{maks}$
	Ton	Tm	Tm	Ton	Ton	
Kuat 1	6496,403	647,373	0	501,022	974,144	Aman
Kuat 2	6269,720	647,373	0	484,830	974,144	Aman
Kuat 3	5476,330	531,974	1889,330	462,051	974,144	Aman
Kuat 4	5476,330	0	0	391,166	974,144	Aman

**Lanjutan Tabel 5.34 Rekapitulasi Beban Tiang Bor Diameter 1 M Metode
Meyerhof**

Kombinasi	P	M_x	M_y	P_{maks}	Q_{all}	Keterangan Qall > Pmaks
	Ton	Tm	Tm	Ton	Ton	
Kuat 5	5482,919	151,993	539,809	411,890	974,144	Aman
Ekstrem 1	5759,683	179,826	0	421,682	974,144	Aman

**Tabel 5.35 Rekapitulasi Beban Tiang Pancang Diameter 1 M Metode
Meyerhof**

Kombinasi	P	M_x	M_y	P_{maks}	Q_{all}	Keterangan Qall > Pmaks
	Ton	Tm	Tm	Ton	Ton	
Kuat 1	6496,403	647,373	0	501,022	940,482	Aman
Kuat 2	6269,720	647,373	0	484,830	940,482	Aman
Kuat 3	5476,330	531,974	1889,330	462,051	940,482	Aman
Kuat 4	5476,330	0	0	391,166	940,482	Aman
Kuat 5	5482,919	151,993	539,809	411,890	940,482	Aman
Ekstrem 1	5759,683	179,826	0	421,682	940,482	Aman

**Tabel 5.36 Rekapitulasi Beban Tiang Pancang Diameter 1 M Metode Luciano
Decourt**

Kombinasi	P	M_x	M_y	P_{maks}	Q_{all}	Keterangan Qall > Pmaks
	Ton	Tm	Tm	Ton	Ton	
Kuat 1	6496,403	647,373	0	501,022	768,266	Aman
Kuat 2	6269,720	647,373	0	484,830	768,266	Aman
Kuat 3	5476,330	531,974	1889,330	462,051	768,266	Aman
Kuat 4	5476,330	0	0	391,166	768,266	Aman
Kuat 5	5482,919	151,993	539,809	411,890	768,266	Aman
Ekstrem 1	5759,683	179,826	0	421,682	768,266	Aman

3. Diameter Tiang Eksisting 0,8 m

Perhitungan beban maksimum (P_{maks}) yang dapat ditahan oleh satu fondasi tiang bor diameter 0,8 m pada titik P45 dilakukan dengan menggunakan kombinasi pembebanan Kuat I berdasarkan metode Reese and Wright (1977) berikut.

Diketahui:

$$Q_{all} = 397,88 \text{ Ton}$$

$$P = 6496,403 \text{ Ton}$$

$$n = 18$$

$$M_x = 647,37 \text{ Tm}$$

$$M_y = 0 \text{ Tm}$$

Perhitungan beban maksimum yang diterima oleh satu pondasi adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} P_{maks} &= \frac{\Sigma P}{n} + \frac{M_x \cdot y_i}{\Sigma x^2} + \frac{M_y \cdot x_i}{\Sigma y^2} < Q_{all} \\ &= \frac{6496,403}{18} + \frac{647,37 \cdot 1}{480} + \frac{0 \cdot 8}{18} < Q_{all} \\ &= 396,876 \text{ Ton} < 397,88 \text{ Ton (OK)} \end{aligned}$$

Hasil perhitungan beban pada tiang diameter 0,8 m untuk kombinasi pembebanan berdasarkan metode perhitungan daya dukung lainnya dapat dilihat pada Tabel 5.37 hingga Tabel 5.40 berikut.

Tabel 5.37 Rekapitulasi Beban Tiang Bor Diameter 0,8 M Metode Reese and Wright

Kombinasi	P	M_x	M_y	P_{maks}	Q_{all}	Keterangan $Q_{all} > P_{maks}$
	Ton	Tm	Tm	Ton	Ton	
Kuat 1	6496,403	647,373	0	396,876	397,88	Aman
Kuat 2	6269,720	647,373	0	384,283	397,88	Aman
Kuat 3	5476,330	531,974	1889,330	365,283	397,88	Aman
Kuat 4	5476,330	0	0	304,241	397,88	Aman
Kuat 5	5482,919	151,993	539,809	322,047	397,88	Aman
Ekstrem 1	5759,683	179,826	0	329,973	397,88	Aman

Tabel 5.38 Rekapitulasi Beban Tiang Bor Diameter 0,8 M Metode Meyerhof

Kombinasi	P	M_x	M_y	P_{maks}	Q_{all}	Keterangan Qall > Pmaks
	Ton	Tm	Tm	Ton	Ton	
Kuat 1	6496,403	647,373	0	396,876	683,644	Aman
Kuat 2	6269,720	647,373	0	384,283	683,644	Aman
Kuat 3	5476,330	531,974	1889,330	365,283	683,644	Aman
Kuat 4	5476,330	0	0	304,241	683,644	Aman
Kuat 5	5482,919	151,993	539,809	322,047	683,644	Aman
Ekstrem 1	5759,683	179,826	0	329,973	683,644	Aman

Tabel 5.39 Rekapitulasi Beban Tiang Pancang Diameter 0,8 M Metode Meyerhof

Kombinasi	P	M_x	M_y	P_{maks}	Q_{all}	Keterangan Qall > Pmaks
	Ton	Tm	Tm	Ton	Ton	
Kuat 1	6496,403	647,373	0	396,876	662,308	Aman
Kuat 2	6269,720	647,373	0	384,283	662,308	Aman
Kuat 3	5476,330	531,974	1889,330	365,283	662,308	Aman
Kuat 4	5476,330	0	0	304,241	662,308	Aman
Kuat 5	5482,919	151,993	539,809	322,047	662,308	Aman
Ekstrem 1	5759,683	179,826	0	329,973	662,308	Aman

Tabel 5.40 Rekapitulasi Beban Tiang Pancang Diameter 0,8 M Metode Luciano Decourt

Kombinasi	P	M_x	M_y	P_{maks}	Q_{all}	Keterangan Qall > Pmaks
	Ton	Tm	Tm	Ton	Ton	
Kuat 1	6496,403	647,373	0	396,876	565,493	Aman
Kuat 2	6269,720	647,373	0	384,283	565,493	Aman
Kuat 3	5476,330	531,974	1889,330	365,283	565,493	Aman
Kuat 4	5476,330	0	0	304,241	565,493	Aman

Lanjutan Tabel 5.40 Rekapitulasi Beban Tiang Pancang Diameter 0,8 M
Metode Luciano Decourt

Kombinasi	P	M_x	M_y	P_{maks}	Q_{all}	Keterangan $Q_{all} > P_{maks}$
	Ton	Tm	Tm	Ton	Ton	
Kuat 5	5482,919	151,993	539,809	322,047	565,493	Aman
Ekstrem 1	5759,683	179,826	0	329,973	565,493	Aman

5.6 Perhitungan Penurunan Pondasi Tiang Tunggal dan Kelompok

Analisis penurunan pondasi tiang dilakukan untuk menentukan besarnya penurunan yang terjadi pada tiang tunggal maupun kelompok tiang akibat pembebanan, sehingga dapat dinilai apakah penurunan tersebut masih berada dalam batas yang diizinkan.

5.7.1 Perhitungan Penurunan Pondasi Tiang Bor

Perhitungan pondasi tiang bor tunggal menggunakan rumus empiris untuk memperkirakan besarnya penurunan akibat beban yang bekerja.

1. Penurunan pondasi tiang bor diameter 1,2 m

a. Penurunan tiang tunggal (s)

$$P \text{ (berat aksial)} = 324,766 \text{ Ton}$$

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

$$L = 32 \text{ m}$$

$$F_c' = 30 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} A_p &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 1,2^2 \\ &= 1,131 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat Tiang (Wp)} &= A_p \times \gamma \text{ beton bertulang} \times L \\ &= 1,131 \times 2,4 \times 32 \\ &= 86,859 \text{ Ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q &= P + Wp \\ &= 324,766 + 86,859 \\ &= 411,625 \text{ Ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 E_p &= 4700 \sqrt{f'c} \\
 &= 4700 \sqrt{30} \\
 &= 25742,96 \text{ MPa} \\
 &= 2625051,389 \text{ Ton/m}^2 \\
 S &= \frac{D}{100} + \frac{(Q \times L)}{(A_p \times E_p)} \\
 &= \frac{1,2}{100} + \frac{(411,625 \times 32)}{(1,131 \times 2625051,389)} \\
 &= 0,0164 \text{ m} \\
 S_{\text{izin}} &= 10\% \times D \\
 &= 0,12 \text{ m} \\
 \text{Cek} &= S < S_{\text{izin}} \\
 &= 0,0164 \text{ m} < 0,12 \text{ m (OK)}
 \end{aligned}$$

b. Penurunan tiang kelompok (Sg)

$$\begin{aligned}
 B_g &= 8 \text{ m} \\
 D &= 1,2 \text{ m} \\
 S_g &= s \sqrt{\frac{B_g}{D}} \\
 &= 0,0164 \sqrt{\frac{8}{1,2}} \\
 &= 0,0424 \text{ m} \\
 S_{g \text{ ijin}} &= 15 + \frac{b}{250} \\
 &= 15 + \frac{800}{250} \\
 &= 16,333 \text{ cm} \\
 S_g &< S_{g \text{ ijin}} \\
 0,0424 &< 0.1633 \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

2. Penurunan pondasi tiang bor diameter 1 m

a. Penurunan tiang tunggal (s)

$$\begin{aligned}
 P \text{ (berat aksial)} &= 501,022 \text{ Ton} \\
 D &= 1 \text{ m} \\
 L &= 32 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_c' &= 30 \text{ MPa} \\
 A_p &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 1^2 \\
 &= 0,785 \text{ m}^2 \\
 \text{Berat Tiang (Wp)} &= A_p \times \gamma \text{ beton bertulang} \times L \\
 &= 0,785 \times 2,4 \times 32 \\
 &= 60,319 \text{ Ton} \\
 Q &= P + Wp \\
 &= 501,022 + 60,319 \\
 &= 561,340 \text{ Ton} \\
 E_p &= 4700 \sqrt{f'c} \\
 &= 4700 \sqrt{30} \\
 &= 25742,96 \text{ MPa} \\
 &= 2625051,389 \text{ Ton/m}^2 \\
 S &= \frac{D}{100} + \frac{(Q \times L)}{(A_p \times E_p)} \\
 &= \frac{1}{100} + \frac{(561,340 \times 32)}{(0,785 \times 2625051,389)} \\
 &= 0,0187 \text{ m} \\
 S \text{ izin} &= 10\% \times D \\
 &= 0,1 \text{ m} \\
 \text{Cek} &= S < S \text{ izin} \\
 &= 0,0187 \text{ m} < 0,1 \text{ m (OK)}
 \end{aligned}$$

b. Penurunan tiang kelompok (Sg)

$$\begin{aligned}
 B_g &= 8 \text{ m} \\
 D &= 1,2 \text{ m} \\
 S_g &= S \sqrt{\frac{B_g}{D}} \\
 &= 0,0187 \sqrt{\frac{8}{1}} \\
 &= 0,0529 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_{g \text{ ijin}} &= 15 + \frac{b}{250} \\
 &= 15 + \frac{800}{250} \\
 &= 16,333 \text{ cm} \\
 S_g &< S_{g \text{ ijin}} \\
 0,0529 \text{ m} &< 0.1633 \text{ m (OK)}
 \end{aligned}$$

3. Penurunan pondasi tiang bor diameter 0,8 m

a. Penurunan tiang tunggal (s)

$$P \text{ (berat aksial)} = 396,876 \text{ Ton}$$

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

$$L = 32 \text{ m}$$

$$F_c' = 30 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}
 A_p &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,8^2 \\
 &= 0,503 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat Tiang (Wp)} &= A_p \times \gamma \text{ beton bertulang} \times L \\
 &= 0,503 \times 2,4 \times 32 \\
 &= 38,604 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q &= P + W_p \\
 &= 396,876 + 38,604 \\
 &= 435,480 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 E_p &= 4700 \sqrt{f'_c} \\
 &= 4700 \sqrt{30} \\
 &= 25742,96 \text{ MPa} \\
 &= 2625051,389 \text{ Ton/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{D}{100} + \frac{(Q \times L)}{(A_p \times E_p)} \\
 &= \frac{1}{100} + \frac{(435,480 \times 32)}{(0,503 \times 2625051,389)} \\
 &= 0,0186 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S \text{ izin} &= 10\% \times D \\
 &= 0,08 \text{ m} \\
 \text{Cek} &= S < S \text{ izin} \\
 &= 0,0186 \text{ m} < 0,08 \text{ m (OK)}
 \end{aligned}$$

b. Penurunan tiang kelompok (S_g)

$$\begin{aligned}
 B_g &= 8 \text{ m} \\
 D &= 1,2 \text{ m} \\
 S_g &= s \sqrt{\frac{B_g}{D}} \\
 &= 0,0186 \sqrt{\frac{8}{0,8}} \\
 &= 0,0587 \text{ m} \\
 S_g \text{ ijin} &= 15 + \frac{b}{250} \\
 &= 15 + \frac{800}{250} \\
 &= 16,333 \text{ cm} \\
 S_g &< S_{g \text{ ijin}} \\
 0,0587 \text{ m} &< 0.1633 \text{ m (OK)}
 \end{aligned}$$

5.7.2 Perhitungan Penurunan Pondasi Tiang Pancang

Perhitungan pondasi tiang pancang tunggal menggunakan rumus empiris untuk memperkirakan besarnya penurunan akibat beban yang bekerja dengan mutu beton 50 MPa.

1. Penurunan pondasi tiang pancang diameter 1,2 m

a. Penurunan tiang tunggal (s)

$$\begin{aligned}
 P \text{ (berat aksial)} &= 324,766 \text{ Ton} \\
 D &= 1,2 \text{ m} \\
 L &= 32 \text{ m} \\
 F_c' &= 50 \text{ MPa} \\
 A_p &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 1,2^2 \\
 &= 1,131 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Berat Tiang (Wp)} &= A_p \times \gamma \text{ beton bertulang} \times L \\
&= 1,131 \times 2,4 \times 32 \\
&= 86,859 \text{ Ton} \\
Q &= P + Wp \\
&= 324,766 + 86,859 \\
&= 411,625 \text{ Ton} \\
E_p &= 4700 \sqrt{f'c} \\
&= 4700 \sqrt{50} \\
&= 33234,019 \text{ MPa} \\
&= 3388906,122 \text{ Ton/m}^2 \\
S &= \frac{D}{100} + \frac{(Q \times L)}{(A_p \times E_p)} \\
&= \frac{1,2}{100} + \frac{(411,625 \times 32)}{(1,131 \times 3388906,122)} \\
&= 0,0154 \text{ m} \\
S \text{ izin} &= 10\% \times D \\
&= 0,12 \text{ m} \\
\text{Cek} &= S < S \text{ izin} \\
&= 0,0154 \text{ m} < 0,12 \text{ m (OK)}
\end{aligned}$$

b. Penurunan tiang kelompok (Sg)

$$\begin{aligned}
B_g &= 8 \text{ m} \\
D &= 1,2 \text{ m} \\
S_g &= s \sqrt{\frac{B_g}{D}} \\
&= 0,0154 \sqrt{\frac{8}{1,2}} \\
&= 0,0399 \text{ m} \\
S_g \text{ ijin} &= 15 + \frac{b}{250} \\
&= 15 + \frac{800}{250} \\
&= 16,333 \text{ cm} \\
S_g &< S_{g \text{ ijin}}
\end{aligned}$$

$$0,0399 < 0.1633 \text{ (OK)}$$

2. Penurunan pondasi tiang pancang diameter 1 m

a. Penurunan tiang tunggal (s)

$$P \text{ (berat aksial)} = 501,022 \text{ Ton}$$

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

$$L = 32 \text{ m}$$

$$F_c' = 50 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} A_p &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 1^2 \\ &= 0,785 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat Tiang (Wp)} &= A_p \times \gamma \text{ beton bertulang} \times L \\ &= 0,785 \times 2,4 \times 32 \\ &= 60,319 \text{ Ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q &= P + Wp \\ &= 501,022 + 60,319 \\ &= 561,340 \text{ Ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_p &= 4700 \sqrt{f'c} \\ &= 4700 \sqrt{50} \\ &= 33234,019 \text{ MPa} \\ &= 3388906,122 \text{ Ton/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{D}{100} + \frac{(Q \times L)}{(A_p \times E_p)} \\ &= \frac{1}{100} + \frac{(561,340 \times 32)}{(0,785 \times 3388906,122)} \\ &= 0,0167 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S \text{ izin} &= 10\% \times D \\ &= 0,1 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cek} &= S < S \text{ izin} \\ &= 0,0167 \text{ m} < 0,1 \text{ m (OK)} \end{aligned}$$

b. Penurunan tiang kelompok (Sg)

$$B_g = 8 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 D &= 1,2 \text{ m} \\
 S_g &= s \sqrt{\frac{Bg}{D}} \\
 &= 0,0167 \sqrt{\frac{8}{1}} \\
 &= 0,0474 \text{ m} \\
 S_g \text{ ijin} &= 15 + \frac{b}{250} \\
 &= 15 + \frac{800}{250} \\
 &= 16,333 \text{ cm} \\
 S_g &< S_{g\text{ijin}} \\
 0,0474 &< 0.1633 \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

3. Penurunan pondasi tiang pancang diameter 0,8 m

a. Penurunan tiang tunggal (s)

$$\begin{aligned}
 P \text{ (berat aksial)} &= 396,876 \text{ Ton} \\
 D &= 1 \text{ m} \\
 L &= 32 \text{ m} \\
 F_c' &= 50 \text{ MPa} \\
 A_p &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,8^2 \\
 &= 0,503 \text{ m}^2 \\
 \text{Berat Tiang (Wp)} &= A_p \times \gamma \text{ beton bertulang} \times L \\
 &= 0,503 \times 2,4 \times 32 \\
 &= 38,604 \text{ Ton} \\
 Q &= P + Wp \\
 &= 396,876 + 38,604 \\
 &= 435,480 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 E_p &= 4700 \sqrt{f'c} \\
 &= 4700 \sqrt{50} \\
 &= 33234,019 \text{ MPa} \\
 &= 3388906,122 \text{ Ton/m}^2 \\
 S &= \frac{D}{100} + \frac{(Q \times L)}{(A_p \times E_p)} \\
 &= \frac{1}{100} + \frac{(435,480 \times 32)}{(0,503 \times 3388906,122)} \\
 &= 0,0162 \text{ m} \\
 S_{\text{izin}} &= 10\% \times D \\
 &= 0,08 \text{ m} \\
 \text{Cek} &= S < S_{\text{izin}} \\
 &= 0,0162 \text{ m} < 0,08 \text{ m (OK)}
 \end{aligned}$$

b. Penurunan tiang kelompok (S_g)

$$\begin{aligned}
 B_g &= 8 \text{ m} \\
 D &= 1,2 \text{ m} \\
 S_g &= s \sqrt{\frac{B_g}{D}} \\
 &= 0,0162 \sqrt{\frac{8}{0,8}} \\
 &= 0,0512 \text{ m} \\
 S_{g \text{ ijin}} &= 15 + \frac{b}{250} \\
 &= 15 + \frac{800}{250} \\
 &= 16,333 \text{ cm} \\
 S_g &< S_{g \text{ ijin}} \\
 0,0474 &< 0.1633 \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

5.7 Analisis Penurunan Pondasi Tiang dengan Plaxis 2D

Analisis penurunan pondasi tiang dilakukan menggunakan PLAXIS 2D untuk mensimulasikan interaksi tanah dan struktur secara numerik pada setiap variasi diameter dan jenis pondasi. Pemodelan ini digunakan untuk memperoleh perkiraan

penurunan yang lebih representatif dibandingkan metode empiris, dengan mempertimbangkan kondisi tanah, kekakuan tiang, dan karakteristik pembebanan.

5.7.1 Parameter Tanah dan Material Pondasi untuk Plaxis 2D

Dalam analisis penurunan menggunakan PLAXIS 2D, diperlukan sejumlah parameter tanah sebagai input pemodelan. Parameter tanah yang digunakan dalam analisis diperoleh melalui korelasi nilai N-SPT, sebagaimana disajikan pada Tabel 3.2 hingga Tabel 3.6, dengan parameter-parameter tanah yang relevan berdasarkan pendekatan empiris yang umum diterapkan dalam analisis geoteknik. Parameter seperti berat isi tanah, sudut geser dalam, modulus elastisitas, kohesi, dan poisson rasio ditentukan sesuai dengan karakteristik lapisan tanah pada lokasi penelitian, yang terdiri dari kombinasi tanah pasir dan lempung. Dengan demikian, penggunaan model Mohr–Coulomb dinilai memadai untuk merepresentasikan respons tanah terhadap beban yang bekerja. Adapun parameter tanah yang digunakan dalam analisis ini disajikan secara lengkap pada Tabel 5.41 berikut.

Tabel 5.41 Parameter Tanah untuk Plaxis 2D

Kedalaman	γ_{sat}	γ_d	E	ϕ	C	v
m	kN/m ³	kN/m ³	kN/m ²	°	kN/m ²	
0-2	20,492	17,85	29500	39,5	-	0,35
2-3,5	19,2	16,4	27727,27	-	96	0,3
3,5-7	19,292	16,01	20000	33,375	-	0,35
7-10	20,9	18,63	59816,66	41,58	-	0,35
10-13	20,753	18,33	55166,66	40,83	-	0,35
13-14,5	20,5	17,22	20568,18	-	69	0,4
14,5-16	20,8	19,6	40454,54	-	144	0,4
16-18	21,252	19,35	70925	43,38	-	0,35
18-20	21,374	19,6	130000	44	-	0,35
20-22	21,178	19,2	68600	43	-	0,35
22-27	21,511	19,88	79140	44,7	-	0,35
27-29	22	20	72272,73	-	264	0,4
29-31	21,276	19,4	120000	43,5	-	0,35
31-32	22	20	67500	-	246	0,4

Lanjutan Tabel 5.41 Parameter Tanah untuk Plaxis 2D

Kedalaman	γ_{sat}	γ_d	E	ϕ	C	ν
m	kN/m ³	kN/m ³	kN/m ²	°	kN/m ²	
32-36,5	21,335	19,52	126000	43,8	-	0,35
36,5-38,5	21,064	18,97	64983,33	42,42	-	0,35
38,5-39,5	22	20	53977,27	-	195	0,4
39,5-40	21,129	19,1	105000	42,75	-	0,35

Selain parameter tanah, pemodelan juga memerlukan parameter material pondasi yang meliputi modulus elastisitas beton dan berat jenis material. Nilai modulus elastisitas ditentukan berdasarkan mutu beton yang digunakan pada masing-masing jenis pondasi, yaitu beton mutu 30 MPa untuk tiang bor dan 50 MPa untuk tiang pancang, sehingga perbedaan kekakuan material dapat terwakili dalam analisis interaksi tanah–struktur. Adapun material pondasi yang digunakan dalam analisis ini dapat dilihat pada Gambar 5.10 dan Gambar 5.11 berikut.

Plate - Pile cap

Mechanical Thermal

Property	Unit	Value
Material set		
Identification		Pile cap
Comments		
Colour		RGB 0, 0, 255
Material type		Elastic
Properties		
Isotropic		☒
EA ₁	kN/m	161,5E6
EA ₂	kN/m	161,5E6
EI	kN m ² /m	121,1E6
d	m	3,000
w	kN/m/m	10,52
ν (nu)		0,000
Rayleigh α		0,000
Rayleigh β		0,000
Prevent punching		☐

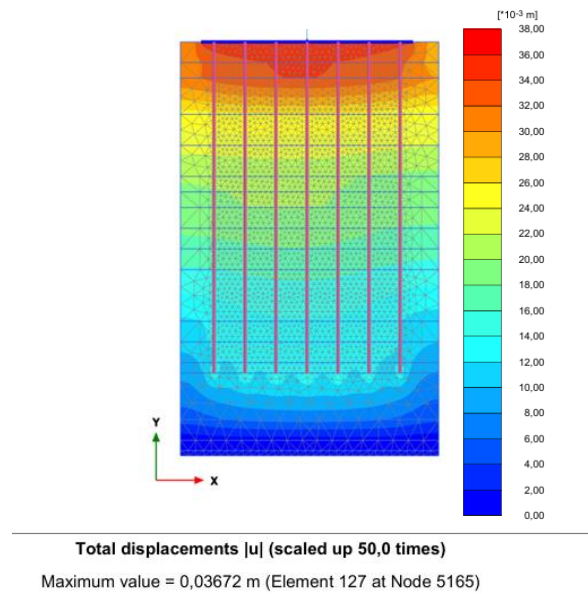
Gambar 5.10 Parameter Material Struktur Pile Cap pada Plaxis 2D

Embedded beam row - Borepile 1,2 m			
Property	Unit	Value	
Material set			
Identification		Borepile 1,2 m	
Comments			
Colour		RGB 199, 82, 143	
Material type		Elastic	
Properties			
E	KN/m ²	25,74E6	
Y	KN/m ³	24,00	
Beam type		Predefined	
Predefined beam type		Massive circular beam	
Diameter	m	1,200	
A	m ²	1,131	
I	m ⁴	0,1018	
L _{spacing}	m	3,000	
Rayleigh α		0,000	
Rayleigh β		0,000	
Axial skin resistance			
Axial skin resistance		Linear	
T _{skin, start, max}	KN/m	0,000	
T _{skin, end, max}	KN/m	0,000	
Lateral resistance			
Lateral resistance		Unlimited	
Base resistance			
F _{max}	KN	12,33E3	

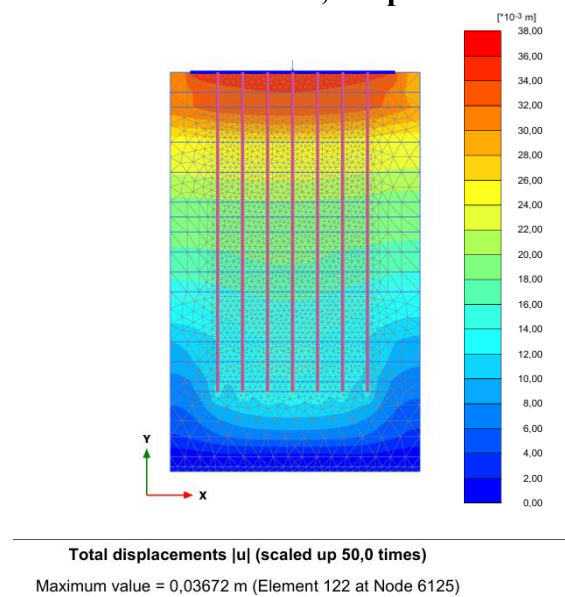
Gambar 5.11 Parameter Material Struktur Tiang Bor Diameter 1,2 M pada Plaxis 2D

5.7.2 Hasil Analisis Penurunan Pondasi Tiang Bor Menggunakan Plaxis 2D

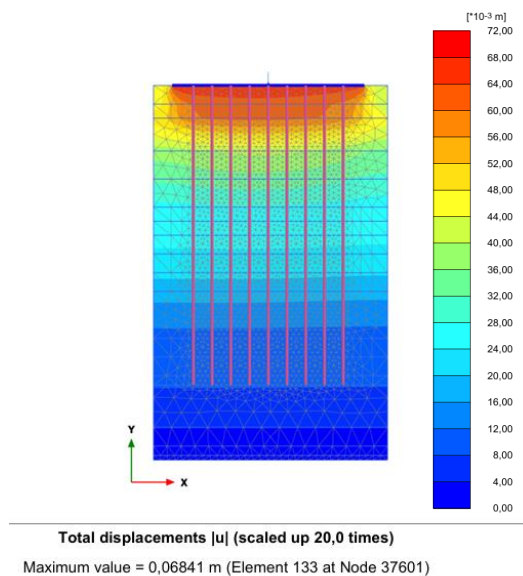
Berdasarkan hasil analisis yang dilakukan menggunakan perangkat lunak Plaxis 2D dengan pembebanan struktur pada Titik P 45, diperoleh nilai penurunan pada pondasi tiang bor diameter 1,2 m, 1 m, dan 0,8 m berturut-turut sebesar 0,03672 m, 0,03672 dan 0,06841 m. Hasil penurunan tersebut ditampilkan pada Gambar 5.12 ,Gambar 5.13, dan Gambar 5.14 berikut.



**Gambar 5.12 Hasil Analisis Plaxis 2D Penurunan Pondasi Tiang Bor
Diameter 1,2 m pada Titik P45**



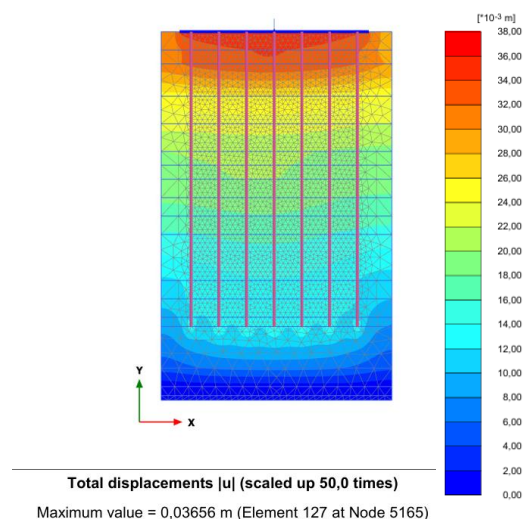
**Gambar 5.13 Hasil Analisis Plaxis 2D Penurunan Pondasi Tiang Bor
Diameter 1 m pada Titik P45**



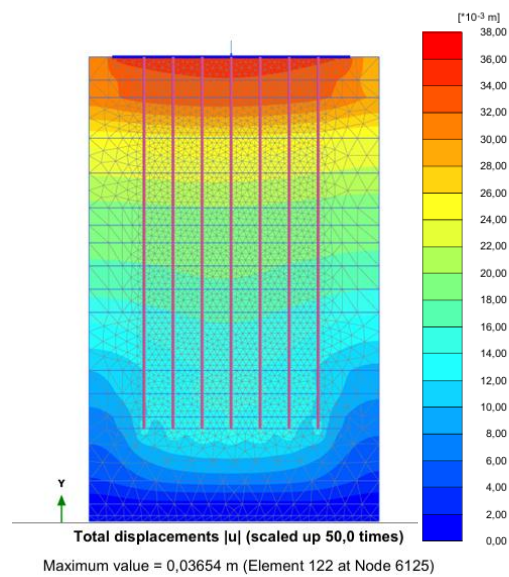
Gambar 5.14 Hasil Analisis Plaxis 2D Penurunan Pondasi Diameter 0,8 m pada Titik P45

5.7.3 Hasil Analisis Penurunan Pondasi Tiang Pancang Menggunakan Plaxis 2D

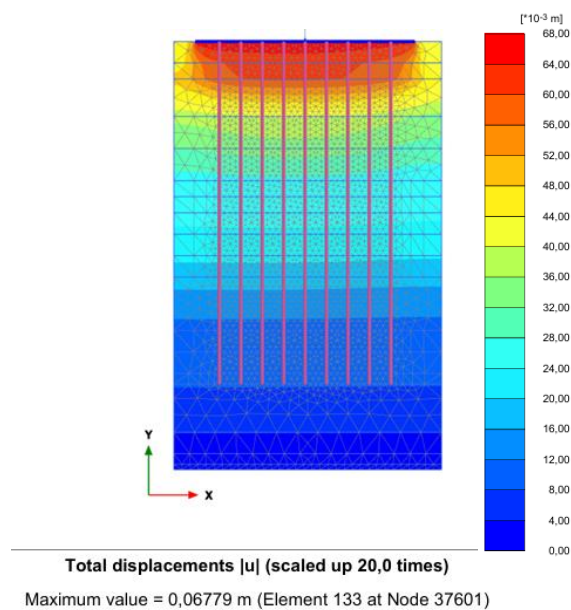
Berdasarkan hasil analisis yang dilakukan menggunakan perangkat lunak Plaxis 2D dengan pembebanan struktur pada Titik P 45, diperoleh nilai penurunan pada pondasi tiang pancang diameter 1,2 m, 1 m, dan 0,8 m berturut-turut sebesar 0,03656 m, 0,03654 dan 0,06779 m. Hasil penurunan tersebut ditampilkan pada Gambar 5.15 ,Gambar 5.16, dan Gambar 5.17 berikut.



Gambar 5.15 Hasil Analisis Plaxis 2D Penurunan Pondasi Tiang Pancang Diameter 1,2 m pada Titik P45



**Gambar 5.16 Hasil Analisis Plaxis 2D Penurunan Pondasi Diameter 1 m
Tiang Pancang pada Titik P45**



**Gambar 5.17 Hasil Analisis Plaxis 2D Penurunan Pondasi Tiang Pancang
Diameter 0,8 m pada Titik P45**

5.8 Pembahasan

Pondasi merupakan elemen struktur yang memiliki peranan penting dalam menyalurkan beban bangunan ke tanah di bawahnya. Oleh sebab itu, proses perencanaan dan analisis pondasi harus dilakukan secara tepat agar struktur dapat

berfungsi dengan aman dan stabil. Analisis pondasi umumnya diawali dengan identifikasi kondisi tanah, pemilihan jenis pondasi yang sesuai, serta perhitungan kapasitas dukung dan penurunan yang terjadi akibat pembebanan.

Pada proyek Tol Solo – Yogyakarta – NYIA Kulon Progo Seksi 2 Paket 2.2B Titik P45, jenis pondasi yang digunakan adalah pondasi tiang bor dengan kedalaman 32 m, yang direncanakan untuk menembus lapisan tanah hingga mencapai tanah dengan daya dukung yang lebih baik. Penentuan kedalaman tiang bor tersebut didasarkan pada kondisi lapisan tanah di lokasi proyek yang bervariasi, serta hasil pengujian Standard Penetration Test (SPT) yang menunjukkan keberadaan lapisan tanah keras pada kedalaman tertentu. Data SPT digunakan sebagai acuan utama dalam menggambarkan karakteristik tanah yang memengaruhi perilaku pondasi tiang bor dalam menahan beban struktur.

Penelitian ini bertujuan untuk mengetahui daya dukung serta penurunan pondasi tiang bor berdasarkan data Standard Penetration Test (SPT). Evaluasi dilakukan dengan menganalisis hasil perhitungan kapasitas dukung dan penurunan yang diperoleh dari pendekatan analitis, kemudian membandingkannya dengan data hasil pengujian Pile Driving Analyzer (PDA) yang tersedia dari proyek. Selain itu, dilakukan pula kajian perbandingan dengan kondisi alternatif apabila digunakan jenis pondasi yang berbeda, yaitu tiang pancang. Melalui pendekatan tersebut, diharapkan dapat diperoleh gambaran mengenai kesesuaian hasil analisis dengan kondisi aktual di lapangan.

5.8.1 Daya Dukung Pondasi Tiang Tunggal

Analisis daya dukung pondasi tiang tunggal dilakukan untuk meninjau kemampuan satu elemen tiang dalam menahan beban yang bekerja berdasarkan kondisi tanah di lokasi penelitian. Perhitungan kapasitas dukung dilakukan dengan menggunakan metode Reese and Wright dan Meyerhof untuk pondasi tiang bor, serta metode Meyerhof dan Luciano Decourt untuk pondasi tiang pancang. Nilai daya dukung yang diperoleh dari masing-masing metode dianalisis untuk melihat perbedaan hasil perhitungan dan karakteristik pendekatan yang digunakan. Selanjutnya, hasil analisis tersebut dikaitkan dengan data hasil pengujian lapangan sebagai acuan dalam menilai kesesuaian hasil perhitungan terhadap kondisi aktual

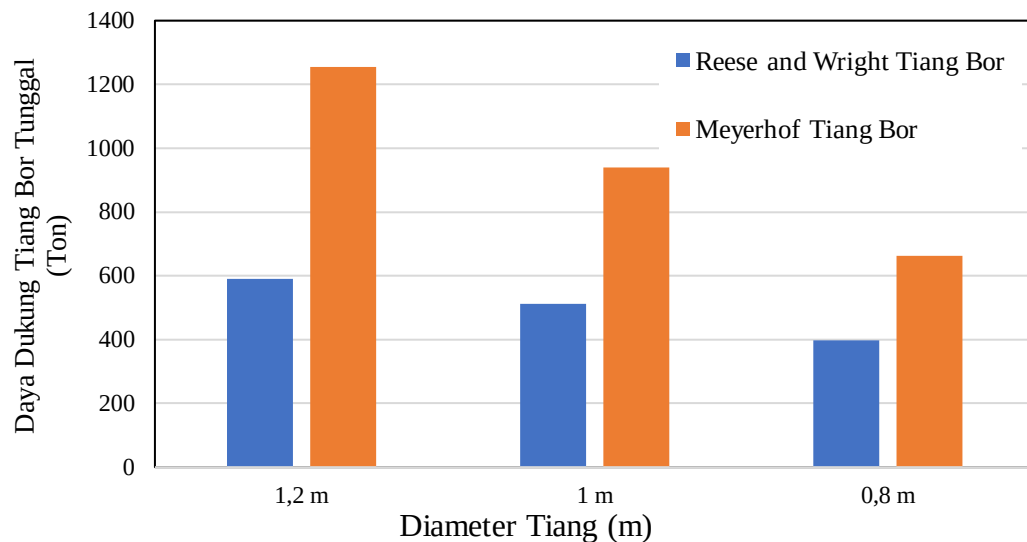
di lapangan. Rekapitulasi perbandingan hasil daya dukung pondasi tiang tunggal dapat dilihat pada Tabel 5.42 berikut.

Tabel 5.42 Perbandingan Hasil Daya Dukung Pondasi Tiang Tunggal

	Reese & Wright Tiang Bor		
	1,2 m	1 m	0,8 m
Qp (Ton)	370,944	261,893	164,864
Qs (Ton)	1293,298	1077,749	868,43
Qu (Ton)	1476,101	1279,324	994,691
SF	2,5	2,5	2,5
Qall (Ton)	590,440781	511,7297423	397,876
	Meyerhof Tiang Bor		
	1,2 m	1 m	0,8 m
Qp (Ton)	2094,011	1467,785	939,382
Qs (Ton)	1131,694	943,079	754,463
Qu (Ton)	3138,846	2350,545	1655,241
	Meyerhof Tiang Bor		
	1,2 m	1 m	0,8 m
SF	2,5	2,5	2,5
Qall (Ton)	1255,539	940,218	662,096
	Meyerhof Tiang Pancang		
	1,2 m	1 m	0,8 m
Qp (Ton)	2094,011	1467,785	939,382
Qs (Ton)	1132,487	943,740	754,992
Qu (Ton)	3139,640	2351,206	1655,770
SF	2,5	2,5	2,5
Qall (Ton)	1255,856	940,482	662,308
	Luciano Decourt Tiang Pancang		
	1,2 m	1 m	0,8 m
Qp (Ton)	1006,243	702,146	429,267
Qs (Ton)	1534,605	1278,838	1023,070
Qu (Ton)	2453,990	1920,665	1413,733
SF	2,5	2,5	2,5
Qall (Ton)	981,596	768,266	565,493
PDA Tiang Bor Eksisting Diameter 1,2 m			
Qp (Ton)	534		
Qs (Ton)	966		
Qu (Ton)	1501		
SF	2,5		
Qall (Ton)	600,4		

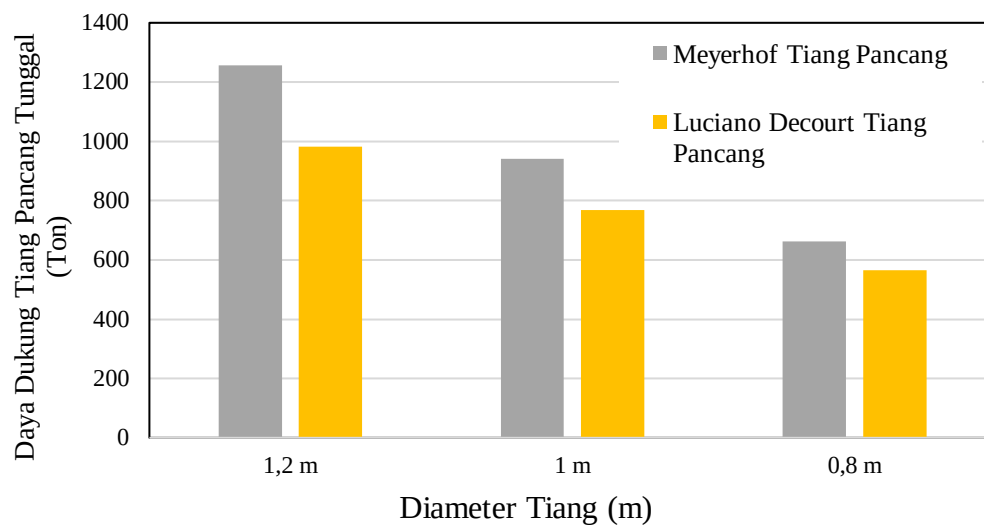
Perbandingan nilai daya dukung pondasi tiang bor tunggal berdasarkan metode Reese and Wright (1977) dan Meyerhof (1976), perbandingan nilai daya dukung pondasi tiang pancang tunggal metode Meyerhof (1976) dan Luciano Decourt (1996), perbandingan daya dukung tiang bor dan tiang pancang pada diameter eksisting 1,2 m terhadap nilai Pile Driving Analysis (PDA), serta

perbandingan daya dukung pondasi tiang bor dan pondasi tiang pancang pada ketiga diameter, dapat dilihat pada Gambar 5.18 hingga Gambar 5.21 berikut.



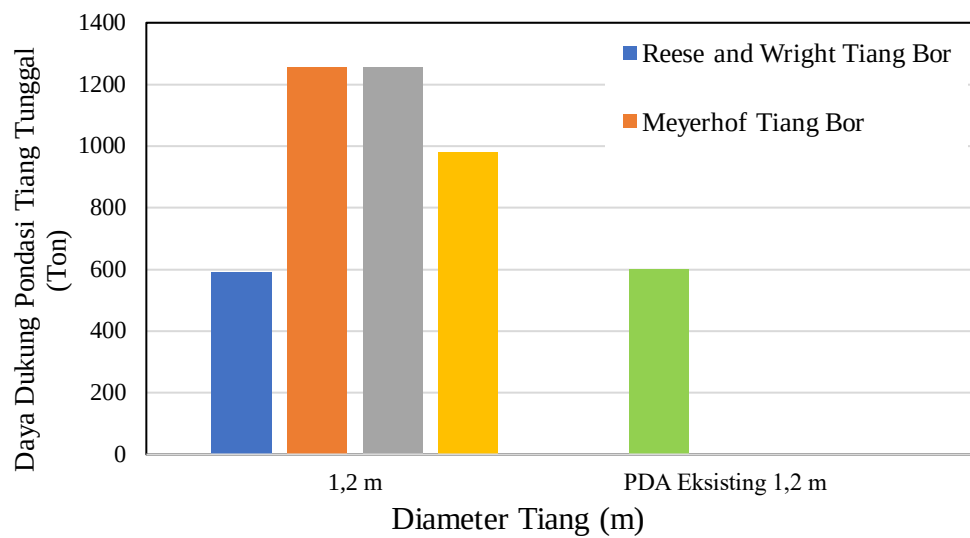
Gambar 5.18 Grafik Perbandingan Daya Dukung Pondasi Tiang Bor Tunggal

Berdasarkan grafik pada Gambar 5.16 diatas, pada diameter 1,2 m daya dukung tiang bor berdasarkan metode Reese and Wright sebesar 590,44 ton, sedangkan metode Meyerhof sebesar 1255,538 ton. Pada diameter 1,0 m, nilai masing-masing sebesar 511,73 ton dan 940,22 ton, sedangkan pada diameter 0,8 m sebesar 397,876 ton dan 662,096 ton. Hasil tersebut menunjukkan bahwa metode Meyerhof secara konsisten menghasilkan daya dukung yang lebih besar dibandingkan metode Reese and Wright pada seluruh variasi diameter, dengan kecenderungan penurunan kapasitas seiring berkurangnya diameter tiang.



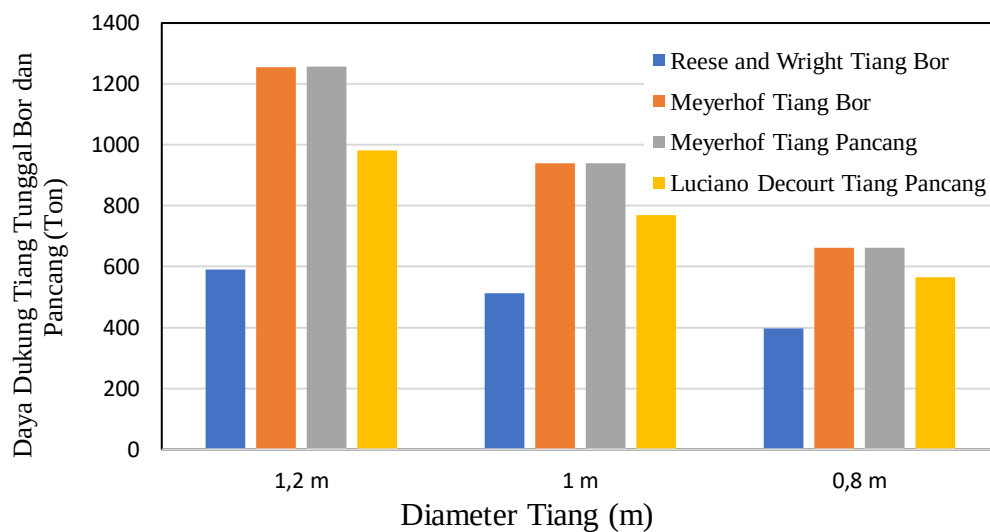
Gambar 5.19 Grafik Perbandingan Daya Dukung Pondasi Tiang Pancang Tunggal Metode Meyerhof (1976) dan Luciano Decourt (1996)

Berdasarkan grafik pada Gambar 5.17, pada diameter 1,2 m daya dukung tiang pancang berdasarkan metode Meyerhof sebesar 1255,855 ton, sedangkan metode Luciano Decourt sebesar 981,595 ton. Pada diameter 1,0 m, metode Meyerhof menghasilkan nilai sebesar 940,48 ton, sementara metode Luciano Decourt sebesar 768,27 ton. Pada diameter 0,8 m, daya dukung metode Meyerhof sebesar 662,307 ton, sedangkan metode Luciano Decourt sebesar 565,493 ton. Terlihat bahwa metode Meyerhof selalu memberikan nilai yang lebih besar dibandingkan metode Luciano Decourt, dengan tren penurunan daya dukung seiring berkurangnya diameter tiang.



Gambar 5.20 Perbandingan Daya Dukung Pondasi Tiang Bor dan Tiang Pancang pada Diameter Eksisting 1,2 M terhadap Nilai PDA Eksisting

Pada diameter eksisting 1,2 m, hasil pengujian PDA menunjukkan daya dukung sebesar 600,40 ton. Nilai ini paling mendekati hasil metode Reese and Wright pada tiang bor sebesar 590,44 ton dengan persentase 1,66% lebih kecil. Sementara itu, metode Meyerhof pada tiang bor menghasilkan nilai sebesar 1255,538 ton dengan persentase 109,17% lebih besar, metode Meyerhof pada tiang pancang sebesar 1255,855 ton dengan presentase yang sama dengan metode meyerhof pada tiang bor yaitu sebesar 109,1% lebih besar, dan metode Luciano Decourt sebesar 981,595 ton dengan presentase 63,49% lebih besar dibanding nilai PDA eksisting 1,2 m. Hal ini menunjukkan bahwa metode Reese and Wright memiliki kesesuaian paling baik terhadap kondisi aktual lapangan, sedangkan metode Meyerhof dan Luciano Decourt memberikan estimasi daya dukung yang lebih besar dibandingkan hasil pengujian lapangan.



Gambar 5.21 Grafik Perbandingan Daya Dukung Pondasi Tiang Bor dan Pondasi Tiang Pancang

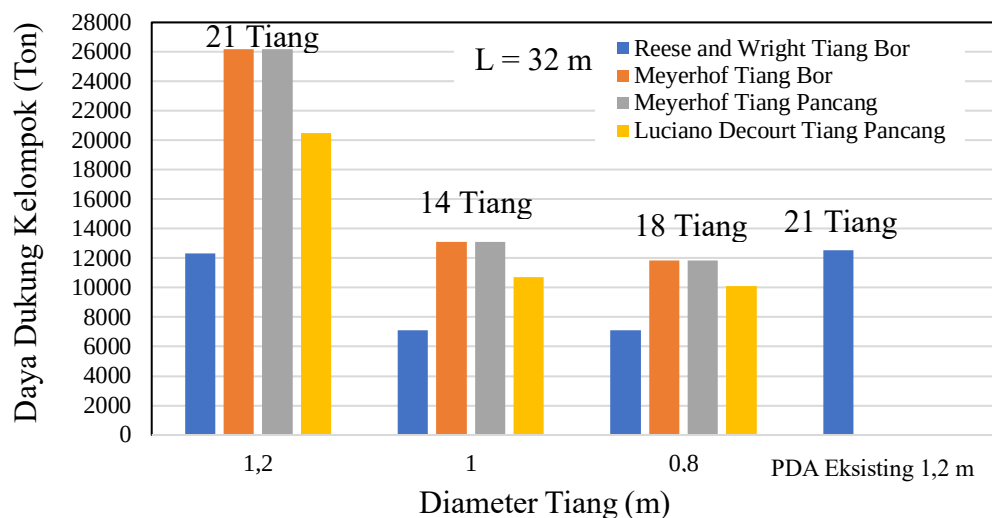
Pada diameter 1,2 m, 1 m, dan 0,8 m berdasarkan grafik diatas, pondasi tiang pancang umumnya menghasilkan daya dukung yang lebih besar atau setara dibandingkan tiang bor pada diameter yang sama, terutama berdasarkan metode Meyerhof. Pada diameter 1,2 m, nilai Meyerhof untuk tiang bor dan tiang pancang masing-masing sebesar 1255,538 ton dan 1255,855 ton; pada diameter 1,0 m sebesar 940,22 ton dan 940,48 ton; serta pada diameter 0,8 m sebesar 662,096 ton dan 662,307 ton. Besarnya nilai daya dukung pada metode Meyerhof terutama disebabkan oleh kontribusi tahanan ujung yang sangat dominan dalam formulasi perhitungannya. Metode ini menggunakan faktor daya dukung yang relatif besar pada komponen ujung tiang, sehingga apabila ujung tiang berada pada lapisan tanah yang padat atau memiliki nilai N-SPT yang tinggi, nilai daya dukung ujung meningkat secara signifikan. Akibatnya, total daya dukung yang dihitung menjadi lebih besar dibandingkan metode Reese and Wright maupun Luciano Decourt, yang umumnya memberikan estimasi lebih moderat berdasarkan pendekatan empiris dan kondisi interaksi tanah–tiang yang lebih realistis.

5.8.2 Daya Dukung Pondasi Tiang Kelompok

Analisis daya dukung pondasi tiang kelompok dalam penelitian ini dilakukan menggunakan beberapa metode, yaitu Reese and Wright dan Meyerhof untuk tiang bor, serta Meyerhof dan Luciano Decourt untuk tiang pancang. Hasil perhitungan menunjukkan adanya perbedaan kapasitas dukung antara metode-metode tersebut, yang dipengaruhi oleh pendekatan dan asumsi masing-masing metode. Hasil perhitungan serta grafik dapat dilihat pada Tabel 5.43 dan Gambar 5.22 berikut.

Tabel 5.43 Perbandingan Hasil Daya Dukung Kelompok Tiang

	Reese & Wright Tiang Bor		
	1,2 m	1 m	0,8 m
Qall (Ton)	590,440781	511,7297423	397,876
Jumlah Tiang (n)	21	14	18
Qg (Ton)	12319,375	7123,110	7119,722
	Meyerhof Tiang Bor		
	1,2 m	1 m	0,8 m
Qall (Ton)	1255,539	940,218	662,096
Jumlah Tiang (n)	21	14	18
Qg (Ton)	26196,447	13091,203	11851,540
	Meyerhof Tiang Pancang		
	1,2 m	1 m	0,8 m
Qall (Ton)	1255,856	940,482	662,308
Jumlah Tiang (n)	21	14	18
Qg (Ton)	26203,06582	13091,20278	11851,53955
	Luciano Decourt Tiang Pancang		
	1,2 m	1 m	0,8 m
Qall (Ton)	981,596	768,266	565,493
Jumlah Tiang (n)	21	14	18
Qg (Ton)	20480,71121	10694,01002	10119,11032
PDA 1,2 m			
Qall (Ton)	600,4		
Jumlah Tiang (n)	21		
Qg (Ton)	12527,171		



Gambar 5.22 Grafik Perbandingan Daya Dukung Pondasi Tiang Kelompok

Berdasarkan grafik diatas, seluruh nilai daya dukung kelompok tiang yang diperoleh dari berbagai metode perhitungan pada variasi diameter 1,2 m, 1,0 m, dan 0,8 m menunjukkan kapasitas yang lebih besar dibandingkan beban rencana. Hal ini menandakan bahwa baik pondasi tiang bor maupun tiang pancang berada dalam kondisi aman secara struktural. Analisis daya dukung pondasi kelompok dihitung dengan berdasarkan kebutuhan jumlah tiang terhadap beban struktur yang bekerja. Pada diameter 1,2 m merupakan dimensi eksisting dengan jumlah tiang sebanyak 21 tiang, sehingga menghasilkan daya dukung kelompok tiang yang lebih besar dibandingkan diameter 1 m dan diameter 0,8 m, yang dimana memiliki jumlah tiang berturut turut sebanyak 14 dan 18 tiang.

Pada ketiga diameter tersebut, metode Meyerhof untuk tiang bor dan tiang pancang memiliki daya dukung kelompok tiang dominan besar, yang didasarkan pada daya dukung pondasi tunggal. Besarnya daya dukung ini dapat disebabkan oleh pendekatan empiris yang digunakan metode Meyerhof memberikan kontribusi besar pada tahanan ujung dan tahanan gesek selimut berdasarkan nilai N-SPT, sedangkan metode Reese and Wright dan Luciano Decourt memiliki nilai daya dukung yang lebih kecil, karena kedua metode tersebut menerapkan pendekatan empiris yang lebih konservatif untuk keamanan pondasi.

5.8.3 Hasil Penurunan Pondasi Tiang

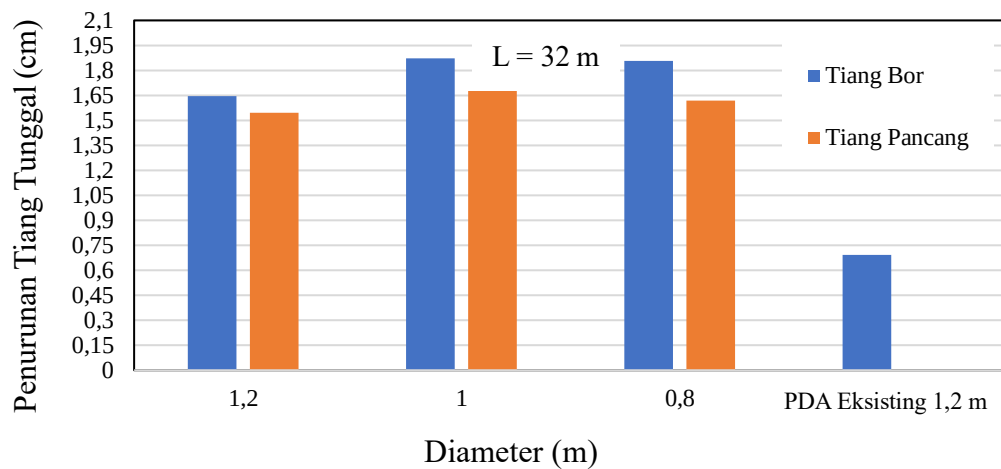
Analisis penurunan dilakukan untuk menilai bagaimana pondasi tiang bor dan tiang pancang mengalami deformasi pada variasi diameter 1,2 m, 1,0 m, dan 0,8 m. Perhitungan penurunan dilakukan menggunakan metode semi empiris dan pemodelan numerik dengan PLAXIS 2D, sehingga hasilnya dapat dibandingkan secara kuantitatif. Hasil analisis penurunan pondasi tiang tunggal maupun kelompok dapat dilihat pada Tabel 5.44 dan Tabel 5.45, serta grafik perbandingan nilai penurunan dapat dilihat pada Gambar 5.18 berikut.

Tabel 5.44 Hasil Penurunan Pondasi Tiang Bor Metode Empiris

	Diameter			PDA Test
	1,2 m	1 m	0,8 m	
S (m)	0,01644	0,01871	0,01856	0,00691
S ijin (m)	0,12	0,1	0,8	0,12
keterangan	AMAN	AMAN	AMAN	AMAN
Sg (m)	0,0424	0,0529	0,0587	0,021851339
Sg ijin (m)	0,16	0,16	0,16	0,16
keterangan	AMAN	AMAN	AMAN	AMAN

Tabel 5.45 Hasil Penurunan Pondasi Tiang Pancang Metode Empiris

	Diameter		
	1,2 m	1 m	0,8 m
S (m)	0,01544	0,01675	0,01618
S ijin (m)	0,12	0,1	0,8
keterangan	AMAN	AMAN	AMAN
Sg (m)	0,0399	0,0474	0,0512
Sg ijin (m)	0,16	0,16	0,16
keterangan	AMAN	AMAN	AMAN



Gambar 5.23 Grafik Penurunan Pondasi Tiang Tunggal

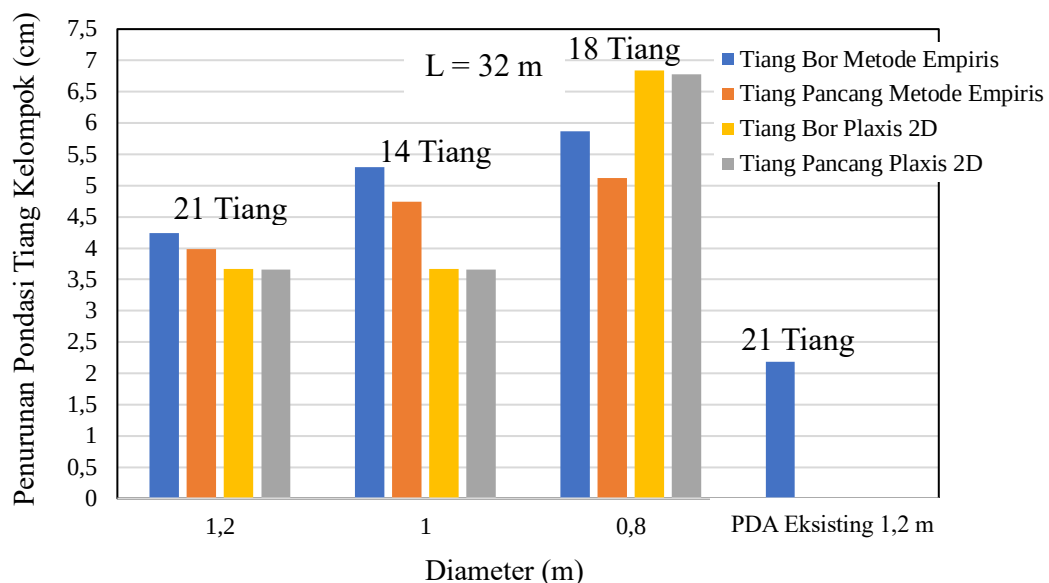
Adapun hasil analisis penurunan pondasi tiang kelompok berdasarkan pemodelan numerik Plaxis 2D dapat dilihat pada Tabel 5.46 dan Tabel 5.47, serta grafik perbandingan penurunan tiang kelompok dapat dilihat pada Gambar 5.24 berikut.

Tabel 5.46 Hasil Penurunan Pondasi Tiang Bor Berdasarkan Plaxis 2D

	Diameter		
	1,2 m	1 m	0,8 m
Sg (m)	0,03672	0,03672	0,06841
Sg ijin (m)	0,1633	0,1633	0,1633
keterangan	AMAN	AMAN	AMAN

Tabel 5.47 Hasil Penurunan Pondasi Tiang Pancang Berdasarkan Plaxis 2D

	Diameter		
	1,2 m	1 m	0,8 m
Sg (m)	0,03656	0,03654	0,06779
Sg ijin (m)	0,1633	0,1633	0,1633
keterangan	AMAN	AMAN	AMAN



Gambar 5.24 Grafik Penurunan Pondasi Tiang Kelompok

Analisis penurunan pondasi tiang kelompok dilakukan pada beberapa variasi diameter dan konfigurasi tiang dengan kondisi struktur dan pembebanan yang sama. Pondasi eksisting berupa tiang bor berdiameter 1,2 m dengan konfigurasi 7×3 (21 tiang) dijadikan sebagai acuan, kemudian dilakukan variasi diameter 1,0 m dengan konfigurasi 7×2 (14 tiang) serta diameter 0,8 m dengan konfigurasi 9×2 (18 tiang). Variasi jumlah tiang tersebut tidak dimaksudkan untuk mengubah beban struktur atas, melainkan untuk mengevaluasi pengaruh perubahan dimensi dan konfigurasi pondasi terhadap perilaku penurunan yang terjadi.

Pada perhitungan penurunan menggunakan metode empiris, beban struktur dibagi secara merata ke setiap tiang dalam kelompok. Dengan demikian, jumlah tiang secara langsung mempengaruhi besar beban yang dipikul oleh masing-masing tiang, sehingga perbedaan konfigurasi tiang menghasilkan nilai penurunan yang berbeda. Sebaliknya, pada analisis numerik menggunakan PLAXIS 2D, beban dimodelkan sebagai beban per meter memanjang dengan pendekatan plane strain. Karena struktur atas dan lebar pilecap dibuat sama pada seluruh variasi, beban yang diberikan juga sama, sedangkan perbedaan jumlah dan diameter tiang direpresentasikan melalui perbedaan kekakuan ekuivalen sistem pondasi.

Hasil perhitungan penurunan metode empiris menunjukkan bahwa penurunan pondasi tiang bor kelompok sebesar 4,2437 cm untuk diameter 1,2 m, 5,292 cm untuk diameter 1,0 m, dan 5,869 cm untuk diameter 0,8 m, sedangkan pada pondasi tiang pancang diperoleh penurunan sebesar 3,985 cm, 4,737 cm, dan 5,117 cm untuk diameter yang sama. Sementara itu, hasil analisis PLAXIS 2D menunjukkan penurunan pondasi tiang bor sebesar 3,672 cm pada diameter 1,2 m dan 1,0 m, serta meningkat menjadi 6,841 cm pada diameter 0,8 m, sedangkan pada pondasi tiang pancang diperoleh penurunan sebesar 3,656 cm, 3,654 cm, dan 6,779 cm. Perbedaan kecenderungan hasil antara kedua metode tersebut menunjukkan bahwa metode empiris lebih sensitif terhadap pembagian beban per tiang, sedangkan PLAXIS 2D lebih dipengaruhi oleh kekakuan sistem pondasi dan interaksi tanah dan struktur secara keseluruhan.

Perbandingan berdasarkan jenis pondasi, hasil analisis menunjukkan bahwa penurunan pondasi tiang pancang memiliki nilai yang lebih kecil dibandingkan pondasi tiang bor pada diameter yang sama, baik pada metode empiris maupun pemodelan numerik. Kondisi ini dipengaruhi oleh perbedaan mutu beton yang digunakan, di mana mutu beton tiang bor sebesar 30 MPa dan mutu beton tiang pancang sebesar 50 MPa sesuai dengan spesifikasi katalog tiang pancang yang umum digunakan di pasaran. Mutu beton yang lebih tinggi pada tiang pancang menghasilkan modulus elastisitas yang lebih besar, sehingga kekakuan aksial tiang meningkat dan deformasi yang terjadi menjadi lebih kecil.

BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Berdasarkan hasil analisis perbandingan daya dukung dan penurunan pondasi tiang bor dan pondasi tiang pancang berdasarkan data *Standard Penetration Test* (SPT) pada proyek pembangunan jalan tol Solo – Yogyakarta – NYIA Kulon Progo Seksi 2 Paket 2.2 B titik P45, dapat disimpulkan beberapa hal sebagai berikut:

1. Berdasarkan analisis daya dukung dan penurunan pondasi tiang bor tunggal dengan kondisi eksisting dan variasi dimensi menggunakan metode Reese and Wright dan Meyerhof, diperoleh bahwa daya dukung menurun seiring dengan berkurangnya diameter tiang. Pada diameter 1,2 m, daya dukung tiang bor tunggal sebesar 590,44 ton berdasarkan metode Reese and Wright dan 1255,538 ton berdasarkan metode Meyerhof. Nilai penurunan tiang bor tunggal masing-masing sebesar 1,64 cm, 1,87 cm, dan 1,86 cm untuk diameter 1,2 m, 1,0 m, dan 0,8 m, yang seluruhnya masih berada dalam batas penurunan yang diizinkan.
2. Hasil analisis pondasi tiang bor kelompok dengan kondisi eksisting dan variasi dimensi menunjukkan bahwa seluruh konfigurasi pondasi telah memenuhi beban aksial struktur sebesar 6496,403 ton. Pada diameter eksisting 1,2 m dengan 21 tiang, daya dukung kelompok sebesar 12319,375 ton menggunakan metode Reese and Wright dan 26196,447 ton menggunakan metode Meyerhof. Hasil pengujian PDA sebesar 12527,171 ton menunjukkan kedekatan dengan metode Reese and Wright, sehingga metode tersebut dinilai lebih sesuai dalam merepresentasikan kondisi lapangan. Penurunan kelompok berdasarkan metode empiris dan PLAXIS 2D masih berada dalam batas yang dapat diterima.
3. Untuk pondasi tiang pancang tunggal, hasil analisis menggunakan metode Meyerhof dan Luciano Decourt menunjukkan bahwa daya dukung tiang

pancang umumnya lebih besar dibandingkan tiang bor pada diameter yang sama. Pada diameter 1,2 m, daya dukung tiang pancang sebesar 1255,855 ton menurut metode Meyerhof dan 981,595 ton menurut metode Luciano Decourt. Penurunan tiang pancang tunggal sebesar 1,54 cm, 1,68 cm, dan 1,62 cm untuk diameter 1,2 m, 1,0 m, dan 0,8 m, yang seluruhnya memenuhi persyaratan penurunan yang diizinkan.

4. Analisis pondasi tiang pancang kelompok dengan kondisi eksisting dan variasi dimensi menunjukkan bahwa seluruh konfigurasi pondasi memenuhi beban aksial struktur. Pada diameter 1,2 m, daya dukung kelompok sebesar 26203,066 ton menggunakan metode Meyerhof dan 20480,711 ton menggunakan metode Luciano Decourt. Pada variasi diameter 1,0 m dan 0,8 m, daya dukung yang dihasilkan juga masih melampaui beban struktur. Penurunan kelompok berdasarkan metode empiris dan PLAXIS 2D menunjukkan nilai yang relatif lebih kecil dibandingkan pondasi tiang bor dan masih berada dalam batas yang dapat diterima.
5. Berdasarkan hasil analisis penurunan pondasi tiang bor dan pondasi tiang pancang menggunakan pemodelan numerik PLAXIS 2D, diperoleh bahwa nilai penurunan bervariasi terhadap perubahan diameter tiang. Pada diameter 1,2 m, penurunan pondasi tiang bor sebesar 3,672 cm dan pondasi tiang pancang sebesar 3,656 cm, yang lebih kecil dibandingkan hasil perhitungan metode empiris masing-masing sebesar 4,24 cm dan 3,99 cm. Pada diameter 1,0 m, hasil PLAXIS 2D menunjukkan penurunan sebesar 3,672 cm untuk pondasi tiang bor dan 3,654 cm untuk pondasi tiang pancang, yang juga lebih kecil dibandingkan penurunan empiris sebesar 5,29 cm dan 4,74 cm. Sementara itu, pada diameter 0,8 m, penurunan berdasarkan PLAXIS 2D meningkat menjadi 6,841 cm pada pondasi tiang bor dan 6,779 cm pada pondasi tiang pancang, sedikit lebih besar dibandingkan hasil metode empiris masing-masing sebesar 5,87 cm dan 5,12 cm.
6. Perbandingan hasil analisis menunjukkan bahwa pondasi tiang pancang umumnya menghasilkan nilai daya dukung yang lebih besar dibandingkan pondasi tiang bor pada diameter yang sama, terutama berdasarkan metode

Meyerhof. Hal ini disebabkan oleh proses pemancangan yang meningkatkan kepadatan tanah di sekitar tiang sehingga kontribusi tahanan ujung dan tahanan selimut menjadi lebih besar. Namun demikian, hasil daya dukung tiang bor berdasarkan metode Reese and Wright menunjukkan kesesuaian yang paling mendekati hasil uji lapangan (PDA), sehingga dinilai lebih merepresentasikan kondisi aktual tanah di lokasi penelitian. Dalam segi penurunan, pondasi tiang pancang cenderung mengalami penurunan yang lebih kecil dibandingkan pondasi tiang bor, baik pada kondisi tiang tunggal maupun tiang kelompok. Meskipun demikian, seluruh nilai penurunan yang diperoleh dari metode empiris maupun analisis numerik PLAXIS 2D masih berada dalam batas yang dapat diterima untuk mendukung kinerja struktur.

6.2 Saran

Saran yang dapat penulis sampaikan untuk penelitian selanjutnya agar hasil yang diperoleh dalam perencanaan pondasi tiang menjadi lebih optimal adalah sebagai berikut.

1. Perlu dilakukan analisis daya dukung dengan menggunakan metode empiris lainnya agar diperoleh variasi hasil perhitungan yang lebih beragam sebagai bahan evaluasi dan perbandingan.
2. Ketelitian dalam pengolahan dan analisis data diperlukan untuk menghindari kesalahan dalam perencanaan pondasi tiang.
3. Perlu dilakukan analisis serupa dengan memanfaatkan berbagai perangkat lunak berbasis metode elemen tak hingga (*finite element method*) yang berbeda, seperti Geo5, L-Pile, PLAXIS 3D, serta aplikasi lainnya, guna memperoleh hasil yang lebih komprehensif.

DAFTAR PUSTAKA

- Aulia, S.N., 2024. *Analisis Pembebanan dan Perbandingan Pondasi Tiang Bor dengan Tiang Pancang pada Jembatan Surah Sta 12+195 (Loading Analysis and Comparison of Bore Pile Foundation with Piles on Surah Bridge Sta 12+195) (Studi Kasus Proyek Tol Solo-Yogya-NYA Kulon Progo Seksi 1 Paket 1.1 Solo-Klaten)*. Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.
- Badan Pengatur Jalan Tol Kementerian PUPR, 2014. *Tujuan dan Manfaat Penyelenggaraan Jalan Tol*. <https://binamarga.pu.go.id/index.php/konten/jalan-tol/tujuan-dan-manfaat>.
- Badan Standardisasi Nasional, 2017. SNI 8640 - 2017 : Persyaratan perancangan geoteknik. Jakarta.
- Badan Standardisasi Nasional, 2019. SNI 1725 - 2019 : Pembebanan untuk Jembatan. Jakarta.
- Badan Standardisasi Nasional, 2008. SNI 4153 - 2008 : Cara Uji Penetrasi Lapangan dengan SPT. Jakarta.
- Bowles, J.E., 1997. *Analisis dan Desain Pondasi Edisi Keempat Jilid II*. Erlangga, Jakarta.
- Carter, Michael., Bentley, S.P., 2016. *Soil properties and their correlations*. John Wiley & Sons, Inc., United Kingdom.
- Das, B.M., 1995. *Mekanika Tanah (Prinsip-Prinsip Rekayasa Geoteknik) Jilid I*. Erlangga, Jakarta, Indonesia.
- Global Intan Teknindo, 2024. *Mengenal Pile Driving Analyzer (PDA): Alat Wajib untuk Pondasi Kokoh*. <https://giteknindo.id/mengenal-pile-driving-analyzer-pda-alat-wajib-untuk-pondasi-kokoh/>.
- Hardiyatmo, H.C., 2008. *Teknik Fondasi 2*, Edisi Keempat. PT. Gramedia Pustaka Utama, Jakarta, Indonesia.
- Husnah, 2015. *Analisis Daya Dukung Pondasi Tiang Pancang pada Proyek Pembangunan Pondasi Tissue Block 5 & 6*. Universitas Abdurrahman, Riau.
- Husnirizqi, U.F., 2022. *Perbandingan Daya Dukung Tiang Bor Berdasarkan Data Lapangan Dan Laboratorium Terhadap Variasi Dimensi (Comparison Of Bored Pile Bearing Capacity Based On Field And Laboratory Data With Dimensional Variation)*. Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.

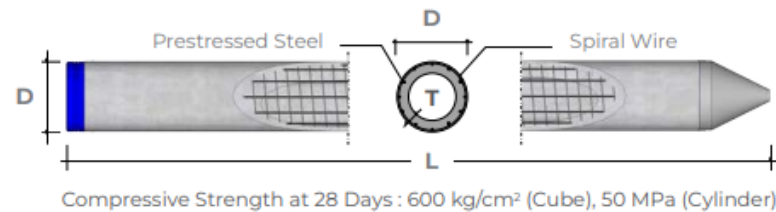
- Listyono, P.P.U., Suwarno, Sari, P.T.K., 2017. *Perencanaan Pondasi Jembatan dan Perbaikan Tanah untuk Oprit Jembatan Overpass Mungkung di Jalan Tol Solo-Ngawi-Kertosono STA 150 + 331*. Institut Teknologi Sepuluh Nopember, Surabaya.
- Madya, G.B., 2022. *Analisis Kapasitas Dukung dan Penurunan Kelompok Tiang Pancang pada Tanah Lempung dengan Variasi Dimensi (Bearing Capacity Analysis and Settlement of Group Spun Pile on Clay Soil with Various Dimension)*. Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.
- Musa, M.A.K., Novianto, D., Suryadi, A., 2021. *Analisis Perbandingan Pondasi Tiang Pancang dengan Tiang Bor pada Gedung Kuliah Politeknik Negeri Madiun*. Politeknik Negeri Malang, Malang.
- Prativi, A., Dewi, P., Sutra, N., Adi, W.T., Weijia, C., 2022. *Comparison of Individual Bored Pile Bearing Capacity Using the Results of Standard Penetration Test (SPT) and Pile Driving Analysis (PDA) Test of the Railway Bridge Foundation*. Journal of Railway Transportation and Technology, Madiun.
- Sardjono, 1991. *Pondasi Tiang Pancang*, Edisi Pertama. Penerbit Sinar Wijaya, Surabaya.
- SiMANTU Kementerian PUPR, 2023. *Pondasi Jembatan*. URL https://simantu.pu.go.id/epel/edok/8e38d_6._pondasi_jembatan.pdf
- Sosrodarsono, S., 2000. *Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi*, Edisi Ketujuh. PT. Pradnya Paramita, Jakarta.
- Sulistiawati, R., 2024. *Analisis Daya Dukung Tanah pada Pondasi Jembatan Fly Over Pier 12 (Analysis of Soil Bearing Capacity on The Foundation of The Fly Over Bridge Pier 12)*. Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta
- T, W.L., Robert, V.W., 1969. *Soil Mechanics*. John Willey and Son, Inc, New York.
- Wahyudi, H., 2013. *Daya Dukung Pondasi Dalam*. Institut Teknologi Sepuluh November, Surabaya, Indonesia.

LAMPIRAN

Lampiran 1 Spesifikasi Tiang Pancang



Product Dimension



Outsided Diameter D (mm)	Wall Thickness T (mm)	Class	Concrete Cross Section (cm ²)	Unit Weight (kg/m)	Length L (m)	Bending Moment		Allowable Axial Load (kN)
						Crack (kN.m)	Ultimate (kN.m)	
300	60	A2	452	113	6-13	26.9	50.6	698
		A3				29.4	60.4	681
		B			6-15	34.3	69.3	665
		C				39.2	83.8	636
350	65	A1	582	145	6-13	34.3	48.8	937
		A3				44.1	86.8	884
		B			6-16	49.0	97.8	867
		C				58.9	121.7	828
400	75	A2	766	191	6-13	54.0	89.4	1,214
		A3				63.8	118.2	1,178
		B			6-17	73.6	155.7	1,128
		C				88.3	183.8	1,087
450	80	A1	930	232	6-15	73.6	110.9	1,494
		A2				83.4	139.1	1,457
		A3			6-18	98.1	186.3	1,405
		B				107.9	214.1	1,373
500	90	C	1,159	290	6-16	122.6	260.0	1,314
		A1				103.0	159.9	1,848
		A2			6-19	122.6	216.2	1,794
		A3				137.3	250.9	1,759
500	90	B	1,159	290	6-19	147.2	283.0	1,726
		C				166.8	353.5	1,648

600	100	A1	1,571	393	6-17	166.8	251.4	2,514
		A2				186.4	298.2	2,476
		A3				215.8	409.7	2,388
		B			6-21	245.2	473.2	2,336
		C				284.5	581.4	2,239
800	120	A1	2,564	641	6-20	392.4	594.7	4,078
		A2				451.3	745.3	3,990
		A3				500.3	886.4	3,906
		B			6-24	539.6	1,044	3,809
		C				637.6	1,311	3,625
1000	140	A1	3,782	946	6-23	735.8	1,123	6,009
		A2				804.4	1,316	5,921
		A3				912.3	1,591	5,794
		B			6-28	1,030	1,904	5,643
		C				1,177	2,372	5,422
1200	150	A1	4,948	1,237	6-26	1,177	1,816	7,850
		A2				1,275	2,284	7,675
		A3				1,422	2,640	7,538
		B			6-30	1,668	3,504	7,226
		C				1,962	3,939	7,041

Gambar L-1.1 Spesifikasi Tiang Pancang pada Pasaran

(Sumber : PT. Waskita Beton Precast Tbk, 2024)

Lampiran 2 Data *Boring Log*

DRILLING LOG													HOLE NO : BH-62								
PROJECT : Tol Yogya - Solo					COORDINATE : x =					DEPTH : 40.00 m											
LOCATION : Yogyakarta					y =					GWL : -7.10 m											
STATION :					z =					Drill Master : Hk											
DEPTH (m)	DATE	SOIL/ROCK		SAMPLE DEPTH (m)	SPT		STRENGTH TEST				ATTERBERG LIMITS								γ_t t/m ³	Gs	e _s
		SYMBOL	DESCRIPTION		N		TYPE	C kg/cm ²	ϕ°	q _a											
	27 - 29 March 2023		Fill Material (sand + gravel)			0	20	40	60												
-1			Sand, with a trace of silt, brown, dense	1.00 1.45	16 15	14 15		30													
-2		xx xx xx xx xx	Silty clay, with trace to little of sand, dark grey with brown specks, stiff consistency	3.00 3.45	8 15	5 15		13													
-3		xx xx xx xx xx	Silty sand, brown, coarse grained, medium dense	5.00 5.45	3 15	7 15		10													
-4		xx xx xx xx xx		7.00 7.45	14 15	16 15		30													
-5		xx xx xx xx xx	Sand, grey with brown specks, coarse grained, dense	9.00 9.45	13 15	21 15		34													
-6		xx xx xx xx xx	Silty sand, brownish grey, slightly ccemented, coarse grained, very dense	11.00 11.30	50 15			>50													
-7		xx xx xx xx xx		13.00 13.45	4 15	1 15		5													
-8		xx xx xx xx xx	Silty clay, with trace to little of sand, brown, medium consistency	15.00 15.45	8 15	14 15		22													
-9		xx xx xx xx xx	Silty sand, dark grey, coarse grained, dense	17.00 17.45	20 15	24 15		44													
-10		xx xx xx xx xx	Sand, with a trace of gravel, dark grey, coarse grained, dense	19.00 19.45	21 15	24 15		45													
-11																					
-12																					
-13																					
-14																					
-15																					
-16																					
-17																					
-18																					
-19																					
-20																					

REMARKS

0 TO 10% : TRACE
10 TO 20% : LITTLE
20 TO 35% : SOME
35 TO 50% : AND

Open Drive Sample

Casing Depth

Mazier Sample

SPT

WATER CONTENT, %

PLASTIC LIMIT, %

LIQUID LIMIT, %

TESTANA
INDOTEKNIKA

Soil Investigation and Foundation Engineering

DRILLING LOG										HOLE NO : BH-62							
PROJECT : Tol Yogya - Solo				COORDINATE : x =				DEPTH : 40.00 m									
LOCATION : Yogyakarta				y =				GWL : -7.10 m									
STATION :				z =				Drill Master : Hk									
DEPTH (m)	DATE	SOIL/ROCK		SAMPLE DEPTH (m)	SPT		STRENGTH TEST			ATTERBERG LIMITS					γ_t t/m ³	Gs	e _s
		SYMBOL	DESCRIPTION		N		TYPE	C kg/cm ²	q _u								
21	29 - 31 March 2023	XXXX	Silty sand, dark brown, coarse grained, dense	21.00	15	22	●										
21.45				15	15	37											
22		XXXX	Sand, grey, coarse grained, very dense	23.00	32		18	●									
23.37				15	7	>50											
25.00				21	29		●										
25.45		15	15														
27		XXXX	Clayey silt, with trace to little of sand, dark grey, hard consistency	27.00	11	23	●										
27.45				15	15	34											
29		XXXX	Silty sand, with trace to little of gravel, brownish grey, slightly cemented, coarse grained, very dense	29.00	24		26	●									
29.42				15	12	>50											
31		XXXX	Clayey silt, with trace to little of sand, brownish grey, hard consistency	31.00	14		21	●									
31.45				15	15	35											
33		XXXX	Sand, with cobbles at some depths, brownish grey, coarse grained, dense	33.00	16		34	●									
33.45				15	15	50											
35.00				15	25		●										
35.45		15	15														
37	XXXX	Sand, with a trace of silt, dark grey, coarse grained, dense	37.00	19	22	●											
37.45			15	15	41												
39	XXXX	Clayey silt, with trace to little of sand, brown, very stiff consistency	38.50	10		18	●										
38.95			15	15	28												
40		Sand, with a trace of	40.00	29		16	●										
40.45			15	15	45												
			End of Drilling														

REMARKS 0 TO 10% : TRACE
10 TO 20% : LITTLE
20 TO 35% : SOME
35 TO 50% : AND

Open Drive Sample

Mazier Sample

Casing Depth

SPT

● WATER CONTENT, %
○ PLASTIC LIMIT, %
△ LIQUID LIMIT, %

TESTANA
INDOTEKNIKA
Soil Investigation and Foundation Engineering

Lampiran 3 Data PDA Test



GUDANG GAJAH Lestari p.t.

General Contractors & Building Material Supplier

Jl. Pangeran Jayakarta 24 No. 36 (1-2), Jakarta, 10730

Telp: (021) 6496004 Fax: (021) 6249004

II. INFORMASI UMUM

General Information

NAMA PROYEK : Project Tol Road Solo-Jogja
 PROJECT NAME
 LOKASI : Mainroad Elevated STA 55 + 857, P45 - BP10
 LOCATION

II.1 DATA TIANG UJI

Test Pile Data

Data tiang uji dapat dilihat pada tabel berikut:

The test pile data are as follows:

Nama Tiang / Pile Name	Rincian Tiang / Pile Description (m)	Panjang di Bawah Gages / Length Embedment (m)	Panjang Tertanam / Length Penetration (m)	Hammer	Tanggal Test Tiang / Date Of Testing
P45-BP10	Bore pile 1.2Ø	32.60	32.60	Drop 12T	1 Maret 2025

II.2 PERALATAN YANG DIGUNAKAN:

Equipment of PDA Test:

- PDA-RSM (Pile Driving Analyzer)
PDA-RSM (Pile Driving Analyzer)
- Dua buah strain transducer untuk mengukur gaya pada tiang uji
Strain transducer for measuring force (f)
- Dua buah accelerometer untuk mengukur cepat rambat gelombang
Two accelerometers for measuring wave response on the pile
- Alat bor, angkur, baut, dll.
Tools: equipment such as electric motor drill, bolt and nut, wrench, etc.



GUDANG GAJAH Lestari p.t.

General Contractors & Building Material Supplier

Jl. Pangeran Jayakarta 24 No. 36 (1-2), Jakarta, 10730

Telp: (021) 6496004 Fax: (021) 6249004

IV. DISKUSI

Discussion

IV. 1. Energi dan Tegangan pada Material Tiang *Energy & Stress*

Nama Tiang / Pile Name	Hammer			Tegangan Stress		
	Berat Weight (Ton)	Tinggi Jatuh Stroke of Ram (m)	Energi Pukulan Energy Maximum (kN*m)	CSX (MPa)	TSX (MPa)	Keterangan Remark
P45-BP10	12	1.50	142.85	24.06	7.30	

IV. 2. Daya Dukung Tiang *Bearing Capacity*

Nama Tiang / Pile Name	CAPWAP			
	Daya Dukung Bearing Capacity (Ru) [Ton]	Gaya Gesek Friction (SF) [Ton]	Gaya Ujung End Bearing (EB) [Ton]	Penurunan Maksimum Displacement Maksimum (Dx) [mm]
P45-BP10	1501	966	534	6.91

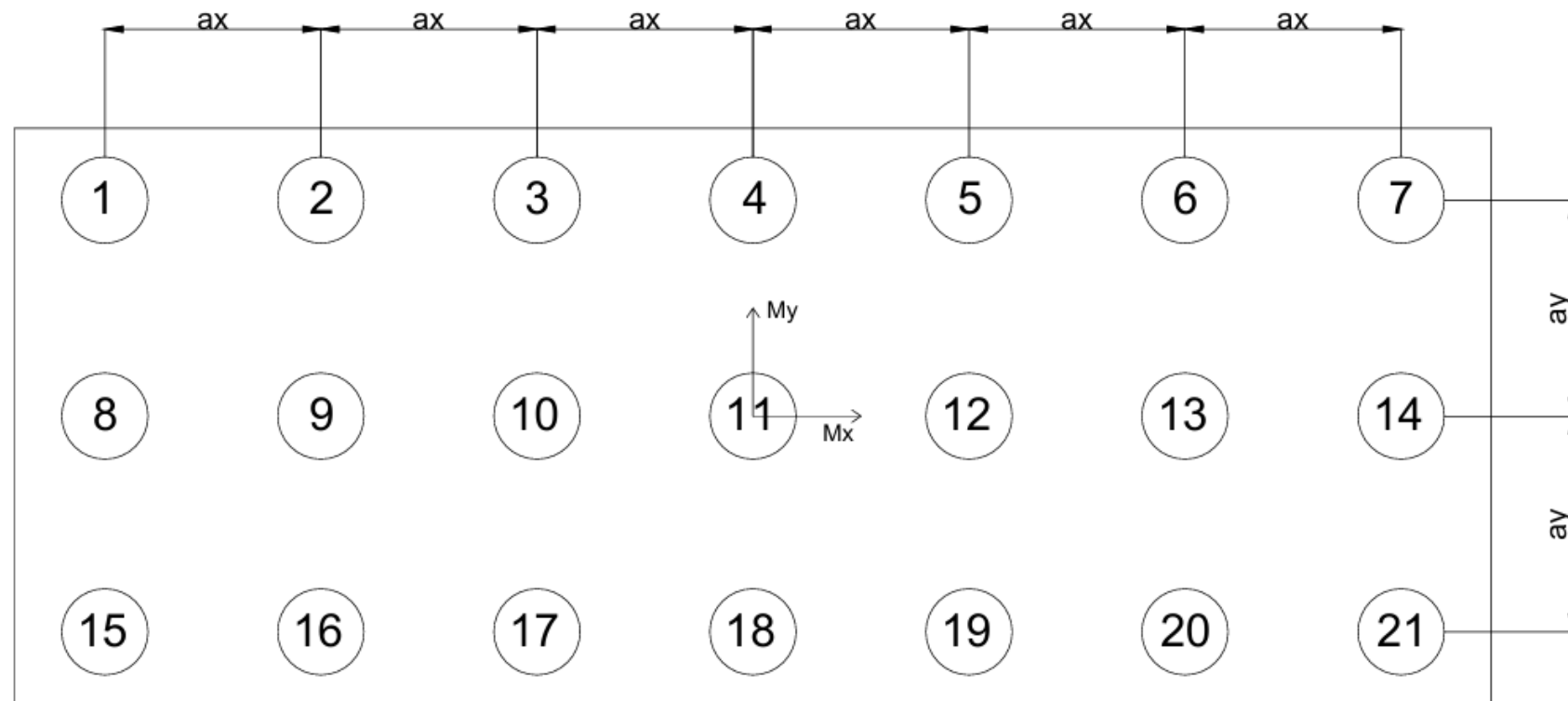
IV. 3. Kesimpulan *Conclusion*

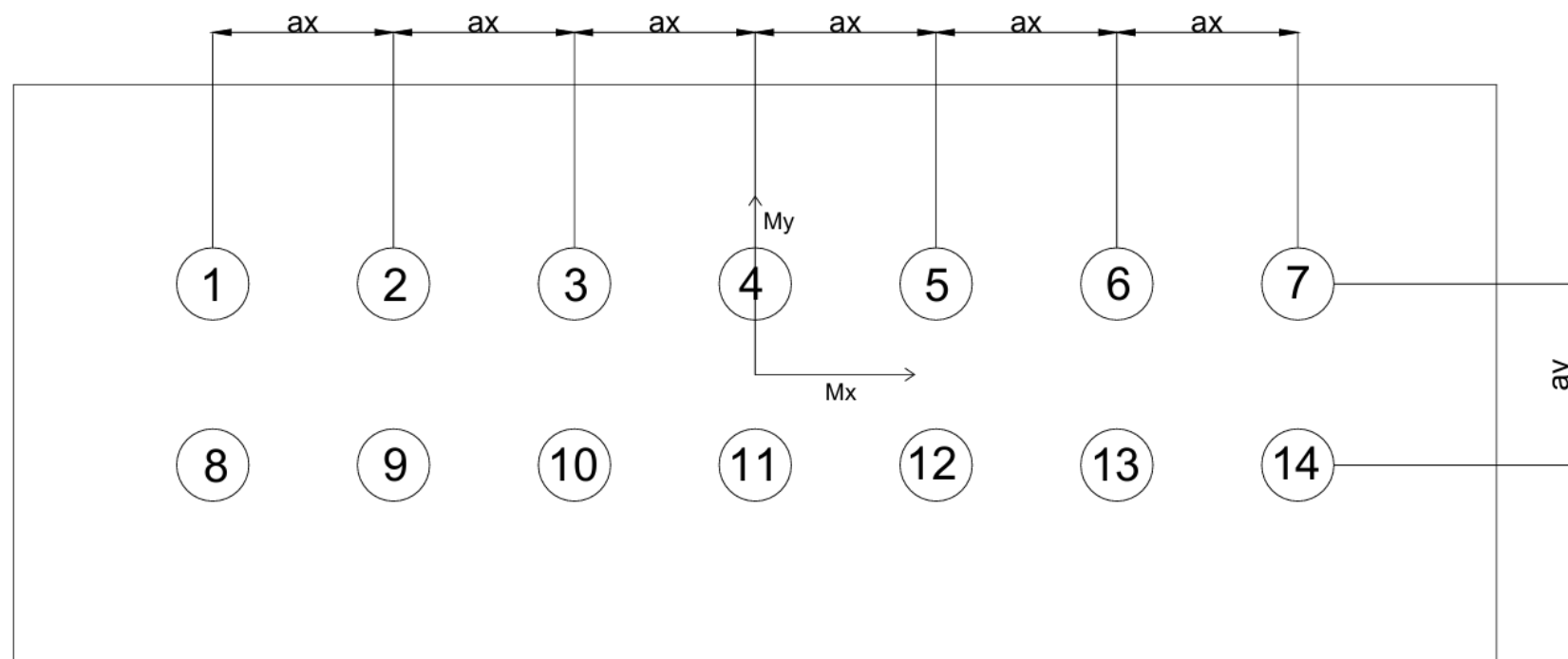
Dari hasil pengujian PDA Test pada tanggal 1 Maret 2025 pada titik P45-BP10, di peroleh hasil analisis Capwap kapasitas daya dukung tiang sebesar 1501 ton. Lebih besar di bandingkan rencana kapasitas daya dukung tiang sebesar 1345 ton. Dengan demikian tiang bored pile pada titik P45-BP10 sudah memenuhi syarat perencanaan desain.

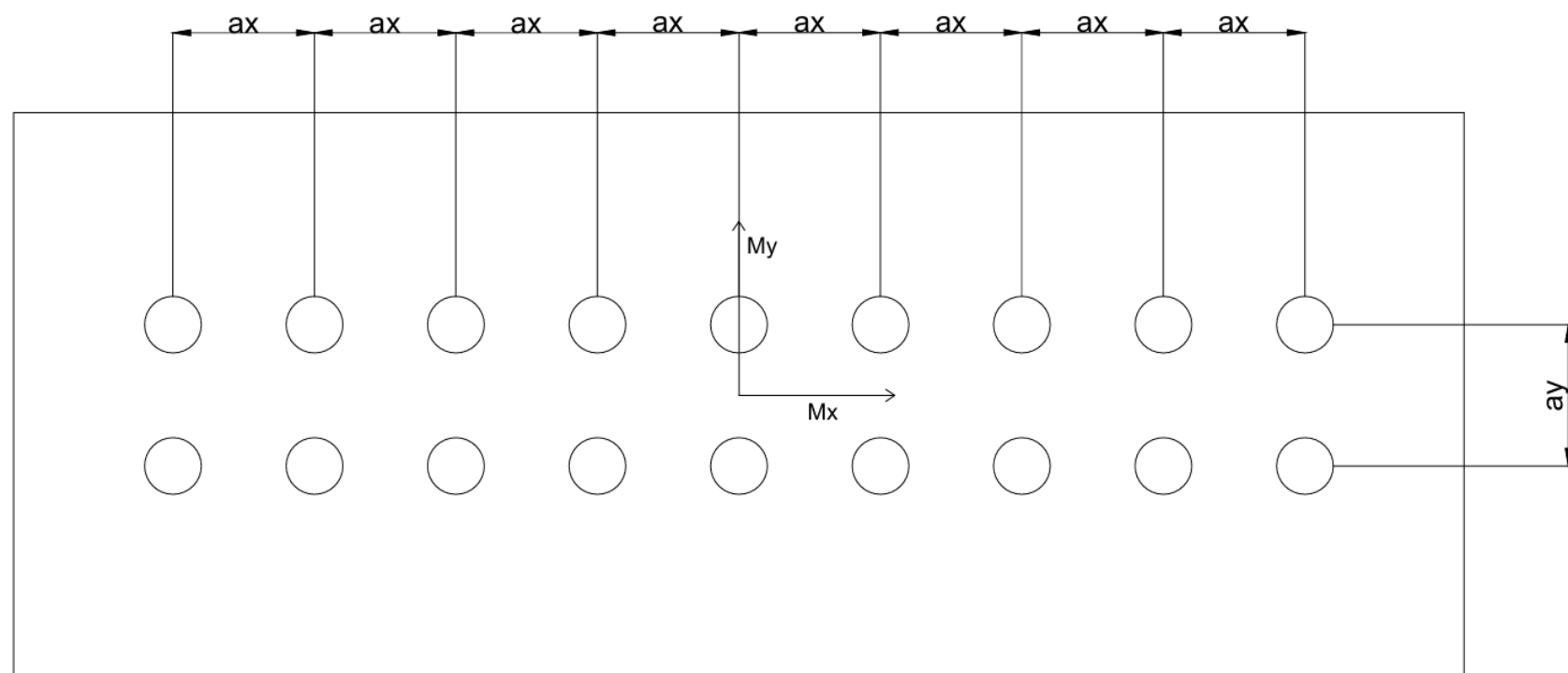
From the results of the PDA Test on March 1 2025 at point P45-BP10, the Capwap results showed that the bearing capacity of the analysis pole was 1501 tons. Greater than the planned pile bearing capacity of 1345 tons. Thus, the Bored Pile pole at point P45-BP10 meets the design planning requirements.

Jakarta, 6 Maret 2025
PT. Gudang Gajah Lestari

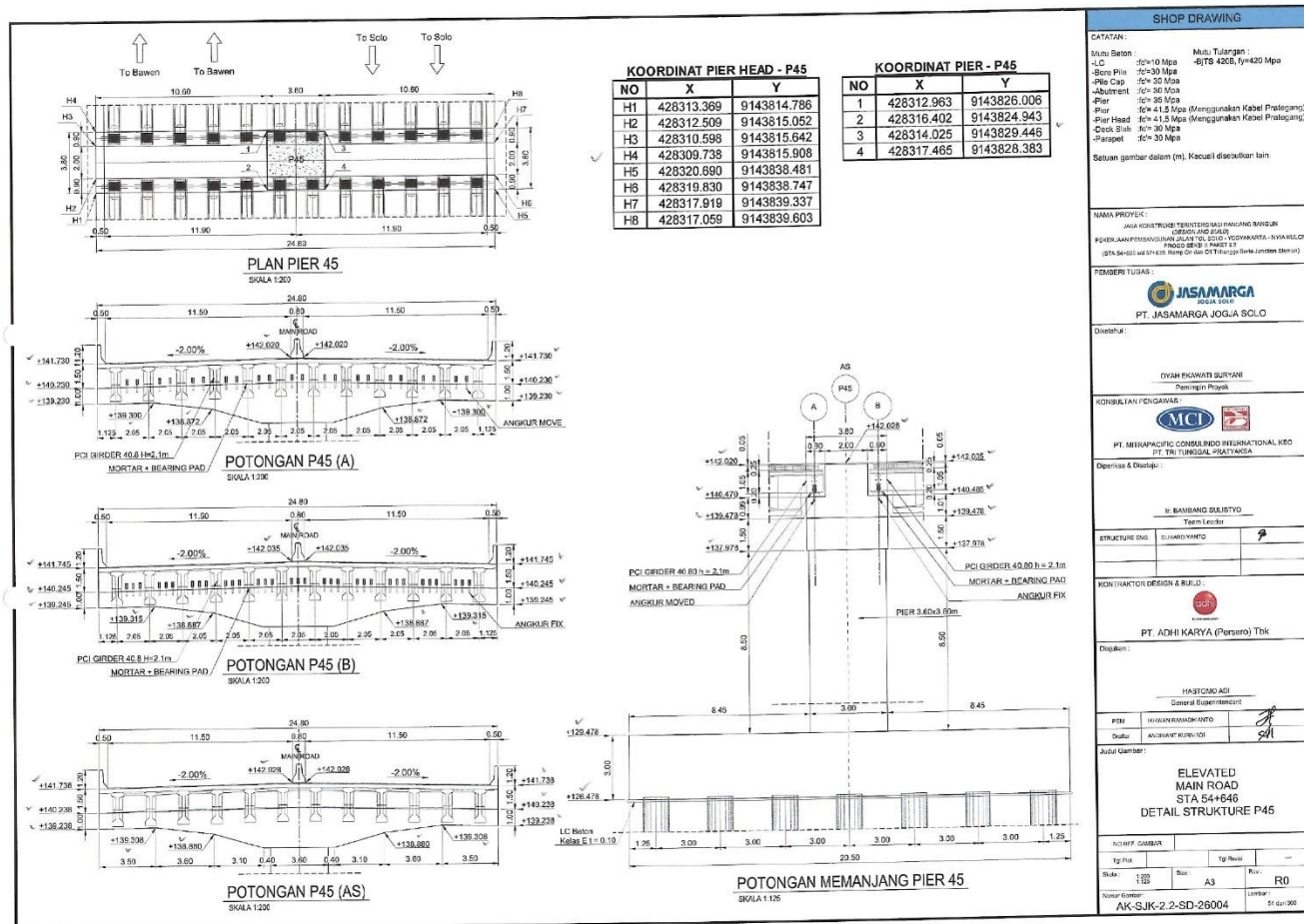
Michael Aheng

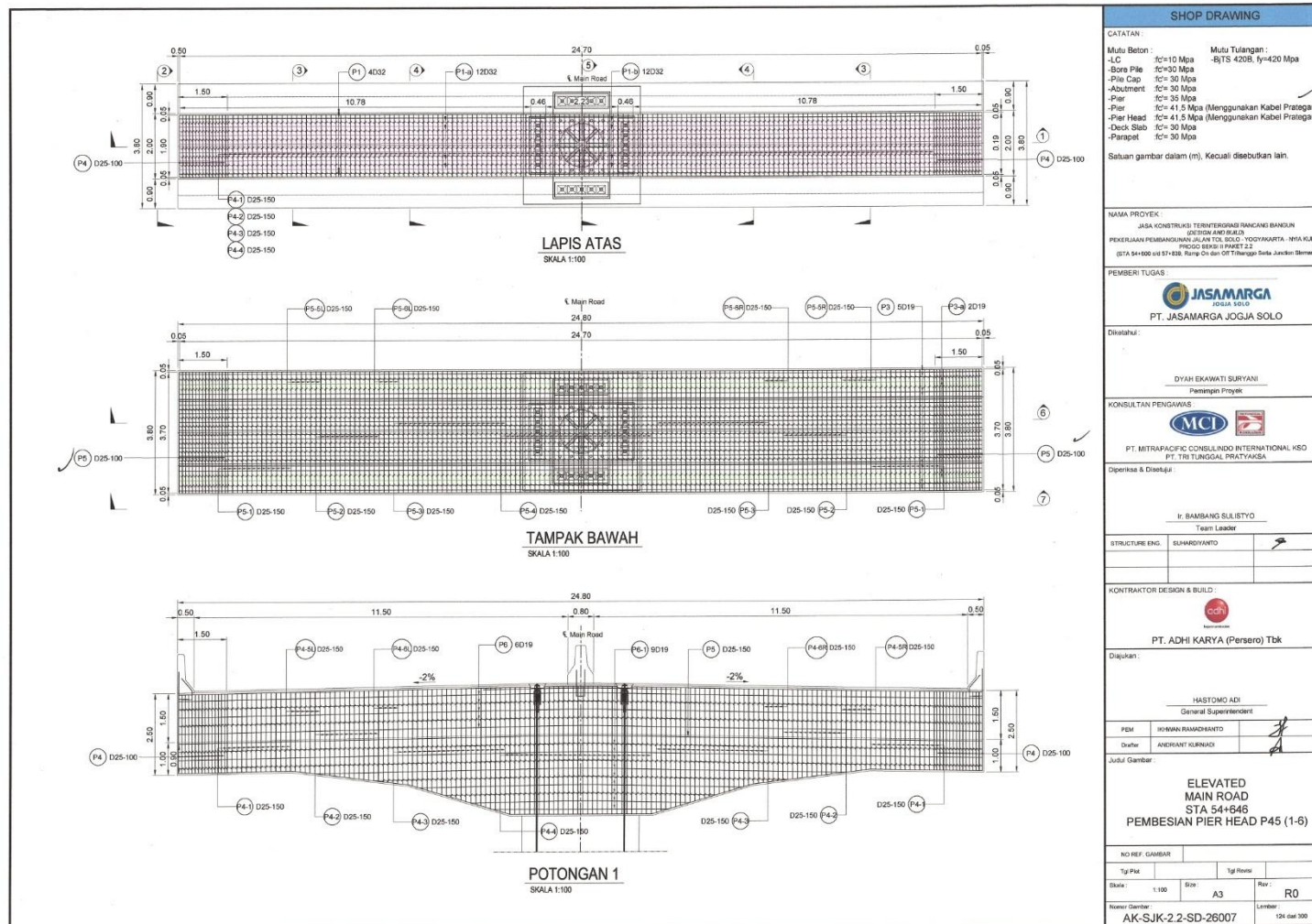
Lampiran 4 Denah Pondasi Dimensi 1,2 m Eksisting

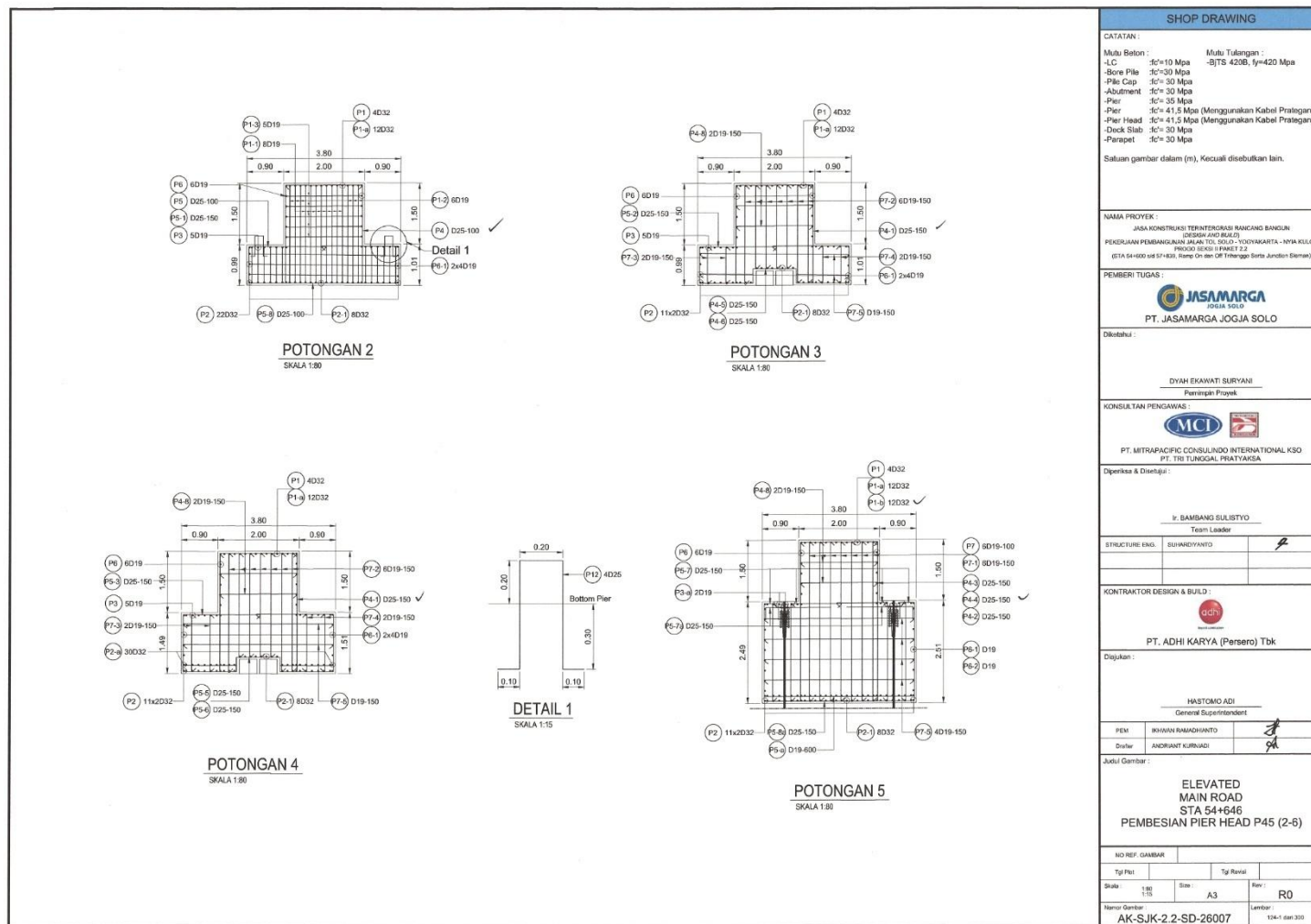
Lampiran 5 Denah Pondasi Dimensi 1 m

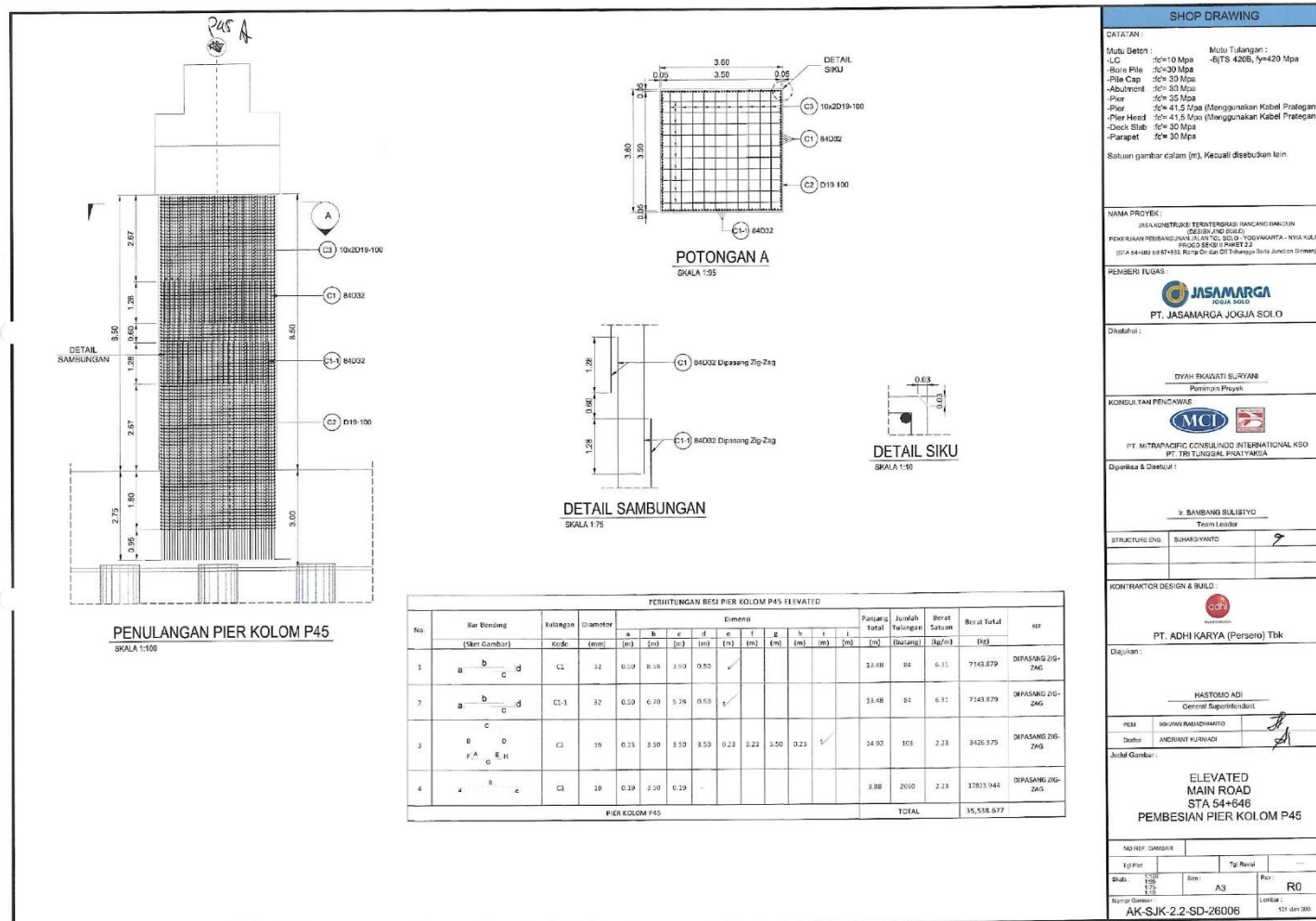
Lampiran 6 Denah Pondasi Dimensi 0,8 m

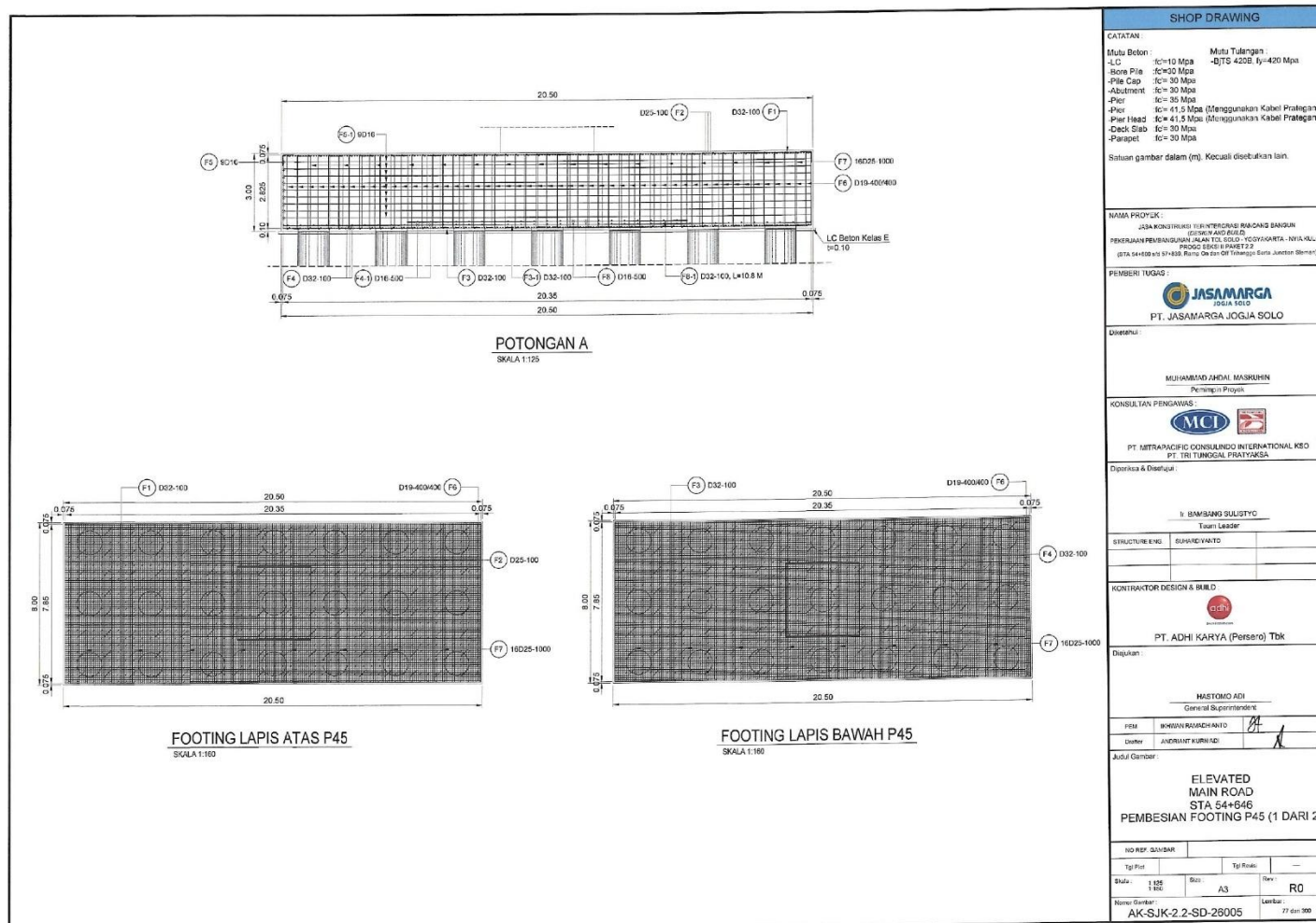
Lampiran 7 Gambar Kerja Titik P45

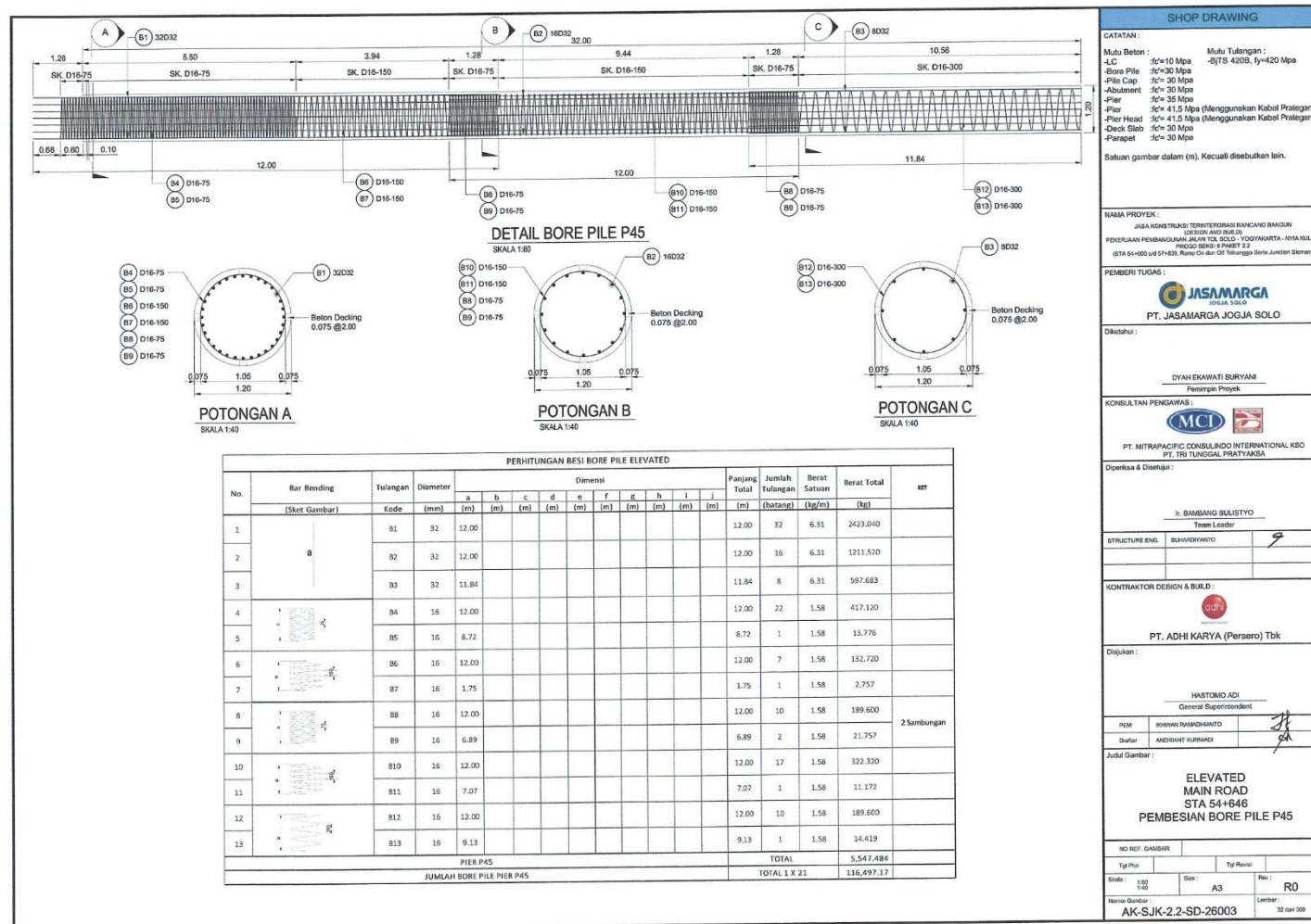


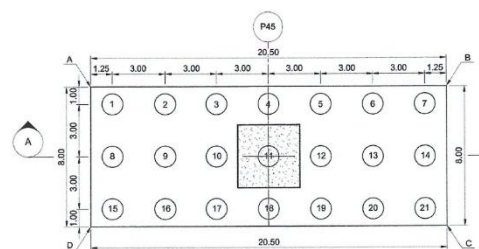




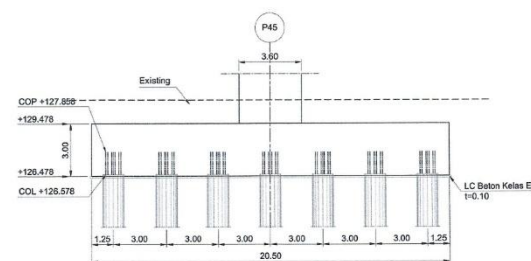








DENAH PIER P45
SKALA 1:200



POTONGAN A
SKALA 1:200

KOORDINAT FOOTING P45

NOT	X	Y
A	428323.826	9143820.347
B	428304.240	9143826.398
C	428306.601	9143834.042
D	428326.188	9143827.991

KOORDINAT BORE PILE P45

NO	X	Y
1	428322.927	9143821.672
2	428320.061	9143822.557
3	428317.195	9143823.443
4	428314.328	9143824.328
5	428311.462	9143825.214
6	428308.596	9143826.099
7	428305.729	9143826.985
8	428323.813	9143824.538
9	428320.947	9143825.423
10	428318.080	9143826.309
11	428315.214	9143827.195
12	428312.348	9143828.080
13	428309.481	9143828.966
14	428306.615	9143829.851
15	428324.698	9143827.404
16	428321.832	9143828.290
17	428318.966	9143829.175
18	428316.099	9143830.061
19	428313.233	9143830.946
20	428310.367	9143831.832
21	428307.500	9143832.718

SHOP DRAWING

CATATAN :

Mutu Beton : Mutu Tulangan :
 -LC : $f_c=10$ Mpa -BjTS 420B, $f_y=420$ Mpa
 -Sore Pile : $f_c=30$ Mpa
 -Pile Cap : $f_c=30$ Mpa
 -Abutment : $f_c=30$ Mpa
 -Pier : $f_c=35$ Mpa
 -Pier : $f_c=41.5$ Mpa (Menggunakan Kabel Prategang)
 -Pier Head : $f_c=41.5$ Mpa (Menggunakan Kabel Prategang)
 -Deck Slab : $f_c=30$ Mpa
 -Parapet : $f_c=30$ Mpa

Satuan gambar dalam (m). Kecuali disebutkan lain.

NAMA PROYEK :

JASA KONSTRUKSI TERINTEGRASI RANCANG BANGUN
 (DESIGN AND BUILD)
 PENGUJIAN PEMBANGUNAN JALAN TOL SOLO-YOGYAKARTA - NYIA KULON
 PROSES DESAIN & BANGUN 2.2
 (STA 54+400 s.d 57+800) Rump On dan Off Tolonggo Barla Junction (Bleem)

PEMERINTAH :



PT. JASAMARGA JOGJA SOLO

Diketahui :

DYAH EKAWATI SURYANI

Penanggung Jawab

KONSULTAN PENGAWAS :



PT. MITRAPACIFIC CONSULTING INTERNATIONAL KSO
 PT. TRI TUNGGA PRATYAKSA

Diperiksa & Disetujui :

W. BAMBANG SULLISTYO

Team Leader

STRUCTURE ENL. : BAMBANGWANTO

KONTRAKTOR DESIGN & BUILD :



PT. ADHI KARYA (Persero) Tbk

Diketahui :

HASTOMO ADI

General Superintendent

PEM :

BOHMAN RAMADHANTO

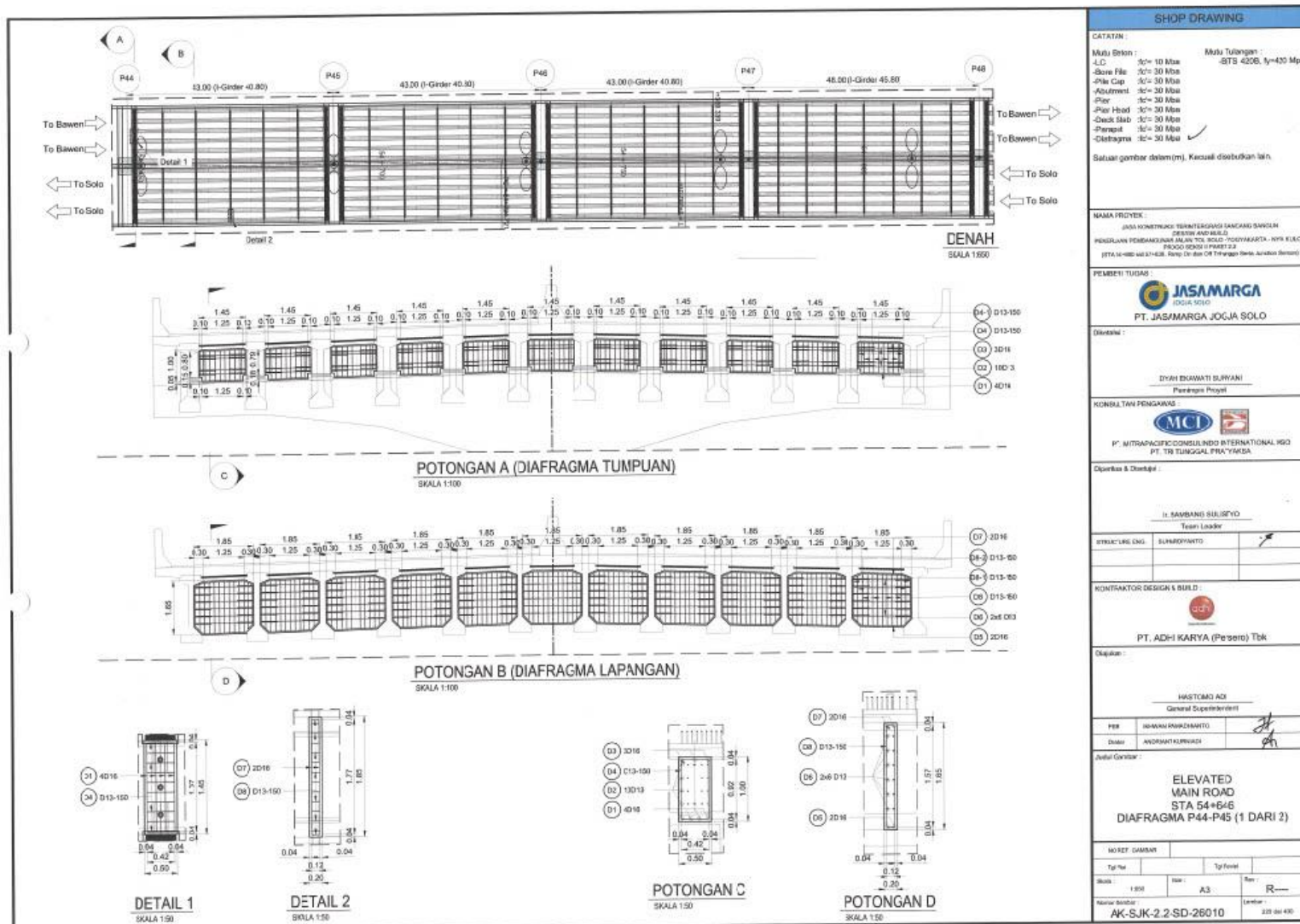
Diketahui : ANDRIANT KURNIYUS

Judul Gambar :

ELEVATED
 MAIN ROAD
 STA 54+646
 LAYOUT PONDASI BORE PILE P45

NO REF. GAMBAR :

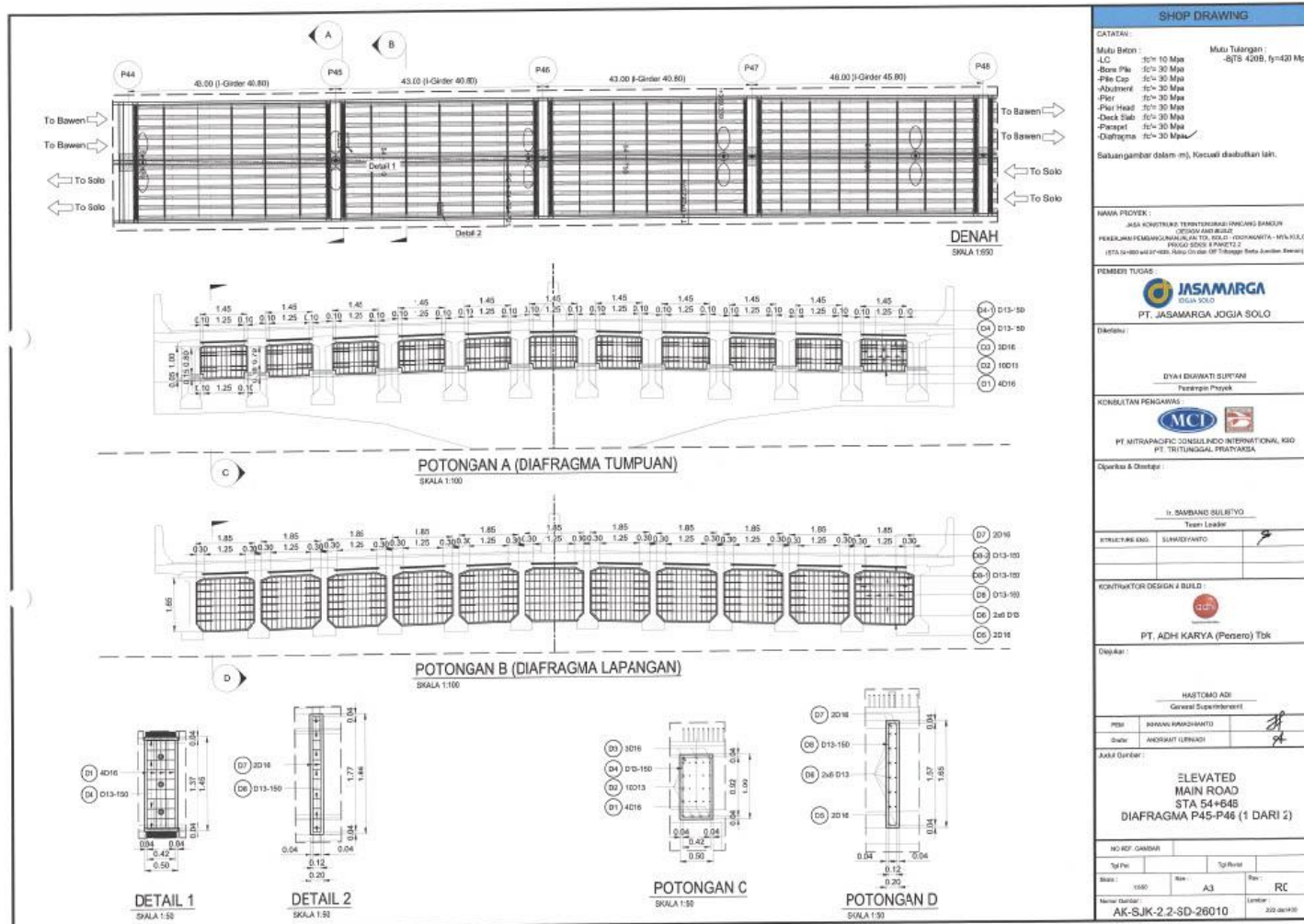
Tg/Rev	Tg/Revisi
Shab:	Rev:
1:200	A3
Revisi Gambar :	Revisi :
AK-SJK-2.2-SD-26002	8 dari 300



PERHITUNGAN BESI DIAFRAGMA ELEVATED MAIN ROAD STA 54+646																		
No.	Rir Bending (Slet Gambar)	Tulangan Kode	Diameter (mm)	Dimensi										Panjang Total (m)	Jumlah Tulangan (batang)	Berat Satuan (kg/m)	Berat Total (kg)	KET
				a	b	c	d	e	f	g	h	i	j					
1.		D1	16	1.17										1.17	4	1.58	7.204	
2.		D2	13	1.37										1.37	10	1.04	14.248	
3.		D3	16	1.37										1.37	3	1.58	6.494	
4.		D4	13	1.13	0.92	0.42	0.92	0.42	0.13					2.94	8	1.04	24.461	
5.		D4-1	13	0.13	0.77	0.42	0.77	0.42	0.13					2.64	4	1.04	10.962	
DIAFRAGMA TUMPUHAN P44-P45															TOTAL 1		63.529	
JUMLAH DIAFRAGMA TUMPUHAN P44-P45															TOTAL 1 X 22		1,398.747	

PERHITUNGAN BESI DIAFRAGMA ELEVATED MAIN ROAD STA 54+646																		
No.	Kur Bending (Sket Gambar)	Tulangan Kode	Diameter (mm)	Dimensi										Panjang Total (m)	Jumlah Tulangan (batang)	Berat Sasaran (kg/m)	Berat Total (kg)	KMT
				a (m)	b (m)	c (m)	d (m)	e (m)	f (m)	g (m)	h (m)	i (m)	j (m)					
1		D5	16	1.32	1.32	0.32							1.96	2	1.58	6.194		
2		D6	13	1.77									1.77	12	1.04	22.080		
3		D7	16	1.29	1.24	0.29							1.87	2	1.58	5.751		
4		D8	13	1.13	1.57	0.12	1.57	0.12	0.13				3.64	9	1.04	34.070		
5		D8-1	13	1.13	1.43	0.12	1.43	0.12	0.13				3.36	2	1.04	6.949		
6		D8-2	13	1.13	1.24	0.12	1.24	0.12	0.13				2.98	2	1.04	6.106		
DIAFRAGMA LAPANGAN P44-P45															TOTAL 1		81.292	
JUMLAH DIAFRAGMA LAPANGAN P44-P45															TOTAL 1 X 55		4,471.060	

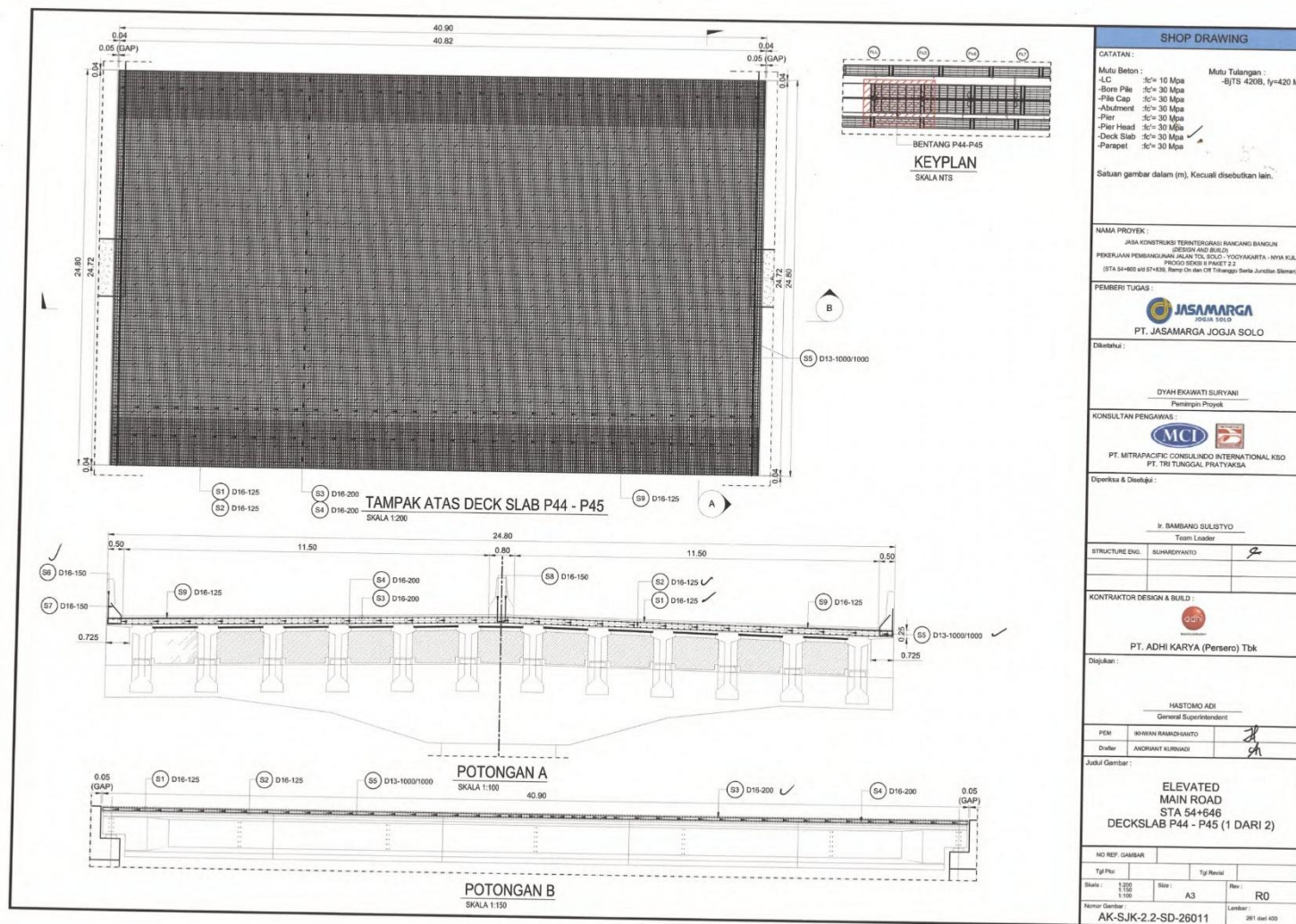
SHOP DRAWING			
CATATAN:			
Mutu Beton :	fc' = 10 Mpa	Mutu "dengan :	BTS 4208, fy=420 Mpa
-LC	fc' = 30 Mpa	-Bore Pipe	fc' = 30 Mpa
-File Cap	fc' = 30 Mpa	-File Cap	fc' = 30 Mpa
-Asphalt	fc' = 30 Mpa	-Asphalt	fc' = 30 Mpa
-Pav	fc' = 30 Mpa	-Pav	fc' = 30 Mpa
-Pav Head	fc' = 30 Mpa	-Pav Head	fc' = 30 Mpa
-Deck Slab	fc' = 30 Mpa	-Deck Slab	fc' = 30 Mpa
-Parapet	fc' = 30 Mpa	-Parapet	fc' = 30 Mpa
-Diaphragm	fc' = 30 Mpa	-Diaphragm	fc' = 30 Mpa
Sesuaikan gambar dalam (m). Kesuali disebutkan lain.			
NAMA PROYEK :			
JASA KONSTRUKSI TERINTEGRASI BANGUNAN BANGUNAN			
SISWA PROJEK			
PERENCANAAN PERENCANAAN JALAN TOL SOLO - KODIYAKARTA - KUNYU KUNYU			
(STA 54+608 and 57+608, Peng. On dan Off Highway, Sekt. Jember Sekt.)			
PEMBERI TUGAS :			
PT. JASAMARGA JOGJA SOLO			
Dibuat oleh :			
DYAH EKAWATI SURYAWATI			
Pembimbing Proyek :			
KONDISI PENGAWAS :			
PT. MITRAPACIFIC CONSULTING INTERNATIONAL KSO			
PT. MITRAPACIFIC CONSULTING INTERNATIONAL KSO			
Diperiksa & Disetujui :			
D. SAMBIANG SULISTYO			
Team Leader			
STRUCTURE ENGR.	SAMBIANG SULISTYO		
KONSTRUKTOR DESAIN & BUILD :			
PT. ADHI KARYA (Persero) Tbk			
Disetujui :			
HASTOMO ADI			
General Superintendent			
PEM	HERMAN HANAN-HANAN		
Drafter	ANDRIANTO SURYAWATI		
Detail Gambar :			
ELEVATED			
MAIN ROAD			
STA 54+646			
DIAFRAGMA P44-P45 (2 DARI 2)			
NO. REK. GAMBAR :			
Tg. Rm		Tg. Rm	
Scale :	NTS	Rev :	R0
Revisi Gambar :		Lokasi :	
AK-SJK-2-2-SD-26010		2011-04-08	



PERHITUNGAN BESI DIAFRAGMA ELEVATED MAIN ROAD STA 54+646																				
No.	Bst Bending (lihat Gambar)	Tulangan Kode	Diameter (mm)	Dimensi												Panjang Total (m)	Jumlah Tulangan (batang)	Berat Satuan (kg/m)	Berat Total (kg)	MT
				a	b	c	d	e	f	g	h	i	j							
1		D1	16	17											1.17	4	1.58	7.394		
2		D2	13	17											1.37	10	1.04	14.248		
3		D3	16	17											1.37	3	1.58	9.494		
4		D4	13	113	0.92	0.42	0.92	0.42	0.13						2.94	8	1.04	24.461		
5		D4-1	13	113	0.77	0.42	0.77	0.42	0.13						2.64	4	1.04	10.962		
DIAFRAGMA TUMPAHAN P46-P46																TOTAL 1	63.579			
JUMLAH DIAFRAGMA TUMPAHAN P46-P46																TOTAL 1X 22	3,198.747			

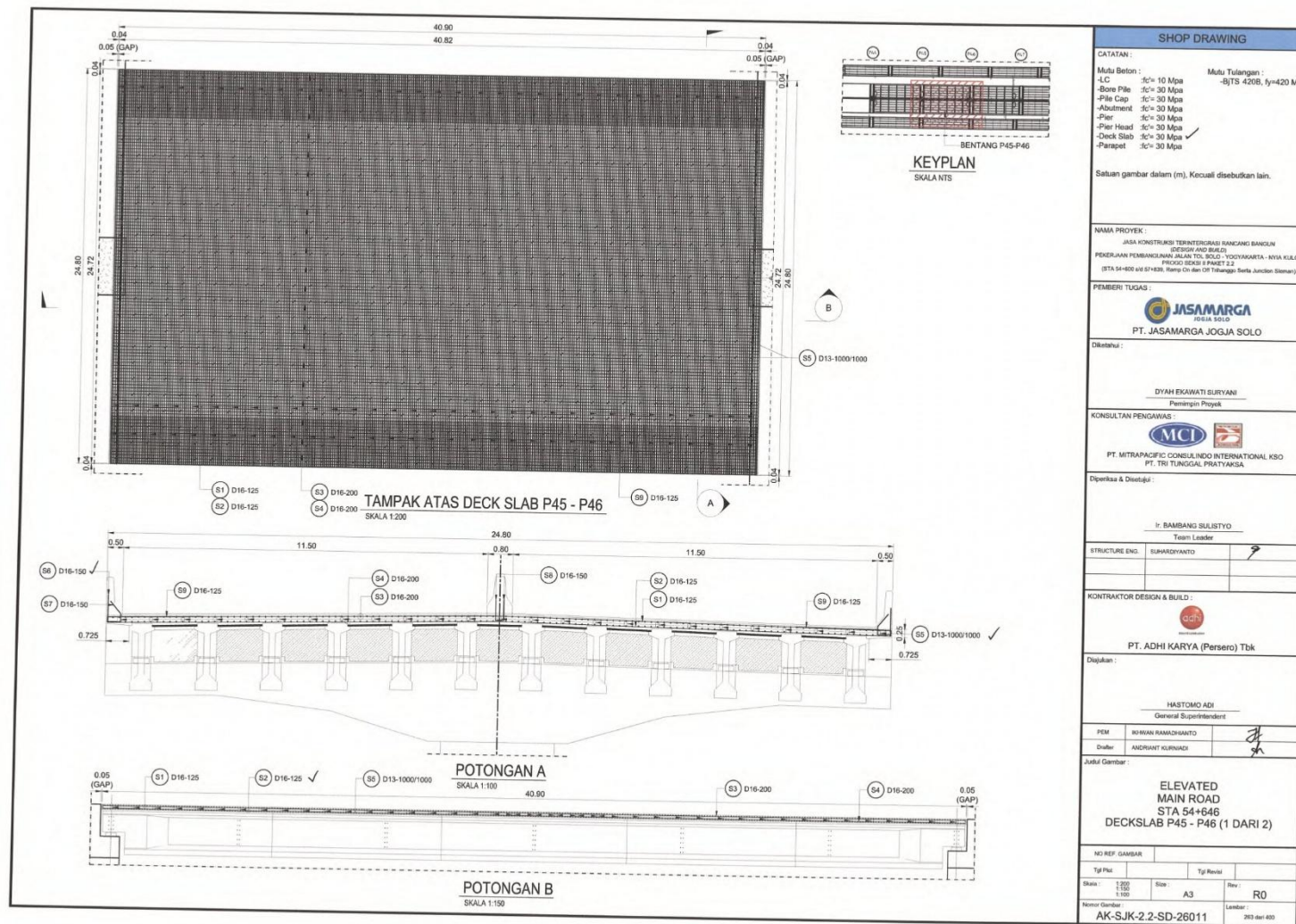
PERHITUNGAN BESI DIAFRAGMA ELEVATED MAIN ROAD STA 54+646																				
No.	Bst Bending (lihat Gambar)	Tulangan Kode	Diameter (mm)	Dimensi												Panjang Total (m)	Jumlah Tulangan (batang)	Berat Satuan (kg/m)	Berat Total (kg)	MT
				a	b	c	d	e	f	g	h	i	j							
1		D5	16	132	1.32	0.12									1.96	2	1.58	6.134		
2		D6	13	1.77											1.77	12	1.04	22.080		
3		D7	16	129	1.24	0.29									1.82	2	1.58	5.753		
4		D8	13	1.13	1.57	0.12	1.57	0.12	0.13						3.64	9	1.04	34.070		
5		D8-1	13	1.13	1.43	0.12	1.43	0.12	0.13						3.36	2	1.04	6.989		
6		D8-2	13	1.13	1.24	0.12	1.24	0.12	0.13						2.98	2	1.04	6.138		
DIAFRAGMA LAPANGAN P46-P46																TOTAL 1	81.392			
JUMLAH DIAFRAGMA LAPANGAN P46-P46																TOTAL 1X 55	4,473.060			

SHOP DRAWING			
CATATAN :		Materi Tulangan :	
Mata Beton :		-BTS 420B, fy=420 Mpa	
-LC	fc= 10 Mpa		
-Bore Fill	fc= 30 Mpa		
-Pile Cap	fc= 30 Mpa		
-Abutment	fc= 30 Mpa		
-Pier	fc= 30 Mpa		
-Pier Head	fc= 30 Mpa		
-Deck Slab	fc= 30 Mpa		
-Tie Rod	fc= 30 Mpa		
-Diaphragm	fc= 30 Mpa		
Seluruh genteng dalam [m], Kakuati dibuktikan lain.			
NAMA PROYEK :			
JAKA KONSTRUKSI TERPANGKAS WAKONG BANGKEM DESIGN AND BUILD PEKERJAAN PEMBAHANGUNAN JALAN TOL KEDIRI - GUNUNGAWAR - NYA KLON PRORO DESAIN PRASAT 2.2 (GTA 30-006 dan 32-438, Rong Chuan dan Chong Heng Jendral Sarmit)			
PEMBERI TUGAS :			
 JASAMARGA PT. JASAMARGA JOGJA SOLO			
Dibuat oleh :			
DVA-1 EKAWATI SURYANI Perancang Proyek			
KONSULTAN PENGAWAS :			
  PT. MITRAPACIFIC CONSULTING INTERNATIONAL KSO PT. TRITUNGLOK PRATYAKSA			
Operator & Drafting :			
D : SHANBANG SULISTYO Team Leader			
STRUCTURE ENG.	RIKUNDEWANTO		
KONTRUKTOR DESIGN & BUILD :			
 PT. ADHI KARYA (Parsero) Tbk			
Diketahui :			
HASTOMO ADI General Supervisor/Indrive			
PEM	BERNANRISKHANTO		
Drafter	ANDRIANT SURNARI		
Jumlah Gambar :			
ELEVATED MAIN ROAD STA 54+64.5 DIAFRAGMA P45-P46 (2 DARI 2)			
NO REF. GAMBAR			
Tgl FSK		Tgl Review	
Scale	SPR	Size	Bar
		A3	R0
Name Engineer		Number	
AK-SUK-2.2-SD-26010		223 dari 100	

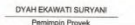
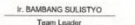
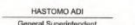


PERHITUNGAN BESI DECK SLAB ELEVATED MAIN ROAD																			
No.	Bar Bending (Sket Gambar)	Tulangan Kode	Diameter (mm)	Dimensi										Panjang Total (m)	Jumlah Tulangan (batang)	Berat Satuan (kg/m)	Berat Total (kg)	KRT	
				a (m)	b (m)	c (m)	d (m)	e (m)	f (m)	g (m)	h (m)	i (m)	j (m)						
1		S1	16	0.17	11.83	12.00	2.17	0.17	✓					26.34	329	✓	1.58	13692.059	DIPASANG ZIG-ZAG
2		S2	16	0.17	11.83	12.00	2.17	0.17	✓					26.34	329		1.58	13692.059	DIPASANG ZIG-ZAG
3		S3	16	0.17	11.83	12.00	12.00	6.91	0.17	✓				43.08	125	✓	1.58	8508.300	DIPASANG ZIG-ZAG
4		S4	16	0.17	11.83	12.00	12.00	6.91	0.17	✓				43.08	125		1.58	8508.300	DIPASANG ZIG-ZAG
5		S5	13	0.15	0.19	0.10	0.19	0.15						0.77	1025	✓	1.04	822.952	
6		S6	16	0.85	0.30									1.15	546	✓	1.58	992.082	
7		S7	16	0.30	0.26	0.50								1.06	546		1.58	914.441	
8		S8	16	0.65	0.20									0.85	546		1.58	733.278	
9		S9	16	0.17	3.00									3.17	658	✓	1.58	3295.659	
DECK SLAB P44 - P45														TOTAL			51,159,129		

SHOP DRAWING	
CATATAN :	
Mutu Beton :	Mutu Tulangan :
-L.C : f _{ck} = 10 Mpa	-8/TS 420B, f _y = 420 Mpa
-Bore Pile : f _{ck} = 30 Mpa	
-Pile Cap : f _{ck} = 30 Mpa	
-Abutment : f _{ck} = 30 Mpa	
-Pier : f _{ck} = 30 Mpa	
-Pier Head : f _{ck} = 30 Mpa	
-Deck Slab : f _{ck} = 30 Mpa	
-Parapet : f _{ck} = 30 Mpa	
Satuan gambar dalam (m), Kecuali disebutkan lain.	
NAMA PROYEK :	
JASA KONSTRUKSI TERINTEGRASI RANCANG BANGUN (DESIGN AND BUILD) PERLUASAN PEMBANGUNAN JALAN TOL SOLO - YOGYAKARTA - NYIA KULON PROJEK URSI 11/2017.2.2 (STA 54+000 s.d 57+000, Ramp On dan Off Tolangge Serda Jurdan Blumang)	
PEMBERI TUGAS :	
 PT. JASAMARGA JOGJA SOLO	
Diketahui :	
DYAH EKAWATI SURYANI Pemimpin Proyek	
KONSULTAN PENGAWAS :	
 PT. MITRAPACIFIC CONSULTING INTERNATIONAL KSO PT. TRI TUNGGA PRATIYAKSA	
Diperiksa & Disetujui :	
Y. BAMBANG SULISTYO Team Leader	
STRUCTURE ENGR.	SUPARDEYANTO
KONTRAKTOR DESIGN & BUILD :	
 PT. ADHI KARYA (Persero) Tbk	
Disetujui :	
HASTOMO ADI General Superintendent	
PEM.	DIKIRAN RANCIHANTO
Shelfer	ANDRIANT KURUJADI
Jenis Gambar :	
ELEVATED MAIN ROAD STA 54+646 DECKSLAB P44 - P45 (2 DARI 2)	
NO REF. GAMBAR	
Tgl Plot	Tgl Revisi
Scale : NTS	Size : A3
Revisi : R0	
Nomor Gambar : AK-SJK-2.2-SD-26011	
Revisi : 202 dari 401	



PERHITUNGAN BESI DECK SLAB ELEVATED MAIN ROAD																		
No.	Bar Bending (Sket Gambar)	Tulangan Kode	Diameter (mm)	Dimensi										Panjang Total (m)	Jumlah Tulangan (batang)	Berat Satuan (kg/m)	Berat Total (kg)	KET
				a (m)	b (m)	c (m)	d (m)	e (m)	f (m)	g (m)	h (m)	i (m)	j (m)					
1		S1	16	0.17	11.83	12.00	2.17	0.17	✓					26.34	329	1.58	13692.059	DIPASANG ZIG-ZAG
2		S2	16	0.17	11.83	12.00	2.17	0.17	✓					26.34	329	1.58	13692.059	DIPASANG ZIG-ZAG
3		S3	16	0.17	11.83	12.00	12.00	6.91	0.17	✓				43.08	125	1.58	8508.300	DIPASANG ZIG-ZAG
4		S4	16	0.17	11.83	12.00	12.00	6.91	0.17					43.08	125	1.58	8508.300	DIPASANG ZIG-ZAG
5		S5	13	0.15	0.19	0.10	0.19	0.15						0.77	1025	1.04	822.952	
6		S6	16	0.85	0.30									1.15	546	✓ 1.58	992.082	
7		S7	16	0.30	0.26	0.50								1.06	546	✓ 1.58	914.441	
8		S8	16	0.65	0.20									0.85	546	1.58	733.278	
9		S9	16	0.17	3.00									3.17	658	✓ 1.58	3295.659	
DECK SLAB P45 - P46														TOTAL			51,159.129	

SHOP DRAWING	
CATATAN:	
Mutu Beton :	Mutu Tulangan :
-LC :fc= 10 Mpa	-BTS 420B, fy=420 Mpa
-Bore Pile :fc= 30 Mpa	
-Pile Cap :fc= 30 Mpa	
-Abutment :fc= 30 Mpa	
-Pier :fc= 30 Mpa	
-Pier Head :fc= 30 Mpa	
-Deck Slab :fc= 30 Mpa ✓	
-Parapet :fc= 30 Mpa	
Satuan gambar dalam (m). Kecuali disebutkan lain.	
NAMA PROYEK :	
JASA KONSTRUKSI TERINTEGRASI RANGKAI BANGUN (DESIGN AND BUILD) PEKERJAAN PEMBANGUNAN JALAN TOL SOLO - YOGYAKARTA - NYA KLON PROJEK REKONSTRUKSI FASE 2.2 (STA 54+000 s.d STA 54+050) Rung On dan DR Tumpang Senda Junction (Banyu)	
PEMBERI TUGAS :	
 PT. JASAMARGA JOGJA SOLO	
Diketahui :	
 DYAH EKAWATI SURYANI Pemimpin Proyek	
KONSULTAN PENGAWAS :	
 PT. MITRAPACIFIC CONSULTING INTERNATIONAL KSO PT. TRI TUNGGA PRATYAKSA	
Diperiksa & Disetujui :	
 I. BAMBANG SULISTYO Team Leader	
STRUCTURE ENG.	SUMARDYANTO
KONTRAKTOR DESIGN & BUILD :	
 PT. ADHI KARYA (Persero) Tbk	
Disetujui :	
 HASTOMO ADI General Superintendent	
PEM	RIHMAN RAMADHANTO
Drafter	ANDRIANT KURNIAHI
Judul Gambar :	
ELEVATED MAIN ROAD STA 54+646 DECKSLAB P45 - P46 (2 DARI 2)	
NO REF. GAMBAR	
Tgl. Pasi	Tgl. Revisi
Scale : NTS	Size : A3
Revisi : R0	Revisi : R0
Versi Gambar :	
AK-SJK-2.2-SD-26011	
204 dari 400	

