

TUGAS AKHIR

**KAJIAN ULANG DESAIN STRUKTUR BAWAH *PIER* 4
DENGAN PONDASI *BORED PILE* PADA JEMBATAN
JALAN LINGKAR UTARA TASIKMALAYA
(JEMBATAN CILOSEH)
(*REVIEW OF THE DESIGN OF THE BOTTOM OF PIER
4 STRUCTURE WITH BORED PILE FOUNDATIONS
ON THE TASIKMALAYA NORTH RING ROAD BRIDGE
(CILOSEH BRIDGE)*)**

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



**Salman Mu'tasim Billah
19511142**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
2023**

TUGAS AKHIR

KAJIAN ULANG DESAIN STRUKTUR BAWAH *PIER 4* DENGAN PONDASI *BORED PILE* PADA JEMBATAN JALAN LINGKAR UTARA TASIKMALAYA (JEMBATAN CILOSEH) (*REVIEW OF THE DESIGN OF THE BOTTOM OF PIER 4* *STRUCTURE WITH BORED PILE FOUNDATIONS* *ON THE TASIKMALAYA NORTH RING ROAD BRIDGE* (*CILOSEH BRIDGE*))

Disusun oleh

Salman Mutasim Billah
19511142

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


Diuji pada tanggal
Oleh Dewan Penguji

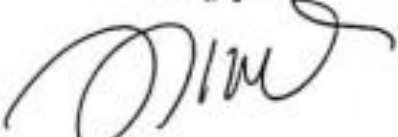
Penguji I

Penguji II

Pembimbing

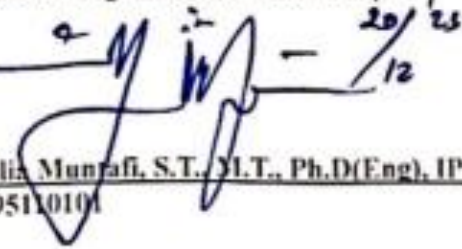

Muhammad Rifqi A., S.T., M.Eng.
NIK : 13511101


Hanjandiva Kusuma A., S.T., M.T
NIK : 045110407


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

Mengesahkan,
Ketua Program Studi Teknik Sipil




Yunalis Munafi, S.T., M.T., Ph.D(Eng), IPM
NIK : 095110101

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Saya menyatakan dengan sungguh-sungguh bahwa laporan skripsi yang disusun sebagai prasyarat untuk lulus kurikulum sarjana Program Pendidikan Teknik Sipil Fakultas Konstruksi dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia adalah hasil karya saya sendiri. Beberapa bagian penulisan laporan skripsi yang saya pinjam dari karya orang lain dituliskan pada sumbernya dengan jelas sesuai standar, kaidah dan etika penulisan artikel ilmiah. Apabila di kemudian hari ternyata laporan skripsi ini atau sebagiannya bukan hasil karya saya sendiri atau ada bagian yang mengandung plagiarisme, saya siap menerima sanksi, termasuk pencabutan gelar akademik saya sesuai peraturan perundang-undangan yang berlaku.

Yogyakarta, 20 Desember 2023

Yang membuat pernyataan,



Salman Mu'tasim Billah

(19511142)

KATA PENGANTAR

Puji dan syukur penulis panjatkan kehadirat Tuhan Yang Maha Esa karena penulis mampu menyelesaikan tugas terakhir tersebut dengan judul “Kajian Ulang Desain Struktur Bawah *Pier 4* Dengan Pondasi *Bored Pile* Pada Jembatan Jalan Lingkar Utara Tasikmalaya (Jembatan Ciloseh)”. Tugas akhir ini merupakan salah satu syarat akademik dalam menyelesaikan studi tingkat sarjana di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.

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

1. Bapak Muhammad Rifqi Abdurrozak, S.T., M.Eng. selaku Dosen Pembimbing yang selalu memberi bimbingan dan nasehat baik selama penyusunan tugas akhir ini,
2. Ibu Hanindiya Kusuma Artati., S.T., M.T, selaku dosen penguji 1,
3. Ibu Anisa Nur Amalina., S.T., M.Eng., selaku dosen penguji 2,
4. Ibu Ir. Yunalia Muntafi, S.T., M.T., Ph.D(Eng), IPM, selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia,
5. Orang tua dan keluarga besar yang selalu memberikan dukungan, semangat, dan motivasi selama menjalankan perkuliahan ini,
6. Seluruh dosen dan staff teknik sipil yang telah memberikan informasi dan fasilitas selama perkuliahan,
7. Teman-teman “SINAU-SINAU” yang dari semester awal selalu bersama, saling membantu dan memotivasi satu sama lain, dan
8. Semua pihak yang telah memberikan dukungan kepada penulis selama perkuliahan dan dalam menyelesaikan skripsi ini.

Sebagai penutup, penulis berharap agar tugas akhir ini dapat memberikan manfaat kepada mereka yang membacanya.

Yogyakarta,2023

Penulis,

Salman Mu'tasim Billah

19511142

DAFTAR ISI

Halaman Judul	i
Lembar Pengesahan	ii
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI	iii
KATA PENGANTAR	iv
DAFTAR ISI	vi
DAFTAR GAMBAR	x
DAFTAR TABEL	xiii
DAFTAR LAMPIRAN	xvii
DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN	xix
ABSTRAK	xxii
<i>ABSTRACT</i>	xx
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Tujuan Penelitian	3
1.4 Manfaat Penelitian	4
1.5 Batasan Penelitian	4
BAB II Tinjauan Pustaka	6
2.1 Umum	6
2.2 Pondasi Tiang <i>Bored Pile</i>	6
2.3 Analisis Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Bor Menggunakan Metode <i>Mayerhoff</i>	6
2.4 Analisis Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Bor Menggunakan Metode <i>Reese & Wright</i>	7
2.5 Analisis Penurunan Pondasi Tiang Bor Menggunakan Metode Statis	7
2.6 Analisis Penurunan Pondasi Tiang Bor Menggunakan Metode Elemen Hingga	8

2.7	Perbandingan Dengan Penelitian Terdahulu	8
BAB III Landasan Teori		11
3.1	Tanah	11
3.2	Penyelidikan Tanah	12
3.2.1	Penyelidikan Tanah pada Proyek Pembangunan Jembatan Jalan Lingkar Utara Tasikmalaya (Jembatan Ciloseh)	12
3.2.2	Standard Penetration Test (SPT)	13
3.3	Pondasi Tiang Bor (<i>Bored Pile</i>)	14
3.4	Kapasitas Dukung Pondasi <i>Bored Pile</i>	17
3.4.1	Kapasitas Daya Dukung Tiang Tunggal Menggunakan Metode <i>Reese & Wright</i>	19
3.4.2	Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Menggunakan Metode <i>Meyerhoff</i>	22
3.4.3	Kapasitas Daya dukung Kelompok Tiang	22
3.4.4	Analisis Distribusi Beban ke Setiap Tiang Bor	25
3.4.5	Tahanan Tarik Ke Atas	25
3.4.6	Kapasitas Daya Dukung Lateral	26
3.5	Penurunan Pondasi <i>Bored Pile</i>	27
3.5.1	Perkiraan Penurunan Pondasi Tiang Tunggal	27
3.5.2	Penurunan Pondasi Kelompok Tiang	33
3.5.3	Penurunan Yang Diizinkan	37
3.6	Pembebanan Pada Jembatan Menurut SNI 1725-2016 dan SNI 2833-2016	37
3.6.1	Beban Mati	37
3.6.2	Beban Lalu Lintas	40
3.6.3	Aksi Lingkungan (<i>Environmental Action</i>)	44

3.6.4	Faktor Beban dan Kombinasi Beban	51
3.7	<i>PLAXIS 2D</i>	55
BAB IV METODE PENELITIAN		56
4.1	Subjek dan Objek Penelitian	56
4.2	Pengumpulan Data	57
4.3	Tahapan Analisis	58
4.3.1	Analisis Pembebanan	58
4.3.2	Analisis Pondasi <i>Bored Pile</i>	58
4.3.3	Analisis Penurunan Tiang	58
4.3.4	Pembahasan	59
4.3.5	Kesimpulan dan Saran	59
4.4	Diagram Alir	59
BAB V ANALISIS PONDASI <i>BORED PILE</i>		62
5.1	Data Jembatan Jalan Lingkar Utara Tasikmalaya (Jembatan Ciloseh)	62
5.2	Pembebanan Struktur	63
5.3	Data Tanah	91
5.4	Kontrol Stabilitas Guling	92
5.4.1	Stabilitas Guling Arah Memanjang Jembatan (Arah X)	92
5.4.2	Stabilitas Guling Arah Melintang Jembatan (Arah Y)	93
5.5	Kontrol Stabilitas Geser	95
5.5.1	Stabilitas Geser Arah Memanjang Jembatan (Arah X)	95
5.5.2	Stabilitas Geser Arah Melintang Jembatan (Arah Y)	96
5.5.3	Stabilitas Terhadap Daya Dukung Tanah (<i>Terzaghi</i>)	97
5.6	Desain Pondasi <i>Bored Pile</i>	99
5.6.1	Kapasitas Dukung Tiang Tunggal	99
5.6.2	Kapasitas Dukung Kelompok Tiang	108

5.6.3	Analisis Distribusi Beban ke Tiap Tiang Bor	110
5.6.4	Analisis Tahanan Tarik	116
5.6.5	Analisis Kekuatan Tiang Bor	118
5.6.6	Analisis Daya Dukung Lateral Tiang	121
5.6.7	Penurunan Pondasi Tiang Bor	127
5.6.8	Analisis Pondasi Tiang Menggunakan Program <i>PLAXIS 2D V.20</i>	133
5.7	Pembahasan	142
5.7.1	Perbandingan Kapasitas Dukung Pondasi Tiang	143
5.7.2	Perbandingan Analisis Kapasitas Dukung Kelompok Tiang	144
5.7.3	Hasil Analisis Kekuatan Tiang Bor	147
5.6.5	Perbandingan Penurunan Pondasi Tiang <i>Bored Pile</i>	149
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN		153
6.1	Kesimpulan	153
6.2	Saran	154
DAFTAR PUSTAKA		155
LAMPIRAN		157

DAFTAR GAMBAR

Gambar 3. 1 <i>Split-spoon sampler</i> SPT	14
Gambar 3. 2 Diagram Skematis Jenis-Jenis <i>Hammer</i>	14
Gambar 3. 3 Tiang Ditinjau Dari Cara Mendukung Bebannya	18
Gambar 3. 4 Hubungan Tahanan Ujung Ultimit Dengan Nilai N-SPT	19
Gambar 3. 5 Hubungan Tahanan Gesek Selimut dan Nilai N-SPT	21
Gambar 3. 6 Jarak Antar Tiang	23
Gambar 3. 7 Faktor Penurunan Io Poulos dan Davis	29
Gambar 3. 8 Koreksi Kompresi, R_k	29
Gambar 3. 9 Koreksi Kedalaman, R_h	30
Gambar 3. 10 Koreksi Angka Poisson, R_μ	30
Gambar 3. 11 Koreksi Kekakuan Lapisan Pendukung, R_b	31
Gambar 3. 12 Grafik Faktor Terkoreksi	34
Gambar 3. 13 Penurunan Tiang Dengan Metode Penyebaran 2 : 1	35
Gambar 3. 14 Beban Lajur "D"	41
Gambar 3. 15 Beban Truck "TT"	42
Gambar 3. 16 Faktor Beban Dinamis Untuk Beban Lajur "D"	43
Gambar 3. 17 Peta Percepatan Puncak Batuan Dasar (PGA) Untuk Probabilitas Terlampaui 7% dalam 75 tahun	49
Gambar 3. 18 Peta Respon Spektra Percepatan 0,2 Detik di Batuan Dasar Untuk Probabilitas Terlampaui 7% dalam 75 Tahun	50
Gambar 3. 19 Peta Respon Spektra 1 Detik di Batuan Dasar Untuk Probabilitas Terlampaui 7% dalam 75 Tahun	50
Gambar 4. 1 Lokasi Proyek Pembangunan Jembatan Jalan Lingkar Utara Tasikmalaya (Jembatan Ciloseh)	56
Gambar 4. 2 Potongan Memanjang Jembatan Ciloseh (<i>Pier</i> 4)	57
Gambar 4. 3 Bagan Alir Penulisan Tugas Akhir	60
Gambar 4. 4 Diagram Alir Program <i>PLAXIS 2D V.20</i>	61

Gambar 5. 1 Potongan Melintang Stuktur Atas P4 Jembatan Jalan Lingkar Utara Tasikmalaya (Jembatan Ciloseh)	62
Gambar 5. 2 Potongan Memanjang Antara <i>Abutment 2 – Pier 3</i> Jembatan	64
Gambar 5. 3 Bagian-bagian pada <i>Pierhead P4</i>	65
Gambar 5. 4 Bagian-Bagian Pada Struktur <i>Pier</i> Atau Kolom Jembatan	66
Gambar 5. 5 Bagian-Bagian Pada Struktur Pilecap Jembatan	68
Gambar 5. 6 Beban Angin Pada <i>Pier</i> (Melintang)	72
Gambar 5. 7 Beban Angin Pada <i>Pier</i> (Memanjang)	76
Gambar 5. 8 Grafik Respon Spektrum	79
Gambar 5. 9 Gaya Gesek Pada Perletakan	86
Gambar 5. 10 Stabilitas Guling Arah Memanjang	92
Gambar 5. 11 Stabilitas Guling Arah Melintang Jembatan (Arah Y)	93
Gambar 5. 12 Stabilitas Geser Arah Memanjang (Arah X)	95
Gambar 5. 13 Stabilitas Geser Arah Melintang Jembatan (Arah Y)	96
Gambar 5. 14 Gaya-Gaya Yang Dihasilkan Dari Pembebanan <i>Pier 4</i>	99
Gambar 5. 15 Letak N1 dan N2 Metode <i>Meyerhoff</i> Diameter 1,5 m	100
Gambar 5. 16 Letak N1 dan N2 Metode <i>Meyerhoff</i> Diameter 0,8 m	102
Gambar 5.17 Susunan Tiang Bor Diameter 1,5 m (eksisting) Metode <i>Meyerhoff</i>	111
Gambar 5. 18 Susunan Tiang Bor Diameter 1,5 m (eksisting) Metode <i>Reese & Wright</i>	113
Gambar 5. 19 Daya Dukung Lateral Tiang Bor	121
Gambar 5. 20 Distrbusi Beban Pada Kelompok Tiang	130
Gambar 5. 21 Geometri Struktur dan Lapisan Tanah Pada <i>Pier 4</i>	134
Gambar 5. 22 Deformasi Pada <i>Initial Phase</i>	137
Gambar 5. 23 Deformasi Pada Tahap Pemasangan Pondasi <i>Bored Pile</i>	138
Gambar 5. 24 Deformasi Pada Tahap Pemasangan <i>Pile Cap</i>	138
Gambar 5. 25 Deformasi Pada Tahapan Pembebanan	139
Gambar 5. 26 Hasil Perhitungan Angka Aman (<i>Safety Factor</i>)	139
Gambar 5. 27 Kurva Penurunan dan Pembebanan	141
Gambar 5. 28 Perbandingan Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Kelompok	146

Gambar 5. 29 Rekapitulasi Hasil Penurunan Kelompok Tiang Bor

151

DAFTAR TABEL

Tabel 2. 1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Sekarang	9
Tabel 3. 1 Batasan- Batasan Ukuran Golongan Tanah	11
Tabel 3. 2 Perkiraan angka poisson (μ)	32
Tabel 3. 3 Nilai Perkiraan Modulus Elastisitas (E_s)	32
Tabel 3. 4 Nilai Indeks Kompresi (C_c)	36
Tabel 3. 5 Berat Isi Untuk Beban Mati	38
Tabel 3. 6 Faktor Beban Untuk Berat Sendiri	38
Tabel 3. 7 Faktor Beban Untuk Beban Mati Tambahan	39
Tabel 3. 8 Faktor Beban Akibat Tekanan Tanah	40
Tabel 3. 9 Faktor Beban Lajur "D"	41
Tabel 3. 10 Faktor Beban Lajur "T"	42
Tabel 3. 11 Nilai V_0 dan Z_0 untuk Berbagai Variasi Kondisi Permukaan Hulu	45
Tabel 3. 12 Tekanan Air Dasar	45
Tabel 3. 13 Komponen Beban Angin Yang Bekerja Pada Kendaraan	46
Tabel 3. 14 Penjelasan Peta Gempa	51
Tabel 3. 15 Kombinasi Beban dan Faktor Beban	54
Tabel 5. 1 Berat Sendiri Struktur Atas	63
Tabel 5. 2 Berat Sendiri <i>Pierhead</i> P4	65
Tabel 5. 3 Berat Sendiri <i>Pier</i> P4	67
Tabel 5. 4 Berat Sendiri <i>Pile Cap</i> P4	68
Tabel 5. 5 Rekapitulasi Berat Sendiri	69
Tabel 5. 6 Beban Mati Tambahan	69
Tabel 5. 7 Kelas Situs	78
Tabel 5. 8 Faktor Amplifikasi untuk PGA dan 0.2 detik (F_{PGA}/F_a)	79
Tabel 5. 9 Besarnya Nilai Faktor Amplifikasi Untuk Periode 1 detik (F_v)	80
Tabel 5. 10 Perhitungan Gaya Gempa Arah X Pada <i>Pier</i>	82
Tabel 5. 11 Perhitungan Gaya Gempa Arah Y Pada <i>Pier</i>	85
Tabel 5. 12 Rekapitulasi Pembebanan Pada <i>Pier</i> 4	87

Tabel 5. 13 Kuat I Pembebanan <i>Pier</i>	87
Tabel 5. 14 Kuat II Pembebanan <i>Pier</i>	88
Tabel 5. 15 Kuat III Pembebanan <i>Pier</i>	88
Tabel 5. 16 Kuat IV Pembebanan <i>Pier</i>	89
Tabel 5. 17 Kuat V Pembebanan <i>Pier</i>	89
Tabel 5. 18 Ekstrim I Pembebanan <i>Pier</i>	90
Tabel 5. 19 Rekapitulasi Pembebanan Pada <i>Pier</i>	90
Tabel 5. 20 Data Geoteknik Berdasarkan Hasil Pengujian N-SPT	91
Tabel 5. 21 Stabilitas Guling Arah Memanjang Jembatan (Arah X)	93
Tabel 5. 22 Stabilitas Guling Arah Melintang Jembatan (Arah Y)	94
Tabel 5. 23 Rekapitulasi Stabilitas Geser Arah Memanjang Jembatan	96
Tabel 5. 24 Rekapitulasi Perhitungan Stabilitas Geser Arah Memanjang (Arah X)	97
Tabel 5. 25 Kontrol Stabilitas Geser Tanah	98
Tabel 5. 26 Nilai Tahanan Gesek Tiang (Qs)	101
Tabel 5. 27 Nilai Tahanan Gesek Tiang (Qs)	103
Tabel 5. 28 Rekapitulasi Perhitungan Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Dengan Metode <i>Meyerhoff</i>	104
Tabel 5.29 Rekapitulasi Perhitungan Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Dengan Metode <i>Reese & Wright</i>	108
Tabel 5. 30 Rekapitulasi Hasil Analisis Kapasitas Dukung Kelompok Tiang	109
Tabel 5. 31 Beban Vertikal Dan Momen Diameter 1,5 m (eksisting) Metode <i>Meyerhoff</i>	112
Tabel 5. 32 Beban Vertikal Dan Momen Diameter 1,5 m (eksisting) Metode <i>Reese & Wright</i>	114
Tabel 5. 33 Rekapitulasi Hasil Analisis Distribusi Beban ke Tiap Tiang Bor Metode <i>Meyerhoff</i>	115
Tabel 5. 34 Rekapitulasi Hasil Analisis Distribusi Beban ke Tiap Tiang Bor Metode <i>Reese & Wright</i>	115
Tabel 5. 35 Hasil Analisis Distribusi Beban Ke Tiap Tiang Bor Kondisi Eksisting (18 tiang)	116

Tabel 5. 36 Rekapitulasi Hasil Analisis Tahanan Tarik Tiang Tunggal	118
Tabel 5. 37 Rekapitulasi Hasil Analisis Tahanan Tarik Kelompok Tiang	118
Tabel 5. 38 Perhitungan Kekuatan Tiang Bor Metode <i>Meyerhoff</i>	119
Tabel 5. 39 Perhitungan Kekuatan Tiang Bor Metode <i>Reese & Wright</i>	120
Tabel 5. 40 Hasil Perhitungan Kekuatan Tiang Bor Kondisi Eksisting	120
Tabel 5. 41 Diagram Tekanan Tanah Pasif Efektif	122
Tabel 5. 42 Diagram Tekanan Tanah Pasif Efektif	122
Tabel 5. 43 Gaya Lateral Pada Tiang Bor	124
Tabel 5. 44 Kontrol Daya Dukung Ijin Tiang	124
Tabel 5. 45 Rekapitulasi Kontrol Daya Dukung Ijin Lateral Tiang Metode <i>Reese & Wright</i>	125
Tabel 5. 46 Rekapitulasi Kontrol Daya Dukung Ijin Lateral Tiang Metode <i>Meyerhoff</i>	126
Tabel 5. 47 Kontrol Daya Dukung Ijin Lateral Tiang Kondisi Eksisting	127
Tabel 5. 48 Rekapitulasi Hasil Penurunan Tiang Tunggal	129
Tabel 5. 49 Hasil Analisis Penurunan Tiang Tunggal Kondisi Eksisting (18 tiang)	129
Tabel 5. 50 Rekapitulasi Hasil Penurunan Kelompok Tiang	131
Tabel 5. 51 Data Input Properties Tanah	135
Tabel 5. 52 Data Input Material Struktur	135
Tabel 5. 53 Rekapitulasi Kapasitas Dukung dengan <i>PLAXIS 2D V.20</i>	140
Tabel 5. 54 Hasil Analisis Kapasitas Dukung Pada Kondisi Eksisting (18 tiang) dengan <i>PLAXIS 2D V.20</i>	140
Tabel 5. 55 Rekapitulasi Besar Penurunan Hasil Kalkulasi Program <i>PLAXIS 2D V.20</i>	141
Tabel 5. 56 Hasil Analisis Penurunan Pada Kondisi Eksisting (18 tiang) dengan <i>PLAXIS 2D V.20</i>	142
Tabel 5. 57 Rekapitulasi Analisis Kapasitas Dukung Ultimate Tiang Pondasi	143
Tabel 5. 58 Rekapitulasi Hasil Analisis Kapasitas Daya Dukung Kelompok Tiang Secara Manual	145

Tabel 5. 59 Rekapitulasi Hasil Analisis Kapasitas Daya Dukung Kelompok Tiang Dengan Program <i>PLAXIS 2D V.20</i>	145
Tabel 5. 60 Rekapitulasi Hasil Analisis Kekuatan Tiang <i>Bored Pile</i>	148
Tabel 5. 61 Rekapitulasi Hasil Analisis Penurunan Pondasi Tiang Bor	150
Tabel 5. 62 Rekapitulasi Hasil Analisis Penurunan Kelompok Pondasi Tiang Bor Dengan Program <i>PLAXIS 2D V.20</i>	150

DAFTAR LAMPIRAN

Gambar L-2. 1 Data N-SPT	158
Gambar L-3. 1 Potongan Memanjang Jembatan	159
Gambar L-4. 1 (a) Deformasi Pada Tahap Pemasangan <i>Bored Pile</i> (b) Deformasi Pada Pemasangan <i>Pile Cap</i> (c) Deformasi Pada Phase Pembebanan (d) Kurva <i>Displacement</i> (e) Nilai $\Sigma M - sf$	163
Gambar L-4. 2 (a) Deformasi Pada Tahap Pemasangan <i>Bored Pile</i> (b) Deformasi Pada Pemasangan <i>Pile Cap</i> (c) Deformasi Pada Phase Pembebanan (d) Kurva <i>Displacement</i> (e) Nilai $\Sigma M - sf$	161
Gambar L-4. 3 (a) Deformasi Pada Tahap Pemasangan <i>Bored Pile</i> (b) Deformasi Pada Pemasangan <i>Pile Cap</i> (c) Deformasi Pada Phase Pembebanan (d) Kurva <i>Displacement</i> (e) Nilai $\Sigma M - sf$	162
Gambar L-4. 4 (a) Deformasi Pada Tahap Pemasangan <i>Bored Pile</i> (b) Deformasi Pada Pemasangan <i>Pile Cap</i> (c) Deformasi Pada Phase Pembebanan (d) Kurva <i>Displacement</i> (e) Nilai $\Sigma M - sf$	163
Gambar L-4. 5 (a) Deformasi Pada Tahap Pemasangan <i>Bored Pile</i> (b) Deformasi Pada Pemasangan <i>Pile Cap</i> (c) Deformasi Pada Phase Pembebanan (d) Kurva <i>Displacement</i> (e) Nilai $\Sigma M - sf$	164
Gambar L-4. 6 (a) Deformasi Pada Tahap Pemasangan <i>Bored Pile</i> (b) Deformasi Pada Pemasangan <i>Pile Cap</i> (c) Deformasi Pada Phase Pembebanan (d) Kurva <i>Displacement</i> (e) Nilai $\Sigma M - sf$	165
Gambar L-4. 7 (a) Deformasi Pada Tahap Pemasangan <i>Bored Pile</i> (b) Deformasi Pada Pemasangan <i>Pile Cap</i> (c) Deformasi Pada	

	Phase Pembebanan (d) Kurva <i>Displacement</i> (e)	
	Nilai $\Sigma M - sf$	166
Gambar L-4. 8	(a) Deformasi Pada Tahap Pemasangan <i>Bored Pile</i> (b) Deformasi Pada Pemasangan <i>Pile Cap</i> (c) Deformasi Pada Phase Pembebanan (d) Kurva <i>Displacement</i> (e)	
	Nilai $\Sigma M - sf$	167
Gambar L-4. 9	(a) Deformasi Pada Tahap Pemasangan <i>Bored Pile</i> (b) Deformasi Pada Pemasangan <i>Pile Cap</i> (c) Deformasi Pada Phase Pembebanan (d) Kurva <i>Displacement</i> (e)	
	Nilai $\Sigma M - sf$	168

DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN

A	= luas penampang tiang bor (m^2)
Ab	= luas penampang <i>pile</i> (m^2)
Ap	= luas penampang tiang (m^2)
A_b	= luas bidang samping jembatan (m^2)
c	= kohesi (kPa)
C_u	= kohesi tanah pada kondisi <i>undrained</i> (kg/cm^2)
C_w	= koefisien seret
D	= diameter tiang (m)
E_c	= modulus elastis beton (kPa)
E_g	= efisiensi kelompok tiang
e	= jarak titik beban ke muka tanah (cm)
E_p	= modulus elastis tiang (kg/cm^2)
f	= gesekan selimut tiang per satuan luas (t/m^2)
f	= letak momen maksimum dilintang nol (cm)
g	= percepatan gravitasi ($9,8 m/dt^2$)
Hu	= gaya lateral ultimit (kg)
h	= tinggi struktur (m)
I_c	= momen inersia (m^4)
I_o	= faktor pengaruh penurunan tiang yang tidak mudah mampat
I	= inersia penampang tiang (cm^4)
K	= modulus tanah ($k_1/1,5$)
k	= keliling tiang (m)
k_1	= modulus reaksi subgrade <i>Terzaghi</i>
K_h	= modulus subgrade lateral (kg/cm^3)
K_p	= kekakuan struktur yang merupakan gaya horizontal yang diperlukan untuk menimbulkan satu satuan lendutan (kN/m)
L	= panjang tiang bor (m)
m	= jumlah baris tiang

M_{max}	= momen maksimum tiang (kg.cm)
n	= jumlah tiang dalam satu baris
N'	= nilai rata-rata N-SPT terkoreksi sepanjang tiang
N_b'	= nilai N-SPT terkoreksi ujung bawah tiang
p	= keliling penampang tiang (m)
P_{MS}	= berat sendiri (kN)
P_{MA}	= berat mati tambahan (kN)
P_o'	= tegangan efektif (kN/m ²)
Q	= beban yang bekerja (kN)
$Q_{ultimit}$	= daya dukung ultimit tiang (ton)
Q_b	= daya dukung ultimit ujung tiang (ton)
Q_s	= daya dukung ultimit selimut tiang (ton)
q_p	= tahanan ujung persatuan luas (ton/m ²)
q_n	= tekanan netto pada pondasi (P/A)
Q_{all}	= kapasitas daya dukung tiang (kN)
R_b	= faktor koreksi untuk kekakuan lapisan pendukung
R_k	= faktor koreksi kemudahan mampatan tiang
R_h	= faktor koreksi ketebalan lapisan yang terletak pada tanah keras
R_μ	= faktor koreksi angka <i>poisson</i> μ
S	= jarak pusat ke pusat tiang (m)
S	= penurunan total kepala tiang (m)
S_i	= penurunan segera (m)
S_c	= penurunan konsolidasi (m)
SF	= faktor aman
t	= tebal lapisan tanah (m)
T	= waktu getar struktur (detik)
T_{EW}	= gaya angin (kN)
V_W	= kecepatan angin rencana (m/detik)
W_s	= berat volume tanah (kN/m ²)
α	= faktor adhesi (diambil 0,55)
θ	= $\tan^{-1}(d/s)$

β	= koefisien untuk tanah kohesif
φ	= sudut gesek dalam
μ_i	= faktor koreksi untuk lapisan tanah dengan tebal terbatas H
μ_o	= faktor koreksi untuk kedalaman pondasi Df

ABSTRAK

Proyek Pembangunan Jembatan Jalan Lingkar Utara Tasikmalaya (Jembatan Ciloseh) direncanakan menggunakan pondasi tiang bor diameter 1,5 m dengan jumlah tiang 18 dalam satu kelompok dan kedalaman 24 m. Tujuan dari penelitian ini adalah peneliti ingin mengetahui kapasitas dukung pondasi dan penurunan yang terjadi jika menggunakan alternatif diameter. Dengan demikian manfaat penelitian ini yaitu dapat mengetahui cara menganalisis kapasitas dukung dan penurunan pada pondasi tiang *Bored Pile*.

Perencanaan pembangunan pondasi tiang bor akan menggunakan alternatif diameter yaitu 0,8 m, 1 m, 1,2 m, dan 1,5 m dengan kedalaman tiang 20 m. Perancangan pondasi tiang bor yang dilakukan yaitu dengan metode statis yaitu metode *Meyerhoff* dan *Reese & Wright* dengan berdasarkan hasil uji SPT. Setelah perhitungan telah selesai peneliti melakukan validasi menggunakan program *PLAXIS 2D V.20*.

Hasil analisis kapasitas dukung kelompok tiang bor metode *Meyerhoff* diameter 0,8 m, 1 m, 1,2 m, 1,5 m (kedalaman tiang 20 m), diperoleh masing-masing sebesar 176367,28 kN, 187743.86 kN, 192859.04 kN, dan 196074.15 kN. Sedangkan *Reese & Wright* diperoleh masing-masing sebesar 144840.50 kN, 144996.50 kN, 157539.71 kN, dan 155654.39 kN. Hasil penurunan kelompok tiang menggunakan metode teoritis pada alternatif dimensi untuk metode *Meyerhoff* yaitu 0,8 m, 1 m, 1,2 m, dan 1,5 m (kedalaman tiang 20 m) masing-masing sebesar 0,068 m, 0,061 m, 0,062 m, dan 0.047 m. Untuk *Reese & Wright* masing-masing sebesar 0.078 m, 0,064 m, 0,054 m dan 0.050 m. Hasil pengecekan ulang menggunakan program *PLAXIS 2D V.20* didapatkan hasil kapasitas dukung pondasi tiang bor dan penurunan lebih besar dari pada metode teoritis.

Kata kunci : Kapasitas dukung, pondasi tiang, penurunan, *Meyerhoff*, *Reese & Wright*

ABSTRACT

The Tasikmalaya North Ring Road Bridge Construction Project (Ciloseh Bridge) is planned to use drilled pile foundations with a diameter of 1.5 m with a number of 18 piles in one group and a depth of 24 m. The aim of this research is that researchers want to know the bearing capacity of the foundation and the settlement that occurs when using alternative diameters. Thus, the benefit of this research is that it can find out how to analyze the bearing capacity and settlement of Bored Pile foundations.

Planning for the construction of drilled pile foundations will use alternative diameters, namely 0.8 m, 1 m, 1.2 m and 1.5 m with a pile depth of 20 m. The design of drilled pile foundations was carried out using static methods, namely the Meyerhoff and Reese & Wright methods based on the SPT test results. After the calculations were complete, the researcher carried out validation using the PLAXIS 2D V.20 program.

The results of the analysis of the bearing capacity of a group of Bored Piles using the Meyerhoff method with a diameter of 0.8 m, 1 m, 1.2 m, 1.5 m (pile depth 20 m), were obtained respectively at 176367.28 kN, 187743.86 kN, 192859.04 kN, and 196074.15 kN. Meanwhile, Reese & Wright obtained 144840.50 kN, 144996.50 kN, 157539.71 kN, and 155654.39 kN respectively. The results of reducing the pile group using the theoretical method in alternative dimensions for the Meyerhoff method are 0.8 m, 1 m, 1.2 m, and 1.5 m (20 m pile depth) respectively 0.068 m, 0.061 m, 0.062 m, and 0.047 m. For Reese & Wright the respective amounts are 0.078 m, 0.064 m, 0.054 m and 0.050 m. The results of rechecking using the PLAXIS 2D V.20 program showed that the bearing capacity of the drilled pile foundation and settlement was greater than the theoretical method.

Keywords: *bearing capacity, pile foundation, settlement, Meyerhoff, Reese & Wright*

BAB I PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Menurut Van Der (1984) Jembatan secara umum adalah suatu bangunan konstruksi yang berfungsi untuk menghubungkan dua bagian jalan yang terpisah oleh adanya rintangan-rintangan seperti lembah yang dalam, alur sungai, danau, saluran irigasi, kali, jalan kereta api, jalan raya yang melintang tidak sebidang, dan lain sebagainya. Jembatan merupakan salah satu konstruksi yang gunanya untuk meneruskan jalan melalui suatu rintangan yang berada lebih rendah. Rintangan ini biasanya jalan lain (jalan air atau lalu lintas biasa).

Tasikmalaya merupakan salah satu kota di Jawa Barat yang akan dilewati oleh jalan Tol Getaci yang merupakan bagian dari Tol Trans Jawa. Tol Getaci ini adalah jalan Tol di Provinsi Jawa Barat dan Provinsi Jawa Tengah yang memiliki rute dari Gedebage melalui Bandung, Garut, Kabupaten Tasikmalaya, Kota Tasikmalaya, Ciamis, Kota Banjar, Pangandaran, dan berakhir di Cilacap. Atas hal tersebut maka Kementerian PUPR, Balai Besar Pelaksanaan Jalan Nasional DKI Jakarta – Jawa Barat membangun Jembatan Jalan Lingkar Utara Tasikmalaya (Jembatan Ciloseh) yang berlokasi di Kampung Cimerak, Desa/Kelurahan Sukaasih, Kecamatan Purbaratu, Kota Tasikmalaya, Provinsi Jawa Barat yang merupakan penghubung antara Jalan Lingkar Utara dengan Jalan Karang Resik yang bertujuan untuk menghindari penumpukan kendaraan akan kehadiran *Exit* Tol.

Tipe jembatan yang digunakan yaitu tipe jembatan balok/gelagar. Jembatan tersebut merupakan jembatan yang dasarnya terdiri dari balok horizontal yang setiap ujungnya didukung oleh *Abutment* dan *Pier*/pilar (jika jembatan lebih panjang). Sedangkan struktur bagian bawahnya menggunakan pondasi *Bored Pile* berdiameter 1,5 m. Fondasi merupakan komponen paling bawah dari sebuah struktur yang bertugas mengalirkan beban vertikalnya ke lapisan tanah atau batuan di bawahnya. Pondasi umumnya dipilih ketika lapisan tanah yang kuat berada dalam kedalaman yang signifikan untuk mendukung bangunan. Di sisi lain, pondasi

tiang sering digunakan untuk mendukung bangunan yang harus mengatasi gaya angkat, terutama pada bangunan tinggi yang mungkin terkena tekanan angin (Hardiyatmo, 2010).

Pada proyek Jembatan Ciloseh, konsultan melakukan survei tanah untuk mengetahui sifat fisik tanah sehingga hasil survei tersebut dapat digunakan dalam perancangan pondasi. Metode *Bore Log* digunakan untuk penyelidikan tanah ini. Penyelidikan tanah dilakukan 6 titik bor, yaitu titik BH01-BH02-BH03-BH04-BH05-BH06. Jenis pondasi tiang yang digunakan pada proyek ini adalah pondasi *Bored Pile*, karena jembatan ini berada di lingkungan padat penduduk, sehingga tidak akan mengganggu aktivitas warga sekitar. Diameter pondasi *Bored Pile* yang digunakan yaitu 1,5 m dengan mutu beton yang digunakan adalah $f'c$ 30 Mpa. Kedalaman tiang bor pada setiap stasiunnya memiliki kedalaman yang bervariasi.

Perencanaan ulang dilakukan dikarenakan penulis ingin menganalisis kapasitas dukung pondasi *Bored Pile* dan penurunan pada P4/BH-05 dengan menggunakan alternatif diameter yaitu 0,8 m, 1 m, 1,2 m, dan 1,5 m (kedalaman 20 m). Pada kondisi *eksisting* P4/BH-05 ini panjang tiang yang digunakan yaitu kedalaman 24 m dan memiliki 18 tiang pondasi *Bored Pile*. Ada 2 (dua) metode yang akan digunakan untuk menganalisis kapasitas dukung pondasi, yaitu dengan metode *Meyerhoff* dan *Reese & Wright*. Dan setelah menganalisis menggunakan kedua metode tersebut akan dianalisis kembali menggunakan *software PLAXIS 2D V.20* sebagai pembanding hasil yang telah diperoleh.

Berdasarkan uraian latar belakang diatas, maka penulis mengangkat judul penelitian Tugas Akhir yaitu, “Kajian Ulang Desain Struktur Bawah *Pier 4* Dengan Pondasi *Bored Pile* Pada Jembatan Jalan Lingkar Utara Tasikmalaya (Jembatan Ciloseh) ”.

1.2 Rumusan Masalah

Dari latar belakang tersebut, beberapa permasalahan dapat dirumuskan sebagai berikut.

1. Bagaimana kapasitas dukung dan penurunan pondasi tiang *Bored Pile* dengan kondisi *eksisting* yaitu diameter 1,5 m dan kedalaman 24 m dengan menggunakan metode *Meyerhoff* dan *Reese & Wright*?
2. Bagaimana kapasitas dukung dan penurunan pondasi tiang *Bored Pile* dengan variasi alternatif dimensi yaitu 0,8 m, 1 m dan 1,2 m dengan kedalaman 24 m, dan 1,5 m dengan kedalaman 20 m pada proyek Pembangunan Jembatan Jalan Lingkar Utara Tasikmalaya (Jembatan Ciloseh)?
3. Bagaimana perbandingan kapasitas dukung dan penurunan pondasi *Bored Pile* dengan alternatif dimensi menggunakan metode *Meyerhoff* dan *Reese & Wright*?
4. Bagaimana hasil perbandingan kapasitas daya dukung dan penurunan pondasi menggunakan metode *Meyerhoff* dan *Reese & Wright* dengan *PLAXIS 2D V.20*?
5. Apa alternatif yang akan dipilih untuk kajian ulang pondasi *Bored Pile* pada *Pier 4* untuk Jembatan Ciloseh?

1.3 Tujuan Penelitian

Berdasarkan rumusan masalah diatas, maka tujuan penelitian adalah sebagai berikut.

1. Mengetahui kapasitas dukung dan penurunan pondasi tiang *Bored Pile* dengan kondisi *eksisting* yaitu diameter 1,5 m dan kedalaman 24 m dengan menggunakan metode *Meyerhoff* dan *Reese & Wright*,
2. Mengetahui kapasitas dukung dan penurunan pondasi tiang *Bored Pile* dengan variasi alternatif dimensi yaitu 0,8 m, 1 m dan 1,2 m dengan kedalaman 24 m, dan 1,5 m dengan kedalaman 20 m pada proyek Pembangunan Jembatan Jalan Lingkar Utara Tasikmalaya (Jembatan Ciloseh),
3. Mengetahui perbandingan kapasitas dukung dan penurunan pondasi *Bored Pile* dengan alternatif dimensi menggunakan metode *Meyerhoff* dan *Reese & Wright*,

4. Mengetahui hasil perbandingan kapasitas dukung dan penurunan pondasi menggunakan metode *Meyerhoff* dan *Reese & Wright* dengan *PLAXIS 2D V.20*,
5. Mengetahui alternatif yang dipilih untuk kajian ulang pondasi *Bored Pile* pada *Pier 4* untuk Jembatan Ciloseh.

1.4 Manfaat Penelitian

Manfaat penelitian Tugas Akhir ini yaitu mengetahui cara menganalisis kapasitas dukung dan penurunan pada pondasi tiang *Bored Pile*, menambah pengetahuan mengenai metode-metode yang digunakan yaitu metode *Meyerhoff* dan *Reese & Wright*, dan juga dapat menjadi referensi bagi penelitian berikutnya, sehingga dapat membantu dan mengembangkan penelitian mengenai kapasitas dukung dan penurunan pada pondasi *Bored Pile*.

1.5 Batasan Penelitian

Batasan penelitian yang dilakukan penulis sebagai pedoman untuk mencapai tujuan yaitu:

1. lokasi penelitian yaitu di Proyek Pembangunan Jembatan Jalan Lingkar Utara Tasikmalaya (Jembatan Ciloseh) yang berada di Kp. Cimerak, Desa/Kelurahan Sukaasih, Kecamatan Purbaratu, kota Tasikmalaya, Provinsi Jawa Barat,
2. data pada geoteknik yang digunakan adalah hasil penyelidikan tanah N-SPT,
3. struktur bawah yang digunakan dilokasi yaitu pondasi jenis *Bored Pile*,
4. diameter pondasi *eksisting Bored Pile* yaitu 1,5 m,
5. kaji ulang pondasi *Bored Pile* menggunakan diameter alternatif yaitu 0,8 m, 1 m, 1,2 m, dan 1,5 m (kedalaman tiang 20 m),
6. panjang tiang pondasi *Bored Pile* yang digunakan oleh penulis dalam menganalisis adalah 24 m (sesuai dengan data N-SPT),
7. data perhitungan struktur pada jembatan sesuai dengan data yang sudah ada,
8. program yang digunakan untuk menganalisis pembebanan menggunakan program *Microsoft Excel*,

9. angka aman (*Safety Factor*) yang digunakan penulis dalam menganalisis adalah 3,
10. pada analisis menggunakan program *PLAXIS 2D V.20* tanah dilapangan dianggap rata.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Tinjauan pustaka merupakan suatu kerangka acuan teori yang menjadi acuan atau landasan berpikir serta mempertajam konsep-konsep dari penelitian terdahulu agar tidak terjadi duplikasi. Oleh karena itu, hal ini dipertimbangkan dalam penelitian dan diinvestasikan di dalamnya. Namun penelitian-penelitian sebelumnya tentu berbeda dengan penelitian-penelitian yang ada saat ini.

2.2 Pondasi Tiang *Bored Pile*

Pondasi *Bored Pile* adalah salah satu varian pondasi berbentuk silinder yang berperan dalam memindahkan beban struktural dari bangunan di atasnya ke lapisan tanah keras yang berada di bawahnya. Pondasi *Bored Pile* memiliki fungsi serupa dengan pondasi tiang pancang atau pondasi dalam lainnya. Tujuan dari interaksi antara pondasi *Bored Pile* dengan tanah adalah untuk memberikan dukungan yang kuat agar dapat menopang dan mengamankan bangunan di atasnya. Pondasi ini dirancang dengan mempertimbangkan berbagai faktor keamanan, termasuk kemampuannya untuk menahan beban maksimum yang mungkin terjadi. Penggunaan pondasi dalam ini dalam suatu bangunan merupakan pilihan yang tepat ketika tanah di bawahnya memiliki daya dukung yang memadai untuk menopang beban bangunan serta beban-beban lain yang memengaruhi lapisan tanah yang berada pada kedalaman lebih dari 8 meter (Bowles, 1997).

2.3 Analisis Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Bor Menggunakan Metode *Mayerhoff*

Sinar (2020), melakukan analisis kapasitas dukung pondasi pada Pekerjaan Pembangunan Jalan Tol Medan – Binjai Seksi 1. Penyelidikan tanah dilokasi menggunakan data N-SPT. Dan perhitungannya menggunakan dua metode yaitu

metode *Terzaghi* dan metode *Meyerhoff*. Dari hasil perhitungan didapatkan kapasitas daya dukung *ultimate* tiang tunggal berdiameter 60 cm dengan metode *Terzaghi* adalah 375,635 kN sedangkan dengan metode *Meyerhoff* adalah 918,794 kN. Untuk kapasitas dukung kelompok tiang menggunakan metode *Terzaghi* dan *Meyerhoff* berturut-turut adalah 3434,832 kN dan 9800,448 kN lebih besar dari beban ($P = 2960,132$ kN). Alternatif yang dipilih adalah metode *Meyerhoff* karena hasil kapasitas dukung tiang yang lebih besar daripada beban (P), sehingga beban struktur mampu ditahan oleh pondasi.

Fauzhan (2021), melakukan analisis kapasitas dukung pondasi tiang bor pada Proyek Pekerjaan Penggantian Jembatan Simamora Ruas Pameu – Simpang Uning Kabupaten Aceh Tengah. Analisis ini dilakukan untuk menghindari potensi penurunan pada lapisan tanah lunak. Berdasarkan hasil analisa perhitungan yang telah dilakukan menggunakan peraturan pembebanan jembatan (RSNI-T-02-2005) diperoleh nilai kombinasi pembebanan struktur bawah adalah 847,50 ton. Adapaun kapasitas dukung menggunakan metode *Meyerhoff* (SPT) didapatkan sebesar 392,22 ton sedangkan dengan menggunakan data laboratorium didapatkan nilai kapasitas dukung sebesar 482,50 ton. Tiang yang digunakan sebanyak 3 tiang dengan konfigurasi 1 jajar dan didapatkan kapasitas dukung pondasi tiang kelompok sebesar 1047,22 ton.

2.4 Analisis Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Bor Menggunakan Metode *Reese & Wright*

Nurachim (2017), melakukan analisis kapasitas dukung pondasi pada Proyek Penambahan Lajur Tol Kopo – Buah Batu. Analisis dilakukan pada *Pier 2* jembatan dengan menggunakan metode *Reese & Wright*. Hasil analisis menunjukkan bahwa kapasitas dukung pondasi tiang bor dengan diameter 60 cm adalah sebesar 513,35 ton, yang melebihi beban yang harus ditanggung.

2.5 Analisis Penurunan Pondasi Tiang Bor Menggunakan Metode Statis

Penurunan pondasi tiang tunggal dipengaruhi oleh mekanisme pengalihan beban, maka penyelesaian untuk perhitungan penurunan hanya bersifat pendekatan.

Penurunan kelompok tiang umumnya lebih besar daripada pondasi riang tunggal karena pengaruh tegangan pada daerah yang lebih luas dan lebih dalam.

Lianto (2023), melakukan analisis penurunan pada Jembatan *Boulevard II* Manado. Penelitian ini dilakukan bertujuan untuk mengetahui kapasitas dukung dan penurunan pada *Abutment 2* Jembatan *Boulevard II* Manado. Analisis penurunan menggunakan metode analitik yaitu *Vesic* dan *Paulo-Mates-Davis*. Dari hasil analisis penurunan didapatkan hasil penurunan tiang kelompok dengan menggunakan metode *Vesic* adalah sebesar 126,60 mm dan untuk metode *Paulo-Mates-Davis* didapatkan sebesar 160,52 mm.

2.6 Analisis Penurunan Pondasi Tiang Bor Menggunakan Metode Elemen Hingga

Haq (2018), melakukan analisis penurunan pondasi tiang bor pada Pembangunan Gedung Kuliah *Twin Building* Universitas Muhammadiyah Yogyakarta. Salah satu analisis penurunan yang dilakukan yaitu menggunakan metode elemen hingga atau menggunakan program *PLAXIS 2D V.85*. Hasil analisis penurunan menggunakan metode elemen hingga atau *PLAXIS 2D V.85* didapatkan hasil penurunan untuk diameter 70 cm, 80 cm, dan 90 cm yaitu masing-masing sebesar 0,087 m, 0,084 m, dan 0,081 m. hasil penurunan tersebut aman dari penurunan yang diijinkan.

2.7 Perbandingan Dengan Penelitian Terdahulu

Perbandingan penelitian yang telah dilakukan oleh peneliti terdahulu dengan penelitian yang akan dilakukan oleh penyusun dapat dilihat pada Tabel 2.1 berikut ini.

Tabel 2. 1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Sekarang

Peneliti	Haq (2018)	Lianto (2023)	Nurachim (2017)	Sinar (2020)	Fauzhan (2021)	Salman (2023)
Judul	Pengaruh Variasi Dimensi Terhadap Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor Kelompok Dengan Menggunakan Metode Elemen Hingga	Studi Kapasitas Fondasi Tiang Bor (<i>Bored Pile</i>) Pada <i>Abutment 2</i> Jembatan <i>Boulevard II</i>	Analisis Daya Dukung Kelompok Tiang Bor Pada Jembatan Moh Toha	Analisa Kapasitas Dukung Tiang Pada Pondasi	Perencanaan Pondasi Tiang Bor (<i>Bored Pile</i>) Sebagai Alternatif Pondasi Pada Pekerjaan Penggantian Jembatan Simamora Ruas Pameu - Simpang Uning Kabuten Aceh Tengah	Kajian Kapasitas Dukung Pondasi Tiang <i>Bored Pile</i> Pada <i>Pier</i> Jembatan Dengan Metode <i>Meyerhoff</i> dan Metode <i>Reese & Wright</i> .
Lokasi	Gedung Kuliah <i>Twin Building</i> Universitas Muhammadiyah Yogyakarta	Jembatan <i>Boulevard II</i> Manado	Proyek Penambahan Lajur Tol Kopo – Buah Batu	(RAMP 4 – A2) Jalan Tol Medan – Binjai Seksi 1	Proyek Pekerjaan Penggantian Jembatan Simamora Ruas Pameu – Simpang Uning Kabupaten Aceh Tengah	Proyek Pembangunan Jembatan Jalan Lingkar Utara Tasikmalaya (Jembatan Ciloseh)
Tujuan	Mengetahui besarnya pengaruh variasi dimensi terhadap kapasitas dukung tiang bor.	Mengetahui kapasitas dukung fondasi dan penurunan dengan alternatif metode	Mengatahui perbandingan kapasitas dukung pondasi dengan metode konvensional dan pemodelan <i>software</i> .	Mengetahui kapasitas dukung tiang pada pondasi tunggal, kelompok, dan penurunan menggunakan metode <i>Terzaghi</i> dan <i>Meyerhoff</i> .	Mengetahui kapasitas dukung dan penurunan pada tiang tunggal dan kelompok.	Mengetahui kapasitas dukung pondasi <i>Bored Pile</i> dan penurunan kelompok tiang dengan metode <i>Meyerhoff</i> dan <i>Reese & Wright</i> .

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Sekarang

Peneliti	Haq (2018)	Lianto (2023)	Nurachim (2017)	Sinar (2020)	Fauzhan (2021)	Salman (2023)
Metode	- <i>Meyerhoff</i> - <i>Reese & Wright</i> - Elemen hingga atau <i>PLAXIS 2D V.85</i>	- <i>Meyerhoff</i> - <i>Reese & Wright</i>	- <i>Reese & Wright</i> - <i>PLAXIS 3D</i>	- <i>Meyerhoff</i> - <i>Terzaghi</i>	- <i>Meyerhoff</i>	- <i>Meyerhoff</i> - <i>Reese & Wright</i> - Elemen hingga atau <i>PLAXIS 2D V.20</i>
Hasil	Hasil analisis kapasitas dukung pondasi tiang dengan variasi diameter menggunakan metode <i>Meyerhoff</i> dan <i>Reese & Wright</i> lebih besar dari beban yang diterima. Sedangkan penurunan yang terjadi dengan variasi dimensi menggunakan metode statis maupun numerik masih aman dari penurunan yang diijinkan.	Hasil daya dukung aksial dengan menggunakan metode analitik yaitu (Qg) 229681 kN (<i>Meyerhoff</i>) dan 164798 kN (<i>Reese & Wright</i>). Penurunan kelompok tiang yang diperoleh 122 mm. sedangkan analisis menggunakan metode numerik menghasilkan (Qg) 110193 kN dan penurunan kelompok tiang sebesar 113 mm.	Semua hasil daya dukung kelompok tiang bor dengan menggunakan metode konvensional dan metode numerik memiliki kapasitas daya dukung kelompok pondasi tiang bor lebih besar dari beban yang diterima.	Hasil kapasitas daya dukung <i>ultimate</i> tiang tunggal berdiameter 60 cm dengan metode <i>Terzaghi</i> adalah 375,635 kN sedangkan dengan metode <i>Meyerhoff</i> adalah 918,794 kN. Untuk kapasitas dukung kelompok tiang menggunakan metode <i>Terzaghi</i> dan <i>Meyerhoff</i> berturut-turut adalah 3434,832 kN dan 9800,448 kN lebih besar dari beban (P = 2960,132 kN).	Berdasarkan Hasil Analisa perhitungan yang telah dilakukan didapatkan besar daya dukung tiang kelompok sebesar 1047,22 kN dan nilai penurunan pondasi tiang tunggal dan kelompok diperoleh nilai yang sama yaitu 63,45 mm.	Dari analisis kapasitas dukung pondasi dan analisis penurunan menggunakan metode <i>Meyerhoff</i> dan <i>Reese & Wright</i> dengan variasi diameter yaitu 0,8 m, 1 m, dan 1,2 m. didaparkan kesimpulan, semakin besar diameter pondasi, maka semakin besar kapasitas dukung pondasi. Sedangkan semakin besar diameter pondasi, maka semakin kecil penurunan yang terjadi.

BAB III LANDASAN TEORI

3.1 Tanah

Dalam pengertian teknik secara umum, tanah didefinisikan sebagai material yang terdiri dari agregat (butiran) mineral-mineral padat yang tidak tersementasi (terikat secara kimia) satu sama lain dan dari bahan-bahan organik yang telah melapuk (yang berpatikel padat) disertai dengan zat cair dan gas yang mengisi ruang-ruang kosong di antara partikel-partikel padat tersebut. Tanah berguna sebagai bahan bangunan pada berbagai macam pekerjaan teknik sipil, disamping itu tanah berfungsi juga sebagai pendukung pondasi dari bangunan. Ukuran partikel tanah sangat beragam dan variabilitasnya cukup besar, tanah biasa disebut kerikil, pasir, lanau atau lempung. Tabel 3.1 mencantumkan batasan ukuran jenis lahan yang didefinisikan oleh *Massachusetts Institute of Technology (MIT)*, *U.S. Department of Agriculture (USDA)*, *American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)*, *U.S. Army Corps of Engineers*, dan *U.S. Bureau of Reclamation*. Ini kemudian menjadi dasar untuk pembentukan *Unified Soil Classification System (USCS)* (Das, 1998).

Tabel 3. 1 Batasan- Batasan Ukuran Golongan Tanah

Ukuran butiran (mm)				
Nama Golongan	Kerikil	Pasir	Lanau	Lempung
<i>Massachutes Institute of Technology (MIT)</i>	>2	2 – 0,06	0,06 – 0,002	<0,002
<i>U. S. Department of Agriculture (USDA)</i>	>2	2 – 0,05	0,05 – 0,002	<0,002

Lanjutan Tabel 3. 1 Batasan- Batasan Ukuran Golongan Tanah

<i>American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)</i>	76,2 – 2	2 – 0,075	0,075 – 0,002	<0,002
<i>Unified Soil Classification System (USCS)</i>	76,2 – 4,75	4,75 – 0,075	Halus (yaitu lanau dan lempung) <0,0075	

Sumber: Das (1998)

3.2 Penyelidikan Tanah

Tujuan penyelidikan tanah adalah untuk memperoleh informasi mengenai kapasitas tanah, tinggi muka airtanah dan kondisi tanah. Pengujian tanah dapat dilakukan dengan mengambil contoh tanah untuk pengujian di laboratorium dan langsung di lapangan.

Penyelidikan tanah juga merupakan tinjauan teknis untuk menentukan daya dukung dan parameter pemotongan. Berdasarkan informasi yang diterima, daya dukung pondasi yang digunakan dianalisis dan dihitung.

3.2.1 Penyelidikan Tanah pada Proyek Pembangunan Jembatan Jalan Lingkar Utara Tasikmalaya (Jembatan Ciloseh)

Penyelidikan tanah pada proyek Pembangunan Jembatan Jalan Lingkar Utara Tasikmalaya (Jembatan Ciloseh) menggunakan metode pengeboran (*Coring*) mengambil sampel tanah dari setiap lapisan tanah yang diinginkan. Mesin bor akan digunakan untuk eksplorasi tanah dalam proyek ini.

Pekerjaan penyelidikan tanah yang dilakukan dilapangan adalah sebagai berikut:

1. pemboran dengan menggunakan mesin bor,
2. deskripsi tanah sewaktu pemboran (*bor log*),
3. penyelidikan muka air tanah pada saat pengeboran, dan
4. uji *Standard Penetration Test (SPT)* setiap interval 2 m.

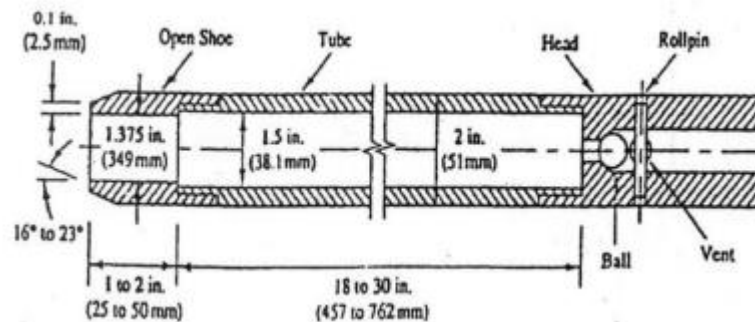
3.2.2 Standard Penetration Test (SPT)

Pengujian ini bertujuan untuk mengukur kepadatan tanah dengan menggunakan metode N-SPT, yang nantinya akan digunakan untuk mengidentifikasi jenis tanah di bawah permukaan. Metode SPT ini melibatkan penempatan pipa standar ke dalam lubang bor dengan kedalaman 450 mm. Selanjutnya, jumlah pukulan dihitung setiap 150 mm dengan menggabungkan N2 dan N3 ($N = N2 + N3$), dan jika total pukulan tersebut melebihi 50 kali, maka N1 dianggap tidak relevan dalam perhitungan.

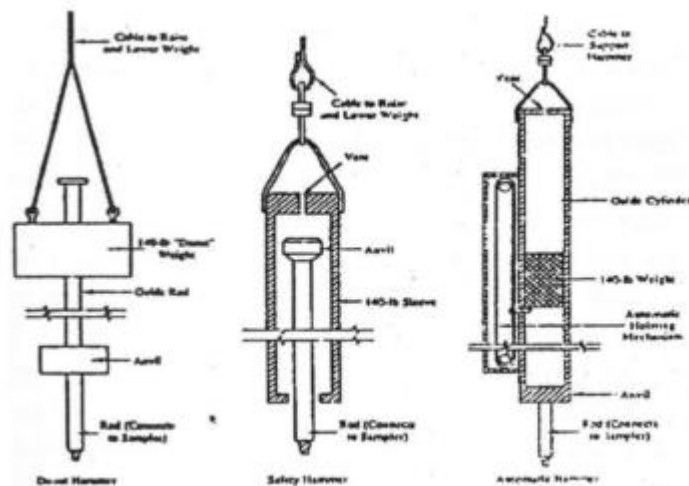
Pada proyek Pembangunan Jembatan Lingkar Utara Tasikmalaya (Jembatan Ciloseh) pengaplikasiannya dilakukan setiap 2 meter. Kelebihan dari metode SPT ini adalah kemampuannya untuk secara visual mengenali jenis tanah dan mampu mendapatkan parameter kualitas tanah melalui hubungan empiris. Kerugiannya adalah karena pengaruh berat palu dan tinggi jatuh bebas, diperlukan ketelitian yang lebih tinggi dalam survei.

Split Spoon Sampler adalah alat yang dimasukkan ke dalam lubang bor tanah dan kemudian dipalu. Sampel tanah yang diambil dan disimpan dalam alat ini dapat digunakan untuk menguji klasifikasi tanah, seperti menentukan batas *Atterberg* dan ukuran butir tanah. Namun, alat ini tidak cocok untuk pengujian lainnya karena diameter sampel yang diambil terlalu kecil untuk dianggap mewakili kondisi tanah yang sebenarnya.

Penjelasan detail mengenai *Split-Spoon Sampler* SPT dan *hammer*/palu SPT dijelaskan pada Gambar 3.1 dan Gambar 3.2 berikut ini.



Gambar 3. 1 Split-spoon sampler SPT
(Sumber : Rahardjo, 2005)



Gambar 3. 2 Diagram Skematis Jenis-Jenis Hammer
(Sumber : Bowles, 1998)

3.3 Pondasi Tiang Bor (*Bored Pile*)

Tiang bor (*Bored Pile*) adalah jenis pondasi tiang yang pemasangannya dilakukan dengan cara mengebor tanah dahulu baru kemudian dimasukan tulangan yang telah dirangkai ke dalam lubang bor kemudian di cor beton (Hardiyatmo, 2010).

Pondasi Tiang bor adalah jenis pondasi yang dalam pembuatannya dilakukan dengan cara mengebor tanah baru kemudian dimasukan tulangan yang sudah dirangkai lalu dicor beton. Tiang biasanya dipakai pada tanah yang stabil dan kaku, sehingga memungkinkan untuk membentuk lubang yang stabil dengan alat bor. Jika

tanah mengandung air, pipa besi dibutuhkan untuk mendahan dinding lubang dan pipa ini ditarik keatas jika pengeboran sudah mencapai kedalaman kurang lebih 6 m. Pada tanah keras atau batuan lunak, bagian bawah tiang dapat ditinggikan untuk meningkatkan ketahanan ujung tiang.

Pemilihan pondasi tiang bor didasarkan pada kapasitas tiang pancang yang tinggi per unit dan kondisi lingkungan kerja yang tidak memungkinkan pemilihan tiang pancang. Tiang pancang yang desainnya lebih praktis dan kekuatan tiangnya seragam, tidak sepenuhnya dapat digunakan dimana-mana karena faktor lingkungan yang tidak mendukung, misalnya, pada lingkungan yang sekitarnya banyak pemukiman, hal itu berisiko karena pelaksanaan Pondasi tiang pancang yang menimbulkan getaran dan kebisingan yang akan mengganggu aktivitas warga sekitar dan dapat mengakibatkan kerusakan pada rumah sekitar karena getaran.

Berikut adalah beberapa kelebihan tiang bor dibandingkan dengan tiang pancang, yaitu:

1. kepastian kedalaman pada ujung pondasi,
2. dapat membandingkan hasil tanah dilapangan dengan hasil dilaboratorium,
3. pengaplikasiannya dapat dilakukan di semua jenis tanah, bahkan tanah yang berbatu,
4. dibandingkan dengan tiang pancang, volume dan getaran lebih sedikit,
5. Mudah dalam mengubah dimensi dan panjang tiang bor apabila sewaktu-waktu diperlukan,
6. Kapasitas beban yang tinggi memungkinkan satu kolom ditopang oleh satu bor (*One Column one pile*), sehingga menghemat kebutuhan ujung tiang, dan
7. Pada ujung tiang dapat dimodifikasi sesuai kebutuhan.

Adapun kekurangan dari tiang bor dibanding tiang pancang adalah sebagai berikut:

1. perlunya kerja profesional untuk mengurangi kemungkinan terjadinya cacat produksi;
2. pemasangan sangat bergantung pada cuaca,

3. Rusaknya tanah pada kepala tiang akibat proses pengeboran dan penurunan menyebabkan daya dukung kepala tiang tidak dapat diandalkan;
4. Mutu beton yang dihasilkan pada saat pengecoran tidak dapat terjamin merata di seluruh badan tiang bor, sehingga melemahkan daya dukung tiang bor, apalagi jika tiang bor cukup dalam dan
5. air yang mengalir ke dalam lubang bor dapat menyebabkan gangguan pada tanah dan melemahkan daya dukung tiang.

Kemudian, hal yang perlu diperhatikan untuk pengendalian mutu pondasi tiang bor adalah sebagai berikut ini.

1. Kondisi Tanah

Pengendalian mutu pondasi bor harus dimulai dari mengetahui tanah yang akan dibangun. Kondisi tanah yang rawan longsor, seperti pasir gembur atau sedang, mengharuskan kontraktor mengerahkan peralatan tambahan seperti casing dan memerlukan waktu lebih lama. Informasi yang cukup harus diperoleh dari survei lapangan karena permasalahan yang muncul bisa bermacam-macam. Selain itu, permukaan yang terbentuk pada saat pengeboran juga harus diperiksa. Penyimpangan signifikan dari kondisi tanah yang diantisipasi atau yang telah digunakan dalam perencanaan harus segera dilaporkan, karena dapat menyebabkan perbedaan dalam kapasitas dukung tanah yang berpotensi memengaruhi kinerja pondasi.

Insiden yang tidak terduga akibat kondisi lapangan yang tidak terduga dapat menimbulkan perselisihan karena dapat menambah waktu atau meningkatkan biaya secara signifikan. Sebelum memulai konstruksi, hal-hal berikut harus diperhatikan: adanya lapisan tanah pasir dibawah muka air tanah, adanya kerikil atau *boulder*, adanya bekas bangunan lama, tanah timbunan, lapisan batuan induk, dan muka air tanah.

2. Inspeksi Lubang Bor

Pengendalian kualitas dalam proses pemboran lubang mencakup tiga aspek penting: penyelesaian akhir, pengenalan jenis tanah yang diambil, dan membersihkan dasar lubang bor. Setiap aspek ini umumnya memiliki prosedur pengujian yang khusus untuk memastikan kualitasnya.

3. Tulangan dan Cara Penulangan

Pemeriksaan tulangan meliputi jumlah dan diameter tulangan. Penting juga untuk memeriksa kekuatan tulangan penutup beton, karena terlepas tulangan dapat menyebabkan deformasi berlebihan pada lubang bor dan merusak dinding lubang.

4. Pemeriksaan Mutu Beton

Beton harus memiliki nilai *Slump* tertentu. Campuran beton yang terlalu kental akan menimbulkan gumpalan dan dapat menimbulkan lubang sehingga mengurangi daya dukung pondasi. Faktor-faktor yang perlu dipertimbangkan saat menilai kualitas beton meliputi, kekuatan benda uji beton (*silinder*), *slump* dan *workability* beton, kemungkinan terjadinya segregasi, dan ukuran agregat yang dikaitkan dengan kerapatan tulangan.

Berdasarkan proses pemborannya, pondasi tiang pancang dapat dilakukan dengan dua cara, yaitu proses pemboran dengan proteksi dan tanpa proteksi. Perlindungan dapat dilakukan dengan membungkus atau melapisi mineral atau polimer. Pengeboran pelindung disebabkan karena tanah yang dibor mengalami longsor akibat tanah berpasir yang gembur dan dapat mengakibatkan pondasi runtuh jika tidak dilindungi.

3.4 Kapasitas Dukung Pondasi *Bored Pile*

Ditinjau dari cara mendukung beban, tiang dapat dibagi menjadi 2 (dua) macam (Hardiyatmo, 2003) sebagai berikut.

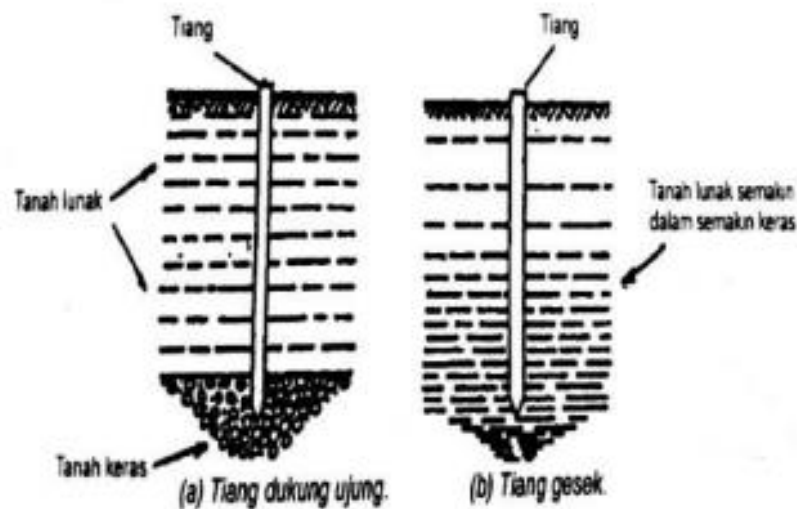
1. Tiang dukung ujung (*end bearing pile*)

Tiang dukung ujung (*end bearing pile*) adalah Tiang dukung ujung (*end bearing pile*) adalah tiang yang kapasitas dukungnya ditentukan oleh tahanan ujung tiang. Umumnya tiang dukung ujung berada dalam zona tanah yang lunak yang berada di atas tanah keras. Tiang-tiang dipancang sampai mencapai batuan dasar atau lapisan keras lain yang dapat mendukung beban yang diperkirakan tidak mengakibatkan penurunan berlebihan. Kapasitas tiang sepenuhnya ditentukan dari tahanan dukung lapisan keras yang berada di bawah ujung tiang.

2. Tiang geser

Tiang pancang adalah tiang pancang yang daya dukungnya ditentukan oleh tahanan geser antara dinding tiang dengan tanah disekitarnya.

Berikut ini adalah gambaran tiang yang ditinjau dari cara mendukung bebannya, dapat dilihat pada Gambar 3.3 berikut ini.



Gambar 3. 3 Tiang Ditinjau Dari Cara Mendukung Bebannya

(Sumber: Hardiyatmo, 2003)

Daya dukung tiang bor merupakan penjumlahan dari tahanan akhir dan tahanan penutup tiang (gesekan permukaan tiang dengan tanah). Rumus umum daya dukung pondasi tiang pancang adalah menurut Persamaan 3.1.

$$Q_{ultimit} = Q_b + Q_s \quad (3.1)$$

keterangan :

$Q_{ultimit}$ = daya dukung ultimit tiang (ton),

Q_b = daya dukung ultimit ujung tiang (ton), dan

Q_s = daya dukung ultimit selimut tiang (ton).

3.4.1 Kapasitas Daya Dukung Tiang Tunggal Menggunakan Metode *Reese & Wright*

1. Daya Dukung Ultimit Ujung Tiang (Q_b)

Daya dukung ujung metode *Reese & Wright* diperoleh dari Persamaan 3.2 berikut ini.

$$Q_b = q_p \times A \quad (3.2)$$

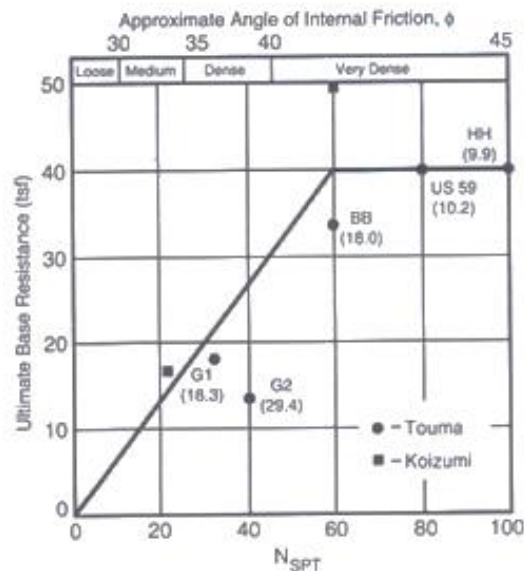
keterangan :

Q_b = daya dukung ultimit ujung tiang (ton),

q_p = tahanan ujung persatuan luas (ton/m^2), dan

A = luas penampang tiang bor (m^2)

Di tanah kohesif, nilai tahanan ujung per satuan luas dapat diestimasi sebagai 9 kali kuat geser tanah ($9 \times C_u$). Demikian pula, hubungan antara nilai q_p dan jumlah pukulan N-SPT di tanah kohesif dapat dilihat dalam Gambar 3.4 di bawah ini.



Gambar 3. 4 Hubungan Tahanan Ujung Ultimit Dengan Nilai N-SPT
(Sumber: Hardiyatmo, 2003)

2. Daya Dukung Selimut Tiang

Perhitungan daya dukung selimut tiang pada tanah homogen dapat dilakukan dengan menggunakan Persamaan 3.3 berikut ini.

$$Q_s = f \times L \times p \quad (3.3)$$

keterangan :

Q_s = daya dukung ultimit selimut beton (ton),

f = gesekan selimut tiang per satuan luas (t/m^2),

L = panjang tiang bor (m), dan

p = keliling penampang tiang (m).

Gesekan selimut tiang per satuan luas dipengaruhi oleh jenis tanah dan parameter kuat geser tanah.

a. Tanah Kohesif

Gesekan selimut tiang dapat ditentukan dengan Persamaan 3.4 berikut ini.

$$f = \alpha \times C_u \quad (3.4)$$

keterangan :

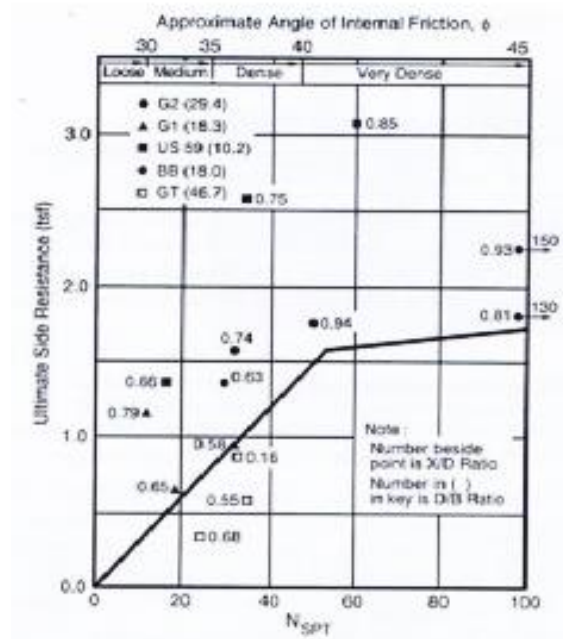
f = gesekan selimut tiang per satuan luas (t/m^2),

α = faktor adhesi (diambil 0,55), dan

C_u = kohesi tanah pada kondisi *undrained*.

b. Tanah Non-Kohesif

Besarnya nilai f dapat diperoleh dari kolerasi langsung dengan N-SPT pada grafik, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 3.5 berikut ini.



Gambar 3.5 Hubungan Tahanan Gesek Selimut dan Nilai N-SPT
(Sumber: Hardiyatmo, 2003)

3. Kapasitas Dukung Ultimit (Q_u)

Untuk mencari daya dukung ultimit dapat menggunakan Persamaan 3.5 dibawah ini.

$$Q_u = Q_b + Q_s \quad (3.5)$$

keterangan :

Q_u = kapasitas daya dukung ultimit tiang (kN),

Q_b = daya dukung ultimit ujung tiang (kN), dan

Q_s = daya dukung ultimit selimut beton (kN).

4. Kapasitas Daya Dukung Ijin (Q_{all})

Untuk menghitung kapasitas daya dukung ijin (Q_{all}) dapat menggunakan Persamaan 3.6 dibawah ini.

$$Q_{all} = Q_u / SF \quad (3.6)$$

keterangan :

Qall = kapasitas daya dukung tiang (kN),

Qu = kapasitas daya dukung ultimit tiang (kN), dan

SF = faktor aman.

3.4.2 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Menggunakan Metode *Meyerhoff*

Kapasitas dukung ultimit tiang bor (Qu) menurut metode *Meyerhoff* dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.7, Persamaan 3.8, dan Persamaan 3.9 sebagai berikut (Yuliawan, 2018).

$$Q_u = Q_b + Q_s \quad (3.7)$$

$$Q_b = \frac{1}{3} \times 40 \times N' \times A_b \quad (3.8)$$

$$Q_s = 0,2 \times N' \times t \times k \quad (3.9)$$

keterangan :

Qu = kapasitas dukung ultimit tiang (kN),

Qb = tahanan ujung ultimit tiang (kN),

Qs = tahanan gesek selimut tiang (kN),

Nb' = nilai N-SPT terkoreksi ujung bawah tiang, dan

Ab = luas penampang *pile* (m^2).

N' = nilai rata-rata N-SPT terkoreksi sepanjang tiang,

t = tebal lapisan tanah (m), dan

k = keliling tiang (m).

3.4.3 Kapasitas Daya dukung Kelompok Tiang

Tiang kelompok merupakan sekelompok tiang yang dipasang relatif berdekatan, biasanya diikat dengan tiang pancang. Berikut langkah-langkah menghitung daya dukung sekelompok tiang pancang.

1. Jumlah Tiang

Untuk menghitung jumlah tiang yang perlu dipasang, perhitungannya didasarkan pada beban yang bekerja pada pondasi serta kapasitas daya

dukung yang diijinkan oleh tiang. Persamaan 3.10 merupakan persamaan yang digunakan untuk menghitung jumlah tiang sebagai berikut.

$$n = \frac{P}{Q_{all}} \quad (3.10)$$

keterangan :

n = jumlah tiang,

P = beban yang bekerja (kN), dan

Q_{all} = kapasitas daya dukung tiang (kN).

2. Jarak Tiang

Jarak antar tiang berdasarkan Dirjen Bina Marga Departemen P.U.T.L. disyaratkan dengan Persamaan 3.11 dan 3.12 berikut ini.

$$S \geq 2,5 D \quad (3.11)$$

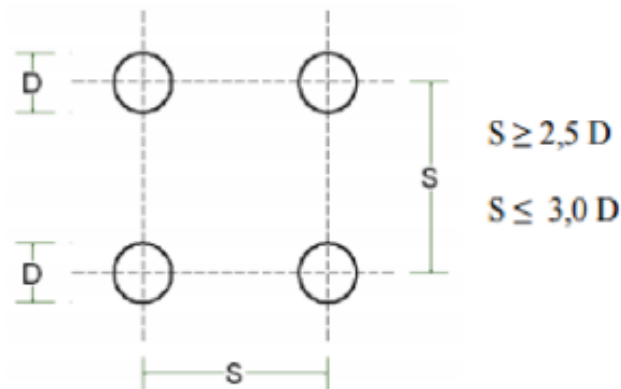
$$S \leq 3 D \quad (3.12)$$

keterangan :

S = jarak pusat ke pusat tiang, dan

D = diameter tiang.

Jarak antar tiang dapat dilihat pada Gambar 3.6 berikut ini.



Gambar 3. 6 Jarak Antar Tiang

(Sumber : Sardjono, 1988)

Umumnya, aturan menyatakan bahwa jarak antara dua tiang dalam satu kelompok harus minimal 0,60 meter dan maksimal 2 meter. Ketentuan ini didasarkan pada pertimbangan-pertimbangan berikut.

a. Bila $S \geq 2,5 D$

- a) Terdapat risiko bahwa tanah di sekitar kelompok tiang dapat mengalami peningkatan tekanan yang berlebihan karena tekanan dari tiang-tiang yang ditempatkan terlalu dekat satu sama lain.
- b) Terangkatnya tiang-tiang di sekitarnya yang telah dipancang lebih dahulu.

b. Bila $S \geq 3 D$

Jika aturan ini diterapkan, maka hal tersebut akan menjadi kurang efisien ekonomis karena akan menyebabkan peningkatan ukuran *Pile Cap*.

3. Efisiensi Kelompok Tiang

Pendekatan untuk mengestimasi efisiensi tiang yang disarankan oleh “*Converse-Labarre Formula*” adalah Persamaan 3.13 berikut ini (Listiawan, 2017).

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 \times m \times n} \quad (3.13)$$

keterangan :

E_g = efisiensi kelompok tiang,

m = jumlah baris tiang,

n = jumlah tiang dalam satu baris, dan

θ = $\tan^{-1}(d/s)$.

4. Kapasitas Daya Dukung Kelompok Ultimit (Q_{ug})

Kapasita daya dukung ultimit dapat dihitung dengan menggunakan Persamaan 3.14 dibawah ini.

$$Q_{ug} = E_g \times n \times Q_{all} \quad (3.14)$$

keterangan :

- Q_{ug} = kapasitas dukung kelompok tiang ultimit (kN),
 E_g = efisiensi kelompok tiang,
 n = jumlah tiang dalam kelompok, dan
 Q_{all} = beban maksimum tiang tunggal.

3.4.4 Analisis Distribusi Beban ke Setiap Tiang Bor

Dari analisis kelompok tiang beban yang diterima tiap tiang pada kelompok tiang bor dapat ditentukan dengan Persamaan 3.15 berikut.

$$P = \frac{V}{n} \pm \frac{My \times Xi}{\Sigma x^2} \pm \frac{Mx \times Yi}{\Sigma y^2} \quad (3.15)$$

keterangan :

- P = beban aksial pada tiang ke-i,
 V = beban vertikal yang bekerja pada pusat kelompok tiang (kN),
 n = jumlah tiang,
 M_x = momen yang bekerja pada bidang yang tegak lurus sumbu x,
 M_y = momen yang bekerja pada bidang yang tegak lurus sumbu y,
 X_i, Y_i = absis atau jarak ke pusat berat kelompok tiang ke tiang no-i,
 Σx^2 = jumlah kuadrat absis-absis tiang bor, dan
 Σy^2 = jumlah kuadrat ordinat-ordinat tiang bor.

3.4.5 Tahanan Tarik Ke Atas

Cara menghitung tahanan tarik ke atas sama seperti menghitung tahanan gesek dinding tiang (tanpa memperhitungkan tahanan ujung tiang).

1. Tiang Tunggal

Untuk tiang tanah lempung, tahanan tarik ultimitnya dinyatakan dalam Persamaan 3.16 dibawah ini.

$$Q_t = c_d \times A_s + W_p \quad (3.16)$$

dimana :

- W_p = berat tiang (kN),
 A_s = luas selimut tiang (m^2), dan
 c_d = adhesi tanah rata-rata di sepanjang tiang (kN/m^2)

2. Kelompok Tiang

Untuk tanah kohesif, tahanan kelompok tiang dalam menahan gaya tarik keatas dinyatakan dalam Persamaan 3.17 dibawah ini.

$$Q_t = 2 \times D \times c_u(L + B) + W \quad (3.17)$$

dimana :

- L = panjang kelompok tiang (m),
 B = lebar kelompok tiang (m),
 D = kedalaman blok (m),
 c_u = kohesi tak terdrainase tanah rata-rata disekitar kelompok tiang (kN/m^2), dan
 W = berat total dari tanah dalam area kelompok tiang + berat tiang + berat pelat penutup tiang (*Pile Cap*) (kN).

3.4.6 Kapasitas Daya Dukung Lateral

Gaya lateral merupakan gaya yang memiliki arah *horizontal*, gaya lateral dan momen dapat bekerja pada pondasi akibat gaya gempa, gaya angin, pada struktur atas dan beban statik seperti misalnya tekanan aktif tanah pada *abutment*, jembatan atau *Pier*, tumbukan kapal dan lain-lain (Hanifah, 2018).

Gaya lateral dapat dihitung dengan persamaan-persamaan dibawah ini.

$$H = \frac{F \times (2 \times L_2)}{(L_2 + L_d + L_a)} \quad (3.18)$$

$$h = \frac{H}{n_x \times n_y} \quad (3.19)$$

$$K = \frac{k_l \times Z}{D} \quad (3.20)$$

$$\lambda = 40 \times \sqrt{\frac{D \times K}{4 \times E_c \times I_c}} \quad (3.21)$$

$$e = \frac{0,322}{\lambda} \quad (3.22)$$

$$M_{\max} = P_{\max} \times e \quad (3.23)$$

keterangan :

D = diameter *Bored Pile* (m),

e = eksentritas (m),

E_c = modulus elastisitas beton (MPa),

h = gaya lateral satu tiang bor (kN)

H = gaya lateral (kN),

I_c = inersia penampang tiang bor (m⁴),

M_{max} = momen maksimum pada tiang bor (kNm),

n_y = jumlah baris tiang,

n_x = jumlah tiang per-baris, dan

Z = kedalaman tiang (m).

3.5 Penurunan Pondasi *Bored Pile*

Perhitungan susunan tiang pancang dilakukan untuk menghindari penurunan pondasi yang berlebihan sehingga mengakibatkan kegagalan bangunan.

3.5.1 Perkiraan Penurunan Pondasi Tiang Tunggal

Menurut Poulos dan Davis (1980) Penurunan pondasi tiang tunggal dalam jangka panjang tidak perlu diperiksa, karena penurunan tiang akibat pemadatan tanah relatif kecil. Hal ini karena pondasi tiang pancang dirancang untuk kekuatan bantalan ujung dan kekuatan bantalan gesekan, atau jumlah keduanya. (Hardiyatmo, 2003).

Perkiraan penurunan tiang tunggal dapat dihitung sebagai berikut :

1. tiang apung atau tiang friksi

perkiraan penurunan tiang apung atau tiang friksi dapat dihitung dengan menggunakan Persamaan 3.24 berikut.

$$S = \frac{Q \times I}{E_s \times D} \quad (3.24)$$

dimana :

$$I = I_o \times R_k \times R_h \times R_\mu$$

2. tiang dukung ujung

perkiraan penurunan tiang dukung ujung dapat dihitung dengan menggunakan Persamaan 3.25 berikut.

$$S = \frac{Q \times I}{E_s \times D} \quad (3.25)$$

dimana :

$$I = I_o \times R_k \times R_b \times R_\mu$$

keterangan :

S = penurunan tiang tunggal (m),

Q = beban yang bekerja (kN),

I_o = faktor pengaruh penurunan tiang yang tidak mudah mampat (Gambar 3.7),

R_k = faktor koreksi kemudahan mampatan tiang (Gambar 3.8),

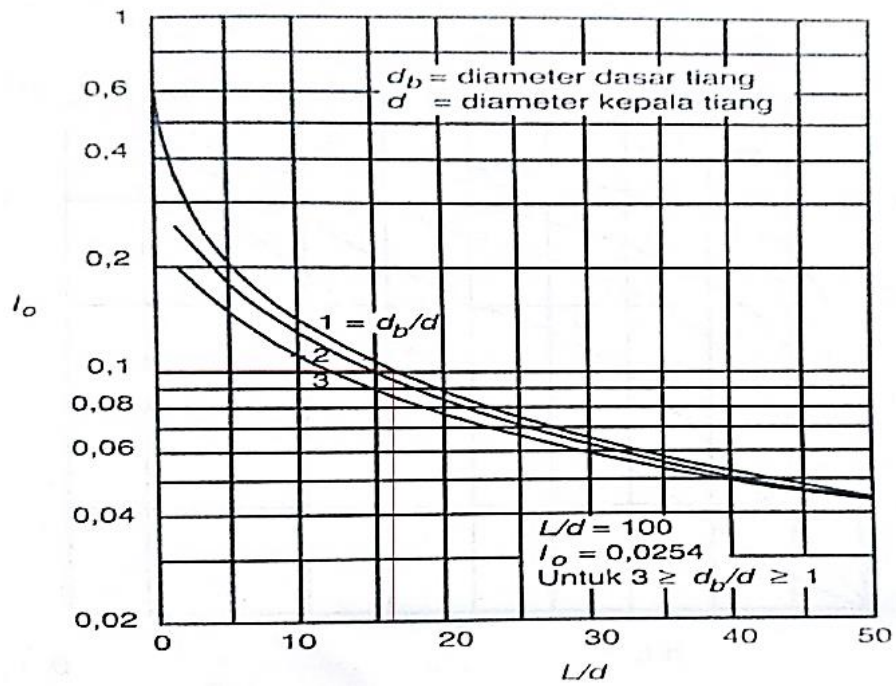
R_h = faktor koreksi ketebalan lapisan yang terletak pada tanah keras (Gambar 3.9),

R_μ = faktor koreksi angka *poisson* μ (Gambar 3.10),

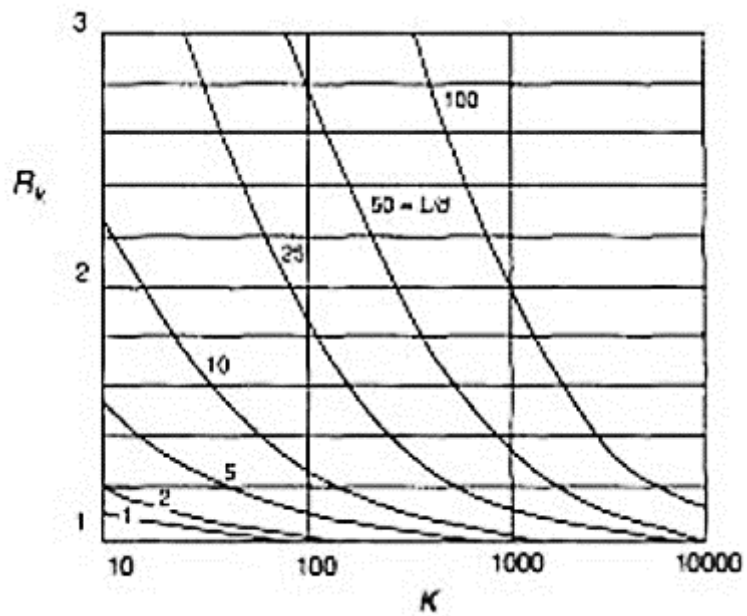
R_b = faktor koreksi untuk kekakuan lapisan pendukung (Gambar 3.11)

h = kedalaman total lapisan tanah ujung ke muka tanah (m), dan

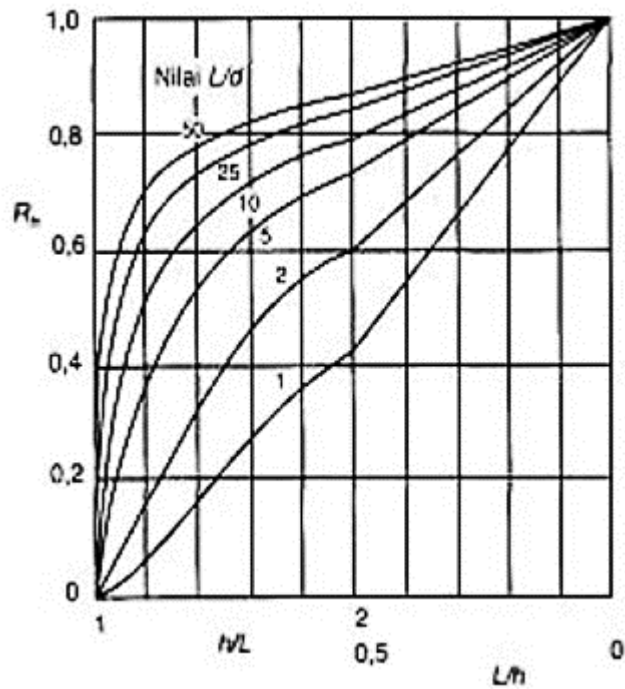
D = diameter tiang (m).



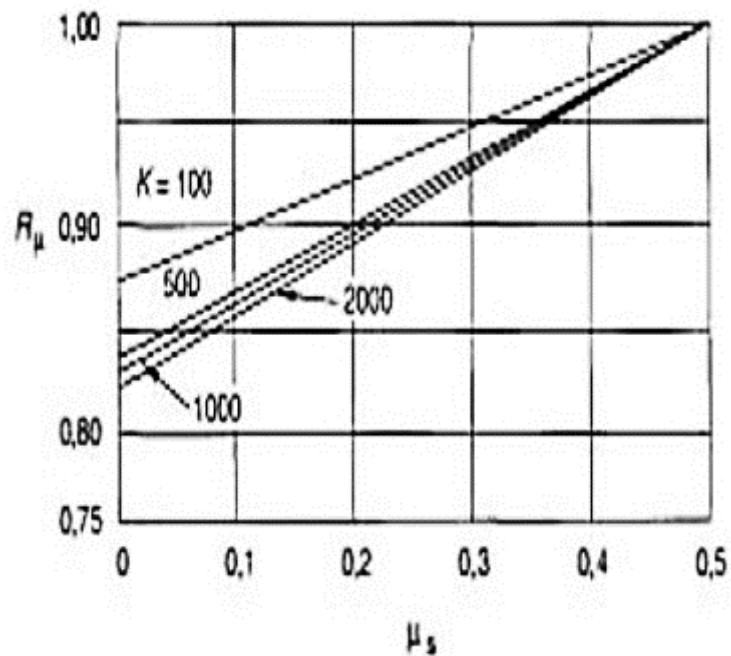
Gambar 3. 7 Faktor Penurunan I_o Poulos dan Davis
 (Sumber : Hardiyatmo, 2002)



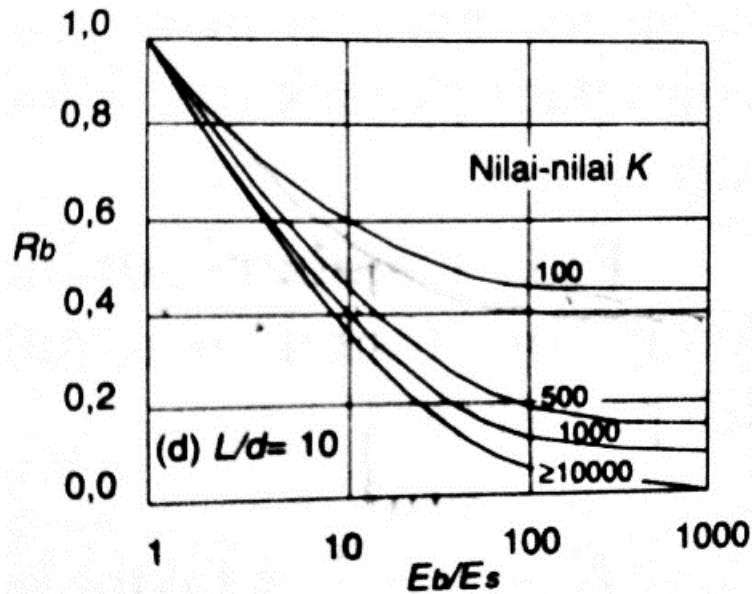
Gambar 3. 8 Koreksi Kompresi, R_k
 (Sumber : Hardiyatmo, 2002)



Gambar 3. 9 Koreksi Kedalaman, R_h
(Sumber : Hardiyatmo, 2002)



Gambar 3. 10 Koreksi Angka Poisson, R_μ
(Sumber : Hardiyatmo, 2002)



Gambar 3. 11 Koreksi Kekakuan Lapisan Pendukung, R_b

(Sumber : Hardiyatmo, 2002)

Pada gambar-gambar diatas K merupakan suatu ukuran kompresibilitas relatif dari tiang dan tanah yang dinyatakan pada Persamaan 3.26 berikut ini.

$$K = \frac{E_p \times RA}{E_s} \quad (3.26)$$

dimana :

$$RA = \frac{AP}{\frac{1}{4} \times \pi \times d^2}$$

keterangan :

- K = faktor kekuatan tiang,
- E_p = modulus elastisitas bahan tiang,
- E_s = modulus elastisitas disekitar tiang, dan
- E_b = modulus elastisitas tanah didasar tiang.

Poisson ratio dapat diidentifikasi berdasarkan jenis tanah, sebagaimana tercantum dalam Tabel 3.2 di bawah ini.

Tabel 3. 2 Perkiraan angka poisson (μ)

Jenis Tanah	Angka Poisson Ratio
Lempung jenuh	0,4 – 0,5
Lempung tak jenuh	0,1 – 0,3
Lempung berpasir	0,2 – 0,3
Lanau	0,3 – 0,35
Pasir padat	0,2 – 0,4
Pasir kasar (e = 0,4-0,7)	0,15
Pasir halus (e = 0,4-0,7)	0,25

Sumber : Hardiyatmo (2002)

Nilai modulus menunjukkan besar kecilnya nilai elastisitas tanah, yaitu perbandingan antara tegangan dan deformasi. Nilai modulus elastisitas (E) dapat ditentukan secara empiris berdasarkan jenis tanah, data probe dan data N-SPT. Perkiraan nilai koefisien elastisitas tanah dapat dilihat pada Tabel 3.3 di bawah ini.

Tabel 3. 3 Nilai Perkiraan Modulus Elastisitas (Es)

Jenis Tanah	E (kg/cm^2)
LEMPUNG	
Sangat lunak	3 – 30
Lunak	20 – 40
Sedang	45 – 90
Berpasir	300 – 425
PASIR	
Berlanau	50 – 200
Tidak padat	100 – 250
Padat	500 – 1000
PASIR DAN KERIKIL	
Padat	800 - 2000
Tidak padat	500 – 1400
LANAU	20 – 200
LOSES	150 – 600
CADAS	1400 – 14000

Sumber : Bowles (1997)

Menurut analisis *Meyerhoff*, nilai modulus elastisitas tanah di bawah ujung tiang (E_b) adalah sekitar 5-10 kali lipat dari modulus elastisitas tanah sepanjang tiang (E_s).

3.5.2 Penurunan Pondasi Kelompok Tiang

Penurunan kelompok tumpukan yang disebabkan oleh beban adalah akumulasi penagihan langsung dan penagihan konsolidasi. Penurunan segera, yang merupakan jenis penurunan elastis, terjadi seketika setelah tanah berbutir halus kering atau sebagian jenuh menerima beban tanpa ada perubahan kadar air. Saat tegangan diberikan pada tanah berbutir halus yang sudah jenuh sebagian, ini mengakibatkan tegangan yang bervariasi seiring waktu. Variasi tegangan yang terjadi seiring waktu ini disebut faktor konsolidasi.

Penurunan total merupakan penjumlahan antara penurunan langsung dengan penurunan konsolidasi yang disajikan pada Persamaan 3.27 sebagai berikut.

$$S = S_i + S_c \quad (3.27)$$

dengan :

- S = penurunan total (m),
- S_i = penurunan segera (m), dan
- S_c = penurunan konsolidasi.

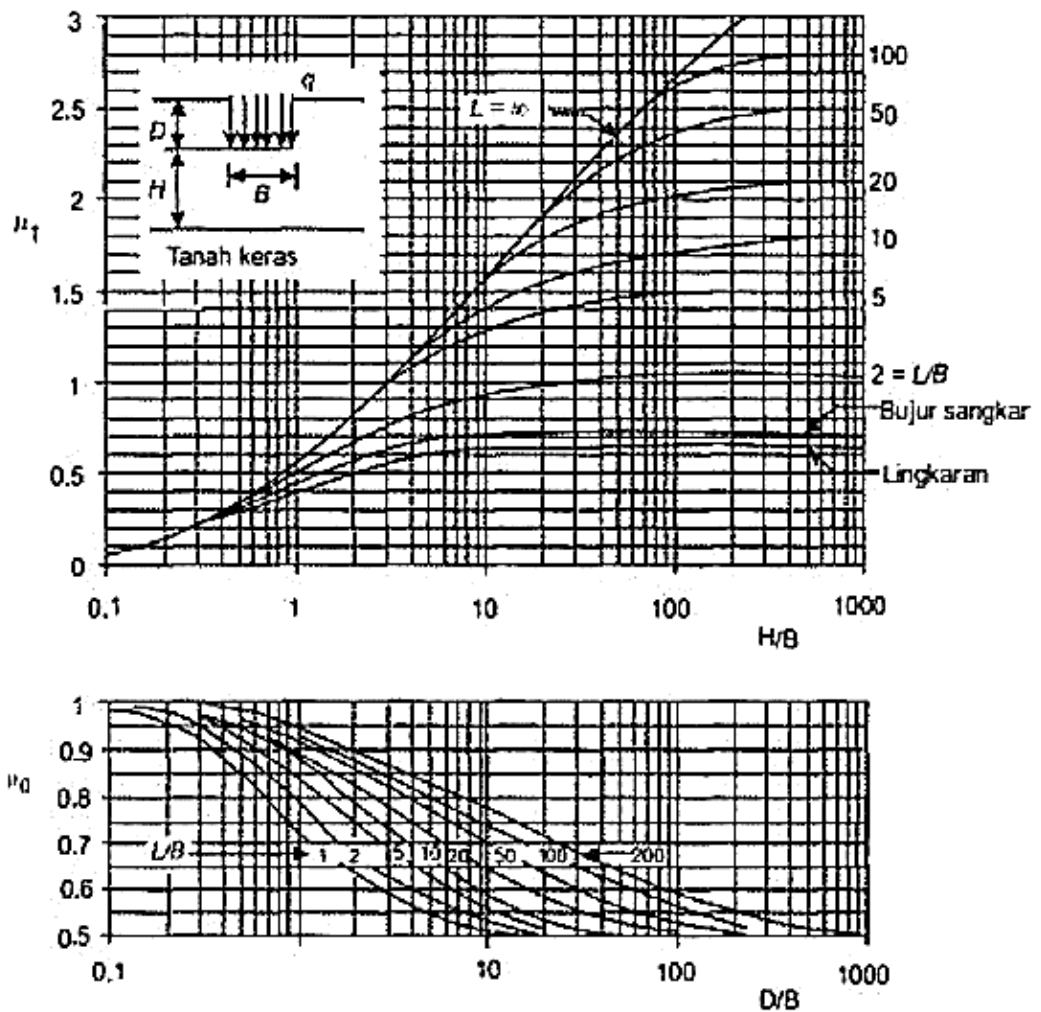
1. Penurunan Segera

Penurunan segera dihasilkan dari distorsi massa tanah yang tertekan. Berikut ini merupakan rumus dari penurunan segera yang disajikan pada Persamaan 3.28 berikut.

$$S_i = \frac{\mu_i \times \mu_o \times q_n \times B}{E} \quad (3.28)$$

dengan :

- μ_i = faktor koreksi untuk lapisan tanah dengan tebal terbatas H (Gambar 3.12),
- μ_o = faktor koreksi untuk kedalaman pondasi Df (Gambar 3.12),
- q_n = tekanan netto pondasi (P/A),
- B = lebar luasan kelompok tiang (m), dan
- E = modulus elastisitas tanah.

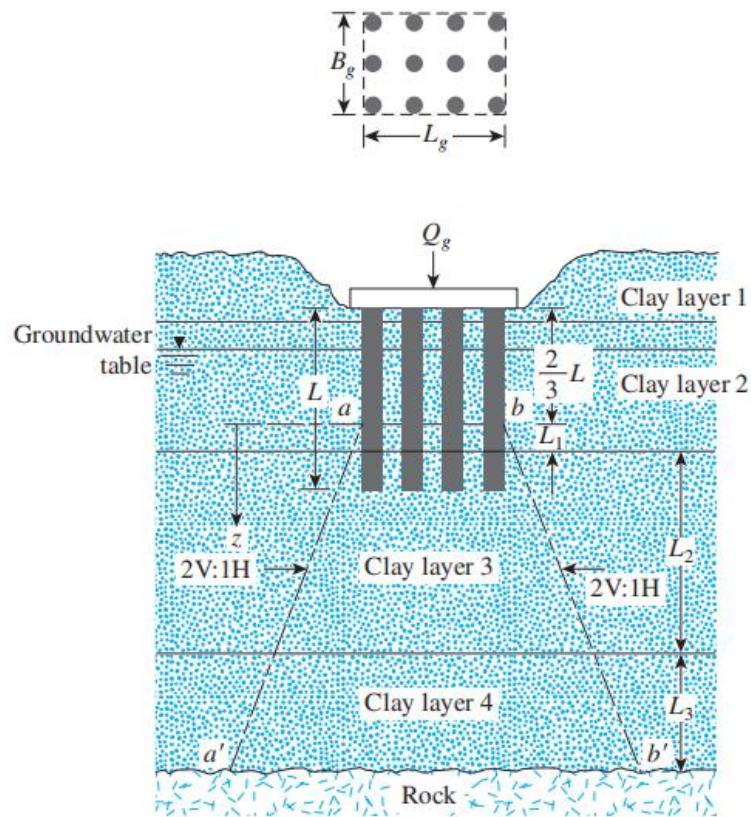


Gambar 3. 12 Grafik Faktor Terkoreksi

(Sumber : Janbu dkk, 1956)

2. Penurunan Konsolidasi (jangka panjang)

Penurunan konsolidasi ini terjadi secara bertahap, dan hal ini dapat diamati dalam Gambar 3.13 di bawah ini.



Gambar 3. 13 Penurunan Tiang Dengan Metode Penyebaran 2 : 1
(Sumber : Das, 2011)

Prosedur menghitung melalui beberapa tahap yaitu :

- menentukan jumlah lapis tanah, semakin banyak lapis maka semakin teliti,
- beban Q_g diasumsikan berpindah melalui tanah hingga mencapai kedalaman $2L/3$ dari bagian atas tiang. Beban Q_g merata secara proporsional, dengan perbandingan 2 bagian vertikal ke 1 bagian horizontal, yang ditunjukkan dengan aa' dan bb' .
- mengestimasi tegangan yang muncul di tengah-tengah setiap lapisan tanah akibat beban Q_g dengan menggunakan Persamaan 3.29 berikut ini.

$$\Delta P = \frac{Qg}{Bg+Lg} \quad (3.29)$$

dengan :

ΔP = tegangan yang ditimbulkan ditengah tengah lapis,

Lg = panjang rencana tiang kelompok (m), dan

Bg = lebar rencana tiang kelompok (m).

d. penurunan pada masing-masing lapis.

Penurunan pada masing-masing lapis dapat menggunakan Persamaan 3.30 berikut ini.

$$S_c = \Sigma \left[\frac{C_c \cdot \Delta H}{1+e_0} \times \log \left(\frac{P_{o'} + \Delta P}{P_{o'}} \right) \right] \quad (3.30)$$

dengan :

C_c = *compression index* (Tabel 3.4),

e_0 = angka pori awal, dan

H_0 = tinggi lapis clay (m).

Tabel 3. 4 Nilai Indeks Kompresi (Cc)

Jenis Tanah	Nilai Cc
Gambut	1,00 – 4,50
Lempung Plastis	0,15 – 1,00
Lempung Kaku	0,06 – 0,15
Lempung Setengah Kaku	0,03 – 0,06
Pasir Lepas	0,025 – 0,05
Pasir Padat	0,005 – 0,01

Sumber : Soedarmo (1993)

3.5.3 Penurunan Yang Diizinkan

Penurunan maksimum dapat diprediksi dengan akurasi yang cukup, biasanya terdapat hubungan antara penurunan izin dan penurunan maksimum. Dimana syarat perbandingan penurunan yang aman adalah penurunan total lebih kecil dari penurunan izin yang dapat dilihat pada Persamaan 3.31 dibawah ini.

$$S_{izin} = 10\% \cdot D \quad (3.31)$$

dengan :

D = diameter tiang (m)

Penurunan yang diizinkan untuk kelompok tiang dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.32 berikut.

$$S_{izin} = \frac{L}{250} \quad (3.32)$$

dengan :

L = kedalaman tiang bor (m)

Menurut Bowles (1992) mensyaratkan penurunan izin terdapat toleransi penurunan bagi konstruksi bangunan yaitu sebesar 5,08 cm (2 inchi).

3.6 Pembebanan Pada Jembatan Menurut SNI 1725-2016 dan SNI 2833-2016

3.6.1 Beban Mati

1. Berat Sendiri (*MS*)

Berat sendiri adalah berat bagian jembatan sebagai material elemen struktur dan elemen nonstruktural pendukungnya yang bersifat permanen. Berat sendiri dihitung berdasarkan berat isi dan kerapatan massa yang tercantum dalam Tabel 3.5 di bawah ini.

Tabel 3. 5 Berat Isi Untuk Beban Mati

No	Bahan	Berat Isi (kN/m ³)	Kerapatan Massa (kg/m ³)
1	Lapisan permukaan beraspal (<i>Bituminous wearing surface</i>)	22,0	2245
2	Besi tuang (<i>cast iron</i>)	71,0	7240
3	Timbunan tanah dipadatkan (<i>compacted sand, slit or clay</i>)	17,2	1775
4	Kerikil dipadatkan (<i>rolled gravel, macadam or ballast</i>)	18,8-22,7	1920 – 2315
5	Beton aspal (<i>asphalt concrete</i>)	22,0	2245
6	Beton ringan (<i>low density</i>)	12,25-19,6	1250 – 200
7	Beton f'c < 35MPa	22,0-25,0	2320
	35 < f'c < 105 MPa	22 + 0,022f'c	2240 + 2,29 f'c
8	Baja (<i>steel</i>)	78,5	7850
9	Kayu (ringan)	7,8	800
10	Kayu keras (<i>hard wood</i>)	11,0	1125

Sumber: SNI 1725 (2016)

Pengambilan massa pada setiap bagian bangunan harus dihitung berdasarkan dimensi dan berat jenis yang digunakan. Pada pengambilan nilai kerapatan massa yang tidak bisa ditentukan dengan tepat maka harus memilih antara nilai tersebut yang memberikan keadaan paling kritis. Dari berat sendiri yang telah didapatkan, terdapat faktor beban yang digunakan seperti yang ditunjukkan pada Tabel 3.6 berikut ini.

Tabel 3. 6 Faktor Beban Untuk Berat Sendiri

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

Sumber: SNI 1725 (2016)

2. Beban Mati Tambahan (MA)

Beban mati tambahan merupakan berat seluruh bahan yang membentuk suatu beban pada jembatan yang merupakan elemen non struktural yang terdapat pada jembatan dan besarnya dapat berubah selama umur jembatan. Berikut ini merupakan faktor yang terdapat pada beban mati tambahan jembatan yang ditunjukkan pada Tabel 3.7 dibawah ini.

Tabel 3. 7 Faktor Beban Untuk Beban Mati Tambahan

Tipe Beban	Faktor Beban (γ_{MA})			
	Keadaan Batas Layan (γ_{MA}^S)		Keadaan Batas Limit (γ_{MA}^U)	
	Keadaan		Biasa	Terkurangi
Tetap	Umum	1,00 ⁽¹⁾	2,00	0,70
	Khusus (terawas)	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 Aktif (TA)

Menurut SNI 1725-2016 Koefisien tekanan tanah nominal wajib dihitung menurut sifat-sifat tanah. Sifat-sifat tanah (kepadatan, kadar kelembaban, kohesi sudut geser pada & lain sebagainya) wajib diperoleh menurut output pengukuran dan pengujian tanah baik pada lapangan ataupun laboratorium. Tekanan tanah lateral dalam keadaan batas kekuatan dihitung menggunakan memakai nilai nominal berdasarkan γ_s dan nilai *planning* berdasarkan c dan ϕ_f . Nilai-nilai *planning* berdasarkan c dan ϕ_f diperoleh berdasarkan nilai nominal menggunakan memakai faktor reduksi kekuatan. Kemudian tekanan tanah lateral yang diperoleh masih berupa nilai nominal dan selanjutnya wajib dikalikan menggunakan faktor beban yg sinkron misalnya yang tercantum dalam Tabel 3.8 dibawah ini.

Tabel 3. 8 Faktor Beban Akibat Tekanan Tanah

Tipe Beban	Faktor Beban (γTa)			
	Keadaan Batas Layan ($\gamma^S TA$)		Keadaan Batas Ultimit ($\gamma^U TA$)	
	Tekanan Tanah		Biasa	Terkurangi
Tetap	Tekanan Tanah Vertikal	1,00	1,25	0,80
	Tekanan Tanah Lateral	1,00		
	- Aktif	1,00	1,25	0,80
	- Pasif	1,00	1,40	0,70
	- Diam	1,00	(1)	

Catatan⁽¹⁾ : Tekanan tanah lateral dalam keadaan diam biasanya tidak diperhitungkan pada keadaan batas ultimit

Sumber: SNI 1725 (2016)

3.6.2 Beban Lalu Lintas

Beban lalu lintas untuk perencanaan jembatan terbagi menjadi dua bagian yaitu beban lajur “D” dan beban truk “T”. Beban lajur “D” dihitung berdasarkan lebar jalur kendaraan serta panjang bentang dari jembatan itu sendiri. Sedangkan untuk beban truk “T” dihitung berdasarkan simulasi satu kendaraan dengan menempatkan 3 gandar pada beberapa posisi dalam lajur lalu lintas. Berikut ini merupakan beban-beban yang terjadi akibat lalu lintas di atas jembatan.

1. Beban Lajur “D” (TD)

Beban lajur “D” terdiri atas beban terbagi rata (BTR) dan beban garis terpusat (BGT). Kedua beban tersebut nantinya digabungkan kedalam perhitungan beban lajur pada jembatan. Nilai BTR terdiri dari intensitas beban q kPa yang dipengaruhi oleh panjang bentang jembatan yang akan dibuat. Berikut ini merupakan penentuan besaran nilai q untuk BGT yang dapat dilihat pada Persamaan 3.33 dan Persamaan 3.34 dan sebaran beban lajur ditunjukkan pada Gambar 3.14 dibawah ini.

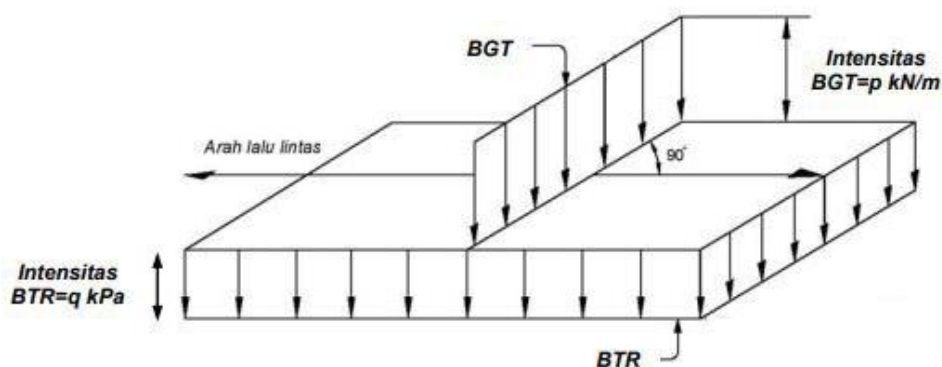
$$q = 9,0 \quad \text{kPa untuk } L \leq 30 \text{ m} \quad (3.33)$$

$$q = 9,0 (0,5 + 15/L) \quad \text{kPa untuk } L \geq 30 \text{ m} \quad (3.34)$$

dimana :

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

L = Panjang total bentang jembatan yang dibebani dalam meter



Gambar 3. 14 Beban Lajur "D"

(Sumber: SNI 1725, 2016)

Sedangkan untuk nilai BGT terdiri atas intensitas p sebesar 49,0 kN/m. untuk mendapatkan momen lentur negative maksimum pada jembatan menerus, BGT kedua identik harus ditempatkan pada posisi dalam arah melintang jembatan pada bentang lainnya. Faktor beban yang digunakan sebagaimana pada Tabel 3.9 berikut ini.

Tabel 3. 9 Faktor Beban Lajur "D"

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

Sumber: SNI 1725 (2016)

2. Beban Truck (TT)

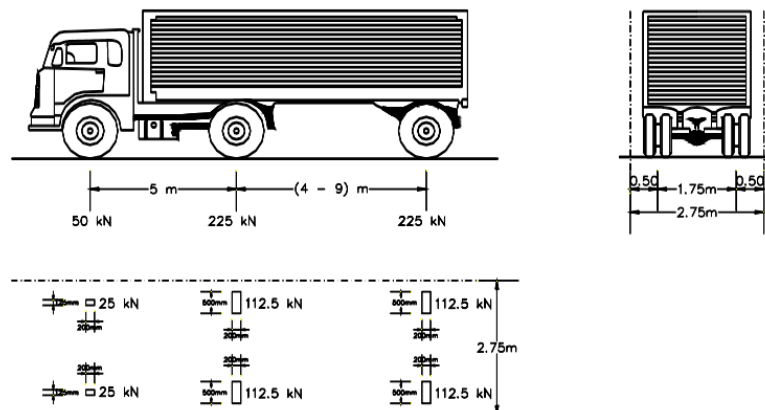
Beban truk “T” merupakan beban yang digunakan untuk perhitungan struktur bentang pendek dan lantai kendaraan jembatan. Adapun faktor beban truk ditunjukkan pada Tabel 3.10 berikut ini.

Tabel 3. 10 Faktor Beban Lajur “T”

Tipe Beban	Jembatan	Faktor Beban	
		Keadaan Batas Layan (γ^S_{TT})	Keadaan Batas Ultimit (γ^U_{TT})
Transien	Beton	1,00	1,80
	Box Girder Baja	1,00	2,00

Sumber: SNI 1725 (2016)

Beban truk “T” tidak dapat digunakan bersamaan dengan beban “D”. beban truk ini terdiri dari kendaraan truk *semi-trailer* yang memiliki susunan dan berat gandar tertentu dengan berat total 500 kN. Berat dari tiap gandar tersebut nantinya akan disebarakan menjadi 2 beban merata yang sama besarnya. Jarak antara kedua gandar tersebut dapat diubah dari 4,0 m sampai 9,0 m untuk mendapatkan pengaruh yang terbesar pada arah memanjang jembatan. Umumnya beban truk “T” ini nantinya akan disimpan pada bagian tengah lajur lalu lintas rencana. Untuk jembatan yang sangat panjang, beban truk “T” ini dapat ditempatkan lebih dari dari satu tempat pada satu lajur lalu lintas. Sebaran beban truk dapat dilihat pada Gambar 3.4

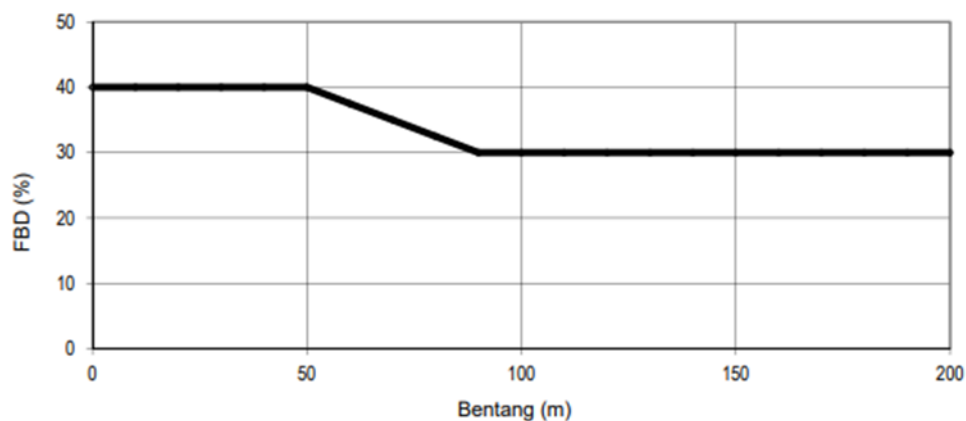


Gambar 3. 15 Beban Truck "TT"

(Sumber: SNI 1725, 2016)

3. Faktor Beban Dinamis

Faktor beban dinamis (FBD) merupakan hasil interaksi antara kendaraan yang bergerak dengan jembatan. Besarnya FBD tergantung dengan frekuensi dasar dari suspensi kendaraan yang biasanya memiliki nilai diantara 2 Hz sampai 5 Hz untuk kendaraan berat. FBD ini nantinya akan dinyatakan sebagai beban ekuivalen statis. Untuk beban truk “T”, FBD diambil 30% dari beban truk “T” tersebut. Kemudian untuk beban lajur “D”, FBD diambil menurut bentangan dari jembatan yang akan dibuat. Besarnya nilai BGT harus cukup untuk memberikan interaksi antara kendaraan yang bergerak dengan jembatan dengan dikali FBD. Berikut merupakan grafik yang digunakan untuk menentukan FBD pada beban lajur “D” yang ditampilkan pada Gambar 3.16 dibawah ini.



Gambar 3. 16 Faktor Beban Dinamis Untuk Beban Lajur “D”
(Sumber: SNI 1725, 2016)

4. Gaya Rem (*TB*)

Gaya rem ditempatkan di semua lalu lintas sesuai dengan arahnya. Gaya tersebut diasumsikan bekerja secara horizontal pada jarak 1800 mm diatas permukaan jalan. Nilai gaya rem harus diambil dari yang terbesar diantara kedua kondisi berikut ini.

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

5. Beban Pejalan Kaki (*TP*)

Beban pejalan kaki merupakan beban yang terjadi pada komponen trotoar jembatan yang memiliki lebar lebih dari 600 mm dengan intensitas 5 kPa dan dianggap bekerja bersamaan dengan beban kendaraan pada lajur lalu lintasnya. Jika ada kemungkinan trotoar berubah fungsi di masa depan menjadi jalur kendaraan, maka beban hidup hidup kendaraan harus diterapkan pada jarak 250 mm dari tepi dalam parapet untuk perencanaan komponen jembatan lainnya.

3.6.3 Aksi Lingkungan (*Enviromental Action*)

Beban aksi lingkungan merupakan beban yang terjadi akibat adanya pengaruh dari sifat-sifat alam yang terjadi. Pada penelitian ini, beban aksi lingkungan yang digunakan yaitu beban angin. Berikut ini merupakan penjelasan dari beban aksi lingkungan.

1. Beban angin horizontal

Untuk jembatan atau bagian jembatan yang memiliki elevasi lebih tinggi dari 1000 mm diatas permukaan tanah atau air harus memperhitungkan tekanan angin horizontal. Luas area yang diperhitungkan adalah luas dari semua komponen, termasuk sistem lantai dan *railing* dengan Persamaan 3.35 berikut ini.

$$V_{DZ} = 2,5 V_0 \left(\frac{V_{10}}{V_B} \right) \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right) \quad (3.35)$$

dimana :

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

V_0 = Kecepatan gesekan angin (km/jam),

V_{10} = Kecepatan angin pada elevasi 10000 mm diatas permukaan tanah atau diatas permukaan air rencana (km/jam),

V_B = Kecepatan angin rencana yaitu 90 hingga 126 km/jam pada elevasi 1000 mm,

- Z = Elevasi struktur diukur dari permukaan tanah atau dari permukaan air dimana beban angin dihitung ($Z > 10000$ mm), dan
- Z_0 = Panjang gesekan di hulu jembatan (mm).

Nilai V_{10} apat diperoleh dari grafik kecepatan angin untuk berbagai periode ulang, survei angin di lokasi jembatan, atau dengan mengasumsikan bahwa $V_{10} = V_B$. Untuk nilai V_0 dan Z_0 yang digunakan dapat dilihat pada Tabel 3.11 berikut ini.

Tabel 3. 11 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 (km/jam)	70	1000	2500

Sumber: SNI 1725 (2016)

2. Beban angin pada struktur (EWs)

Beban angin pada struktur dapat dicari menggunakan Persamaan 3.36 berikut ini.

$$P_D = P_B \left(\frac{VDZ}{V_B} \right)^2 \quad (3.36)$$

dimana:

P_B = Tekanan angin dasar (MPa)

Tabel 3. 12 Tekanan Air 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)

Gaya total beban angin tidak boleh diambil kurang dari 4,4 kN/mm pada bidang tekan dan 2,2 kN/mm pada bidang hisap pada struktur rangka dan pelengkung, serta tidak kurang dari 4,4 kN/mm pada balok atau gelagar.

3. Gaya angin pada kendaraan (*EWI*)

Tekanan angin rencana harus dikerjakan baik pada struktur jembatan maupun pada kendaraan yang melintas jembatan. Jembatan harus direncanakan memikul gaya akibat tekanan angin pada kendaraan, dimana tekanan tersebut harus diasumsikan sebagai tekanan menerus sebesar 1,46 N/mm, tegak lurus dan bekerja 1800 mm diatas permukaan jalan. Kecuali jika ditentukan pada pasal ini, jika angin yang bekerja tidak tegak lurus struktur, maka komponen yang bekerja tegak lurus maupun paralel terhadap kendaraan untuk berbagai sudut serang dapat diambil seperti yang ditentukan dalam Tabel 3.13 dimana arah sudut serang ditentukan tegak lurus terhadap arah permukaan kendaraan.

Tabel 3. 13 Komponen Beban Angin Yang Bekerja Pada Kendaraan

Sudut (°)	Komponen Tegak Lurus (MPa)	Komponen Sejajar (MPa)
0	1,46	0,00
15	1,28	0,18
30	1,2	0,35
45	0,96	0,47
60	0,5	0,55

Sumber: SNI 1725 (2016)

4. Tekanan angin vertikal

Jembatan harus mampu memikul beban garis memanjang jembatan yang mempresentasikan gaya angin vertikal keatas sebesar 9.6×10^{-4} MPa dikalikan lebar jembatan, termasuk parapet dan trotoar. Gaya ini harus ditinjau hanya untuk Keadaan Batas Kuat III dan Layan IV yang tidak melibatkan angin pada kendaraan, dan hanya ditinjau untuk kasus pembebanan dimana arah angin dianggap bekerja tegak lurus terhadap sumbu memanjang jembatan. Gaya memanjang tersebut memiliki titik tangkap pada seperempat lebar jembatan dan bekerja secara bersamaan dengan beban angin horizontal.

5. Beban Gempa

Pembebanan gempa/seismik diasumsikan sebagai gaya horizontal, yang ditentukan dengan mengalikan koefisien respon elastis (C_{sm}) dengan berat ekivalen struktur, yang kemudian dimodifikasi dengan faktor modifikasi respon (R_d) dengan menggunakan Persamaan 3.37 berikut.

$$EQ = \frac{C_{sm}}{R} \times Wt \quad (3.37)$$

dimana :

EQ = gaya gempa horizontal statis (kN),

C_{sm} = koefisien respons gempa elastis,

R_d = faktor modifikasi respon, dan

Wt = berat total struktru terdiri dari beban mati dan beban hidup yang sesuai (kN).

Faktor respon elastis C_{sm} dihasilkan dari peta percepatan dasar dan spektrum percepatan sebagai fungsi dari daerah gempa dan periode reproduktifitas gempa dasar desain. Lihat SNI 2883-2016 untuk perhitungan efek gempa pada jembatan, termasuk beban seismik, metode analisis, peta seismik, dan detail struktur.

a. Gaya Gempa Lateral

Beban gempa jembatan diambil gaya horizontal berdasarkan Pasal 9.7 SNI 1725-2016, nilai tersebut dapat dihitung menggunakan persamaan 3.37 diatas.

b. Gaya Gempa Vertikal

Berdasarkan pasal 5.11 SNI 2833-2016 bahwa pada struktur atas gelagar diasumsikan mengalami gerakan naik-turun agar gelagar tidak terhempas ke atas. Perhitungan gempa vertikal dapat dihitung dengan dua kondisi berikut dengan nilai diambil yang terbesar.

- 1) 120 % dari perbedaan antara gaya gempa vertikal dan reaksi akibat beban permanen, atau
- 2) 10 % reaksi akibat beban permanen.

c. Respon Spektra

Spektrum respons menurut SNI 2833-2016, adalah nilai yang menggambarkan respons maksimum sistem dengan derajat kebebasan pada frekuensi alami yang berbeda terendam akibat gerakan tanah. Spektrum respon di permukaan tanah dipengaruhi oleh tiga nilai percepatan maksimum berdasarkan peta gempa bumi Indonesia dengan probabilitas lebih dari 7 dalam 75 tahun (PGA, SS, S1), serta nilai FPGA Fv dan Fa.

Parameter-parameter yang diperlukan dalam respon spektra dapat dihitung dengan persamaan-persamaan dibawah ini.

$$AS = FPGA \times PGA \quad (3.38)$$

$$SDS = Fa \times SS \quad (3.39)$$

$$SD1 = Fv \times S1 \quad (3.40)$$

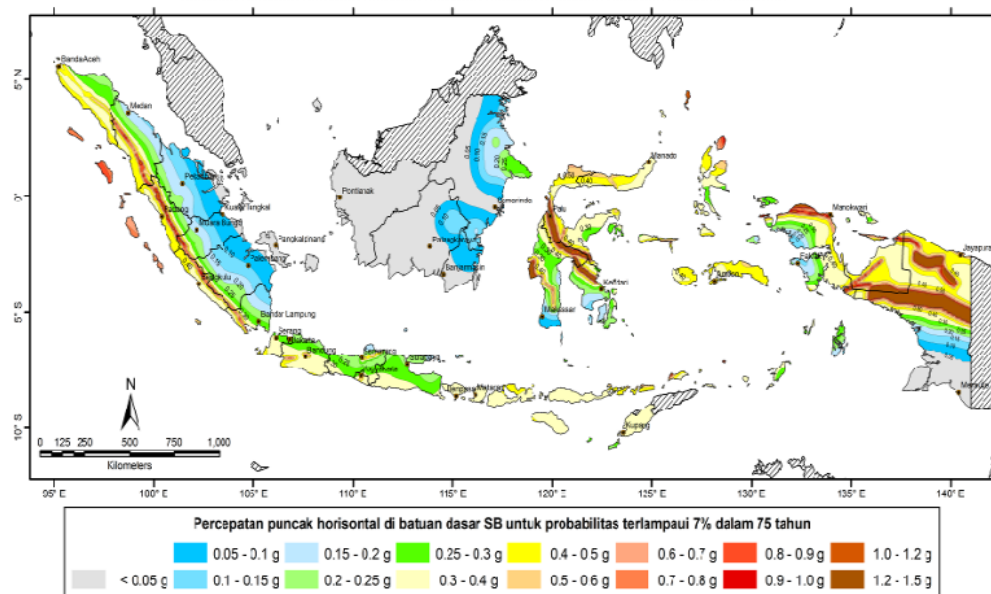
dimana :

- AS = koefisien percepatan puncak muka tanah (g),
- FPGA = faktor Amplifikasi Terkait Percepatan, yang sesuai dengan getaran selama periode 0 detik,
- PGA = Percepatan Batuan Dasar Maksimum mengacu pada peta gempa Indonesia dengan probabilitas lebih dari 7 dalam selama 75 tahun,
- Fa = Faktor Penguatan Terkait Percepatan , mewakili getaran untuk periode 0,2 detik,
- SS = parameter respons spektrum percepatan gempa untuk periode pendek (T = 0,2 detik) terkait dengan peta gempa bumi Indonesia dengan probabilitas lebih besar dari 7 dalam 75 tahun ,
- SDS = nilai spektrum permukaan bumi untuk periode 0,2 detik,
- Fv = faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1,0 detik,

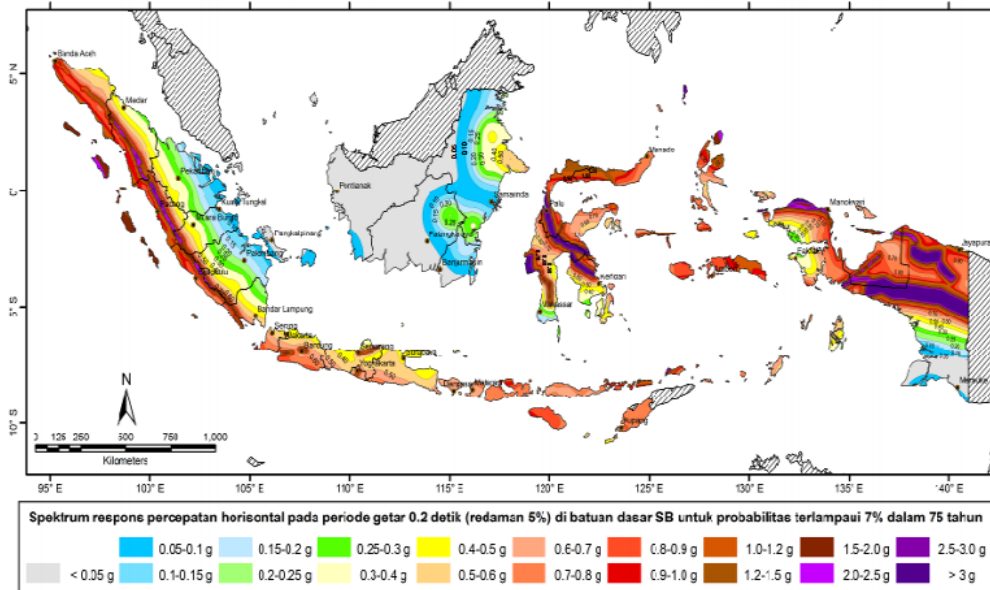
S_1 = parameter respons spektra percepatan gempa untuk periode 1,0 detik mengacu pada peta gempa 2010 dengan probabilitas terlampaui 7 % dalam 75 tahun.

d. Peta Gempa

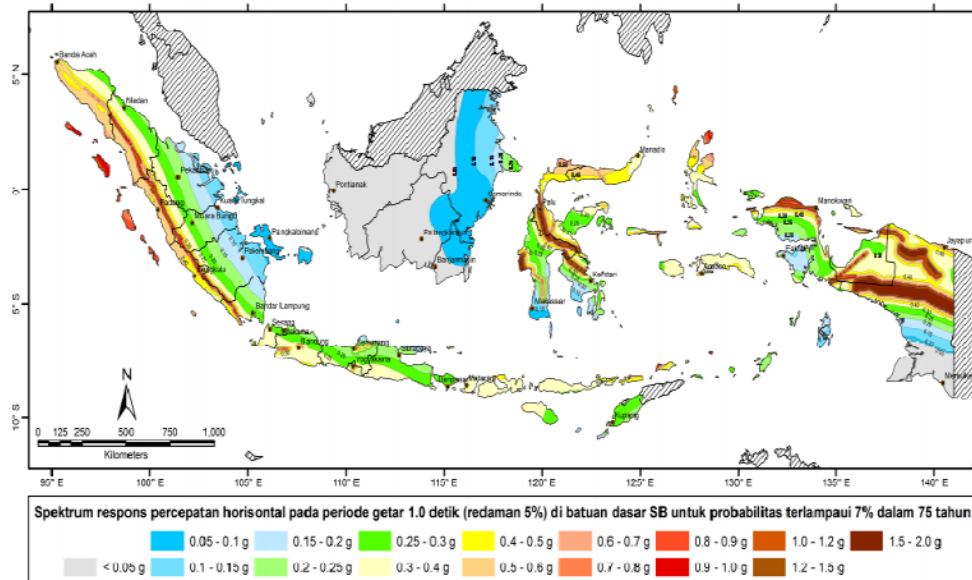
Penggunaan peta gempa dapat menampilkan percepatan puncak tanah (*Peak Ground Acceleration*) sebagai nilai acuan lokasi struktur yang akan dibangun. Menurut Badan Standarisasi Nasional (2016), penentuan sebaran lokasi pada peta seismik akan mempengaruhi nilai percepatan puncak batuan dasar. Dengan mengacu pada peta gempa 2017 yang digunakan untuk mendesain struktur, kemungkinannya menjadi lebih dari 7% dalam 75 tahun. Gambar 3.17, Gambar 3.18, dan Gambar 3.19.



Gambar 3. 17 Peta Percepatan Puncak Batuan Dasar (PGA) Untuk Probabilitas Terlampaui 7% dalam 75 tahun
(Sumber: SNI 2833, 2016)



Gambar 3. 18 Peta Respon Spektra Percepatan 0,2 Detik di Batuan Dasar Untuk Probabilitas Terlampaui 7% dalam 75 Tahun
(Sumber: SNI 2833, 2016)



Gambar 3. 19 Peta Respon Spektra 1 Detik di Batuan Dasar Untuk Probabilitas Terlampaui 7% dalam 75 Tahun
(Sumber: SNI 2833, 2016)

Tabel 3. 14 Penjelasan Peta Gempa

No	No Gambar	Level Gempa	Keterangan
1	Gambar 1	7% dalam 75 tahun (gempa \approx 1000 tahun)	Peta percepatan puncak dibatuan dasar (PGA) 2
2	Gambar 2		Peta respons spektra percepatan 0,2 detik dibatuan dasar (S_0)
3	Gambar 3		Peta respons spektra percepatan 1 detik dibatuan dasar (S_1)

Sumber: SNI 2833 (2016)

3.6.4 Faktor Beban dan Kombinasi Beban

Berdasarkan SNI 1725-2016 terdapat kombinasi pembebanan dalam perancangan struktur jembatan. Berikut kombinasi pembebanannya. Setiap kombinasi pembebanan harus diambil faktor beban berdasarkan Tabel 3.15.

1. Kuat I

Kombinasi jembatan yang memperhitungkan gaya-gaya yang timbul pada jembatan dalam keadaan normal tanpa memperhitungkan beban angin. Pada keadaan batas ini, semua gaya nominal yang terjadi dikalikan dengan faktor beban yang sesuai.

2. Kuat II

Kombinasi pembebanan yang berkaitan dengan penggunaan jembatan untuk memikul beban kendaraan khusus yang ditentukan pemilik tanpa memperhitungkan beban angin.

3. Kuat III

Kombinasi pembebanan dengan jembatan dikenai beban angin berkecepatan 90 km/jam hingga 126 km/jam.

4. Kuat IV

Kombinasi pembebanan untuk memperhitungkan kemungkinan adanya rasio beban mati dengan beban hidup yang besar.

5. Kuat V

Kombinasi pembebanan berkaitan dengan operasional normal jembatan dengan memperhitungkan beban angin berkecepatan 90 km/jam sampai 126 km/jam.

6. Ekstrem I

Kombinasi pembebanan gempa faktor hidup yang mempertimbangkan bekerjanya beban hidup pada saat gempa berlangsung harus ditentukan berdasarkan 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 kendaraan dan kapal.

8. Layan I

Kombinasi pembebanan yang berkaitan dengan operasional jembatan dengan semua beban yang 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 teorowongan, pipa termoplastik serta untuk mengontrol lebar retak strukturbeton bertulang, dan juga untuk analisis regangan tarik pada penampang melintang jembatan beton segmental. Kombinasi pembebanan ini juga harus digunakan untuk stabilitas lereng.

9. Layan II

Kombinasi pembebanan yang ditunjukkan untuk mencegah terjadinya pelelehan pada struktur baja dan selip pada sambungan akibat beban kendaraan.

10. Layan III

Kombinasi pembebanan untuk menghitung tegangan tarik pada arah memanjang jembatan beton pratekan dengan tujuan untuk mengontrol besarnya retak dan tegangan utama tarik pada bagian badan dari jembatan beton segmental.

11. Layan IV

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

12. Fatik

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

Faktor beban harus dipilih sedemikian rupa untuk menghasilkan kondisi ekstrem akibat beban yang bekerja. Untuk setiap kombinasi pembebanan harus diselidiki kondisi ekstrem maksimum dan minimum, dimana nantinya nilai tersebut akan digunakan dalam perencanaan desain jembatan yang akan dilakukan lebih lengkapnya dapat dilihat pada Tabel 3.15 berikut ini

Tabel 3. 15 Kombinasi Beban dan Faktor Beban

Kendaraan Batas	MS MA TA PR PL SH	TT TD TB TR TP	EU	EW _S	EW _L	BF	EUn	TG	ES	Gunakan Salah Satu		
										EQ	TC	TV
Kuat I	γ_P	1,8	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{EQ}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat II	γ_P	1,4	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{EQ}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat III	γ_P	-	1,00	1,4	-	1,00	0,50/1,20	γ_{EQ}	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_{EQ}	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_{EQ}	γ_{ES}	-	-	-
Layan II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-
Layan II	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	γ_{EQ}	γ_{ES}	-	-	-
Layan IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-
Fatik	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Sumber: SNI 1725 (2016)

3.7 PLAXIS 2D

PLAXIS 2D adalah perangkat lunak elemen hingga yang digunakan dalam aplikasi geoteknik dalam tampilan dua dimensi. Program ini memanfaatkan model tanah untuk mensimulasikan perilaku tanah dan mampu memodelkan kondisi tanah sebenarnya baik dalam *plain strains* maupun secara *axisymetris*. *PLAXIS 2D* juga menyediakan antarmuka grafis yang mudah digunakan, memungkinkan pengguna dengan cepat membuat model geometri dan jaring elemen berdasarkan penampang melintang.

Untuk proses simulasi pada *PLAXIS 2D* ini terdiri dari 3 tahapan yang dijelaskan dibawah ini.

1. Input data

Ini melibatkan langkah-langkah pembuatan dan penyesuaian geometri model sehingga dapat menghasilkan model elemen hingga yang mencerminkan kondisi sebenarnya. Selain itu, langkah ini juga mencakup penginputan parameter seperti data tanah, pemodelan tiang, dan pemodelan beban.

2. Perhitungan

Tahap ini melibatkan penggunaan model yang telah selesai dibuat dan mengharuskan kita untuk memilih pengaturan perhitungan yang tepat. Ini mencakup pengaturan seperti pengaturan perhitungan umum (*general calculation settings*), parameter kendali perhitungan (*calculation control parameters*), penggandaan beban (*load multiplier*), tahap konstruksi (*stage construction*), dan pengurangan *Phi-c* untuk mendapatkan faktor keamanan (SF).

3. Output program

Ini adalah hasil dari perhitungan di mana perhitungan terus dilakukan hingga mencapai kondisi keseimbangan. Hasil keluaran dari program mencakup *deformation mesh*, penurunan, dan faktor keamanan.

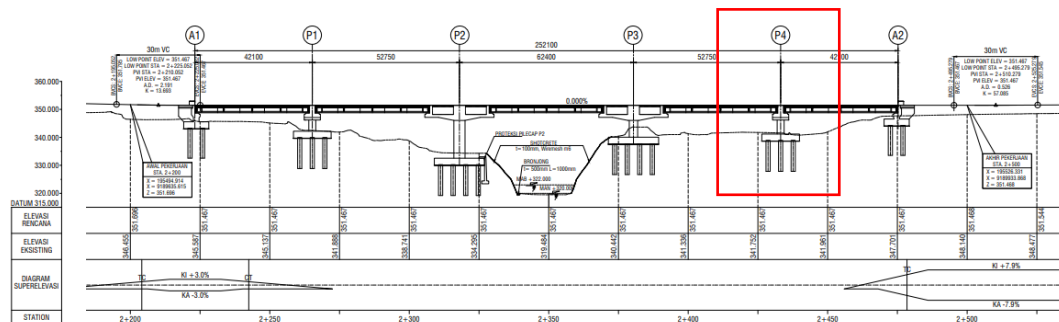
BAB IV METODE PENELITIAN

4.1 Subjek dan Objek Penelitian

Subjek penelitian pada tugas akhir ini adalah Jembatan Jalan Lingkar Utara Tasikmalaya (Jembatan Ciloseh) yang dapat dilihat pada Gambar 4.1, sedangkan yang menjadi objek penelitiannya adalah kapasitas dukung pondasi *Bored Pile* dan penurunan pondasi tiang bor struktur *Pier 4* Jembatan Jalan Lingkar Utara Tasikmalaya (Jembatan Ciloseh) yang dapat dilihat pada Gambar 4.2.



**Gambar 4. 1 Lokasi Proyek Pembangunan Jembatan Jalan Lingkar Utara
Tasikmalaya (Jembatan Ciloseh)**
(Sumber : *Google Earth*)



Gambar 4. 2 Potongan Memanjang Jembatan Ciloseh (Pier 4)

(Sumber : DED Jembatan Ciloseh, 2022)

4.2 Pengumpulan Data

Pengumpulan data berasal dari instansi terkait yang digunakan sebagai sarana untuk mencapai maksud dan tujuan penelitian. Data yang diperoleh adalah sebagai berikut.

1. Data Geoteknik

Data tanah yang yang digunakan berdasarkan hasil penyelidikan tanah Proyek Pembangunan Jembatan Jalan Lingkar Utara Tasikmalaya (Jembatan Ciloseh). Uji penyelidikan tanah berupa data tanah hasil pengeboran dengan mesin bor sebanyak 6 titik dengan kedalaman antara 15 – 45 m, deskripsi tanah sewaktu dilakukan pengeboran, letak muka air tanah saat pengeboran dan tes uji *Standard Penetration Test (SPT)* setiap interval 2 m. Penyelidikan tanah dengan bor mesin bertujuan untuk mengetahui kondisi lapisan tanah. Dari hasil penyelidikan diperoleh beberapa tipe lapisan tanah, yaitu lanau berkerikil warna coklat pada kedalaman $\pm 0,00$ m hingga -4 m, pasir lanau berkerikil berwarna coklat terang dari kedalaman $-4,00$ m hingga $-12,00$ m, pasir kerikil berwarna coklat pada kedalaman $-12,00$ m hingga $-14,00$ m, dan lanau berpasir berwarna abu-abu tua $-14,00$ hingga $-24,00$ m.

2. Data Struktur Bangunan

Data struktur bangunan yang digunakan adalah gambar struktur jembatan, meliputi peta lokasi beserta detail lokasi penelitian, kemudian gambar detail jembatan berupa detail pondasi *Bored Pile* dan detail *Pier 4*.

4.3 Tahapan Analisis

4.3.1 Analisis Pembebanan

Analisis pembebanan digunakan untuk mengetahui berapa besar beban yang akan diterima oleh pondasi. Penulis melakukan analisis pembebanan dengan menghitung pembebanan yang bekerja pada struktur jembatan berdasarkan peraturan pembebanan SNI 1725:2016 dan dibantu dengan program komputer yaitu *Microsoft Excel*.

4.3.2 Analisis Pondasi *Bored Pile*

Analisis ini dilakukan untuk menganalisis kapasitas daya dukung pondasi tiang bor dengan diameter 0,8 m, 1 m, 1,2 m dengan kedalaman 24 m dan 1,5 m dengan kedalaman 20 m, sebagai berikut.

1. Langkah-langkah untuk menganalisis kapasitas daya dukung tiang tunggal dengan metode *Meyerhoff* dan *Reese & Wright* diuraikan sebagai berikut :
 - a. mencari nilai tahanan ujung ultimit tiang,
 - b. mencari nilai tahanan gesek tiang,
 - c. mencari daya dukung ultimit, dan
 - d. mencari daya dukung izin.
2. Analisis kapasitas dukung tiang kelompok
Faktor yang mempengaruhi besarnya kapasitas dukung kelompok adalah faktor efisiensi dan jumlah tiang.

4.3.3 Analisis Penurunan Tiang

Analisis ini dilakukan untuk mengetahui penurunan yang terjadi pada tiang tunggal dan kelompok tiang.

1. Langkah-langkah untuk menganalisis penurunan tiang tunggal adalah sebagai berikut :
 - a. menghitung penurunan tiang apung atau tiang friksi,
 - b. menghitung penurunan tiang dukung ujung, dan
 - c. menghitung penurunan total.

2. Langkah-langkah untuk menganalisis penurunan kelompok tiang menggunakan metode penyebaran 2 : 1 adalah sebagai berikut :
 - a. menghitung penurunan segera,
 - b. menghitung penurunan konsolidasi, dan
 - c. menghitung penurunan total.

4.3.4 Pembahasan

Pembahasan adalah penjabaran dari hasil analisis yang dilakukan, yaitu analisis kapasitas daya dukung pada pondasi tiang *Bored Pile* dan penggunaan pondasi *Bored Pile* pada struktur *Pier 4* pada proyek Pembangunan Jembatan Jalan Lingkar Utara Tasikmalaya (Jembatan Ciloseh).

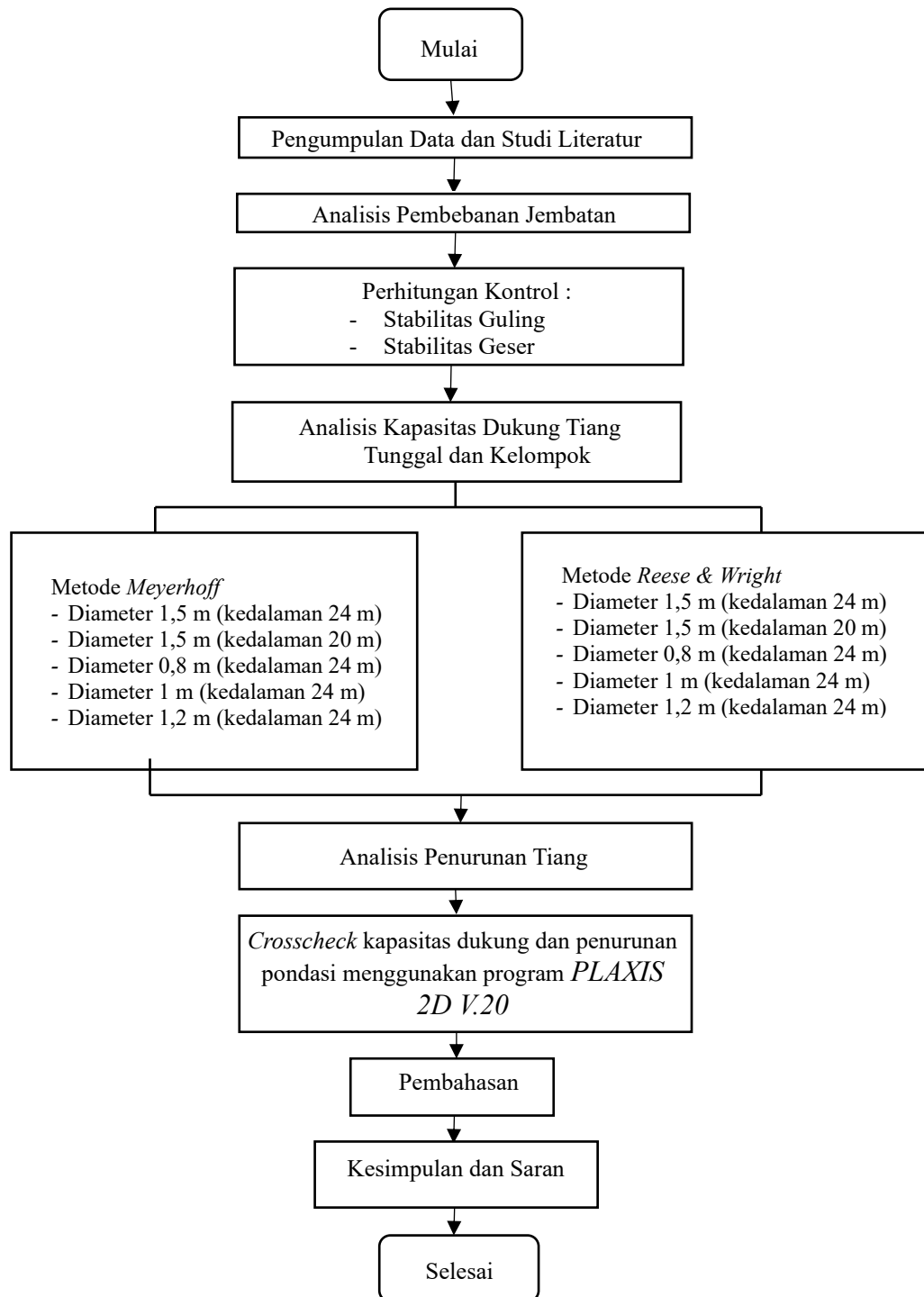
4.3.5 Kesimpulan dan Saran

Kesimpulan adalah penilaian akhir yang berdasarkan pada informasi yang telah diuraikan sebelumnya. Kesimpulan dapat berisi fakta, pandangan, atau argumentasi tentang suatu subjek. Sementara itu, usulan-usulan merupakan solusi yang telah terbukti efektif dalam menyelesaikan masalah yang muncul. Berdasarkan hasil analisis yang telah dilakukan, kita dapat menyimpulkan beberapa kesimpulan dan memberikan saran untuk mencapai hasil yang optimal.

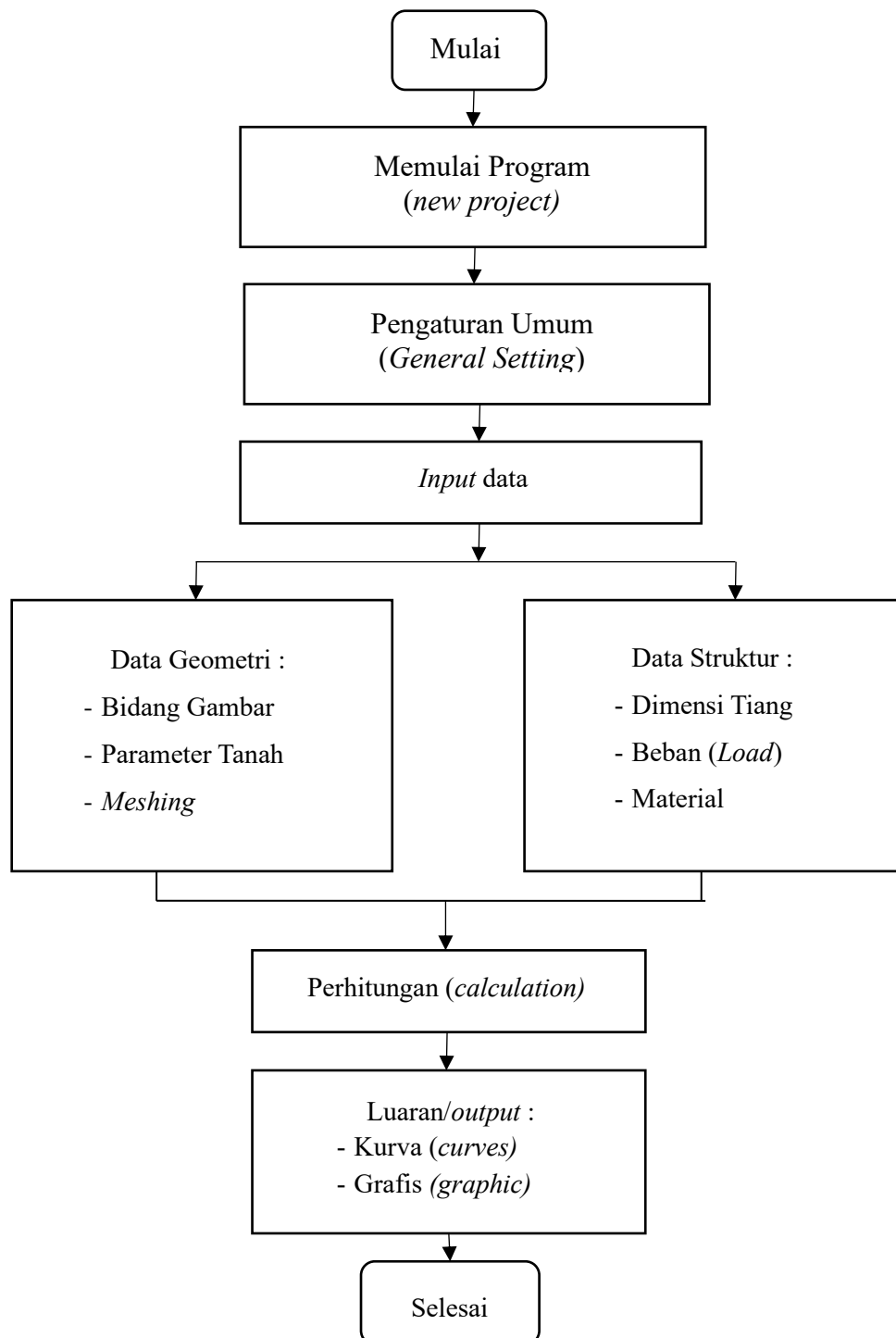
4.4 Diagram Alir

Diagram alir adalah representasi grafis yang menggunakan simbol-simbol untuk menggambarkan suatu proses dengan jelas, termasuk urutan langkah-langkahnya. Diagram ini menggunakan kotak-kotak untuk mewakili setiap langkah dalam proses dan menghubungkan langkah-langkah tersebut dengan panah. Diagram alir digunakan untuk mengilustrasikan dan menjelaskan langkah-langkah yang dilakukan selama proses penelitian atau proses lainnya.

Diagram alir penelitian yang akan dilaksanakan dalam Tugas Akhir ini bisa dilihat pada Gambar 4.3 dan Gambar 4.4 berikut ini.



Gambar 4. 3 Bagan Alir Penulisan Tugas Akhir



Gambar 4. 4 Diagram Alir Program *PLAXIS 2D V.20*

BAB V

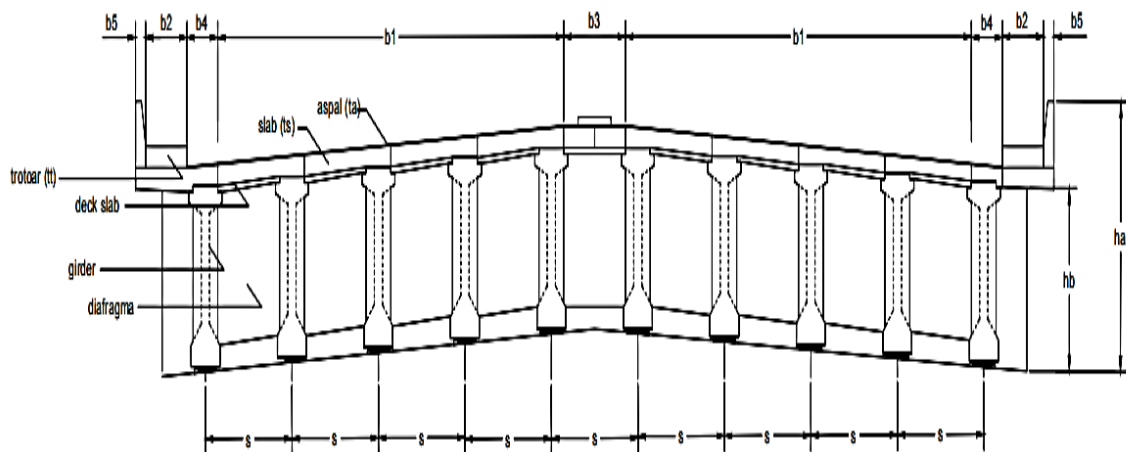
ANALISIS PONDASI *BORED PILE*

5.1 Data Jembatan Jalan Lingkar Utara Tasikmalaya (Jembatan Ciloseh)

Data yang digunakan pada perencanaan struktur bawah Jembatan Ciloseh ini menggunakan data-data yang asli dari lapangan. Berikut merupakan data-data yang digunakan pada pembangunan Jembatan Jalan Lingkar Utara Tasikmalaya (Jembatan Ciloseh).

1. Data struktur atas jembatan

Data struktur atas jembatan dapat dilihat pada Gambar 5.1.



Gambar 5. 1 Potongan Melintang Stuktur Atas P4 Jembatan Jalan Lingkar Utara Tasikmalaya (Jembatan Ciloseh)

Lebar jalan,	b_1	= 7 m
Lebar trotoar,	b_2	= 1 m
Lebar median jalan,	b_3	= 1.8 m
Lebar bahu jalan,	b_4	= 2 m
Lebar batas jalan,	b_5	= 0,25 m
Lebar total jembatan,	b	= 22,3 m
Tebal slab lantai jembatan,	ts	= 0,25 m
Tebal lapisan aspal + <i>overlay</i> ,	ta	= 0,1 m

Tebal trotoar dan median jalan, tt	= 0,25 m
Tinggi girder prategang, hb	= 2,1 m
Tinggi bidang samping jembatan, ha	= 3,35 m
Jarak antara balok prategang, s	= 2,1 m
Panjang bentang jembatan, L	= 252,1 m

2. Data material

Material yang digunakan pada Jembatan Jalan Lingkar Utara Tasikmalaya (Jembatan Ciloseh) adalah sebagai berikut.

Berat volume beton, wc	= 25 kN/m ³
Mutu beton, $f'c$	= 30 Mpa
Mutu Baja Tulangan, fy	= 390 Mpa

5.2 Pembebanan Struktur

Perhitungan pembebanan biasanya dipengaruhi oleh beban struktur atas, gaya akibat tekanan tanah, dan berat *Pier* sendiri.

1. Berat sendiri (*MS*)

a. Berat sendiri struktur atas

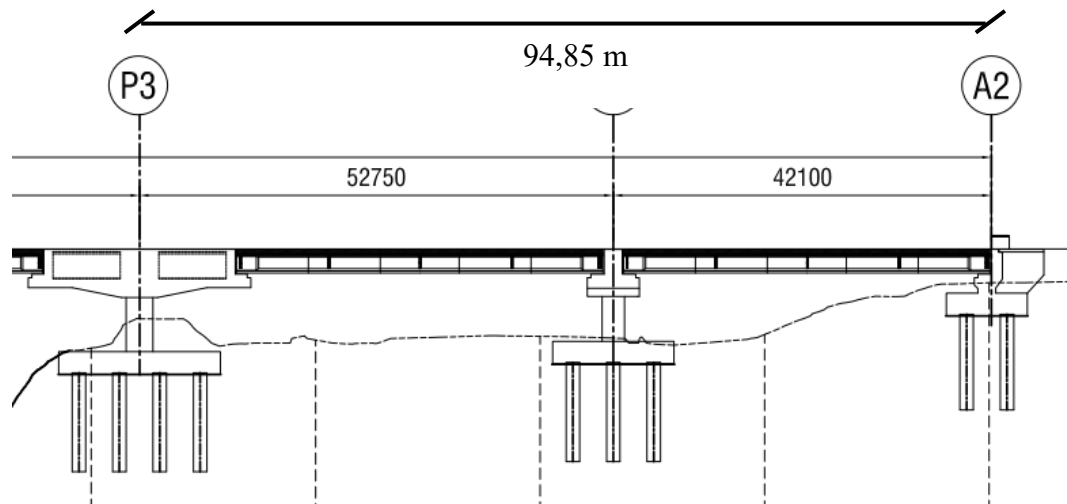
Berat sendiri struktur atas Jembatan Jalan Lingkar Utara Tasikmalaya (Jembatan Ciloseh) dapat dilihat pada Tabel 5.1 dibawah ini.

Tabel 5. 1 Berat Sendiri Struktur Atas

No	Beban	Parameter				Berat	Satuan	Berat (kN)
		b (m)	t (m)	L (m)	n			
1	Slab	19,8	0,25	94,85	1	25	kN/m ³	11737,7
2	Deck slab	1,4	0,1	94,85	9	25	kN/m ³	2987,8
3	Trotoar	1	0,3	94,85	2	25	kN/m	1422,8
4	Barrier	0,25	1	94,85	2	25	kN/m	1185,6
5	Kanstin	0,15	0,3	94,85	2	24	kN/m	204,9
6	Balok prategang			94,85	10	24	kN/m	22764,0

7	Diafragma	94,85	9	3,88	kN/m	3312,2
Total berat sendiri struktur atas (P_{MS})						43614,9

Pier 4 jembatan hanya menopang setengah antara *abutment 2* – *Pier 3* yang memiliki panjang 94,85 m yang dapat dilihat pada Gambar 5.2 dibawah ini.



Gambar 5. 2 Potongan Memanjang Antara *Abutment 2* – *Pier 3* Jembatan
(Sumber : P.T Duta Mas Indah, 2022)

$$\begin{aligned}
 L_{\text{abutment 2} - \text{Pier 4}} &= 42,1 \text{ m} \\
 L_{\text{Pier 4} - \text{Pier 3}} &= 52,75 \text{ m} \\
 L_{\text{total}} &= 94,85 \text{ m} \\
 P_{MS} &= \frac{1}{2} \times P_{MS} \\
 &= \frac{1}{2} \times 43614,9 \\
 &= 21807,43 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

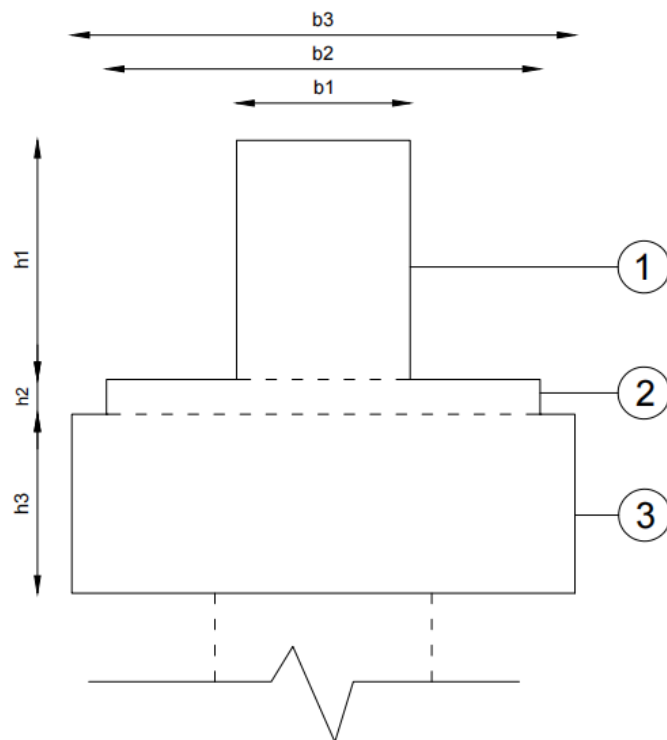
Letak titik berat stuktur atas terhadap pondasi,

$$\begin{aligned}
 z_a &= ht + Lc + a + \frac{ha}{2} \\
 &= 2,5 + 5 + 2,5 + \frac{3,35}{2} \\
 &= 11,675 \text{ m}
 \end{aligned}$$

b. Berat sendiri struktur bawah

Berat sendiri struktur bawah terdiri dari berat *Pier head*, *Pier* dan *Pile Cap*.

Berat sendiri yang bekerja pada *Pierhead* jembatan dibagi menjadi dalam beberapa segmen seperti pada Gambar 5.3 dibawah ini.



Gambar 5. 3 Bagian-bagian pada *Pierhead* P4

Panjang *Pierhead* = 21 m

Dimensi dan perhitungan pembebanan pada bagian *Pierhead*, *Pier* dan *Pile Cap* dapat dilihat pada Tabel 5.2, Tabel 5.3, dan Tabel 5.4 berikut ini.

Tabel 5. 2 Berat Sendiri *Pierhead* P4

No	Parameter				Berat (kN)	Lengan terhadap alas		Momen statik (kNm)
	b (m)	h (m)	L (m)	shape		y	(m)	
1	2	2.759	21	1	2896,95	a-h1/2	1,2325	3570,491
2	5	0.4	21	1	1050	a-h1-h2/2	1,0325	1084,125
3	5.8	2.065	21	1	6287,92	h3/2	1,0325	6492,283
Wh					10234,88		Mh	11146,89

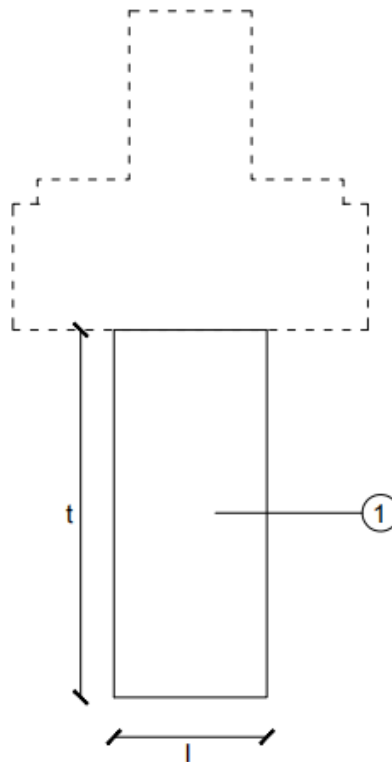
Letak titik berat terhadap alas,

$$\begin{aligned} y_h &= \frac{M_h}{W_h} \\ &= \frac{11146,898}{10234,88} \\ &= 0,563 \text{ m} \end{aligned}$$

Letak titik berat terhadap dasar pondasi,

$$\begin{aligned} z_h &= y_h + L_c + h_t \\ &= 0,563 + 5 + 2,5 \\ &= 8,063 \text{ m} \end{aligned}$$

Untuk bersendiri pada struktur *Pier* atau kolom jembatan dapat dilihat pada Gambar 5.4 dibawah ini.



Gambar 5. 4 Bagian-Bagian Pada Struktur *Pier* Atau Kolom Jembatan

Maka dapat disajikan berat sendiri pada *Pier* atau kolom jembatan yang direkap dalam Tabel 5.3 dibawah ini.

Tabel 5. 3 Berat Sendiri *Pier P4*

No	Parameter				Berat (kN)	Lengan terhadap alas		Momen statik (kNm)
	b (m)	l (m)	t (m)	shape		y	(m)	
1	1,6	2,4	5	2	960	L/2	2,5	2400
				Wc	960	Mc		2400

Letak titik berat terhadap alas,

$$\begin{aligned}
 y_c &= \frac{M_c}{W_c} \\
 &= \frac{2400}{960} \\
 &= 2,5 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Letak titik berat terhadap dasar pondasi,

$$\begin{aligned}
 z_c &= y_c + ht \\
 &= 2,5 + 2,5 \\
 &= 5 \text{ m}
 \end{aligned}$$

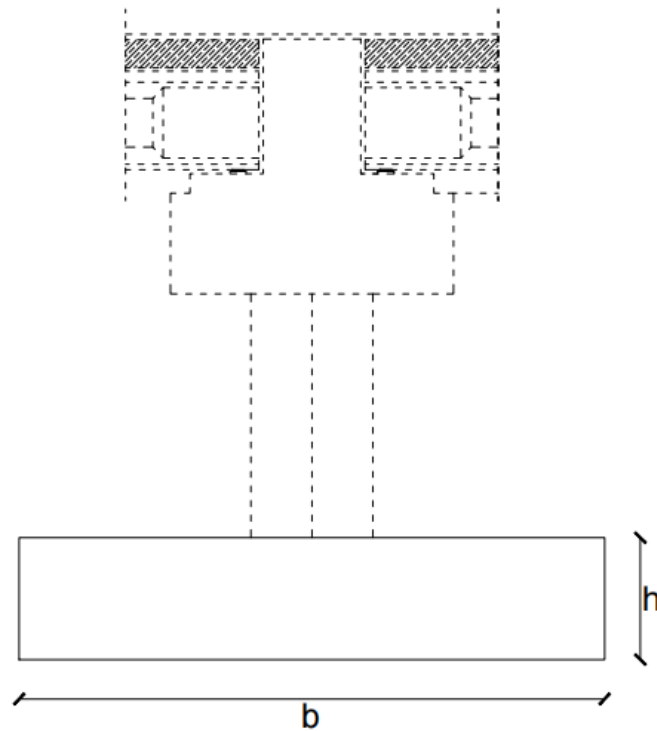
Luas penampang *Pier*,

$$\begin{aligned}
 A &= (b \times h) \times 2 \\
 &= (2,4 \times 1,6) \times 2 \\
 &= 7,68 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Lebar ekivalen *Pier*,

$$\begin{aligned}
 B_e &= \frac{A}{h} \\
 &= \frac{7,68}{2,4} \\
 &= 3,2 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Untuk bersendiri pada struktur *pilecap* dapat dilihat pada Gambar 5.5 dibawah ini.



Gambar 5. 5 Bagian-Bagian Pada Struktur *Pilecap* Jembatan

Maka dapat disajikan berat sendiri pada *Pile Cap* yang direkap dalam Tabel 5.4 dibawah ini.

Tabel 5. 4 Berat Sendiri *Pile Cap P4*

No	Parameter berat bagian				Berat (kN)	y (m)	Momen (kNm)
	b (m)	h (m)	L (m)	Shape			
1	13,5	2,5	24,5	1	20671,9	1,25	25893,844
Total				Wp	20671,9	Mp	25893,844

Letak titik berat terhadap alas,

$$\begin{aligned}
 y_p &= \frac{M_p}{W_p} \\
 &= \frac{25893,844}{20671,9} \\
 &= 1,25 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Letak titik berat terhadap dasar pondasi,

$$\begin{aligned}
 z_p &= y_p \\
 &= 1,25 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Rekapitulasi berat struktur atas dan bawah dalam perencanaan *Pier 4* Jembatan Ciloseh dapat dilihat pada Tabel 5.5 dibawah ini.

Tabel 5. 5 Rekapitulasi Berat Sendiri

No	Berat sendiri	P_{MS} (kN)
1	Struktur atas	21807,437
2	Struktur bawah	31866,750
P_{MS}		53674,188

2. Beban mati tambahan (*MA*)

Beban mati tambahan adalah beban pada bangunan atas jembatan melebihi berat jembatan itu sendiri, yaitu elemen nonstruktural jembatan, seperti aspal, penerangan jalan, dan lain-lain yang disajikan pada Tabel 5.6 dibawah ini.

Tabel 5. 6 Beban Mati Tambahan

No	Beban	Tebal (m)	Lebar (m)	Panjang (m)	n	w (kN/m ³)	Berat (kN)
1	Lapisan aspal+ <i>overlay</i>	0,1	9	94,85	2	22	3756,06
2	<i>Railing</i>		0,5	94,85	2	0,481	45,622
3	PJU		0,13		2	1,45	0,377
4	Instalasi mekanikal elektrik		0,1	94,85	2		18,97
5	Air hujan	0,05	22,3	94,85	1	9,8	1036,425
Beban mati tambahan						PMA	4857,456

Maka berat beban mati yang diampu adalah:

$$\begin{aligned}
 P_{MA} &= \frac{1}{2} \times P_{MA} \\
 &= \frac{1}{2} \times 4857,456 \\
 &= 2428,916 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

3. Beban lajur “D” (*TD*)

Beban lajur “D” terdiri dari beban terbagi merata (BTR) dan beban garis (*Knife Edge Load*) KEL. Intensitas BTR adalah q (kPa) yang besarnya tergantung

pada panjang bentang (L) jembatan yang diberi beban, dan menurut SNI 1725-2016 dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut.

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

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

KEL mempunyai intensitas, $p = 49,0 \text{ kN/m}$

Faktor beban dinamis (*Dinamic Load Allowence*) untuk KEL diambil sebagai berikut.

$$DLA = 0,4 \quad \text{untuk } L \leq 50 \text{ m}$$

$$DLA = 0,4 - 0,0025 \times (L-50) \quad \text{untuk } 50 < L < 90 \text{ m}$$

$$DLA = 0,3 \quad \text{untuk } L \geq 90 \text{ m}$$

Diketahui data *Pier 4* pada jembatan Ciloseh adalah sebagai berikut.

$$\text{Bentang jembatan } A2 - P3, \quad L = 94,85 \text{ m}$$

$$\text{Lebar jembatan,} \quad b = 22,3 \text{ m}$$

Beban terbagi merata (BTR)

$$q = 9,0 \times \left(0,5 + \frac{15}{L}\right)$$

$$q = 9,0 \times \left(0,5 + \frac{15}{94,85}\right)$$

$$q = 5,923 \text{ kPa}$$

KEL mempunyai intensitas, $p = 49 \text{ kN/m}$

$$DLA = 0,3, \text{ karena panjang jembatan } L = 94,85 \geq 90 \text{ m}$$

Maka beban lajur “D” pada *Pier 4* adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} P_{TD} &= 2 \times \left[q \times L \times \frac{5,5+b}{2} \right] + \left[p \times DLA \times \frac{5,5+b}{2} \right] \\ &= 2 \times \left[5,923 \times 94,85 \times \frac{5,5+22,3}{2} \right] + \left[49 \times 0,3 \times \frac{5,5+22,3}{2} \right] \\ &= 7206,562 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban lajur pada } Pier 4 &= \frac{1}{2} \times 7206,562 \\ &= 3603,281 \text{ kN} \end{aligned}$$

4. Gaya rem (T_B)

Pengaruh pengereman dari lalu-lintas diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang dan dianggap bekerja pada permukaan lantai jembatan. Beban rem arah horizontal dengan titik tangkap setinggi 1,8 m dari muka lantai kendaraan dan dipilih yang terbesar dari perhitungan berikut ini :

$$\text{Beban terbagi merata (BTR)} = 5,923 \text{ kPa}$$

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

$$\begin{aligned} \text{Gaya rem 1} &= 20 \% \times \text{berat gardar truck desain} \\ &= 20 \% \times 500 \\ &= 125 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya rem 2} &= 5\% \times (\text{BTR} + P_{\text{gardar}}) \\ &= 5\% \times (5,923 + 500) \\ &= 25,29 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya rem (T_{TB}) yang diambil adalah 125 kN karena merupakan beban terbesar dari kedua gaya rem tersebut.

Momen yang terjadi akibat gaya rem :

$$Y_{TB} = 12,91 \text{ m}$$

$$Y'_{TB} = 10,41 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_u &= 125 \times 12,91 \\ &= 1614,3 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M'u &= 125 \times 10,41 \\ &= 1301,8 \text{ kNm} \end{aligned}$$

5. Beban pedestrian (TP)

Diketahui data trotoar *Pier* 4 pada jembatan Ciloseh adalah sebagai berikut.

$$\text{Panjang trotoar,} \quad L = 94,85 \text{ m}$$

$$\text{Lebar trotoar,} \quad b_2 = 1 \text{ m}$$

$$\text{Jumlah trotoar,} \quad n = 2$$

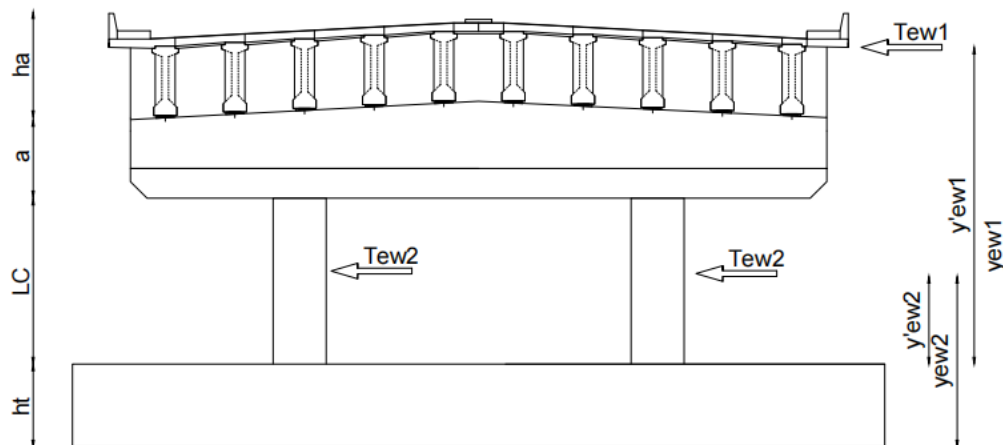
$$\begin{aligned} \text{Luas bidang trotoar,} \quad A &= 2 \times L \times b_2 \\ &= 2 \times 94,85 \times 1 \\ &= 189,7 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Beban merata pada pedestrian,} \quad q = 5 \text{ kPa}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban pada } \textit{Pier} \text{ akibat pedestrian, } P_{TP} &= \frac{q \times A}{2} \\
 &= \frac{5 \times 189,7}{2} \\
 &= 237,18 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

6. Beban angin (*EW*)

a. Beban angin struktur atas arah Y (melintang jembatan)



Gambar 5. 6 Beban Angin Pada *Pier* (Melintang)

Panjang bentang,	L	$= 47,425 \text{ m}$
Tinggi bidang samping atas,	ha	$= 3,35 \text{ m}$
Tinggi bidang samping kendaraan,	hk	$= 2 \text{ m}$
Kecepatan angin dasar,	VB	$= 126 \text{ km/jam}$
Kecepatan angin dasar el.10m,	$V10$	$= 126 \text{ km/jam}$
Elevasi dari permukaan tanah,	Z	$= 7,5 \text{ m}$
Kecepatan gesekan angin hulu jembatan,	$Z0$	$= 1 \text{ m}$
Tekanan angin dasar struktur rangka,	PBT	$= 0,0024 \text{ Mpa}$
Kondisi lokasi		$= \text{sub urban}$
Kecepatan gesek angin,	$V0$	$= 17,6 \text{ km/jam}$

A_b = luas bidang samping jembatan (m^2)

$A_b = L \times ha$

$= 47,425 \times 3,35$

$$= 158,873 \text{ m}^2$$

- 1) Kecepatan angin rencana di elevasi rencana

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

$$V_{DZ} = 2,5 \times 17,6 \left(\frac{126}{126} \right) \ln \left(\frac{0,075}{0,001} \right)$$

$$V_{DZ} = 189,96 \text{ km/jam}$$

- 2) Tekanan angin desain

$$PD = PBT \times \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2$$

$$PD = 0,0024 \times \left(\frac{189,96}{126} \right)^2$$

$$PD = 0,0054 \text{ Mpa}$$

Menurut SNI 1725-2016, beban angin harus diasumsikan terdistribusi secara merata pada permukaan yang terekspos oleh angin.

- 3) Beban akibat gaya horizontal akibat tekanan tanah angin horizontal

$$T_{EW1} = PD \times Ab \times 10^6$$

$$T_{EW1} = 0,0054 \times 158,873 \times 10^6$$

$$T_{EW1} = 866742 \text{ N}$$

$$T_{EW1} = 866,742 \text{ kN}$$

- 4) Letak T_{EW1} $= \frac{1}{2} \times ha$
 $= \frac{1}{2} \times 3,35 = 1,675 \text{ m}$

- 5) Lengan momen terhadap pondasi

$$Y_{EW1} = \frac{1}{2} ha + a + Lc + ht$$

$$= 1,675 + 2,065 + 5 + 2,5$$

$$= 11,24 \text{ m}$$

- 6) Lengan momen terhadap pangkal kolom

$$Y'_{EW1} = \frac{1}{2} ha + a + Lc$$

$$= 1,675 + 2,065 + 5$$

$$= 10,4 \text{ m}$$

- 7) Momen terhadap pondasi

$$\begin{aligned}
 M_{EW1} &= T_{EW1} \times Y_{EW1} \\
 &= 866,742 \times 11,24 \\
 &= 9742,18 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

8) Momen terhadap kolom

$$\begin{aligned}
 M'_{EW1} &= T_{EW1} \times Y'_{EW1} \\
 &= 866,742 \times 10,4 \\
 &= 9014,11 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

b. Beban angin struktur bawah arah Y (arah melintang)

Berdasarkan SNI 1725:2016 bahwa tekanan angin desain struktur bawah diambil sebesar 0,0019 Mpa.

1) Luas kolom

$$\begin{aligned}
 A_c &= L_c \times h \\
 &= 5 \times 2,4 \\
 &= 12 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

2) Luas *Pierhead*

$$A_p = 19,49 \text{ m}^2$$

3) Luas bidang kontak angin dari samping

$$\begin{aligned}
 A &= A_c + A_p \\
 &= 12 + 19,49 \\
 &= 31,49 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

4) Gaya tekan angin

$$\begin{aligned}
 T_{EW2} &= PD \times A \times 10^6 \\
 &= 0,0019 \times 31,49 \times 10^6 \\
 &= 59840,5 \text{ N} \\
 &= 59,8405 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 5) \text{ Letak } T_{EW2} &= \frac{1}{2} \times H \\
 &= \frac{1}{2} \times 7,065 = 3,53 \text{ m}
 \end{aligned}$$

6) Lengan terhadap pondasi

$$Y_{EW2} = \frac{1}{2}H + ht$$

$$= 3,53 + 2,5$$

$$= 6,03 \text{ m}$$

7) Lengan terhadap kolom

$$Y'_{EW2} = \frac{1}{2} H$$

$$= 3,53 \text{ m}$$

8) Momen terhadap pondasi

$$M_{EW2} = T_{EW2} \times Y_{EW2}$$

$$= 59,8405 \times 6,03$$

$$= 360,98 \text{ kNm}$$

9) Momen terhadap kolom

$$M'_{EW2} = T_{EW2} \times Y'_{EW2}$$

$$= 59,8405 \times 3,53$$

$$= 211,38 \text{ kNm}$$

c. Total gaya akibat angin

1) Total gaya akibat angin (H_y)

$$H_y = T_{EW1} + T_{EW2}$$

$$= 866,742 + 59,8405$$

$$= 926,58 \text{ kN}$$

2) Total momen pada pondasi

$$M_{uy} = M_{EW1} + M_{EW2}$$

$$= 9742,18 + 360,98$$

$$= 10103 \text{ kNm}$$

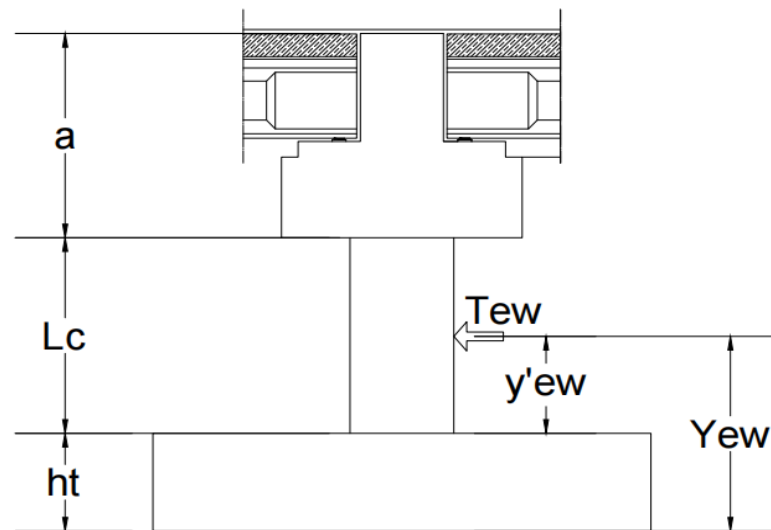
3) Total momen pada *Pier*

$$M'_{uy} = M'_{EW1} + M'_{EW2}$$

$$= 9014,11 + 211,38$$

$$= 9225,5 \text{ kNm}$$

d. Beban angin arah X (memanjang jembatan)



Gambar 5. 7 Beban Angin Pada Pier (Memanjang)

Berdasarkan SNI 1725:2016 bahwa tekanan angin desain struktur bawah diambil sebesar 0,0019 Mpa.

Ukuran bidang *Pier* yang ditiup angin,

$$\text{Luas Pierhead, } A_p = 19,49 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Luas Pier, } A_k &= L_c \times (B + h) \\ &= 5 \times (1,6 + 2,4) \\ &= 20 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Total luas, } A &= A_p + A_k \\ &= 19,49 + 20 \\ &= 39,14 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

1) Gaya tekan angin

$$\begin{aligned} T_{EW} &= PD \times A \times 10^6 \\ &= 0,0019 \times 39,14 \times 10^6 \\ &= 74367,52 \text{ N} \\ &= 74,36752 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) Tinggi bidang kontak

$$\begin{aligned} H &= L_c + a \\ &= 5 + 2,065 \\ &= 7,065 \text{ m} \end{aligned}$$

3) Letak momen terhadap pondasi

$$\begin{aligned} Y_{EW} &= \frac{1}{2} H + ht \\ &= 3,53 + 2,5 \\ &= 6,03 \text{ m} \end{aligned}$$

4) Letak momen terhadap *Pier*

$$\begin{aligned} Y'_{EW} &= \frac{1}{2} H \\ &= 3,53 \text{ m} \end{aligned}$$

5) Momen terhadap pondasi

$$\begin{aligned} M_{ux} &= T_{EW} \times Y_{EW} \\ &= 74,36752 \times 6,03 \\ &= 448,62 \text{ kNm} \end{aligned}$$

6) Momen terhadap *Pier*

$$\begin{aligned} M'_{ux} &= T_{EW} \times Y'_{EW} \\ &= 74,36752 \times 3,53 \\ &= 262,70 \text{ kNm} \end{aligned}$$

e. Beban angin kendaraan (EWL)

$$\begin{aligned} 1) \text{ Panjang bentang jembatan (L)} &= 47,425 \text{ m} \\ &= 47425 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$2) \text{ Jarak antar rodan kendaraan (X)} = 1750 \text{ mm}$$

$$3) \text{ Lengan terhadap angin samping (h)} = 1600 \text{ mm}$$

4) Beban akibar angin kendaraan (P_{EWL})

$$\begin{aligned} P_{EWL} &= \frac{1,46 \times L \times h}{X} \\ &= \frac{1,46 \times 47425 \times 1600}{1750} \\ &= 63305,6 \text{ N} \end{aligned}$$

5) Reaksi perletakan akibat angin kendaraan pada pilar kiri

$$P_{EWLkiri} = \frac{63305,6}{2} = 31652,8 \text{ N}$$

6) Reaksi perletakan akibat angin kendaraan pada pilar kanan

$$P_{EWLkanan} = \frac{63305,6}{2} = 31652,8 \text{ N}$$

7) Gaya tekan pada pondasi

$$\begin{aligned} P &= P_{EWLkiri} + P_{EWLkanan} \\ &= 31652,8 + 31652,8 \\ &= 63305,6 \text{ N} = 63,3056 \text{ kN} \end{aligned}$$

8) Gaya tekan pada *Pier*

$$P_{pier} = 63,3056 \text{ kN}$$

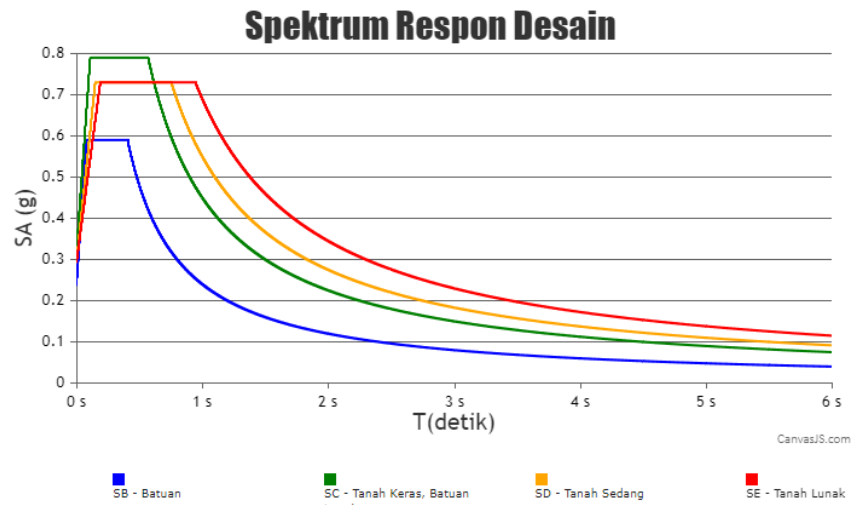
7. Beban gempa

Pengaruh beban gempa pada jembatan dihitung berdasarkan pengaruh gaya horizontal terhadap struktur (beban mati) dan beban lain yang mempengaruhi perlu dipertimbangkan. Jenis tanah suatu daerah juga perlu untuk ditentukan dengan cara mencari rata-rata nilai N-SPT, penentuan tersebut dapat mengacu pada klasifikasi tanah pada SNI 2833-2016 yang disajikan pada Tabel 5.7. Selama gempa bumi, beban dihitung menggunakan spektrum respons. Spektrum respon digunakan untuk menentukan beban gempa rencana pada struktur jembatan. Respon spektrum dapat dilihat dari *website* resmi dari Kementerian PUPR yaitu Desain Spektra Indonesia. Kota Tasikmalaya berada di koordinat Lintang -7.322223874733732 dan Bujur 108.24218328540967, dengan memasukan koordinat tersebut akan secara otomatis muncul respon spektra pada koordinat yang dapat dilihat pada Gambar 5.8 dibawah ini.

Tabel 5. 7 Kelas Situs

Kelas situs	\bar{v}_s (m/detik)	\bar{N} atau \bar{N}_{ch}	\bar{s}_u (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	<15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40\%$, 3. Kuat geser niralir $\bar{s}_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus,yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 0)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m)		

Sumber : SNI 2833 (2016)



Gambar 5. 8 Grafik Respon Spektrum

Didapatkan percepatan puncak dan spektrum respon dibatuan dasar dengan kondisi tanah adalah tanah sedang (SD) :

$$PGA = 0,454$$

$$S_s = 0,983$$

$$S_1 = 0,445$$

Tabel 5. 8 Faktor Amplifikasi untuk PGA dan 0.2 detik (FPGA/Fa)

Kelas situs	PGA ≤ 0,1	PGA = 0,2	PGA = 0,3	PGA = 0,4	PGA > 0,5
	S _s ≤ 0,25	S _s = 0,5	S _s = 0,75	S _s = 1,0	S _s ≥ 1,25
Batuan Keras (SA)	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Batuan (SB)	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Tanah Keras (SC)	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
Tanah Sedang (SD)	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
Tanah Lunak (SE)	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Dari Tabel 5.7 didapatkan faktor amplifikasi dan PGA untuk 0,2 detik yaitu :

$$\text{Faktor amplifikasi PGA } (F_{PGA}) = 1,1$$

$$\text{Faktor amplifikasi Ss } (F_a) = 1,1$$

Tabel 5. 9 Besarnya Nilai Faktor Amplifikasi Untuk Periode 1 detik (Fv)

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

Dari Tabel 5.9 didapatkan faktor amplifikasi untuk periode 1 detik (Fv) sebesar 1,6.

a. Beban gempa arah memanjang jembatan (arah x)

1) Perhitungan respon spektra

$$\begin{aligned} SDS &= F_a \times S_s \\ &= 1,1 \times 0,983 \\ &= 1,078 \text{ g} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s &= PGA \times F_{PGA} \\ &= 0,454 \times 1,1 \\ &= 0,495 \text{ g} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} SD_1 &= S_1 \times F_v \\ &= 0,445 \times 1,6 \\ &= 0,704 \text{ g} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_s &= \frac{SD_1}{SDS} \\ &= \frac{1,078}{0,704} \\ &= 0,653 \text{ detik} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_0 &= 0,2 \times T_s \\ &= 0,2 \times 0,653 \end{aligned}$$

$$= 0,130 \text{ detik}$$

2) Berat total struktur

$$\begin{aligned} W_t &= P_{MS \text{ atas}} + P_{MA} + P_{MS \text{ bawah}} \\ &= 21807,43 + 2428,91 + 31866,750 \\ &= 56103,10 \text{ kN} \end{aligned}$$

3) Kekakuan struktur

$$\begin{aligned} \text{Luas penampang Pier, } A &= 2 \times \left(B \times h + \frac{\pi}{4} \times h^2 \right) \\ &= 2 \times \left(2,4 \times 1,6 + \frac{\pi}{4} \times 1,6^2 \right) \\ &= 11,699 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lebar penampang Pier ekivalen, } Be &= \frac{A}{h} \\ &= \frac{11,699}{1,6} = 7,312 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Inersia penampang Pier, } I_c &= \frac{1}{12} \times Be \times h^3 \\ &= \frac{1}{12} \times 7,312 \times 1,6^3 \\ &= 2,495 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

$$\text{Mutu beton, } f_c = 30 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned} \text{Modulus elastisitas beton, } E_c &= 4700 \times \sqrt{f_c} \\ &= 4700 \times \sqrt{30} \\ &= 25472,96 \text{ Mpa} \\ &= 2547296 \text{ kPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Nilai kekakuan Pier, } K_p &= 3 \times E_c \times \frac{I_c}{L_c^3} \\ &= 3 \times 25742960 \times \frac{2,495}{5^3} \\ &= 1542001 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

4) Waktu periode alami (T)

$$\text{Percepatan gravitasi, } g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$\text{Waktu periode alami, } T = 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{W_T}{g \times K_p}}$$

$$= 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{56103,10}{9,81 \times 1542001}}$$

$$= 0,382 \text{ detik}$$

5) Koefisien respon gempa elastis (C_{SM})

Karena waktu periode alami (T) = 0,382 detik, maka didapatkan persamaan $T_0 < T < T_s$. Untuk periode lebih besar atau sama dengan T_0 , dan lebih kecil atau sama dengan T_s , respons spektra percepatan, C_{sm} adalah sama dengan SDS .

$$C_{SM} = SDS = 1,078$$

6) Faktor modifikasi respons

Nilai faktor modifikasi respons diambil dari SNI 2833-2016, dan ditentukan nilai faktor modifikasi respon untuk bangunan bawah $R = 1,5$.

7) Gaya gempa

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

$$= \frac{1,078}{1,5} \times W_t$$

$$= 0,718 \times W_t$$

Tabel 5. 10 Perhitungan Gaya Gempa Arah X Pada Pier

no	Jenis beban	W (kN)	T_{EQ} (kN)	Lengan terhadap pondasi	z (m)	$T_{EQ} \times z$ (kNm)
1	Berat sendiri struktur atas	21807,438	7836,13	za	11,675	91486.93
2	Beban mati tambahan	2428,916	1745,58	za	11,675	20379.66
3	Berat sendiri <i>Pierhead</i>	10234,875	7355,45	zh	8,064	59313.51
4	Berat sendiri <i>Pier</i>	960	689,92	zc	5	3449.60
5	Berat sendiri <i>Pilecap</i>	20671,88	14856,18	zp	1,25	18570.23
Total		T_{EQ}	32483,29		M_{EQ}	193199.93

$$\begin{aligned}
 \text{Lengan terhadap pondasi, } Y_{EQ} &= \frac{M_{EQ}}{T_{EQ}} \\
 &= \frac{193199,93}{32483,29} \\
 &= 5,9 \text{ m} \\
 \text{Lengan terhadap } Pier, Y'_{EQ} &= Y_{EQ} - h \\
 &= 5,9 - 2,5 \\
 &= 3,4 \text{ m} \\
 \text{Momen } Pier \text{ akibat beban gempa, } M_{EQ} &= \frac{T_{EQ}}{Y'_{EQ}} \\
 &= \frac{32483,29}{3,4} \\
 &= 111991,7 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

b. Beban gempa arah melintang jembatan (arah y)

1) Perhitungan respon spektra

$$\begin{aligned}
 SDS &= F_a \times S_s \\
 &= 1,1 \times 0,983 \\
 &= 1,078 \text{ g}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_s &= P_{GA} \times F_{PGA} \\
 &= 0,454 \times 1,1 \\
 &= 0,495 \text{ g}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 SD_1 &= S_1 \times F_v \\
 &= 0,445 \times 1,6 \\
 &= 0,704 \text{ g}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_s &= \frac{SD_1}{SDS} \\
 &= \frac{1,078}{0,704} \\
 &= 0,653 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_0 &= 0,2 \times T_s \\
 &= 0,2 \times 0,653 \\
 &= 0,130 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

2) Berat total struktur

$$\begin{aligned}
 W_t &= P_{MS \text{ atas}} + P_{MA} + P_{MS \text{ bawah}} \\
 &= 21807,43 + 2428,91 + 31866,750 \\
 &= 56103,10 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

3) Kekakuan struktur

$$\begin{aligned}
 \text{Luas penampang Pier, } A &= 2 \times \left(B \times h + \frac{\pi}{4} \times h^2 \right) \\
 &= 2 \times \left(2,4 \times 1,6 + \frac{\pi}{4} \times 1,6^2 \right) \\
 &= 11,699 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Lebar penampang Pier ekivalen, } B_e &= \frac{A}{h} \\
 &= \frac{11,699}{1,6} = 7,312 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Inersia penampang Pier, } I_c &= \frac{1}{12} \times h \times B_e^3 \\
 &= \frac{1}{12} \times 1,6 \times 7,312^3 \\
 &= 52,12 \text{ m}^4
 \end{aligned}$$

$$\text{Mutu beton, } f_c = 30 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Modulus elastisitas beton, } E_c &= 4700 \times \sqrt{f_c} \\
 &= 4700 \times \sqrt{30} \\
 &= 25472,96 \text{ Mpa} \\
 &= 2547296 \text{ kPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Nilai kekakuan Pier, } K_p &= 3 \times E_c \times \frac{I_c}{L_c^3} \\
 &= 3 \times 25742960 \times \frac{52,12}{5^3} \\
 &= 32204533,4 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

4) Waktu periode alami (T)

$$\text{Percepatan gravitasi, } g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$\begin{aligned}
 \text{Waktu periode alami, } T &= 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{W_T}{g \times K_p}} \\
 &= 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{56103,10}{9,81 \times 32204533,4}} \\
 &= 0,083 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

5) Koefisien respon gempa elastis (C_{SM})

$T_0 > T$ maka,

$$\begin{aligned} C_{SM} &= (SDS - A_s) \frac{T}{T_0} + A_s \\ &= (1,078 - 0,495) \frac{0,083}{0,13} + 0,495 \\ &= 0,868 \end{aligned}$$

6) Faktor modifikasi respons

Nilai faktor modifikasi respons diambil dari SNI 2833-2016, dan ditentukan nilai faktor modifikasi respon untuk bangunan bawah R = 1,5

7) Gaya gempa

$$\begin{aligned} EQ &= \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \\ &= \frac{0,868}{1,5} \times W_t \\ &= 0,579 \times W_t \end{aligned}$$

Maka distribusi beban gempa pada *Pier* 4 disajikan pada Tabel 5.10 dibawah ini.

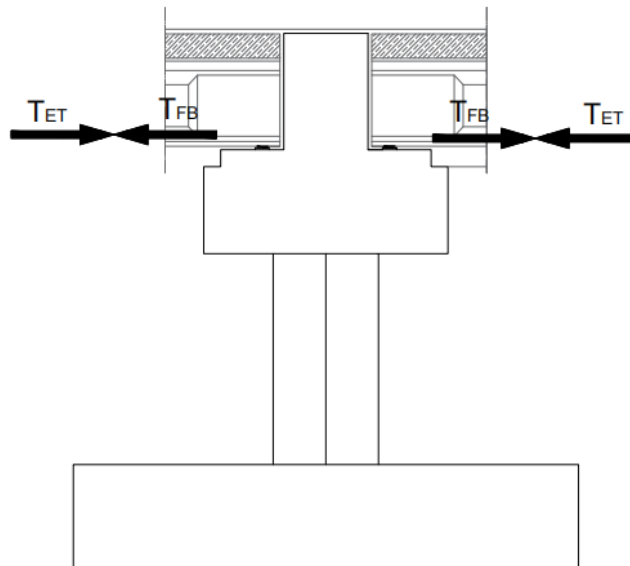
Tabel 5. 11 Perhitungan Gaya Gempa Arah Y Pada *Pier*

no	Jenis beban	W (kN)	T_{EQ} (kN)	Lengan thd. pondasi	z (m)	$T_{EQ} \times z$ (kNm)
1	Berat sendiri struktur atas	21807,438	6313.59	za	11,675	73711.183
2	Beban mati tambahan	2428,916	1406.42	za	11,675	16419.930
3	Berat sendiri <i>Pierhead</i>	10234,875	5926.31	zh	8,064	47789.004
4	Berat sendiri <i>Pier</i>	960	555.87	zc	5	2779.349
5	Berat sendiri <i>pilecap</i>	20671,88	11969.66	zp	1,25	14962.072
	Total	T_{EQ}	26171.85		Meq	155661.537

$$\begin{aligned}
 \text{Lengan terhadap pondasi,} \quad Y_{EQ} &= \frac{M_{EQ}}{T_{EQ}} \\
 &= \frac{155661.537}{26171,85} \\
 &= 5,9 \text{ m} \\
 \text{Lengan terhadap } Pier, \quad Y'_{EQ} &= Y_{EQ} - h \\
 &= 5,9 - 2,5 \\
 &= 3,4 \text{ m} \\
 \text{Momen } Pier \text{ akibat beban gempa,} \quad M_{EQ} &= \frac{T_{EQ}}{Y'_{EQ}} \\
 &= \frac{26171.85}{3,4} \\
 &= 90231,920 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

8. Gaya gesek (FB) dan pengaruh temperature (ET)

Gaya gesek pada perletakan bergerak (Tfb) maupun gaya yang ditimbulkan oleh perbedaan temperatur (Tet) resultan gayanya = 0 (saling meniadakan), sehingga gaya-gaya tersebut tidak diperhitungkan dalam analisis *Pier*.



Gambar 5. 9 Gaya Gesek Pada Perletakan

Rekapitulasi pembebanan pada *Pier 4* dapat dilihat pada Tabel 5.12 berikut ini.

Tabel 5. 12 Rekapitulasi Pembebanan Pada *Pier 4*

Rekap beban kerja pada <i>Pier</i>			Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/beban	Kode	P (kN)	Tx (kN)	(Ty) (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
Aksi Tetap							
1	Berat sendiri	MS	53674.19				
2	Beban mati tambahan	MA	2428.92				
Beban lalu lintas							
3	Beban lajur "D"	TD	3603.28				
4	Beban Pedestrian "TP"	TP	237.13				
5	Gaya rem	TB		125.00		1614.30	
Aksi lingkungan							
6	Beban angin struktur	EW		74.37	926.58	448.62	10103.17
7	Beban angin kendaraan		63.30				
8	Beban gempa	EQ		32483.29	26171.85	193199.93	155661.54

Beban yang bekerja pada *Pier* kemudian dapat dikombinasikan berdasarkan peraturan SNI 1725-2016, kombinasi beban tersebut ditentukan sebagai berikut.

Tabel 5. 13 Kuat I Pembebanan *Pier*

No	Aksi/beban	Kode	Koef	Vertikal	horizontal		Momen	
				P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
Aksi Tetap								
1	Berat Sendiri	MS	1,3	69776.44				
2	Beban mati tambahan	MA	2	4857.83				
Beban Lalu Lintas								
3	Beban lajur "D"	TD	1,8	6485.90				
4	Beban Pedestrian "TP"	TP	1,8	426.83				
5	Gaya Rem	TB	1,8		225.00		2905.74	

Lanjutan Tabel 5.13 Daya Layan 1 Pembebanan Pier

Aksi Lingkungan								
6	beban angin struktur	Ews						
7	beban angin kendaraan	Ewl						
8	beban gempa	EQ						
total				81547.01	225.00	0.00	2905.74	0.00

Tabel 5. 14 Kuat II Pembebanan Pier

				Vertikal	horizontal		Momen	
No	Aksi/beban	Kode	Koef	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
Aksi Tetap								
1	Berat Sendiri	MS	1,3	69776.44				
2	Beban mati tambahan	MA	2	4857.83				
Beban Lalu Lintas								
3	Beban lajur "D"	TD	1.3	5044.59				
4	Beban Pedestrian "TP"	TP	1.3	331.98				
5	Gaya Rem	TB	1.3		175.00		2260.02	
Aksi Lingkungan								
6	beban angin struktur	Ews						
7	beban angin kendaraan	Ewl						
8	beban gempa	EQ						
total				80010.84	175.00	0.00	2260.02	0.00

Tabel 5. 15 Kuat III Pembebanan Pier

				Vertikal	horizontal		Momen	
No	Aksi/beban	Kode	Koef	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
Aksi Tetap								
1	Berat Sendiri	MS	1,3	69776.44				
2	Beban mati tambahan	MA	2	4857.83				
Beban Lalu Lintas								
3	Beban lajur "D"	TD						
4	Beban Pedestrian "TP"	TP						
5	Gaya Rem	TB						

Lanjutan Tabel 5.15 Daya Layan III Pembebanan Pier

Aksi Lingkungan									
6	beban angin struktur	Ews	1.4		104.11	1297.22	46708.07	14144.44	
7	beban angin kendaraan	Ewl							
8	beban gempa	EQ							
total					74634.28	104.11	1297.22	46708.07	14144.44

Tabel 5. 16 Kuat IV Pembebanan Pier

				Vertikal	horizontal		Momen	
No	Aksi/beban	Kode	Koef	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
Aksi Tetap								
1	Berat Sendiri	MS	1.3	69776.44				
2	Beban mati tambahan	MA	2	4857.83				
Beban Lalu Lintas								
3	Beban lajur "D"	TD						
4	Beban Pedestrian "TP"	TP						
5	Gaya Rem	TB						
Aksi Lingkungan								
6	beban angin struktur	Ews						
7	beban angin kendaraan	Ewl						
8	beban gempa	EQ						
Total					74634.28			

Tabel 5. 17 Kuat V Pembebanan Pier

				Vertikal	horizontal		Momen	
No	Aksi/beban	Kode	Koef	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
Aksi Tetap								
1	Berat Sendiri	MS	1.3	69776.44				
2	Beban mati tambahan	MA	2	4857.83				
Beban Lalu Lintas								
3	Beban lajur "D"	TD						
4	Beban Pedestrian "TP"	TP						
5	Gaya Rem	TB						
Aksi Lingkungan								
6	beban angin struktur	Ews	0,4		29.75	370.63	179.45	4041.27

Lanjutan Tabel 5.17 Kuat V Pembebanan Pier

7	beban angin kendaraan	Ewl	1	63.31				
8	beban gempa	EQ						
Total				74697.58	29.75	370.63	179.45	4041.27

Tabel 5. 18 Ekstrim I Pembebanan Pier

No	Aksi/beban	Kode	Koef	Vertikal P (kN)	horizontal		Momen	
					Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
Aksi Tetap								
1	Berat Sendiri	MS	1.3	69776.44				
2	Beban mati tambahan	MA	2	4857.83				
Beban Lalu Lintas								
3	Beban lajur "D"	TD	0.5	1801.64				
4	Beban Pedestrian "TP"	TP	0.5	118.56				
5	Gaya Rem	TB	0.5		62.50		807.15	
Aksi Lingkungan								
6	beban angin struktur	Ews						
7	beban angin kendaraan	Ewl						
8	beban gempa	EQ	1		32483.2	26171.8	193199.93	155661.54
Total				76554.48	32545.7	26171.8	194007.08	155661.54

Tabel 5. 19 Rekapitulasi Pembebanan Pada Pier

No	aksi/beban	P (kN)	Hx	Hy	Mx	My
1	Kuat I	81547.01	225.00	0.00	2905.74	0.00
2	Kuat II	80010.84	175.00	0.00	2260.02	0.00
3	Kuat III	74634.28	104.11	1297.22	46708.07	14144.44
4	Kuat VI	74634.28	0.00	0.00	0.00	0.00
5	Kuat V	74697.58	29.75	370.63	179.45	4041.27
6	Ekstrim I	76554.48	32545.79	26171.85	194007.08	155661.54

5.3 Data Tanah

Data geoteknik pada *Pier 4* pada Proyek Pembangunan Jembatan Jalan Lingkar Utara Tasikmalaya (Jembatan Ciloseh) didapatkan melalui pengujian N-SPT. Hasil N-SPT disajikan pada Tabel 5.16 berikut ini.

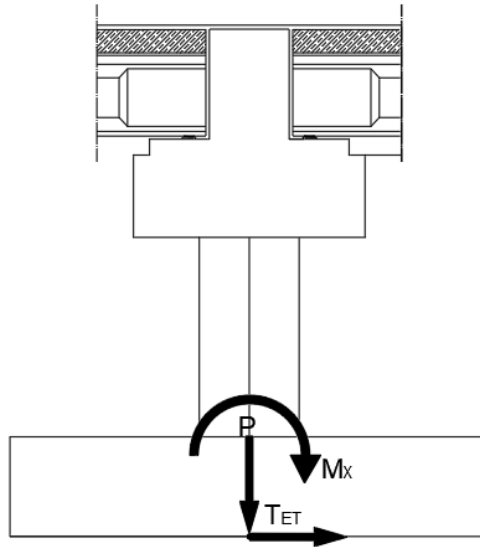
Tabel 5. 20 Data Geoteknik Berdasarkan Hasil Pengujian N-SPT

Lapis	N	Cu (kN/m ²)	α
2	19	0	0,55
4	22	80	0,55
6	23	135	0,55
8	26	110	0,55
10	29	140	0,55
12	31	140	0,55
14	31	130	0,55
16	24	125	0,55
18	45	135	0,55
20	50	-	-
22	50	-	-
24	50	-	-
26	50	-	-
28	50	-	-
30	50	-	-
32	50	-	-
34	50	-	-
36	50	-	-
38	50	-	-
40	50	-	-
42	50	250	0,45
44	50	250	0,45
46	50	250	0,45
48	50	-	-
50	50	-	-

(Sumber : P.T Duta Mas Indah, 2022)

5.4 Kontrol Stabilitas Guling

5.4.1 Stabilitas Guling Arah Memanjang Jembatan (Arah X)



Gambar 5. 10 Stabilitas Guling Arah Memanjang

Letak titik guling A (ujung pondasi) terhadap pusat pondasi,

$$\frac{B_x}{2} = \frac{13,5}{2} = 6,75 \text{ m}$$

Berikut merupakan rumus yang digunakan untuk menghitung momen penahan guling (M_p) dan angka aman terhadap guling (SF) :

$$M_p = P \times \left(\frac{B_x}{2}\right)$$

$$SF = \frac{M_p}{M_x} \geq 2,2$$

dimana,

M_p = momen penahan guling (kNm),

P = beban (kN),

B_x = letak titik (A) guling terhadap pusat pondasi (m), dan

M_x = momen penyebab guling (kNm).

Momen penahan guling pada kombinasi 1,

$$\begin{aligned}
 M_p &= P \times \left(\frac{B_x}{2}\right) \\
 &= 81547.01 \times (6,75) \\
 &= 550442,2 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Momen yang mengakibatkan guling,

$$M_x = 2905,74 \text{ kNm}$$

Angka aman terhadap guling,

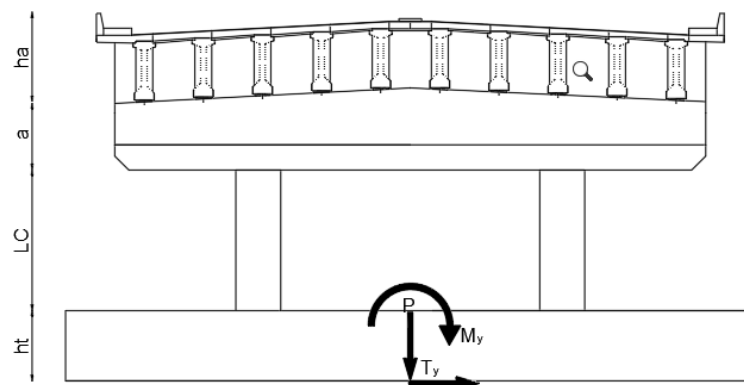
$$\begin{aligned}
 SF &= \frac{M_p}{M_x} \\
 &= \frac{550442,2}{2905,74} \\
 &= 189,4 \geq 2,2 \text{ (Aman)}
 \end{aligned}$$

Rekapitulasi perhitungan stabilitas terhadap guling arah memanjang jembatan (arah X) disajikan pada Tabel 5.21 dibawah ini.

Tabel 5. 21 Stabilitas Guling Arah Memanjang Jembatan (Arah X)

No	aksi/beban	P (kN)	Mx (knm)	Mpx	SF	keterangan
1	Kuat I	81547.01	2905.74	550442.29	189.43	AMAN
2	Kuat II	80010.84	2260.02	540073.20	238.97	AMAN
3	Kuat III	74634.28	46708.07	503781.37	10.79	AMAN
4	Kuat IV	74634.28	0.00	503781.37	-	-
5	Kuat V	74697.58	179.45	504208.68	2809.76	AMAN
6	Ekstrim 1	76554.48	194007.08	516742.74	2.66	AMAN

5.4.2 Stabilitas Guling Arah Melintang Jembatan (Arah Y)



Gambar 5. 11 Stabilitas Guling Arah Melintang Jembatan (Arah Y)

Letak titik guling A (ujung pondasi) terhadap pusat pondasi,

$$\frac{B_y}{2} = \frac{24,5}{2} = 12,25 \text{ m}$$

Momen penahan guling pada kombinasi 3,

$$\begin{aligned} M_p &= P \times \left(\frac{B_y}{2}\right) \\ &= 74634,28 \times (12,25) \\ &= 914269,89 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Momen yang mengakibatkan guling,

$$M_y = 14144,44 \text{ kNm}$$

Angka aman terhadap guling,

$$\begin{aligned} SF &= \frac{M_p}{M_x} \\ &= \frac{914269,89}{14144,44} \\ &= 64,6 \geq 2,2 \text{ (Aman)} \end{aligned}$$

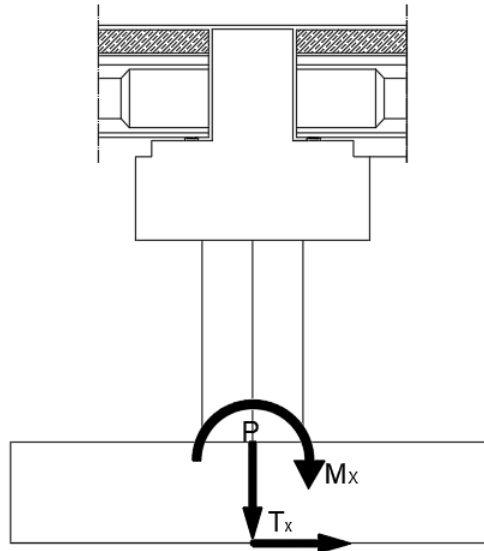
Rekapitulasi perhitungan stabilitas terhadap guling arah memanjang jembatan (arah X) disajikan pada Tabel 5.22 dibawah ini.

Tabel 5. 22 Stabilitas Guling Arah Melintang Jembatan (Arah Y)

No	aksi/beban	P (kN)	My	Mpy	SF	keterangan
1	Kuat I	81547.01	0.00	998950.82	-	-
2	Kuat II	80010.84	0.00	980132.84	-	-
3	Kuat III	74634.28	14144.44	914269.89	64.63812	AMAN
4	Kuat IV	74634.28	0.00	914269.89	-	-
5	Kuat V	74697.58	4041.27	915045.39	226.4253	AMAN
6	Ekstrim 1	76554.48	155661.54	937792.37	6.024561	AMAN

5.5 Kontrol Stabilitas Geser

5.5.1 Stabilitas Geser Arah Memanjang Jembatan (Arah X)



Gambar 5. 12 Stabilitas Geser Arah Memanjang (Arah X)

Kohesi tanah, $c = 10 \text{ kPa}$

Sudut gesek tanah, $\phi = 42^\circ$

Gaya total, $\Sigma P = 74634.28 \text{ kN}$

Gaya penahan geser pada kombinasi 1,

$$\begin{aligned} H_p &= (c \times B_x \times B_y \times \Sigma P \times \tan \phi) \\ &= (10 \times 13,5 \times 24,5 \times 74634.28 \times \tan 42) \\ &= 60414,1 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya horizontal yang bekerja,

$$H_x = 104,11 \text{ kN}$$

Angka aman terhadap geser,

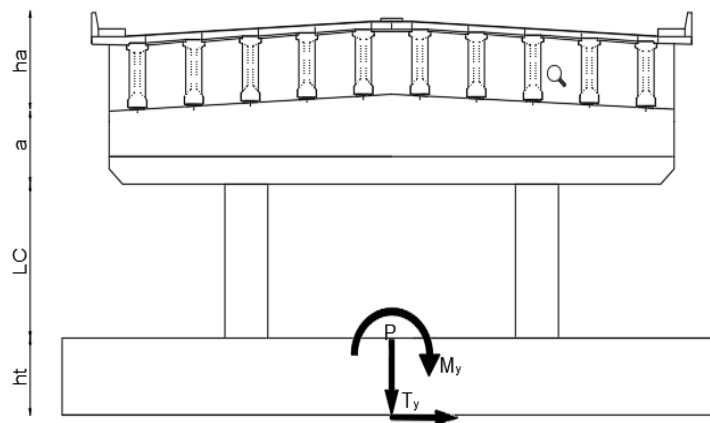
$$\begin{aligned} SF &= \frac{H_{px}}{H_x} \geq 1,1 \\ &= \frac{60414,1}{104,11} \\ &= 677,2 \geq 1,1 \text{ (Aman)} \end{aligned}$$

Rekapitulasi perhitungan stabilitas geser arah memanjang jembatan (arah X) disajikan pada Tabel 5.23 dibawah ini.

Tabel 5. 23 Rekapitulasi Stabilitas Geser Arah Memanjang Jembatan

No	aksi/beban	P (kN)	Hx	Hpx	SF	keterangan
1	Kuat I	81547.01	225.00	76732.75	341.0345	AMAN
2	Kuat II	80010.84	175.00	75349.59	430.5691	AMAN
3	Kuat III	74634.28	104.11	70508.5	677.2206	AMAN
4	Kuat IV	74634.28	0.00	70508.5	0	-
5	Kuat V	74697.58	29.75	70565.51	2372.188	AMAN
6	Ekstrim 1	76554.48	32545.79	72237.46	2.219564	AMAN

5.5.2 Stabilitas Geser Arah Melintang Jembatan (Arah Y)

**Gambar 5. 13 Stabilitas Geser Arah Melintang Jembatan (Arah Y)**

Berikut merupakan perhitungan stabilitas geser arah melintang jembatan (arah Y).

Kohesi tanah, $c = 10 \text{ kPa}$

Sudut gesek tanah, $\phi = 42^\circ$

Gaya total, $\Sigma P = 74634.28 \text{ kN}$

Gaya penahan geser pada kombinasi 3,

$$\begin{aligned}
 H_{py} &= (c \times B_x \times B_y \times \Sigma P \times \tan \phi) \\
 &= (10 \times 13,5 \times 24,5 \times 74634.28 \times \tan 35) \\
 &= 70508,5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Gaya horizontal yang bekerja,

$$H_y = 1297,2 \text{ kN}$$

Angka aman terhadap geser,

$$SF = \frac{H_{py}}{H_y} \geq 1,1$$

$$= \frac{70508,5}{1297,2}$$

$$= 54,3 \geq 1,1 \text{ (Aman)}$$

Rekapitulasi perhitungan stabilitas geser arah memanjang jembatan (arah X) disajikan pada Tabel 5.24 dibawah ini.

Tabel 5. 24 Rekapitulasi Perhitungan Stabilitas Geser Arah Memanjang (Arah X)

No	aksi/beban	P (kN)	H_y	H_{py}	SF	keterangan
1	Kuat I	81547.01	0.00	76732.75	-	-
2	Kuat II	80010.84	0.00	75349.59	-	-
3	Kuat III	74634.28	1297.22	70508.5	54.35372	AMAN
4	Kuat IV	74634.28	0.00	70508.5	-	-
5	Kuat V	74697.58	370.63	70565.51	190.3918	AMAN
6	Ekstrim 1	76554.48	26171.85	72237.46	2.760121	AMAN

5.5.3 Stabilitas Terhadap Daya Dukung Tanah (*Terzaghi*)

Berikut merupakan perhitungan stabilitas terhadap daya dukung tanah menurut metode *Terzaghi*.

$$\text{Lebar Pile Cap, } B_x = 24,5 \text{ m}$$

$$\text{Panjang Pile Cap, } B_y = 13,5 \text{ m}$$

$$\text{Kedalaman Pile Cap. } D = 2,5 \text{ m}$$

$$\text{Berat volume tanah, } \gamma = 14,76 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Koehsi tanah, } c = 10 \text{ kPa}$$

$$\text{Sudut gesek tanah } \phi = 42^\circ$$

Berdasarkan nilai sudut gesek tanah sebesar 42° didapatkan nilai parameter kekuatan tanah sebagai berikut (Sumber: *Principle Of Gheotechnical Engineering*, Halaman 582).

$$N_c = 95,7$$

$$N_q = 81,3$$

$$N_\gamma = 100,4$$

Daya dukung tanah untuk *Pile Cap* berbentuk persegi panjang, maka digunakan persamaan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} q_{ult} &= c \times Nc \times \left(1 + 0,3 \times \frac{B}{L}\right) + D \times \gamma \times Nq + 0,5 \times \gamma \times B \times N\gamma \times \left(1 - 0,2 \times \frac{B}{L}\right) \\ &= 10 \times 95,7 \times \left(1 + 0,3 \times \frac{24,5}{13,5}\right) + 2,5 \times 14,76 \times 81,3 + 0,5 \times 23 \times 24,5 \times 100,4 \times \left(1 - 0,2 \times \frac{24,5}{13,5}\right) \\ &= 13015,66 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Daya dukung ijin dengan *Safety Factor*, SF = 2,5

$$\begin{aligned} q_a &= \frac{q_{ult}}{SF} \\ &= \frac{13015,66}{2,5} \\ &= 5206,26 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Tegangan yang terjadi pada dasar *Pile Cap* pada kombinasi 1,

$$\begin{aligned} q_{max} &= \frac{P}{A} + \frac{Mx}{\frac{1}{6} \times Bx^2 \times By} + \frac{My}{\frac{1}{6} \times By^2 \times Bx} \\ &= \frac{81547,01}{330,75} + \frac{2905,74}{\frac{1}{6} \times 13,5^2 \times 24,5} + \frac{0}{\frac{1}{6} \times 24,5^2 \times 13,5} \\ &= 250,45 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

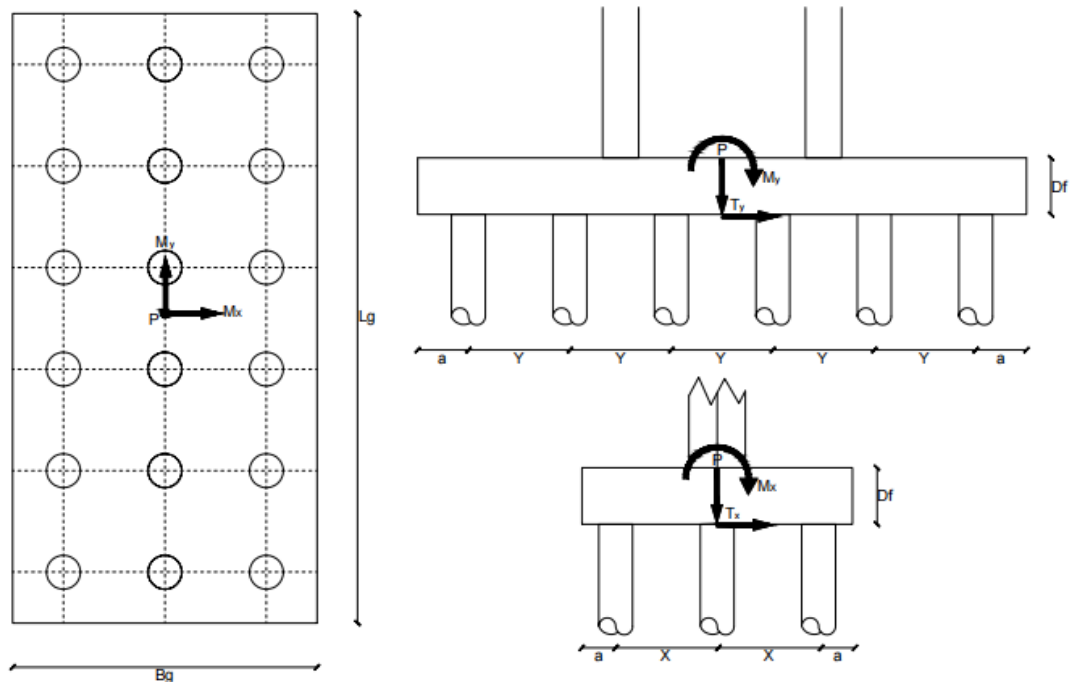
Berikut merupakan rekapitulasi hasil dari perhitungan kontrol stabilitas geser yang disajikan pada Tabel 5.25 berikut.

Tabel 5. 25 Kontrol Stabilitas Geser Tanah

No	aksi/beban	P (kN)	Mx	My	qmax	keterangan
1	Kuat I	81547.01	2905.74	0.00	250.4564	Aman
2	Kuat II	80010.84	2260.02	0.00	244.9442	Aman
3	Kuat III	74634.28	46708.07	14144.44	298.8885	Aman
4	Kuat IV	74634.28	0.00	0.00	225.6516	Aman
5	Kuat V	74697.58	179.45	4041.27	229.0764	Aman
6	Ekstrim 1	76554.48	194007.08	155661.54	607.4106	Aman

5.6 Desain Pondasi *Bored Pile*

Dalam melakukan analisis pondasi *Bored Pile* yang digunakan untuk beban aksial, momen dan horizontal yang dapat dilihat pada Gambar 5.14 dibawah ini.



Gambar 5. 14 Gaya-Gaya Yang Dihasilkan Dari Pembebanan *Pier 4*

5.6.1 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal

Kapasitas dukung tiang desain *eksisting* dianalisis sebagai berikut.

Lebar <i>Pile Cap</i> ,	B_g	= 13,5 m
Panjang <i>Pile Cap</i> ,	L_g	= 24,5 m
Diameter tiang,	D	= 1,5 m
Jarak antar tiang,	XY	= 4,5 m
Panjang tiang,	L	= 24 m
<i>Safety Factor</i> ,	SF	= 3
Kedalaman <i>Pile Cap</i> ,	D_f	= 2,5 m
Beban,	P	= 81547,01 kN
Momen arah X,	M_x	= 194007,08 kN
Momen arah Y,	M_y	= 155661,54 kN
Beban horizontal X,	T_x	= 32545,79 kN

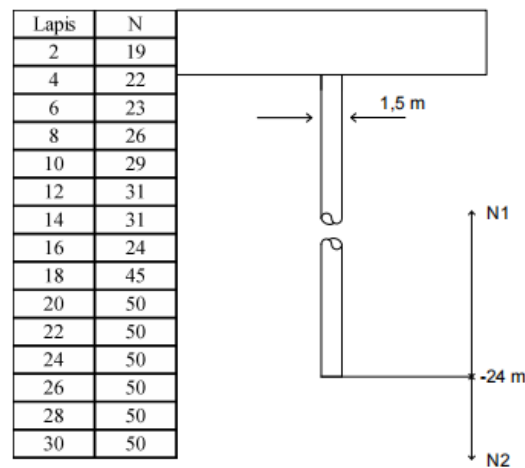
Beban horizontal Y, $T_y = 26171,85 \text{ kN}$

5.6.1.1 Metode Meyerhoff

1. Tiang *Bored Pile* diameter 1,5 m (*eksisting*)

a. Tahanan ujung ultimit tiang (Q_b)

Untuk menghitung N rata-rata dilakukan pada kedalaman $4D$ dibawah ujung tiang dan $8D$ diatas ujung tiang seperti yang disajikan pada Gambar 5.15 berikut ini.



Gambar 5.15 Letak N_1 dan N_2 Metode Meyerhoff Diameter 1,5 m (*eksisting*)

$$N_1 = 4D = \frac{50+50+50+50}{4} = 50$$

$$N_2 = 8D = \frac{31+31+31+28+24+35+45+48+50+50+50+50+50}{13} = 40,23$$

$$N' = \frac{N_1 + N_2}{2}$$

$$= \frac{50 + 40,23}{2}$$

$$= 45,11$$

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

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

$$= 1,766 \text{ m}^2$$

$$Q_b = \frac{1}{3} \times 40 \times N' \times A_b$$

$$= \frac{1}{3} \times 40 \times 45,11 \times 1,766$$

$$= 1062,42\text{ton}$$

$$= 10419,3 \text{ kN}$$

b. Nilai tahanan gesek tiang (Q_s)

$$Q_s = 0,2 \times N' \times K \times t$$

$$K = \pi \times D$$

$$= \pi \times 1,5$$

$$= 4,710 \text{ m}$$

Q_s dapat dihitung per lapisan tanah sesuai dengan data N-SPT dan N' yang dapat dilihat pada Tabel 5.26 berikut ini.

Tabel 5. 26 Nilai Tahanan Gesek Tiang (Q_s)

Kedalaman (m)	N-SPT	N'	Q_s (kg)	Q_s (kN)
2	19	34.5	65.00	649.98
4	22	36.0	67.82	678.24
6	23	36.5	68.77	687.66
8	26	38.0	71.59	715.92
10	29	39.5	74.42	744.18
12	31	40.5	76.30	763.02
14	31	40.5	76.30	763.02
16	24	37.0	69.71	697.08
18	45	47.5	89.49	894.90
20	50	50.0	94.20	942.00
22	50	50.0	94.20	942.00
24	50	50.0	94.20	942.00
Total				9420

c. Daya dukung ultimit tiang (Q_u)

$$Q_u = Q_b + Q_s$$

$$= 10419,3 + 9420$$

$$= 19839,30 \text{ kN}$$

d. Daya dukung ijin tiang (Q_{all})

Digunakan nilai *Safety Factor* adalah 3,

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

$$= \frac{19839,30}{3}$$

$$= 6613,1 \text{ kN}$$

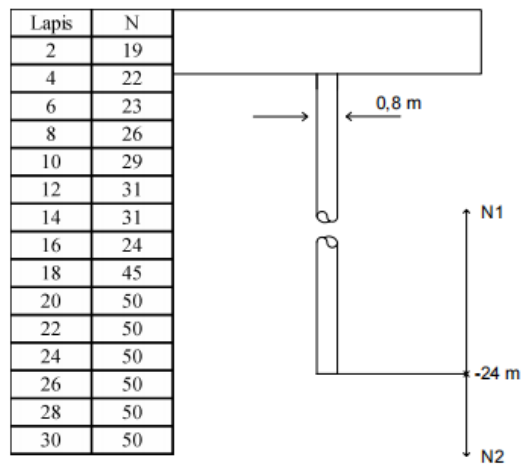
e. Jumlah tiang (n)

$$\begin{aligned} n &= \frac{P}{Q_{all}} \\ &= \frac{81547,01}{6613,1} \\ &= 14 \approx 18 \text{ tiang} \end{aligned}$$

2. Tiang *Bored Pile* diameter 0,8 m

a. Tahanan ujung ultimit tiang (Q_b)

Untuk menghitung N rata-rata dilakukan pada kedalaman $4D$ dibawah ujung tiang dan $8D$ diatas ujung tiang seperti yang disajikan pada Gambar 5.16 berikut ini.



Gambar 5. 16 Letak N_1 dan N_2 Metode *Meyerhoff* Diameter 0,8 m

$$N_1 = 4D = \frac{50+50+50+50}{4} = 50$$

$$N_2 = 8D = \frac{35+45+48+50+50+50+50+50}{8} = 48,6$$

$$N' = \frac{N_1 + N_2}{2}$$

$$= \frac{50 + 48,6}{2}$$

$$= 48,625$$

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

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,8^2$$

$$= 0,5024 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned}
 Q_b &= \frac{1}{3} \times 40 \times N' \times A_b \\
 &= \frac{1}{3} \times 40 \times 48,625 \times 0,5024 \\
 &= 325,555 \text{ ton} \\
 &= 2604,441 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

b. Nilai tahanan gesek tiang (Q_s)

$$\begin{aligned}
 Q_s &= 0,2 \times N' \times K \times t \\
 K &= \pi \times D = \pi \times 0,8 = 2,512 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Q_s dapat dihitung per lapisan tanah sesuai dengan data N-SPT dan N' yang dapat dilihat pada Tabel 5.27 berikut ini.

Tabel 5. 27 Nilai Tahanan Gesek Tiang (Q_s)

Kedalaman (m)	N-SPT	N'	Q_s (kg)	Q_s (kN)
2	19	34.5	34.67	346.66
4	22	36.0	36.17	361.73
6	23	36.5	36.68	366.75
8	26	38.0	38.18	381.82
10	29	39.5	39.69	396.90
12	31	40.5	40.69	406.94
14	31	40.5	40.69	406.94
16	24	37.0	37.18	371.78
18	45	47.5	47.73	477.28
20	50	50.0	50.24	502.40
22	50	50.0	50.24	502.40
24	50	50.0	50.24	502.40
Total				5024

c. Daya dukung ultimit tiang (Q_u)

$$\begin{aligned}
 Q_u &= Q_b + Q_s \\
 &= 2604,44 + 5024 \\
 &= 7628,44 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

d. Daya dukung ijin tiang (Q_{all})

Digunakan nilai *Safety Factor* adalah 3,

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

$$= \frac{7628,44}{3}$$

$$= 2542,81 \text{ kN}$$

e. Jumlah tiang (n)

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

$$= \frac{81547,01}{2542,81}$$

$$= 32,06 \approx 35 \text{ tiang}$$

Berikut merupakan hasil rekapitulasi perhitungan kapasitas dukung tiang tunggal menggunakan metode *Meyerhoff* dengan variasi dimensi yang disajikan pada Tabel 5.28 berikut ini.

Tabel 5. 28 Rekapitulasi Perhitungan Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Dengan Metode *Meyerhoff*

	Dimensi Pondasi <i>Bored Pile</i>				
	0,8 m	1 m	1,2 m	1,5 m	1,5 m (20 m)
Qb	2604,44	3715,66	3463,13	10419,3	10419,3
Qs	5024	6280	7536	9420	7536
Qu	7628,44	9995,67	10999,13	19832,30	17955,30
Qall	2542,81	3331,89	3666,3	6613,1	5985,09
n	35	28	25	18	20

5.6.1.2 Metode *Reese & Wright*

1. Tiang *Bored Pile* diameter 1,5 m (*eksisting*)

a. Tahanan ujung ultimit tiang (Qb)

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

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

$$= 1,766 \text{ m}^2$$

$$C_u = 140 \text{ kN/m}^2$$

$$\alpha = 0,55$$

$$q_p = 9 \times C_u$$

$$= 9 \times 140$$

$$= 1260 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 Q_b &= A \times q_p \\
 &= 1,766 \times 1260 \\
 &= 2225,47 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

b. Tahanan gesek ultimit tiang (Q_s)

1) Kedalaman 0-13 m

$$\begin{aligned}
 p &= \pi \times D \\
 &= \pi \times 1,5 = 4,71 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f &= \alpha \times C_u \\
 &= 0,55 \times 140 \\
 &= 77 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{s_1} &= f \times l \times p \\
 &= 77 \times 13 \times 4,71 \\
 &= 4714,71 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) Kedalaman 13-24 m

$$\begin{aligned}
 f &= \alpha \times C_u \\
 &= 0,55 \times 140 \\
 &= 77 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{s_2} &= f \times l \times p \\
 &= 77 \times 11 \times 4,71 \\
 &= 3989,37 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{tot} &= Q_{s_1} + Q_{s_2} \\
 &= 4714,71 + 3989,37 \\
 &= 8704,08 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

c. Kapasitas dukung ultimit tiang (Q_u)

$$\begin{aligned}
 Q_u &= Q_b + Q_s \\
 &= 2225,47 + 8704,08 \\
 &= 10929,56 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

d. Kapasitas dukung ijin tiang (Q_{all})

Digunakan nilai *Safety Factor* adalah 3,

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

$$= \frac{10929,56}{3}$$

$$= 3643,18 \text{ kN}$$

e. Jumlah tiang (n)

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

$$= \frac{81547,01}{3643,18}$$

$$= 20,6 \approx 21 \text{ tiang}$$

2. Tiang *Bored Pile* diameter 0,8 m

a. Tahanan ujung ultimit tiang (Q_b)

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

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,8^2$$

$$= 0,502 \text{ m}^2$$

$$C_u = 140 \text{ kN/m}^2$$

$$\alpha = 0,55$$

$$q_p = 9 \times C_u$$

$$= 9 \times 140$$

$$= 1260 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_b = A \times q_p$$

$$= 0,502 \times 1260$$

$$= 633,02 \text{ kN}$$

b. Tahanan gesek ultimit tiang (Q_s)

1) Kedalaman 0-13 m

$$p = \pi \times D$$

$$= \pi \times 0,8 = 2,512 \text{ m}$$

$$f = \alpha \times C_u$$

$$= 0,55 \times 140$$

$$= 77 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{s1} = f \times l \times p$$

$$= 77 \times 13 \times 2,512$$

$$= 2514,51 \text{ kN}$$

2) Kedalaman 13-24 m

$$\begin{aligned} f &= \alpha \times C_u \\ &= 0,55 \times 140 \\ &= 77 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{s_2} &= f \times l \times p \\ &= 77 \times 11 \times 2,512 \\ &= 2127,64 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{\text{tot}} &= Q_{s_1} + Q_{s_2} \\ &= 2514,51 + 2127,64 \\ &= 4642,17 \text{ kN} \end{aligned}$$

3) Kapasitas dukung ultimit tiang (Q_u)

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_b + Q_s \\ &= 633,02 + 4642,17 \\ &= 5275,2 \text{ kN} \end{aligned}$$

4) Daya dukung ijin tiang (Q_{all})

Digunakan nilai *Safety Factor* adalah 3,

$$\begin{aligned} Q_{\text{all}} &= \frac{Q_u}{\text{SF}} \\ &= \frac{5275,2}{3} \\ &= 1758,4 \text{ kN} \end{aligned}$$

5) Jumlah tiang (n)

$$\begin{aligned} n &= \frac{P}{Q_{\text{all}}} \\ &= \frac{81547,01}{1758,4} \\ &= 40,524 \approx 42 \text{ tiang} \end{aligned}$$

Berikut ini merupakan hasil rekapitulasi perhitungan kapasitas dukung tiang tunggal menggunakan metode *Reese & Wright* dan variasi dimensi yang disajikan pada Tabel 5.29 dibawah ini.

Tabel 5.29 Rekapitulasi Perhitungan Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Dengan Metode Reese & Wright

	Dimensi Pondasi <i>Bored Pile</i>				
	0,8 m	1 m	1,2 m	1,5 m	1,5 m (20 m)
Qb (kN)	633.024	989.1	1424.304	2225.475	2225.475
Qs (kN)	4642.176	5802.72	6963.264	8704.08	7253.4
Qu (kN)	5275.2	6791.82	8387.568	10929.56	9478.875
Qall (kN)	1758.4	2263.94	2795.856	3643.185	3159.625
n	42	32	28	21	24

5.6.2 Kapasitas Dukung Kelompok Tiang

Kapasitas dukung kelompok tiang dianalisis sebagai berikut ini.

5.6.2.1 Metode *Meyerhoff*

1. Kelompok tiang diameter 1,5 m

a. Efisiensi kelompok tiang (Eg)

Perhitungan efisiensi kelompok tiang ini menggunakan formula yang disarankan oleh *Converse-Lebarre formula* seperti dibawah ini.

$$\text{Diameter tiang, } D = 1,5 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak antar tiang, } s &= 3 \times D \\ &= 3 \times 1,5 \\ &= 4,5 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah tiang, } n &= 5 \\ m &= 2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \theta &= \text{arc tan } (D/s) \\ &= \text{arc tan } (1,5/4,5) \\ &= 18,4^\circ \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_g &= 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 \times m \times n} \\ &= 1 - 18,4 \frac{(5-1)2 + (2-1)5}{90 \times 2 \times 5} \\ &= 0,734 \end{aligned}$$

b. Daya dukung ijin kelompok tiang (Qg)

$$\begin{aligned} Q_g &= E_g \times m \times n \times Q_u \\ &= 0,734 \times 2 \times 5 \times 19839,30 \end{aligned}$$

$$= 145564,384 \text{ kN}$$

5.6.2.2 Metode Reese & Wright

1. Kelompok tiang diameter 1,5 m

a. Efisiensi kelompok tiang (E_g)

Perhitungan efisiensi kelompok tiang ini menggunakan formula yang disarankan oleh *Converse-Lebarre formula* seperti dibawah ini.

$$\text{Diameter tiang, } D = 1,5 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak antar tiang, } s &= 3 \times D \\ &= 3 \times 1,5 \\ &= 4,5 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah tiang, } n &= 6 \\ m &= 2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \theta &= \text{arc tan } (D/s) \\ &= \text{arc tan } (1,5/4,5) \\ &= 18,4^\circ \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_g &= 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 \times m \times n} \\ &= 1 - 18,4 \frac{(6-1)2 + (2-1)6}{90 \times 2 \times 6} \\ &= 0,727 \end{aligned}$$

b. Daya dukung ijin kelompok tiang (Q_g)

$$\begin{aligned} Q_g &= E_g \times m \times n \times Q_u \\ &= 0,727 \times 2 \times 6 \times 15487,62 \\ &= 135093,481 \text{ kN} \end{aligned}$$

Berikut merupakan rekapitulasi hasil analisis daya dukung kelompok tiang yang disajikan pada Tabel 5.30 Dibawah ini.

Tabel 5. 30 Rekapitulasi Hasil Analisis Kapasitas Dukung Kelompok Tiang

	<i>Meyerhoff</i>				
	0.8 m	1 m	1.2 m	1.5 m	1.5 m (20m)
E_g	0.660563	0.670804	0.672268	0.692751	0.682509215
Q_g	176367.3	187743.9	192859	247386.4	245093.1288
	<i>Reese & Wright</i>				
	0.8 m	1 m	1.2 m	1.5 m	1.5 m (20m)

Eg	0.653735	0.667147	0.670804	0.687874	0.684216154
Qg	144840.5	144996.5	157539.7	157881.3	155654.3856

5.6.3 Analisis Distribusi Beban ke Tiap Tiang Bor

Dari analisis kelompok tiang beban yang diterima tiap tiang pada kelompok tiang bor dapat ditentukan dengan rumus berikut.

$$P = \frac{V}{n} \pm \frac{My \times Xi}{\Sigma x^2} \pm \frac{Mx \times Yi}{\Sigma y^2}$$

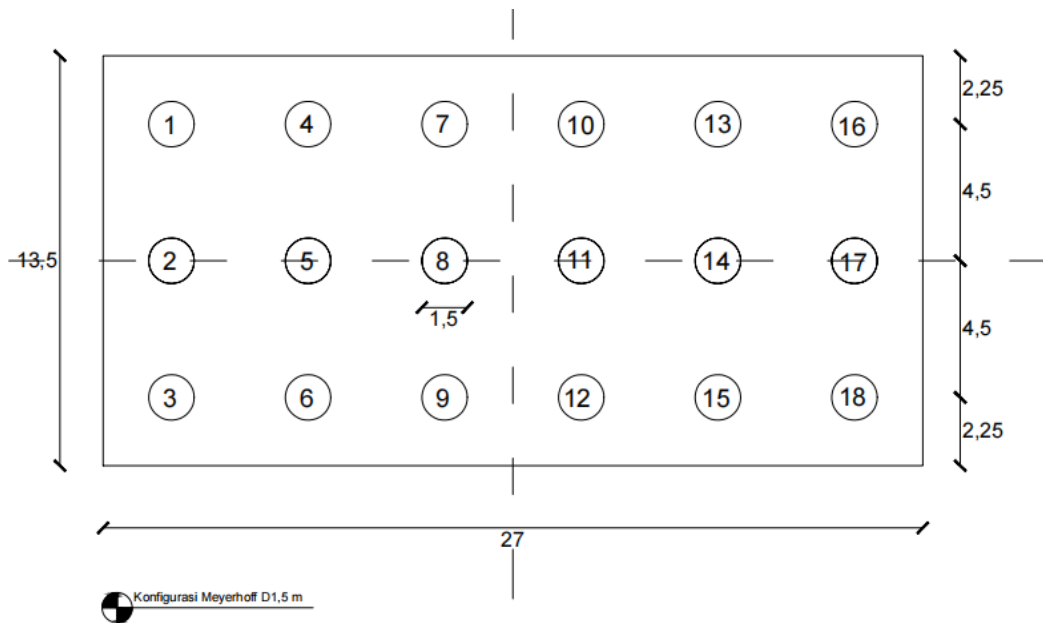
5.6.3.1 Kelompok Tiang Bor Diameter 1,5 m (*eksisting*)

1. Metode *Meyerhoff*

$$\begin{aligned} \text{Beban aksial, } P &= 81547,01 \text{ kN} \\ \text{Berat tiang, } Pt &= Ap \times \gamma \times n \times L \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 1,5^2 \times 14,76 \times 18 \times 24 \\ &= 11262,18 \text{ kN} \\ \text{Berat total, } V &= 81547,01 + 11262,18 \\ &= 92809,18 \text{ kN} \\ \text{Momen arah x, } Mx &= 194007,1 \text{ kN} \\ \text{Momen arah y, } My &= 155661,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

Jarak antar tiang berdasarkan Dirjen Bina Marga Departemen P.U.T.L disyaratkan $2,5 D < S < 3D$. Menggunakan jarak antar tiang sebesar $3D$. maka susunan tiang bor dapat dilihat pada Gambar 5.24.

$$\begin{aligned} S &= 3 \times D \\ &= 3 \times 1,5 \\ &= 4,5 \text{ m} \end{aligned}$$



Gambar 5.17 Susunan Tiang Bor Diameter 1,5 m (*eksisting*) Metode Meyerhoff

$$\begin{aligned} n &= 18 \text{ tiang} \\ n_x &= 3 \\ n_y &= 6 \end{aligned}$$

absis tiang terhadap pusat *Pile Cap*:

$$\begin{aligned} \sum X_i^2 &= 1046,2 \text{ m} \\ \sum Y_i^2 &= 243 \text{ m} \end{aligned}$$

Diambil contoh perhitungan pada tiang nomor 1 sebagai berikut.

$$P = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \times X_i}{\sum X^2} \pm \frac{M_x \times Y_i}{\sum Y^2}$$

$$P = \frac{92809,18}{18} + \frac{155661,5 \times (-11,25)}{1046,2} + \frac{104816,5 \times 4,5}{243}$$

$$P = 5952,5 \text{ kN}$$

Hasil dari beban vertikal dan momen disajikan dalam Tabel 5.31 berikut.

Tabel 5. 31 Beban Vertikal Dan Momen Diameter 1,5 m (*eksisting*) Metode *Meyerhoff*

Tiang	X	Y	P (kN)
1	-11.25	4.5	5952.589
2	-11.25	0	3069.968
3	-11.25	-4.5	187.3469
4	-6.75	4.5	6787.028
5	-6.75	0	3904.407
6	-6.75	-4.5	1021.786
7	-1.5	4.5	7760.54
8	-1.5	0	4877.919
9	-1.5	-4.5	1995.298
10	1.5	4.5	8316.833
11	1.5	0	5434.212
12	1.5	-4.5	2551.591
13	6.75	4.5	9290.345
14	6.75	0	6407.724
15	6.75	-4.5	3525.103
16	11.25	4.5	10124.78
17	11.25	0	7242.163
18	11.25	-4.5	4359.542
Nilai maksimum			10124.78

Sehingga diperoleh nilai maksimum beban vertikal dan momen pada tiang bor dengan metode *Meyerhoff* sebesar 10124,78 kN.

2. Metode *Reese & Wright*

$$\text{Beban aksial, } P = 81547,01 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat tiang, } P_t &= A_p \times \gamma \times n \times L \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 1,5^2 \times 14,76 \times 21 \times 24 \\ &= 13139,2 \text{ kN} \end{aligned}$$

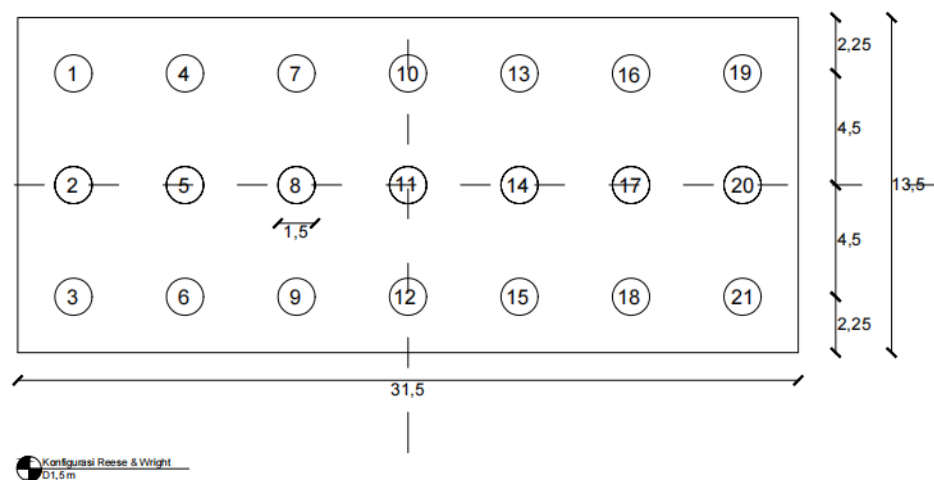
$$\begin{aligned} \text{Berat total, } V &= 81547,01 + 13139,2 \\ &= 94686,2 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Momen arah x, } M_x = 194007,08 \text{ kN}$$

$$\text{Momen arah y, } M_y = 155661,54 \text{ kN}$$

Jarak antar tiang berdasarkan Dirjen Bina Marga Departemen P.U.T.L disyaratkan $2,5 D < S < 3D$. Digunakan jarak antar tiang sebesar $3D$. maka susunan tiang bor dapat dilihat pada Gambar 5.25.

$$\begin{aligned} S &= 3 \times D \\ &= 3 \times 1,5 \\ &= 4,5 \text{ m} \end{aligned}$$



Gambar 5. 18 Susunan Tiang Bor Diameter 1,5 m (*eksisting*) Metode Reese & Wright

$$n = 21 \text{ tiang}$$

$$n_x = 7$$

$$n_y = 3$$

absis tiang terhadap pusat *Pile Cap*:

$$\sum X_i^2 = 1701 \text{ m}$$

$$\sum Y_i^2 = 283,5 \text{ m}$$

Diambil contoh perhitungan pada tiang nomor 1 sebagai berikut.

$$P = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \times X_i}{\sum X^2} \pm \frac{M_x \times Y_i}{\sum Y^2}$$

$$P = \frac{94686,2}{21} \pm \frac{194007,08 \times (-13,5)}{1701} \pm \frac{155661,54 \times 4,5}{283,5}$$

$$P = 5439,95 \text{ kN}$$

Hasil dari beban vertikal dan momen disajikan dalam Tabel 5.29 berikut.

Tabel 5. 32 Beban Vertikal Dan Momen Diameter 1,5 m (*eksisting*) Metode *Reese & Wright*

Tiang	X	Y	P (kN)
1	-13.5	4.5	5439.95
2	-13.5	0	2969.13
3	-13.5	-4.5	498.31
4	-9	4.5	5953.19
5	-9	0	3482.37
6	-9	-4.5	1011.56
7	-4.5	4.5	6466.44
8	-4.5	0	3995.62
9	-4.5	-4.5	1524.80
10	0	4.5	6979.69
11	0	0	4508.87
12	0	-4.5	2038.05
13	4.5	4.5	7492.93
14	4.5	0	5022.11
15	4.5	-4.5	2551.30
16	9	4.5	8006.18
17	9	0	5535.36
18	9	-4.5	3064.54
19	13.5	4.5	8519.42
20	13.5	0	6048.61
21	13.5	-4.5	3577.79
Nilai maksimum			8519.42

Sehingga diperoleh nilai maksimum beban vertikal dan momen pada tiang bor dengan metode *Reese & Wright* sebesar 8519,42 kN.

Berikut ini merupakan rekapitulasi dari hasil analisis distribusi beban ke tiap tiang bor yang disajikan pada Tabel 5.33 dan Tabel 5.34 dibawah ini.

Tabel 5. 33 Rekapitulasi Hasil Analisis Distribusi Beban ke Tiap Tiang Bor Metode Meyerhoff

	Metode Meyerhoff				
	0,8 m	1 m	1,2 m	1,5 m	1,5 m (20m)
P (kN)	81547,01	81547,01	81547,01	81547,01	81547,01
Berat tiang (kN)	6228.95	7786.19	10010.82	11262.17	10427.94
Berat total (kN)	87775.96	89333.2	91557.83	92809.18	91974.95
Mx (kNm)	194007.08	194007.08	194007.08	194007.08	194007.08
My (kNm)	155661.54	155661.54	155661.54	155661.54	155661.54
s (m)	2,4	3	3,6	4,5	4,5
n	35	28	25	18	20
nx	5	4	5	3	4
ny	7	7	5	6	5
Σx^2	806.4	1008	648	1046.25	810
Σy^2	403.2	315	648	243	506.25
Pmax	6093,20	7146,41	7547,52	10124,80	10591,60

Tabel 5. 34 Rekapitulasi Hasil Analisis Distribusi Beban ke Tiap Tiang Bor Metode Reese & Wright

	Metode Reese & Wright				
	0,8 m	1 m	1,2 m	1,5 m	1,5 m (20m)
P (kN)	81547,01	81547,01	81547,01	81547,01	81547,01
Berat tiang (kN)	7474.74	8898.50	11212.12	13139.20	11262.18
Berat total (kN)	89021.75	90445.51	92759.13	94686.21	92809.18
Mx (kNm)	194007.08	194007.08	194007.08	194007.08	194007.08
My (kNm)	155661.54	155661.54	155661.54	155661.54	155661.54
s (m)	2,4	3	3,6	4,5	4,5
n	42	32	28	21	24
nx	6	4	4	3	3
ny	7	8	7	7	8
Σx^2	967.68	1512	1451.52	1701	2551.5
Σy^2	705.6	360	453.6	283.5	324
Pmax	4886.72	6119.46	6609.44	8519.42	7278.73

Tabel 5. 35 Hasil Analisis Distribusi Beban Ke Tiap Tiang Bor Kondisi Eksisting (18 tiang)

diameter	1,5 m
P (kN)	81547.01
Berat tiang (kN)	11262.18
Berat total (kN)	92809.18
Mx (kNm)	194007.1
My (kNm)	155661.5
s (m)	4,5
n	18
nx	6
ny	3
Σx^2	1063.12
Σy^2	243
Pmax	8173.44

5.6.4 Analisis Tahanan Tarik

1. Metode *Reese & Wright* diameter 1,5 m

a. Tiang tunggal

$$c_d = 0,55$$

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 1,5^2 = 1,776 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$W_p = 625,67 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} Q_t &= c_d \times A_s + W_p \\ &= 0,55 \times 1,776 + 625,67 \\ &= 626,64 \text{ kN} \end{aligned}$$

b. Kelompok tiang

$$c_u = 140 \text{ kN/m}^2$$

$$L = 31,5 \text{ m}$$

$$B = 13,5 \text{ m}$$

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

$$\begin{aligned} W_t &= W_{\text{tiang}} + W_{\text{pilecap}} \\ &= 625,67 + 22781,25 \end{aligned}$$

$$= 27203,8 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} Q_t &= 2 \times D \times c_u(L + B) + W \\ &= 2 \times 2,5 \times 140(31,5 + 13,5) + 27203,8 \\ &= 58703,8 \text{ kN} \end{aligned}$$

2. Metode *Mayerhoff* diameter 1,5 m

a. Tiang tunggal

$$c_d = 0,55$$

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 1,5^2 = 1,776 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$W_p = 625,67 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} Q_t &= c_d \times A_s + W_p \\ &= 0,55 \times 1,776 + 625,67 \\ &= 626,64 \text{ kN} \end{aligned}$$

b. Kelompok tiang

$$c_u = 140 \text{ kN/m}^2$$

$$L = 27 \text{ m}$$

$$B = 13,5 \text{ m}$$

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

$$\begin{aligned} W_t &= W_{\text{tiang}} + W_{\text{pilecap}} \\ &= 625,67 + 22781,25 \\ &= 23406,93 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_t &= 2 \times D \times c_u(L + B) + W \\ &= 2 \times 2,5 \times 140(27 + 13,5) + 23406,93 \\ &= 51756,93 \text{ kN} \end{aligned}$$

Berikut merupakan rekapitulasi dari hasil analisis tahanan tarik tiang tunggal dan kelompok yang disajikan pada Tabel 5.36 dan Tabel 5.37 dibawah ini.

Tabel 5. 36 Rekapitulasi Hasil Analisis Tahanan Tarik Tiang Tunggal

<i>Reese & Wright</i>					
	0.8 m	1 m	1,2 m	1,5 m	1,5 m (20 m)
A (m ²)	0.5024	0.785	1.1304	1.76625	1.76625
W _p (kN/m ²)	177.9702	278.0784	400.4329	625.6764	521.397
Q _t (kN)	178.2465	278.5102	401.0546	626.6478	522.3684375
<i>Meyerhoff</i>					
	0.8 m	1 m	1,2 m	1,5 m	1,5 m (20 m)
A (m ²)	0.5024	0.785	1.1304	1.76625	1.76625
W _p (kN/m ²)	177.9702	278.0784	400.4329	625.6764	521.397
Q _t (kN)	178.2465	278.5102	401.0546	626.6478	522.3684375

Tabel 5. 37 Rekapitulasi Hasil Analisis Tahanan Tarik Kelompok Tiang

<i>Reese & Wright</i>					
	0.8 m	1 m	1,2 m	1,5 m	1,5 m (20 m)
L (m)	19.2	24	25.2	31.5	36
B (m)	9.6	12	14.4	13.5	13.5
W (kN)	11697.97	18278.08	23080.43	27203.8	30896.397
Q _t (kN)	31857.97	43478.08	50800.43	58703.8	65546.397
<i>Meyerhoff</i>					
	0.8 m	1 m	1,2 m	1,5 m	1,5 m (20 m)
L (m)	16.8	21	18	27	22.5
B (m)	12	12	18	13.5	18
W (kN)	12777.97	16028.08	20650.43	23406.93	25833.897
Q _t (kN)	32937.97	39128.08	45850.43	51756.93	54183.897

5.6.5 Analisis Kekuatan Tiang Bor

Dengan mutu beton yaitu f'_c 30 MPa, kekuatan tiang dapat dihitung dengan rumus dibawah ini.

$$\sigma = \frac{P}{A} < \sigma_{izin}$$

Maka kekuatan tiang bor dari beberapa diameter alternatif desain dihitung sebagai berikut.

5.6.5.1 Metode Meyerhoff

1. Tiang bor diameter 1,5 m (*eksisting*)

$$P = 10124.78 \text{ kN (beban yang maksimum yang diterima satu tiang)}$$

$$\begin{aligned} A &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 1,5^2 \\ &= 1,766 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{P}{A} \\ &= \frac{10124.78}{1,766} \\ &= 5732,36 \text{ kN/m}^2 \\ &= 57,3236 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$f'_c = 30 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned} K- &= \frac{30}{0,083} \\ &= 361 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{izin} &= 361 \times 0,83 \\ &= 300 \text{ kg/m}^2 < 57,326 \text{ (Aman)} \end{aligned}$$

Dengan cara perhitungan yang sama, maka rekapitulasi perhitungan kekuatan tiang bor metode Meyerhoff disajikan pada Tabel 5.38 berikut ini.

Tabel 5. 38 Perhitungan Kekuatan Tiang Bor Metode Meyerhoff

	Diameter tiang				
	0,8 m	1 m	1,2 m	1,5 m	1,5 m (20m)
P (kN)	6093.20	7146.41	7547.52	10124.78	10591.56
A (m ²)	0.50	0.79	1.13	1.77	1.77
σ (kg/m ²)	121.28	91.04	66.77	57.32	59.97
f'c (MPa)	30	30	30	30	30
K- (kg/m ²)	361	361	361	361	361
σ_{izin} (kg/m ²)	300	300	300	300	300
Keterangan	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman

5.6.5.2 Metode Reese & Wright

1. Tiang bor diameter 1,5 m (*eksisting*)

$$P = 8519.42 \text{ kN (beban yang maksimum yang diterima satu tiang)}$$

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

$$\begin{aligned}
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 1,5^2 \\
 &= 1,766 \text{ m}^2 \\
 \sigma &= \frac{P}{A} \\
 &= \frac{8519.42}{1,766} \\
 &= 4823.453 \text{ kN/m}^2 \\
 &= 48,23453 \text{ kg/m}^2 \\
 f'c &= 30 \text{ Mpa} \\
 K- &= \frac{30}{0,083} \\
 &= 361 \text{ kg/m}^2 \\
 \sigma_{izin} &= 361 \times 0,83 \\
 &= 300 \text{ kg/m}^2 < 48,23453 \text{ (Aman)}
 \end{aligned}$$

Dengan cara perhitungan yang sama, maka rekapitulasi perhitungan kekuatan tiang bor metode *Reese & Wright* disajikan pada Tabel 5.39 berikut ini.

Tabel 5. 39 Perhitungan Kekuatan Tiang Bor Metode *Reese & Wright*

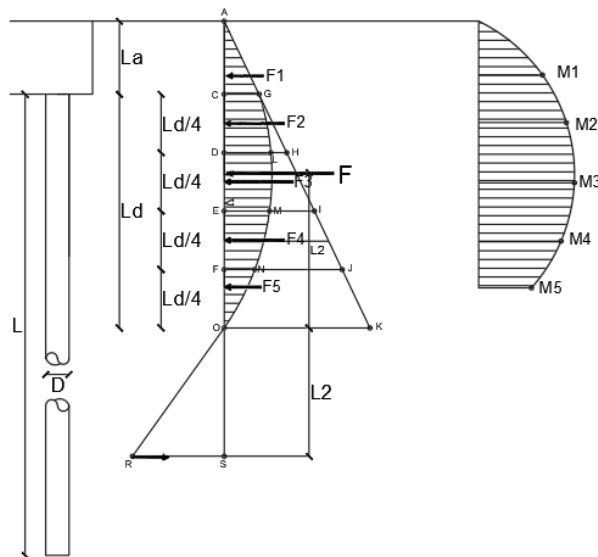
	Diameter tiang				
	0,8 m	1 m	1,2 m	1,5 m	1,5 m (20m)
P (kN)	4886.72	6119.46	6609.44	8519.42	7278.73
A (m ²)	0.50	0.79	1.13	1.77	1.77
σ (kg/m ²)	97.27	77.95	58.47	48.23	41.21
f _c (MPa)	30	30	30	30	30
K- (kg/m ²)	361	361	361	361	361
σ_{izin} (kg/m ²)	300	300	300	300	300
Keterangan	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman

Tabel 5. 40 Hasil Perhitungan Kekuatan Tiang Bor Kondisi *Eksisting* (18 tiang)

diameter	1,5 m
P (kN)	8173.44
A (m ²)	1.77
σ (kg/m ²)	46.28
f _c (MPa)	30
K- (kg/m ²)	361
σ_{izin} (kg/m ²)	300
Keterangan	Aman

5.6.6 Analisis Daya Dukung Lateral Tiang

Analisis daya dukung lateral tiang *Bored Pile* di proyek Pembangunan Jembatan Jalan Lingkar Utara Tasikmalaya (Jembatan Ciloseh) pada *Pier 4* diambil contoh perhitungan menggunakan alternatif diameter *Bored Pile* yaitu 0,8 m.



Gambar 5. 19 Daya Dukung Lateral Tiang Bor

Kedalaman tiang, $La = 2,5 \text{ m}$

Sudut gesek, $\phi = 42^\circ$

Panjang tiang bor, $L = 24 \text{ m}$

Panjang jepitan tiang, $Ld = \frac{1}{3} \times L$
 $= \frac{1}{3} \times 24$
 $= 8 \text{ m}$

Berat volume tanah, $ws = 14,76 \text{ kN/m}^3$

Koefisien tekanan tanah pasif, $Kp = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$
 $= \tan^2 \left(45^\circ + \frac{42}{2} \right)$
 $= 4,019$

Tabel 5. 41 Diagram Tekanan Tanah Pasif Efektif

Bagian	kedalaman	H (m)	$H \cdot w_s \cdot K_p$ (kN/m^2)	Bagian	p (kN/m^2)
OK	La + Ld	10,5	622.82	O	0
FJ	La+3/4Ld	8,5	504.19	FN = 1/4FJ	126.05
EI	La+1/2Ld	6,5	385.56	EM=1/2EI	192.78
DH	La+1/4Ld	4,5	266.92	DL=3/4DH	200.19
CG	La	2,5	148.29	CG	148.29

Tabel 5. 42 Diagram Tekanan Tanah Pasif Efektif

kode	P1 (kN/m^2)	P2 (kN/m^2)	Panjang bagian		F (kN)	Lengan terhadap O (m)	M (kNm)
			notasi	(m)			
F1	0.00	126.05	La	2,5	3151.17	8,75	27572.75
F2	126.05	192.78	Ld/4	2	6376.49	7	44635.42
F3	192.78	200.19	Ld/4	2	7859.39	5	39296.96
F4	200.19	148.29	Ld/4	2	6969.65	3	20908.95
F5	148.29	0.00	Ld/4	2	2965.81	1,6	4745.29
Total					F	M	137159.38

$$\begin{aligned}
 L2 &= \frac{M}{F} \\
 &= \frac{137159,38}{27322,51} \\
 &= 5,020 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Jumlah momen pada titik S adalah $\Sigma Ms = 0$, maka gaya lateral dapat dihitung sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 H &= \frac{F \times (2 \times L2)}{(L2 + Ld + La)} \\
 &= \frac{27322.51 \times (2 \times 5,020)}{(5,020 + 8 + 2,5)} \\
 &= 17675,16 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\text{Jumlah baris tiang, } n_y = 7$$

$$\text{Jumlah tiang per baris, } n_x = 3$$

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya lateral satu tiang bor, } h &= \frac{H}{n_x \times n_y} \\
 &= \frac{17675,16}{3 \times 7} \\
 &= 841,67 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Angka aman,} \quad SF &= 1,5 \\
 \text{Daya dukung ijin lateral tiang bor,} \quad h_{ijin} &= \frac{h}{SF} \\
 &= \frac{841,67}{1,5} \\
 &= 561,11 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

5.6.6.1 Momen Pada Tiang Bor Akibat Gaya Lateral

1. Momen Pada Tiang Bor Akibat Gaya Lateral Diameter 1,5 m Metode *Reese & Wright*

$$\begin{aligned}
 \text{Beban,} \quad P &= 81857,01 \text{ kN} \\
 \text{Kedalaman } Bored \text{ Pile,} \quad Z &= L + L_a \\
 &= 24000 + 2500 \\
 &= 26500 \text{ mm} \\
 \text{Mutu beton,} \quad f'_c &= 30 \text{ MPa} \\
 \text{Modulus elastisitas beton,} \quad E_c &= 4700 \times \sqrt{f'_c} \\
 &= 4700 \times \sqrt{30} \\
 &= 25743 \text{ MPa} \\
 \text{Inersia penampang tiang bor,} \quad I_c &= 2482378906250 \text{ m}^4 \\
 \text{Kl tanah berpasir,} \quad kl &= 550 \text{ MPa} \\
 K &= \frac{kl \times Z}{D} \\
 &= \frac{550 \times 26500}{1500} \\
 &= 9717 \text{ MPa} \\
 \lambda &= 40 \times \sqrt{\frac{D \times K}{4 \times E_c \times I_c}} \\
 &= 40 \times \sqrt{\frac{1500 \times 9717}{4 \times 25743 \times 2482378906250}} \\
 &= 0,001 \\
 \text{Eksentrisitas,} \quad e &= \frac{0,322}{\lambda} \\
 &= \frac{0,322}{0,001} \\
 &= 337,21 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$= 0,33 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen maksimum tiang bor, } M_{\max} &= P_{\max} \times e \\ &= 81547,01 \times 0,33 \\ &= 27498,95 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Berikut merupakan rekapitulasi hasil perhitungan gaya lateral pada tiang bor dan kontrol daya dukung ijin tiang yang disajikan pada Tabel 5.43 dan Tabel 5.44 dibawah ini.

Tabel 5. 43 Gaya Lateral Pada Tiang Bor

No	Aksi/beban	Hx	Hy	hx	hy	hmax
		(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1	Kuat I	225.00	0.00	10.71	0.00	10.71
2	Kuat II	175.00	0.00	8.33	0.00	8.33
3	Kuat III	104.11	1297.22	4.96	61.77	61.77
4	Kuat IV	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	Kuat V	29.75	370.63	1.42	17.65	17.65
6	Ekstrim I	32545.79	26171.85	1549.80	1246.28	1549.80

Tabel 5. 44 Kontrol Daya Dukung Ijin Tiang

No	Aksi/beban	Persen Pijin	hmax (kN)	hijin	keterangan
1	Kuat I	100%	10.714	561.116	Aman
2	Kuat II	110%	8.333	617.228	Aman
3	Kuat III	120%	61.772	673.340	Aman
4	Kuat IV	130%	0.000	729.451	Aman
5	Kuat V	140%	17.649	785.563	Aman
6	Ekstrim I	150%	1549.800	841.674	Tidak Aman

Dengan cara yang sama, maka berikut merupakan rekapitulasi kontrol daya dukung lateral pada setiap diameter alternatif dan metode yang disajikan pada Tabel 5.45, Tabel 5.46, dan Tabel 5.47 dibawah ini.

**Tabel 5. 45 Rekapitulasi Kontrol Daya Dukung Ijin Lateral Tiang Metode
*Reese & Wright***

0,8 m					
No	Aksi/beban	Persen Pijin	hmax (kN)	hijin	keterangan
1	Kuat I	100%	5.357	280.558	Aman
2	Kuat II	110%	4.167	308.614	Aman
3	Kuat III	120%	30.886	336.670	Aman
4	Kuat IV	130%	0.000	364.726	Aman
5	Kuat V	140%	8.825	392.781	Aman
6	Ekstrim I	150%	774.900	420.837	Tidak Aman
1 m					
No	Aksi/beban	Persen Pijin	hmax (kN)	hijin	keterangan
1	Kuat I	100%	7.031	368.233	Aman
2	Kuat II	110%	5.469	405.056	Aman
3	Kuat III	120%	40.538	441.879	Aman
4	Kuat IV	130%	0.000	478.702	Aman
5	Kuat V	140%	11.582	515.526	Aman
6	Ekstrim I	150%	1017.056	552.349	Tidak Aman
1,2 m					
No	Aksi/beban	Persen Pijin	hmax (kN)	hijin	keterangan
1	Kuat I	100%	8.036	420.837	Aman
2	Kuat II	110%	6.250	462.921	Aman
3	Kuat III	120%	46.329	505.005	Aman
4	Kuat IV	130%	0.000	547.088	Aman
5	Kuat V	140%	13.237	589.172	Aman
6	Ekstrim I	150%	1162.350	631.256	Tidak Aman
1,5 m					
No	Aksi/beban	Persen Pijin	hmax (kN)	hijin	keterangan
1	Kuat I	100%	10.714	561.116	Aman
2	Kuat II	110%	8.333	617.228	Aman
3	Kuat III	120%	61.772	673.340	Aman
4	Kuat IV	130%	0.000	729.451	Aman
5	Kuat V	140%	17.649	785.563	Aman
6	Ekstrim I	150%	1549.800	841.674	Tidak Aman
1,5 m (20 m)					
No	Aksi/beban	Persen Pijin	hmax (kN)	hijin	keterangan
1	Kuat I	100%	8.036	422.966	Aman
2	Kuat II	110%	6.250	465.263	Aman
3	Kuat III	120%	46.329	507.560	Aman
4	Kuat IV	130%	0.000	549.856	Aman
5	Kuat V	140%	13.237	592.153	Aman
6	Ekstrim I	150%	1162.350	634.450	Tidak Aman

Tabel 5. 46 Rekapitulasi Kontrol Daya Dukung Ijin Lateral Tiang Metode Meyerhoff

0,8 m					
No	Aksi/beban	Persen Pijin	hmax (kN)	hijin	keterangan
1	Kuat I	100%	6.429	336.670	Aman
2	Kuat II	110%	5.000	370.337	Aman
3	Kuat III	120%	37.063	404.004	Aman
4	Kuat IV	130%	0.000	437.671	Aman
5	Kuat V	140%	10.590	471.338	Aman
6	Ekstrim I	150%	929.880	505.005	Tidak Aman
1 m					
No	Aksi/beban	Persen Pijin	hmax (kN)	hijin	keterangan
1	Kuat I	100%	8.036	420.837	Aman
2	Kuat II	110%	6.250	462.921	Aman
3	Kuat III	120%	46.329	505.005	Aman
4	Kuat IV	130%	0.000	547.088	Aman
5	Kuat V	140%	13.237	589.172	Aman
6	Ekstrim I	150%	1162.350	631.256	Tidak Aman
1,2 m					
No	Kombinasi	Persen Pijin	hmax (kN)	hijin	keterangan
1	Kuat I	100%	9.000	471.338	Aman
2	Kuat II	110%	7.000	518.471	Aman
3	Kuat III	120%	51.889	565.605	Aman
4	Kuat IV	130%	0.000	612.739	Aman
5	Kuat V	140%	14.825	659.873	Aman
6	Ekstrim I	150%	1301.832	707.007	Tidak Aman
1,5 m					
No	Aksi/beban	Persen Pijin	hmax (kN)	hijin	keterangan
1	Kuat I	100%	12.500	654.636	Aman
2	Kuat II	110%	9.722	720.099	Aman
3	Kuat III	120%	72.068	785.563	Aman
4	Kuat IV	130%	0.000	851.026	Aman
5	Kuat V	140%	20.591	916.490	Aman
6	Ekstrim I	150%	1808.100	981.953	Tidak Aman
1,5 m (20 m)					
No	Aksi/beban	Persen Pijin	hmax (kN)	hijin	keterangan
1	Kuat I	100%	11.250	507.560	Aman
2	Kuat II	110%	8.750	558.316	Aman
3	Kuat III	120%	64.861	609.072	Aman
4	Kuat IV	130%	0.000	659.828	Aman
5	Kuat V	140%	18.532	710.584	Aman
6	Ekstrim I	150%	1627.290	761.340	Tidak Aman

Tabel 5. 47 Kontrol Daya Dukung Ijin Lateral Tiang Kondisi Eksisting (18 tiang)

1,5 m					
No	Aksi/beban	Persen Pijin	hmax (kN)	hijin	keterangan
1	Kuat I	100%	12.500	654.636	Aman
2	Kuat II	110%	9.722	720.099	Aman
3	Kuat III	120%	72.068	785.563	Aman
4	Kuat IV	130%	0.000	851.026	Aman
5	Kuat V	140%	20.591	916.490	Aman
6	Ekstrim I	150%	1808.100	981.953	Tidak Aman

5.6.7 Penurunan Pondasi Tiang Bor

5.6.7.1 Penurunan yang Diizinkan

Penurunan maksimum dapat dihitung dan diprediksi. Reese dan Wright (1997) menyarankan nilai penyimpangan yang diijinkan sebesar 10% dari diameter tiang. Syarat dari penurunan yang aman yaitu $S_{total} \leq S_{izin}$, dan penurunan izin kelompok tiang dapat dihitung dengan persamaan berikut ini.

$$S_{izin} = \frac{L}{250}$$

$$S_{izin} = \frac{24}{250}$$

$$S_{izin} = 0,096 \text{ m}$$

5.6.7.2 Penurunan Pondasi Pada Tiang Pondasi diameter 1,5 m

1. Penurunan Tiang Tunggal

a. Perkiraan penurunan tiang apung atau friksi

Beban yang bekerja,	P	= 81547,01 kN
Modulus elastisitas tanah,	Es	= 2000 kg/cm ² = 196133 kN/m ²
Modulus elastisitas tanah didasar tiang,	Eb	= 5 × Es = 5 × 196133 = 980665 kN/m ²
Modulus elastisitas tiang,	Ep	= 4700 × √fc = 4700 × √30

$$= 25742,96 \text{ MPa}$$

$$= 25742960 \text{ Kpa}$$

Untuk $\frac{db}{d} = \frac{1,5}{1,5} = 1$, diameter ujung dan atas sama diameternya

$$\text{Untuk } \frac{L}{d} = \frac{24}{1,5} = 16$$

Maka dari angka diatas dapat diperoleh :

$$I_o = 0,069 \text{ (Gambar 3.7)}$$

$$R_\mu = 0,935 \text{ (Gambar 3.10)}$$

$$R_k = 1,2 \text{ (Gambar 3.8)}$$

$$R_h = 0,62 \text{ (Gambar 3.9)}$$

$$R_b = 0,72 \text{ (Gambar 3.11)}$$

Maka diperoleh penurunan tiang apung atau friksi sebesar,

$$\begin{aligned} I &= I_o \times R_k \times R_\mu \times R_h \\ &= 0,069 \times 1,2 \times 0,935 \times 0,62 \\ &= 0,0805 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{Q \times I}{E_s \times D} \\ &= \frac{59987,96 \times 0,048}{196133 \times 1,5} \\ &= 0,0164 \text{ m} \end{aligned}$$

b. Perkiraan penurunan tiang dukung ujung

$$\begin{aligned} I &= I_o \times R_k \times R_\mu \times R_b \\ &= 0,069 \times 1,2 \times 0,935 \times 0,72 \\ &= 0,0812 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{Q \times I}{E_s \times D} \\ &= \frac{59987,96 \times 0,055}{196133 \times 1,5} \\ &= 0,0165 \text{ m} \end{aligned}$$

c. Penurunan total

$$\begin{aligned} S_{\text{total}} &= S_{\text{friksi}} + S_{\text{ujung tiang}} \\ &= 0,0164 + 0,0165 \\ &= 0,0329 \text{ m} \end{aligned}$$

Dengan menggunakan cara yang sama, perhitungan penurunan tiang tunggal pada variasi dimensi dapat dilihat pada Tabel 5.48 dibawah ini.

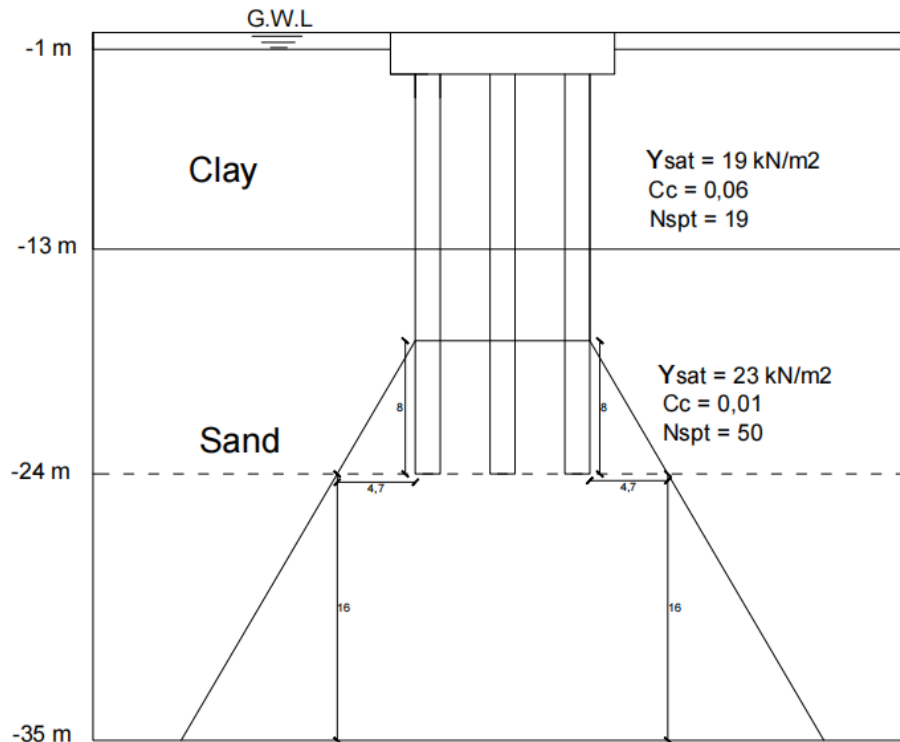
Tabel 5. 48 Rekapitulasi Hasil Penurunan Tiang Tunggal

	<i>Meyerhoff</i>				
diameter	0,8 m	1 m	1,2 m	1,5 m	1,5 m (20m)
Io	0,069	0,079	0,085	0,11	0,12
Rk	1,2	1,52	1,6	1,65	1,28
R_{μ}	0,935	0,935	0,935	0,935	0,935
Rh	0,62	0,9	0,65	0,62	0,6
Rb	0,72	0,72	0,72	0,71	0,71
I friksi	0,0479	0,0611	0,0626	0,105	0,086
S friksi (m)	0,0183	0,0186	0,0159	0,016	0,014
I ujung	0,0557	0,0608	0,0745	0,012	0,101
S ujung (m)	0,0213	0,0186	0,0189	0,016	0,015
Stot (m)	0.05392	0.05066	0.04752	0.04483	0.04128
	<i>Reese & Wright</i>				
diameter	0,8 m	1 m	1,2 m	1,5 m	1,5 m (20m)
Io	0,069	0,079	0,085	0,11	0,12
Rk	1,2	1,52	1,6	1,65	1,28
R_{μ}	0,935	0,935	0,935	0,935	0,935
Rh	0,62	0,9	0,65	0,62	0,6
Rb	0,72	0,72	0,72	0,71	0,71
I friksi	0,0479	0,0611	0,0626	0,105	0,086
S friksi (m)	0,0183	0,0186	0,0159	0,015	0,014
I ujung	0,0557	0,0608	0,0745	0,012	0,101
S ujung (m)	0,0213	0,0186	0,0189	0,015	0,015
Stot (m)	0.05392	0.05087	0.04752	0.04219	0.03400

Tabel 5. 49 Hasil Analisis Penurunan Tiang Tunggal Kondisi Eksisting (18 tiang)

diameter	1,5 m
Io	0,11
Rk	1,65
R_{μ}	0,935
Rh	0,9
Rb	0,71
I friksi	0,1520
S friksi (m)	0,0016
I ujung	0,1202
S ujung (m)	0,0165
Stot (m)	0.0399

2. Penurunan Tiang Kelompok



Gambar 5. 20 Distrbui Beban Pada Kelompok Tiang

Dengan distribusi pembebanan pada kelompok tiang, maka perhitungan penurunan kelompok tiang adalah sebagai berikut.

$$\text{Beban aksial (P)} = 81547,01 \text{ kN}$$

$$\text{Lebar Pile Cap (Bg)} = 13,5 \text{ m}$$

$$\text{Panjang Pile Cap (Lg)} = 31,5 \text{ m}$$

$$\text{Panjang tiang (L)} = 24 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas Penampang (A)} &= (13,5 + 4,7) \times (31,5 + 4,7) \\ &= 658,84 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tegangan Efektif (Po')} &= (19 \times 13) + (23 \times \frac{22}{2}) \\ &= 500 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Distribusi beban } (\Delta P) &= \frac{P}{A} \\ &= \frac{81547,01}{658,84} \\ &= 123,77 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Lanjutan Tabel 5.50 Rekapitulasi Hasil Penurunan Kelompok Tiang

ΔP (kN/m ²)	227,12	190,0	158,25	141,34	238,60	170,14	142,79	123,77
Penurunan segera								
q (kN/m ²)	404,50	323,59	251,68	223,72	442,42	283,14	224,72	191,76
Bg (m)	12	12	18	13,5	9,6	12	14,4	13
Es (kPa)	196132	196132	196132	196132	196132	196132	196132	196132
μ_o	0,88	0,85	0,85	0,89	0,8	0,84	0,85	0,89
μ_i	0,46	0,4	0,45	0,4	0,6	0,48	0,45	0,4
Ss (m)	0,049	0,044	0,048	0,041	0,054	0,049	0,041	0,031
Penurunan konsolidasi								
Sc (m)	0,018	0,016	0,013	0,012	0,019	0,014	0,012	0,011
Penurunan total								
Stot (m)	0,068	0,060	0,062	0,053	0,073	0,064	0,054	0,042

Lanjutan Tabel 5.47 Rekapitulasi Hasil Penurunan Kelompok Tiang

	<i>Meyerhoff</i>	<i>Reese & Wright</i>	1,5 m (18 tiang)
diameter	1,5 m (20 m)	1,5 m (20 m)	1,5 m
Bg (m)	18	13,5	13,5
Lg (m)	22,5	36	27
L (m)	20	20	24
A (m ²)	617.44	740.74	576,94
Po' (kN/m ²)	454	454	454
ΔP (kN/m ²)	132,07	110,08	141.344
Penurunan segera			
q (kN/m ²)	201,35	167,79	223.722
Bg (m)	18	13,5	13,5
Es (kPa)	196132	196132	196132
μ_o	0,82	0,8	0,855
μ_i	0,45	0,4	0,43
Ss (m)	0,033	0,026	0,031
Penurunan Konsolidasi			
Sc (m)	0,012	0,010	0,013
Penurunan Total			
Stot (m)	0,046	0,037	0,044

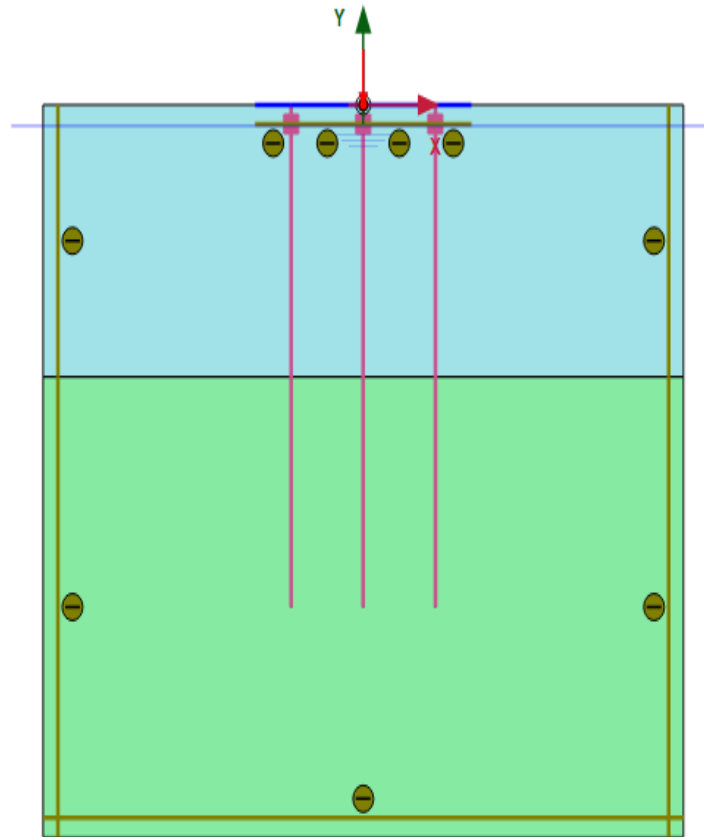
5.6.8 Analisis Pondasi Tiang Menggunakan Program *PLAXIS 2D V.20*

Analisis menggunakan *PLAXIS 2D V.20* ini merupakan pengecekan ulang terhadap analisis yang sudah dilakukan sekaligus merupakan simulasi pembebanan pondasi tiang sesuai dengan keadaan dilapangan. Pada proyek Pembangunan Jembatan Jalan Lingkar Utara Tasikmalaya (Jembatan Ciloseh) ini analisis *PLAXIS 2D V.20* didesain pada pondasi tiang bor dengan diameter 0,8 m, 1 m, 1,2 dan kondisi *eksisting* yaitu 1,5 m dengan panjang pondasi tiang yaitu 24 m dan beban yang digunakan yaitu 59987,96 kN.

Berikut ini merupakan langkah-langkah untuk menganalisis tiang bor dengan program *PLAXIS 2D V.20*.

1. Pemodelan Geometri Struktur

Pemodelan struktur pada pondasi ini merupakan berupa konfigurasi tiang dan jarak antar tiang. Untuk data geometri yang digunakan untuk pemodelan pada program *PLAXIS 2D V.20* sama dengan perhitungan dengan metode manual. Untuk pemodelan struktur pondasi atau pondasi *Bored Pile* digunakan model material *embedded beam* sedangkan model *Pile Cap* digunakan model material pelat, kemudian digambarkan pada node-node yang sudah ditentukan. Dan pada pertemuan antara elemen struktur dengan tanah menggunakan *interface*, *interface* ini berfungsi sebagai mengurangi friksi antara bidang kotak tanah dengan elemen struktur. Untuk pembebanan menggunakan beban terpusat dan diletakkan ditengah bidang *Pile Cap*. Berikut ini merupakan contoh model struktur dengan muka air tanah dibawah lapisan tanah pada dimensi *eksisting* (D 1,5 m) yang disajikan pada Gambar 5.29 dibawah ini.



Gambar 5. 21 Geometri Struktur dan Lapisan Tanah Pada *Pier 4*

Material yang digunakan dalam pemodelan adalah model *Mohr-Coulomb*, dan parameter tanah yang dimasukkan ke dalam pemodelan adalah berat isi tanah jenuh dan tidak jenuh. (γ_{sat} dan γ_{unsat}), permeabilitas (k_x dan k_y), modulus elastisitas, angka *poisson* (ν), kohesi (c), dan sudut geser (ϕ).

2. *Input Data*

a. Material yang digunakan

Data parameter tanah yang digunakan untuk memasukkan data tanah dan material struktur ke dalam *PLAXIS 2D V.20* ditunjukkan pada Tabel 5.51 dan 5.52. Pemasukan data material tanah dan material struktur dapat dilakukan dengan cara *drag* ke profil atau cluster yang dibuat.

Tabel 5. 51 Data Input Properties Tanah

Lapisan 1 (<i>clay</i>)		
No	Properties Tanah	Nilai
1	γ_{sat} (berat jenis tanah <i>saturated</i>)	19 kN/m ³
2	γ_{unsat} (berat jenis tanah <i>unsaturated</i>)	18 kN/m ³
3	E (modulus elastisitas)	20000 kN/m ²
4	ν (<i>poisson ratio</i>)	0,3
5	c (kohesi tanah)	200 kN/m ²
6	ϕ (sudut geser)	42°
7	Ψ (sudut dilatansi)	0
Lapisan 2 (<i>sand</i>)		
No	Properties Tanah	Nilai
1	γ_{sat} (berat jenis tanah <i>saturated</i>)	23 kN/m ³
2	γ_{unsat} (berat jenis tanah <i>unsaturated</i>)	22 kN/m ³
3	E (modulus elastisitas)	50000 kN/m ²
4	ν (<i>poisson ratio</i>)	0,3
5	c (kohesi tanah)	300 kN/m ²
6	ϕ (sudut geser)	42°
7	Ψ (sudut dilatansi)	0

Tabel 5. 52 Data Input Material Struktur

No	Data input material struktur	Nilai
1	γ_{unsat} (berat jenis beton bertulang)	24 kN/m ³
2	E (modulus elastisitas)	23500000 kN/m ²
3	ν (<i>poisson ratio</i>)	0,3

b. Menyusun jaring elemen

Setelah model geometri dibuat sepenuhnya, geometri harus dipecah menjadi elemen-elemen untuk perhitungan elemen hingga. Persiapan elemen dapat dilakukan dengan mengklik tombol Generate Mesh pada grid bar, dan *PLAXIS* akan secara otomatis menghasilkan elemen dan antarmuka.

3. Kalkulasi

Kalkulasi yang dilakukan ada 5 tahap, yaitu tahap *Initial Phase*, pemasangan *Pile Cap*, pemasangan pondasi *Bored Pile*, pembebanan, dan angka aman (SF). Berikut akan didefinisikan parameter tahapan-tahapan perhitungan.

a. *Initial Phase*

Tahap pertama adalah *Initial Phase*, pada *tab general*, *loading type* yang digunakan pada *phase* ini adalah *staged construction* dengan *calculation type* yaitu *K0 procedure*. Lalu, dalam *tab* parameter dilakukan pengaktifan *interface* pada sekeliling tanah dengan cara mengklik objek yang akan diaktifasi lalu klik kanan dan "activate". Lalu objek akan berubah warna.

b. Pemasangan pondasi *Bored Pile*

Tahapan kedua yaitu pemasangan pondasi *Bored Pile*, pada *tab general*, *loading type* yang digunakan pada *phase* ini adalah *staged construction* dengan *calculation type* yaitu *plastic*. Dan lakukan aktifasi pada struktur pondasi *Bored Pile* dengan cara yang sama pada tahapan sebelumnya.

c. Pemasangan *Pile Cap*

Tahapan ketiga yaitu pemasangan *Pile Cap*, pada *tab general*, *loading type* yang digunakan pada *phase* ini adalah *staged construction* dengan *calculation type* yaitu *plastic*. Dan lakukan aktifasi pada struktur *Pile Cap* dengan cara yang sama pada tahapan sebelumnya.

d. Pembebanan

Tahapan keempat yaitu pembebanan, pada *tab general*, *loading type* yang digunakan pada *phase* ini adalah *staged construction* dengan *calculation type* yaitu *plastic*. Dan lakukan aktifasi pada beban yang telah dibuat dengan cara yang sama pada tahapan sebelumnya.

e. Angka aman (*Safety Factor*)

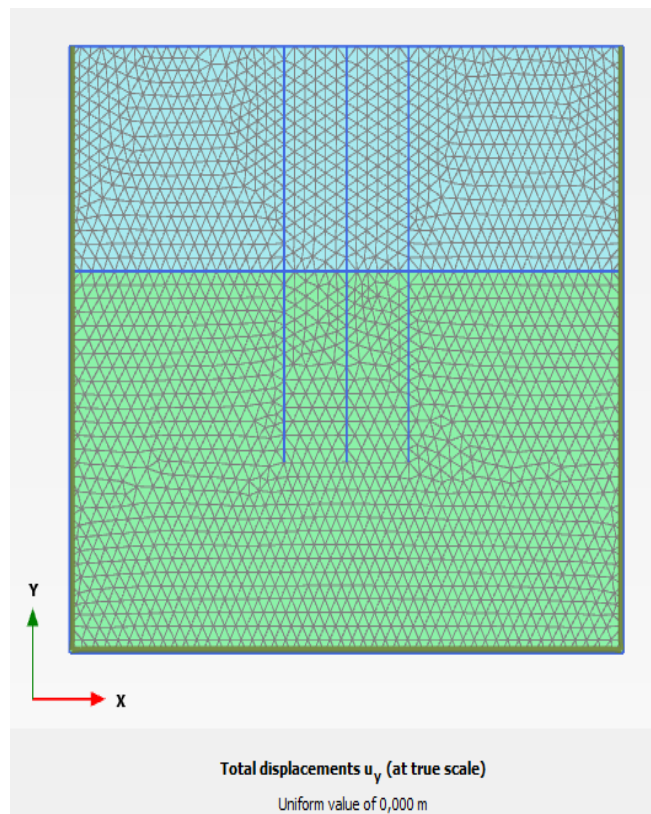
Tahapan kelima adalah angka aman (*Safety Factor*), tahapan ini dimulai dari pemasangan pondasi, pemasangan *Pile Cap*, dan pembebanan. Pada

tab general, *loading type* yang digunakan pada *phase* ini adalah *incremental multipliers* dengan *calculation type* yaitu *safety*.

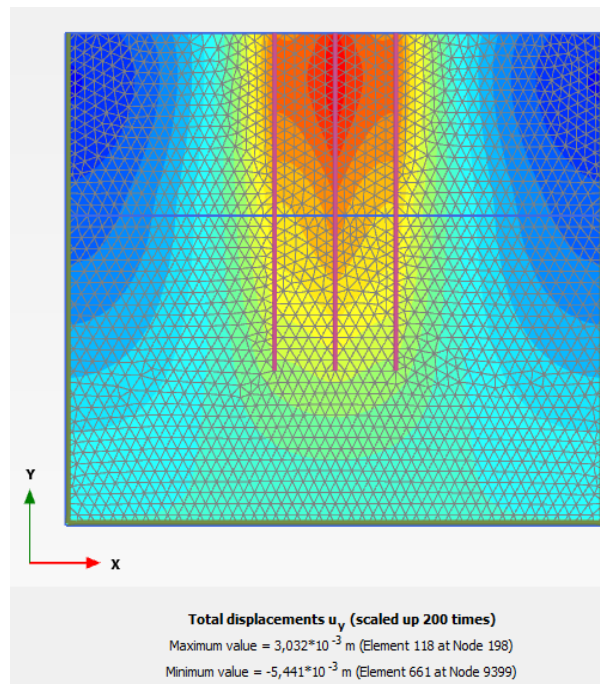
Sebelum melakukan kalkulasi, terlebih dahulu melakukan pemilihan titik kurva yang akan ditinjau bertujuan untuk mengetahui penurunan serta beban yang terjadi.

4. *Output Data*

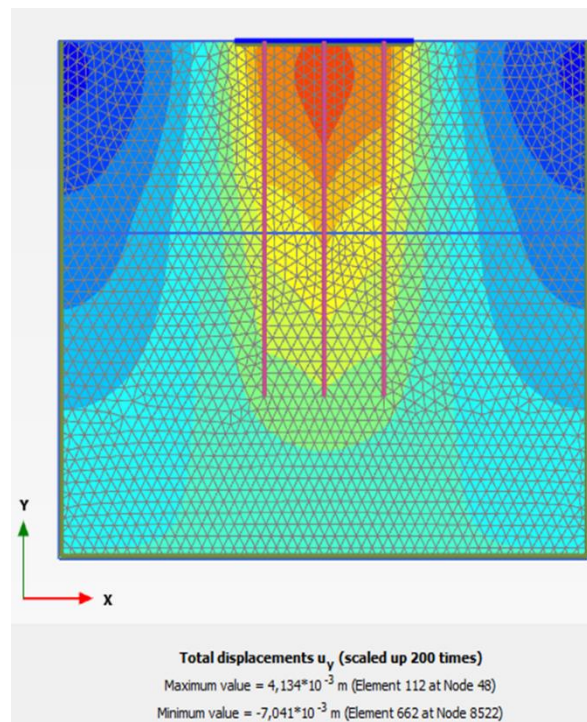
Setelah perhitungan telah selesai, hasil akan keluar pada program *PLAXIS 2D V.20 OUTPUT*. Pada program tersebut akan menampilkan hasil perhitungan jaring elemen yang telah terdeformasi pada kondisi *Initial Phase*, pemasangan *Bored Pile*, pemasangan *Pile Cap*, pembebanan, dan angka aman (*Safety Factor*). Berikut merupakan gambar-gambar hasil yang telah dilakukan pada setiap *phase* pada tiang pondasi *eksisting*.



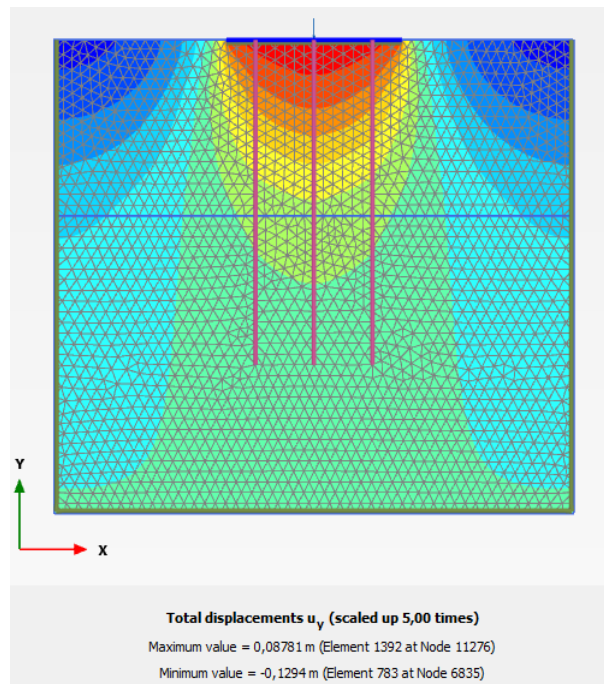
Gambar 5. 22 Deformasi Pada *Initial Phase*



Gambar 5. 23 Deformasi Pada Tahap Pemasangan Pondasi *Bored Pile*



Gambar 5. 24 Deformasi Pada Tahap Pemasangan *Pile Cap*



Gambar 5. 25 Deformasi Pada Tahapan Pembebanan

Reached values	
Reached total time	0,000 day
CSP - Relative stiffness	0,04588
ForceX - Reached total force	0,000 kN
ForceY - Reached total force	0,000 kN
Pmax - Reached max pp	442,0 kN/m ²
ΣM_{stage} - Reached phase p	0,000
ΣM_{weight} - Reached weight	1,000
ΣM_{sf} - Reached safety fact	4,029

Gambar 5. 26 Hasil Perhitungan Angka Aman (*Safety Factor*)

Dari hasil angka aman yang didapatkan maka dapat diperhitungan nilai daya dukung kelompok. Berikut merupakan perhitungan daya dukung pada tiang pondasi *Bored Pile eksisting*.

$$Q_{all} = P_{all} = \frac{Q_u}{\Sigma - M_{sf}}$$

$$Q_u = P_{all} \times \Sigma - M_{sf}$$

$$Q_u = 81547,01 \times 4,029$$

$$Q_u = 328552,9 \text{ kN}$$

dengan :

$Q_{all} = P_{all}$ = daya dukung ijin tiang = 81547,01 kN,

Q_u = daya dukung ultimit (kN),

Σ -Msf = hasil bagi dari parameter sebenarnya terhadap parameter kekuatan yang sudah direduksi.

Berikut merupakan rekapitulasi hasil analisis daya dukung pondasi tiang *Bored Pile* pada variasi dimensi dengan menggunakan program *PLAXIS 2D V.20* yang disajikan pada Tabel 5.53 dibawah ini.

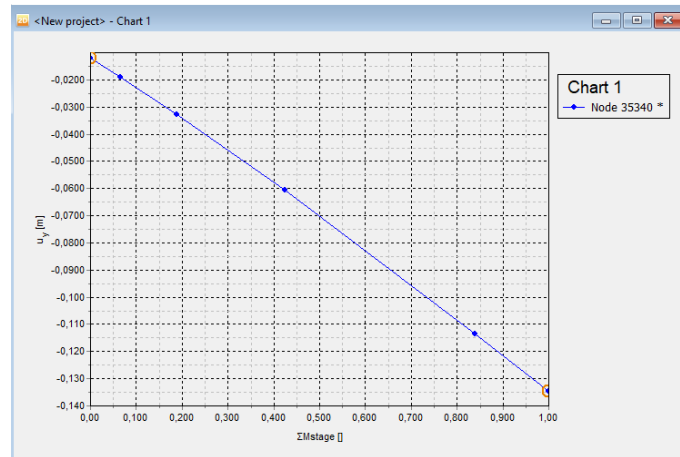
Tabel 5. 53 Rekapitulasi Kapasitas Dukung dengan *PLAXIS 2D V.20*

Metode <i>Meyerhoff</i>		
Dimensi <i>Bored Pile</i>	Angka aman	Kapasitas dukung <i>PLAXIS 2D V.20</i> (kN)
0,8 m	3,859	314689.9
1 m	3.911	318930.3
1,2 m	3.953	322355.3
1,5 m	4.029	328552.9
1,5 (20 m)	3.932	320642.8
Metode <i>Reese & Wright</i>		
Dimensi <i>Bored Pile</i>	Angka aman	Kapasitas dukung <i>PLAXIS 2D V.20</i>
0,8 m	4.010	327003.5
1 m	4.101	334424.3
1,2 m	4.209	342497.4
1,5 m	4.305	351059.9
1,5 (20 m)	4.215	343720.6

Tabel 5. 54 Hasil Analisis Kapsitas Dukung Pada Kondisi *Eksisting* (18 tiang) dengan *PLAXIS 2D V.20*

Dimensi <i>Bored Pile</i>	Angka aman	Kapasitas dukung <i>PLAXIS 2D V.20</i>
1,5 m	3.906	318522.6

Berikutnya merupakan luaran penurunan yang terjadi, luaran yang didapat berupa kurva hubungan antara pembebanan dengan penurunan yang terjadi seperti yang ditunjukkan pada Gambar 5.37 dibawah ini.



Gambar 5. 27 Kurva Penurunan dan Pembebanan

Berdasarkan diagram beban dan amblesan yang diperoleh pada program *PLAXIS 2D V.20*, total hasil indikasi amblesan adalah 0,0968 m. Berikut rangkuman nilai penurunan setiap variasi dimensi lubang pondasi ditunjukkan pada Tabel 5.55 di bawah ini.

**Tabel 5. 55 Rekapitulasi Besar Penurunan Hasil Kalkulasi Program
*PLAXIS 2D V.20***

Metode <i>Meyerhoff</i>	
Dimensi <i>Bored Pile</i>	Penurunan <i>PLAXIS 2D V.20</i> (m)
0,8 m	0,0928
1 m	0,0912
1,2 m	0,0896
1,5 m	0,0896
1,5 m (20 m)	0,0888
Metode <i>Reese & Wright</i>	
Dimensi <i>Bored Pile</i>	Penurunan <i>PLAXIS 2D V.20</i>
0,8 m	0,0905
1 m	0,0891
1,2 m	0,0881
1,5 m	0,0859
1,5 m (20 m)	0,0877

**Tabel 5. 56 Hasil Analisis Penurunan Pada Kondisi Eksisting (18 tiang)
dengan PLAXIS 2D V.20**

Dimensi <i>Bored Pile</i>	Penurunan <i>PLAXIS 2D V.20</i> (m)
1,5 m	0,0915

Hasil dari analisis yang digabungkan dengan program *PLAXIS 2D V.20* menunjukkan bahwa penurunan tanah cenderung lebih kecil seiring dengan peningkatan diameter dan jarak antar tiang. Fenomena ini disebabkan oleh adanya eksentrisitas pada beban yang bekerja pada pondasi, yang bukan hanya tekanan vertikal. Selain itu, dimensi beban eksentrik pada pondasi tiang bor juga memiliki dampak pada distribusi tegangan dalam tanah akibat tekanan vertikal dan momen. Secara mendasar, tekanan vertikal dipengaruhi oleh fakta bahwa tekanan berbanding terbalik dengan luas area tekanan. Semakin besar luas permukaan pondasi, tekanan yang dihasilkan akan semakin rendah, dan ini juga akan menghasilkan penurunan tanah yang lebih kecil.

5.7 Pembahasan

Desain bangunan biasanya tidak dapat dipisahkan dari desain pondasi. Pondasi adalah struktur dasar konstruksi rumah, yang bertugas meletakkan bangunan dan memindahkan beban bangunan atas yang terdistribusi ke lapisan tanah bawah, yang cukup kuat untuk menahan kerusakan tanah dan tenggelamnya bangunan melebihi batas daya dukungnya. Pondasi dirancang untuk menahan batas keamanan tertentu, termasuk beban maksimum yang mungkin terjadi.

Selama proses konstruksi Jembatan Lingkar Utara Tasikmalaya (Jembatan Ciloseh), dilakukan survei tanah untuk mengumpulkan informasi mengenai stratigrafi dan karakteristik fisik tanah. Hasil dari survei ini nantinya akan digunakan dalam perencanaan serta pemeliharaan pondasi, dengan tujuan untuk memperoleh perkiraan daya dukung yang lebih akurat. Pengujian tanah dilakukan dengan menggunakan metode *Standard Penetration Test* (SPT) dengan menggunakan mesin bor pada interval kedalaman setiap 2 meter.

Proyek pondasi tidak dapat dipisahkan dalam proyek konstruksi. Setiap pondasi harus menahan beban sampai batas keselamatan yang direncanakan. Analisa daya dukung memperhitungkan data investigasi tanah, beban dukung, dimensi tiang, jarak antar tiang, mutu beton dan kedalaman tiang. Untuk menganalisis daya dukung pondasi tiang bor biasanya digunakan metode statik, *settlement* yang biasanya berupa pergerakan mekanisme pembebanan, tetapi menggunakan rumus perkiraan.

5.7.1 Perbandingan Kapasitas Dukung Pondasi Tiang

Perhitungan kapasitas dukung pondasi tiang bor akan dibandingkan antara alternatif diameter yaitu 0,8 m, 1 m, 1,2 m, dan 1,5 m (kedalaman tiang 20 m) yang telah dianalisis dengan 2 metode perhitungan sehingga dapat diambil kesimpulan dari hasil analisa daya dukung pondasi tiang bor. Analisis daya dukung pondasi lubang bor menggunakan hasil pengujian SPT beserta informasi yang diperoleh dari proyek. Daya dukung diperoleh dari penjumlahan tahanan ujung tiang dan tahanan gesek kepala tiang. Di bawah ini merupakan rekapitulasi hasil perhitungan daya dukung pondasi tiang bor dengan variasi diameter yang disajikan pada Tabel 5.57 dibawah ini.

Tabel 5. 57 Rekapitulasi Analisis Kapasitas Dukung *Ultimate* Tiang Pondasi

	Metode <i>Meyerhoff</i>				
	0,8 m	1 m	1,2 m	1,5 m	1,5 m (20 m)
P (kN)	81547.01	81547.01	81547.01	81547.01	81547.01
Qb (kN)	2604.44	3715.66	3463.13	10419.29	10419.29
Qs (kN)	5024.00	6280.00	7536.00	9420.00	7536.00
Qu (kN)	7628.44	9995.67	10999.13	19839.30	17955.30
SF	3	3	3	3	3
n (tiang)	35	28	25	18	20
	Metode <i>Reese & Wright</i>				
	0,8 m	1 m	1,2 m	1,5 m	1,5 m (20 m)
P (kN)	81547.01	81547.01	81547.01	81547.01	81547.01
Qb (kN)	633.02	989.10	1424.30	2225.47	2225.47
Qs (kN)	4642.17	5802.72	6963.26	8704.08	7253.40
Qu (kN)	5275.20	6791.82	8387.56	10929.56	9478.87
SF	3	3	3	3	3
n (tiang)	42	32	28	21	24

Berdasarkan Tabel 5.57 di atas diperoleh hasil analisis kapasitas dukung pondasi *ultimate* (Q_u) tiang bor metode *Meyerhoff* dengan dimensi 0,8 m, 1m, dan 1,2 m, diperoleh masing-masing sebesar 7628.44 kN, 9995.67 kN, dan 10999.13 kN. Sedangkan untuk metode *Reese & Wright* diameter 0,8 m, 1m, dan 1,2 m, diperoleh masing-masing nilai sebesar 5275.20 kN, 6791.82 kN, dan 8387.56 kN. Dan pada kondisi *eksisting* dengan menggunakan metode *Meyerhoff* dan *Reese & Wright* masing-masing diperoleh daya dukung *ultimate* sebesar 19839.30 kN dan 10929.56 kN. Sedangkan untuk kondisi *eksisting* dengan kedalaman 20 m didapatkan kapasitas ultimit dengan menggunakan metode *Meyerhoff* dan *Reese & Wright* didapatkan masing-masing 17955,30 kN dan 9478.87 kN.

5.7.2 Perbandingan Analisis Kapasitas Dukung Kelompok Tiang

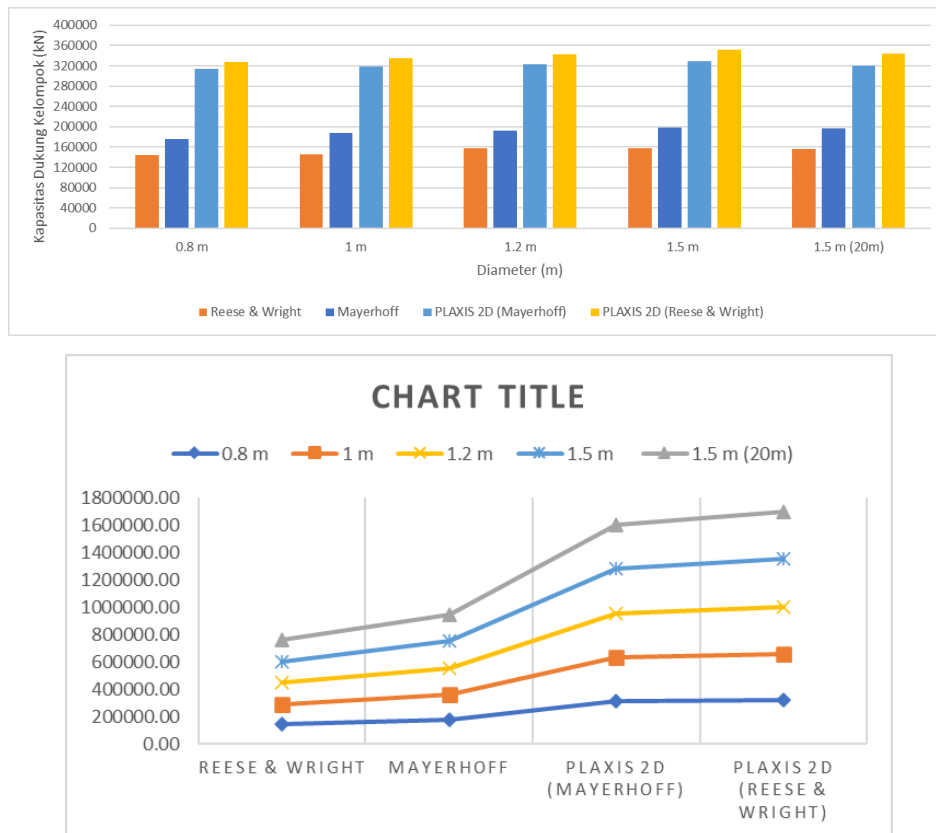
Analisis kapasitas dukung pondasi tiang kelompok dilakukan dengan menggunakan metode *Meyerhoff* dan metode *Reese & Wright*. Dari hasil analisis yang telah dilakukan peneliti akan membandingkan kembali hasil dengan menggunakan metode elemen hingga menggunakan program *PLAXIS 2D V.20*. Berdasarkan hasil yang diperoleh, hasil dari metode *Meyerhoff* dan metode *Reese & Wright* menghasilkan kapasitas dukung pondasi tiang yang hampir sama. Hasil analisis menggunakan program *PLAXIS 2D V.20* lebih besar dari hasil kedua metode yang lainnya. Hasil analisis kapasitas daya dukung kelompok tiang disajikan pada Tabel 5.58 dan Tabel 5.59 dibawah ini.

Tabel 5. 58 Rekapitulasi Hasil Analisis Kapasitas Daya Dukung Kelompok Tiang Secara Manual

Diameter	Metode Meyerhoff						Metode Reese & Wright					
	0,8 m	1 m	1,2 m	1,5 m	1,5 m (20 m)	1,5 m (n=18)	0,8 m	1 m	1,2 m	1,5 m	1,5 m (20 m)	1,5 m (n=18)
P (kN)	81547.01	81547.01	81547.01	81547.01	81547.01	81547.01	81547.01	81547.01	81547.01	81547.01	81547.01	81547.01
Qu (kN)	7628.44	9995.67	10999.13	19839.30	17955.30	-	5275.20	6791.82	8387.56	10929.56	9478.87	-
SF	3	3	3	3	3	-	3	3	3	3	3	-
Qa (kN)	1758.40	2263.94	2795.86	3643.19	3159.63	-	2542.81	3331.89	3666.38	6613.10	5985.10	-
n	35	28	25	18	20	18	42	32	28	21	24	18
Eg	0.66	0.67	0.67	0.69	0.68	0,693	0.654	0.667	0.671	0.688	0.684	0,693
Qg (kN)	176367.28	187743.86	192859.04	197909.15	196074.50	247386.43	144840.50	144996.50	157539.71	157881.26	155654.39	193123.10
Cek	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman

Tabel 5. 59 Rekapitulasi Hasil Analisis Kapasitas Daya Dukung Kelompok Tiang Dengan Program PLAXIS 2D V.20

Diameter	Metode Meyerhoff						Metode Reese & Wright					
	0,8 m	1 m	1,2 m	1,5 m	1,5 m (20 m)	1,5 m (n=18)	0,8 m	1 m	1,2 m	1,5 m	1,5 m (20 m)	1,5 m (n=18)
P (kN)	81547.01	81547.01	81547.01	81547.01	81547.01	81547.01	81547.01	81547.01	81547.01	81547.01	81547.01	81547.01
SF	3.859	3.911	3.953	4.029	3.932	3.906	4.010	4.101	4.200	4.305	4.215	3.906
Qg (kN)	314689.9	318930.3	322355.3	328552.9	320642.8	318522.6	327003.5	334424.3	342497.4	351059.9	343720.6	318522.6
Cek	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman



Gambar 5. 28 Perbandingan Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Kelompok

Pondasi dikatakan aman jika kapasitas dukung kelompok (Q_g) lebih besar dari beban yang diterima oleh pondasi. Berdasarkan Tabel 5.58 kapasitas dukung kelompok tiang bor metode *Meyerhoff* diameter 0,8 m, 1 m, dan 1,2 m, diperoleh masing-masing sebesar 176367.28 kN, 187743.86 kN, dan 192859.04 kN lebih besar dari $P = 81547.01$ kN. Untuk metode *Reese & Wright* dengan diameter 0,8 m, 1 m, dan 1,2 m, diperoleh masing-masing sebesar 144840.50 kN, 144996.50 kN, dan 157539.71 kN lebih besar dari $P = 81547.01$ kN. Untuk kondisi *eksisting* menggunakan metode *Meyerhoff* dan *Reese & Wright* dengan diameter 1,5 m diperoleh masing-masing 197909.15 kN dan 157881.26 kN lebih besar dari $P = 81547.01$ kN. Sedangkan pada kondisi *eksisting* menggunakan kedalaman 20 m dengan metode *Meyerhoff* dan *Reese & Wright* didapatkan masing-masing sebesar 196074.50 dan 155654.39 kN lebih besar dari nilai P . Sehingga untuk semua variasi dimensi alternatif aman untuk digunakan pada Proyek Pembangunan Jembatan

Jalan Lingkar Utara Tasikmalaya (Jembatan Ciloseh). Sedangkan analisis kapasitas dukung menggunakan program *PLAXIS 2D V.20* menghasilkan kapasitas dukung lebih besar dari semua alternatif dan metode yang digunakan, dengan demikian hasil dari program tersebut aman.

5.7.3 Hasil Analisis Kekuatan Tiang Bor

Dengan berbagai alternatif dimensi tiang *Bored Pile* yaitu 0,8 m, 1 m, dan 1,2 m, kapasitas dukung pondasi ditentukan oleh kemampuan material tiang untuk menahan beban struktural. Berdasarkan hasil analisis diperoleh tegangan yang terjadi pada tiang yang disajikan pada Tabel 5.60 dibawah ini.

Tabel 5. 60 Rekapitulasi Hasil Analisis Kekuatan Tiang Bored Pile

Diameter	<i>Meyerhoff</i>						<i>Reese & Wright</i>					
	0,8 m	1 m	1,2 m	1,5 m	1,5 m (20 m)	1,5 m (n=18)	0,8 m	1 m	1,2 m	1,5 m	1,5 m (20 m)	1,5 m (n=18)
P (kN)	81547.01	81547.01	81547.01	81547.01	81547.01	81547.01	81547.01	81547.01	81547.01	81547.01	81547.01	81547.01
Qg (kN)	176367.28	187743.86	192859.04	197909.15	196074.50	247386.43	144840.50	144996.50	157539.71	157881.26	155654.39	193123.10
V (kN)	87775.96	89333.2	91557.83	92809.18	91974.95	92809.18	89021.75	90445.51	92759.13	94686.21	92809.18	92809.18
Pmaks (kN)	6093,20	7146,41	7547,52	10124,80	10591,60	8173.44	4886.72	6119.46	6609.44	8519.42	7278.73	8173.44
A (m ²)	0,50	0,79	1,13	1,766	1,766	1,766	0,50	0,79	1,13	1,766	1,766	1,766
σ (kg/ m ²)	121.28	91.04	66.77	57.32	59.97	46.28	97.27	77.95	58.47	48.23	41.21	46.28
σ_{ijin} (kg/ m ²)	300,00	300,00	300,00	300,00	300,00	300,00	300,00	300,00	300,00	300,00	300,00	300,00
Syarat												
$\sigma < \sigma_{ijin}$	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman
Qg > P	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman
Qg > V	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman

Berdasarkan Tabel 5.60 didapatkan hasil analisis kekuatan tiang bor dari semua alternatif diameter tiang dan metode aman. Hal tersebut didasarkan dari syarat tegangan tiang yaitu tegangan ijin tiang lebih besar dari tegangan yang dihasilkan.

5.6.5 Perbandingan Penurunan Pondasi Tiang *Bored Pile*

Besarnya penurunan pondasi tiang pancang tergantung pada nilai beban kerja, dimensi tutup tiang dan tekanan bersih pondasi. Selain itu, diameter tiang, jumlah tiang, konfigurasi tiang, jenis dan bahan tiang juga dapat mempengaruhi penurunan. Konsolidasi atau pengendapan jangka panjang adalah perataan yang terjadi secara bertahap seiring dengan hilangnya tekanan air pori. Oleh karena itu, pemadatan hanya terjadi pada tanah liat. Pada saat yang sama, hanya penurunan muka tanah seketika yang terjadi pada tanah jenis pasir.

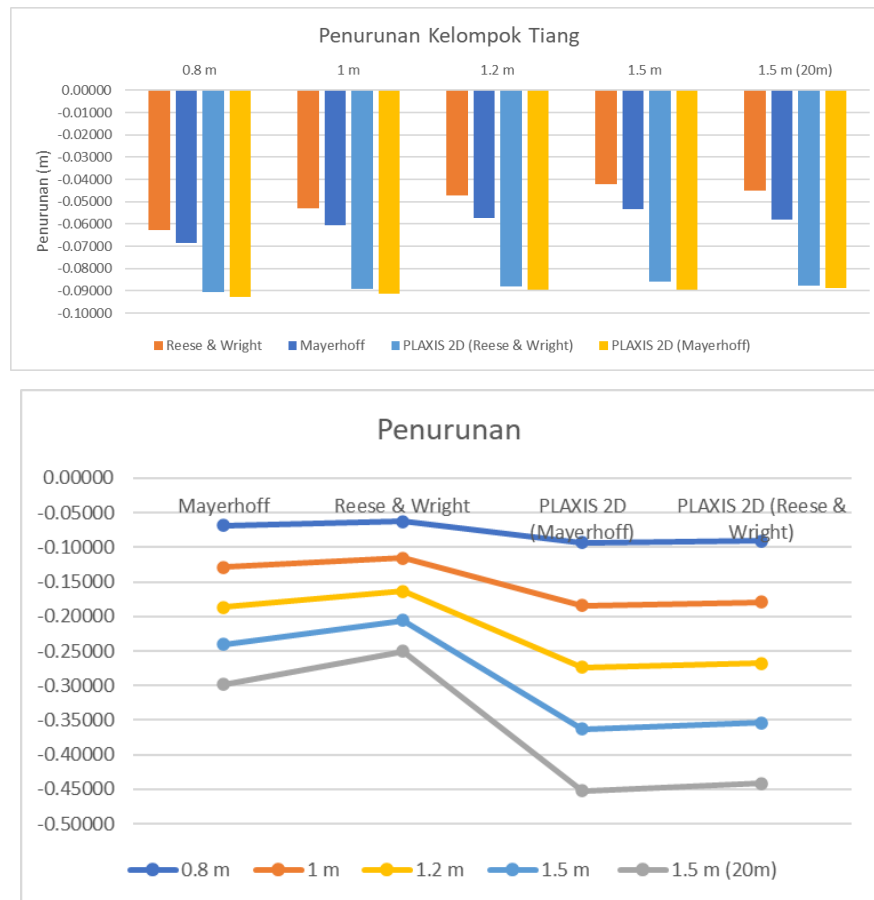
Berikut rekapitulasi hasil analisis posisi pondasi tiang *Bored Pile* kelompok dan tiang bor tunggal disajikan pada Tabel 5.61 dan Tabel 5.62 di bawah ini.

Tabel 5. 61 Rekapitulasi Hasil Analisis Penurunan Pondasi Tiang Bor

Diameter	<i>Meyerhoff</i>						<i>Reese & Wright</i>					
	0,8 m	1 m	1,2 m	1,5 m	1,5 m (20 m)	1,5 m (n=18)	0,8 m	1 m	1,2 m	1,5 m	1,5 m (20 m)	1,5 m (n=18)
P (kN)	81547.01	81547.01	81547.01	81547.01	81547.01	81547.01	81547.01	81547.01	81547.01	81547.01	81547.01	81547.01
Qu (kN)	7628.44	9995.67	10999.13	19839.30	17955.30	-	5275.20	6791.82	8387.56	10929.56	9478.87	-
Ap (m ²)	0,50	0,79	1,13	1,766	1,766	1,766	0,50	0,79	1,13	1,766	1,766	1,766
Penurunan Tiang Tunggal (m)	0.054	0.051	0.048	0.045	0.041	0.040	0.0539	0.0509	0.0475	0.0422	0.0340	0.0399
Penurunan Kelompok Tiang (m)	0.068	0.061	0.062	0.054	0.047	0.045	0.0787	0.0643	0.0544	0.0422	0.050	0.0447

Tabel 5. 62 Rekapitulasi Hasil Analisis Penurunan Kelompok Pondasi Tiang Bor Dengan Program *PLAXIS 2D V.20*

Diameter	<i>Meyerhoff</i>						<i>Reese & Wright</i>					
	0,8 m	1 m	1,2 m	1,5 m	1,5 m (20 m)	1,5 m (n=18)	0,8 m	1 m	1,2 m	1,5 m	1,5 m (20 m)	1,5 m (n=18)
P (kN)	81547.01	81547.01	81547.01	81547.01	81547.01	81547.01	81547.01	81547.01	81547.01	81547.01	81547.01	81547.01
Qg (kN)	314689.9	318930.3	322355.3	328552.9	320642.8	318522.6	327003.5	334424.3	342497.4	351059.9	343720.6	318522.6
Ap (m ²)	0,5024	0,785	1,1304	1,766	1,766	1,766	0,5024	0,785	1,1304	1,766	1,766	1,766
Penurunan Kelompok Tiang (m)	0,0928	0,0912	0,0896	0,0896	0,0888	0,0915	0,0905	0,0891	0,0881	0,0859	0,0877	0,0915



Gambar 5. 29 Rekapitulasi Hasil Penurunan Kelompok Tiang Bor

Dari Gambar 5.39 dapat dilihat penurunan kelompok tiang menggunakan metode teoritis pada alternatif variasi dimensi untuk metode *Meyerhoff* yaitu 0,8 m, 1 m, dan 1,2 m masing-masing sebesar 0.068 m, 0,061 m, dan 0,048 m. Untuk metode *Reese & Wright* dengan variasi dimensi yaitu 0,8 m, 1 m, dan 1,2 m masing-masing sebesar 0.0539 m, 0,0643 m, dan 0,0544 m. Untuk tiang *eksisting* dengan metode *Meyerhoff* dan *Reese & Wright* diameter 1,5 m masing-masing sebesar 0,045 m dan 0,0422 m. Sedangkan untuk kondisi *eksisting* menggunakan kedalaman 20 m dengan metode *Meyerhoff* dan *Reese & Wright* didapatkan masing-masing 0,047 m dan 0,037 m. Dari hasil tersebut penurunan yang terjadi pada semua variasi dimensi memenuhi syarat penurunan yang diizinkan yaitu 0,096 m.

Pada penurunan kelompok berdasarkan metode elemen hingga atau dengan program *PLAXIS 2D V.20* pada variasi dimensi diameter 0,8 m, 1 m, 1,2 m, dan 1,5

m (kedalaman 20 m) diperoleh nilai penurunan yang lebih besar dari metode teoritis yaitu 0,0928 m, 0,0912 m, dan 0,0896 m untuk metode *Meyerhoff*. Sedangkan metode *Reese & Wright* diperoleh masing-masing penurunan sebesar 0,0905 m, 0,0891 m, dan 0,0881 m. Sedangkan untuk diameter 1,5 m (kedalaman 24 m) dan 1,5 m (kedalaman 20 m) dengan metode *Meyerhoff* yaitu masing-masing 0,0888 m dan 0,0915 m, sedangkan dengan metode *Reese & Wright* masing-masing didapatkan sebesar 0,0859 m dan 0,0877 m.

BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Dari hasil analisis mengenai kapasitas dukung dan penurunan tiang bor pada Proyek Pembangunan Jembatan Jalan Lingkar Utara (Jembatan Ciloseh) dapat diambil beberapa kesimpulan sebagai berikut.

1. Hasil dari analisis kapasitas dukung pada pondasi tiang bor dengan kondisi *eksisting* dengan menggunakan metode *Mayerhoff* dan *Reese & Wright* sebesar 197909,15 kN dan 157881,26 kN. Sedangkan untuk penurunannya masing-masing didapatkan 0,054 m dan 0,0422 m.
2. Hasil dari kapasitas dukung dengan alternatif diameter yaitu 0,8 m, 1 m, 1,2 m dan 1,5 m (kedalaman tiang 20 m) menggunakan metode *Mayerhoff* didapatkan masing-masing sebesar 176367.28 kN, 187743.86 kN, 192859.04 kN dan 196074.50 kN serta penurunan didapatkan masing-masing sebesar 0,068 m, 0,061 m, 0,062 m dan 0,047 m . Untuk metode *Reese & Wright* didapatkan kapasitas dukung masing-masing sebesar 144840.50 kN, 144996.50 kN, 157539.71 kN dan 155654.39 kN dengan penurunannya sebesar 0,078 m, 0,064 m, 0,054 m dan 0,037 m.
3. Dari hasil analisis kapasitas dukung dengan menggunakan metode *Mayerhoff* cenderung lebih besar dibandingkan dengan metode *Reese & Wright*. Sedangkan untuk penurunannya metode *Mayerhoff* cenderung lebih kecil dari pada metode *Reese & Wright* karena jumlah tiangnya berbeda.
4. Hasil analisis kapasitas dukung dan penurunan menggunakan program *PLAXIS 2D v.20* memiliki hasil yang lebih besar dari metode *Mayerhoff* dan *Reese & Wright*. Dikarenakan *PLAXIS 2D v.20* mencerminkan kondisi lapangan yang sesungguhnya dan lebih kritis dalam melakukan kalkulasi sedangkan dengan menggunakan metode teoritis (manual) yang mungkin hanya menggunakan pendekatan yang lebih sederhana.

5. Dari hasil analisis kapasitas dukung dan penurunan yang telah dilakukan pada alternatif diameter, penulis menawarkan alternatif yaitu dengan menggunakan diameter 1,5 m dengan kedalaman 20 m dengan jumlah tiang 20. Karena dari analisis kapasitas dukung lebih besar dari beban yang diterima dan penurunan yang terjadi masih dibawah penurunan izin. Dan juga dengan tiang yang lebih pendek dapat menghasilkan biaya yang lebih ekonomis.

6.2 Saran

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

1. Ketelitian dalam membaca data dan analisis data harus diperhatikan, sehingga dapat meminimalisir kesalahan dalam perhitungan perencanaan pondasi tiang.
2. Melakukan analisis dan membandingkan hasil analisis menggunakan program yang berbeda seperti *GROUP V2019*, *L-PILE*, dan program lainnya.
3. Hasil dari analisis dapat dijadikan referensi dan bahan perbandingan terhadap perhitungan yang sejenis.

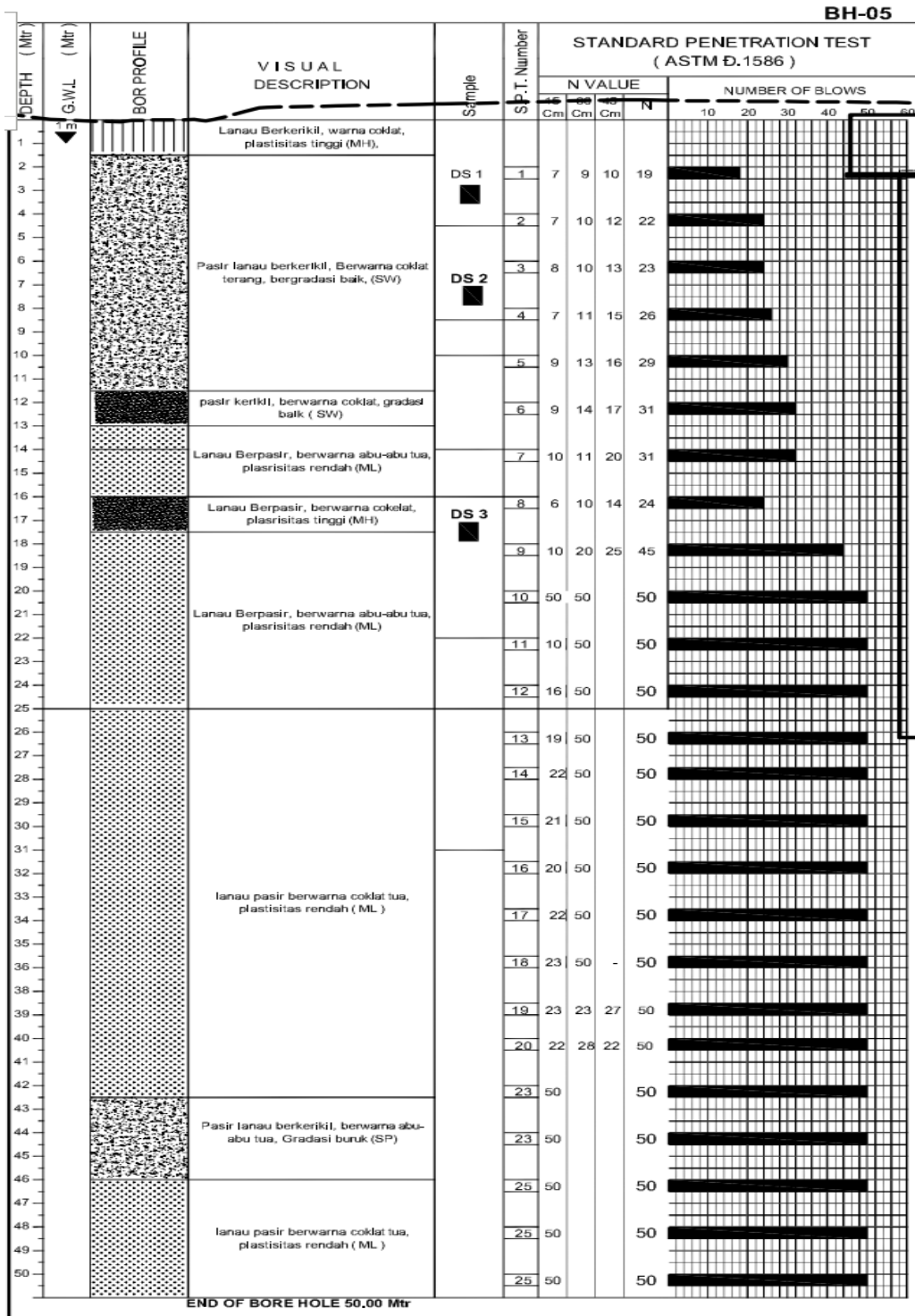
DAFTAR PUSTAKA

- Bowles. (1997). *Foundation Analysis and Design, Fifth Edition*. Washington D.C: The McGraw-Hill Companies, Inc.
- Bowles. (1998). *Analisis dan desain pondasi*. Jakarta: Erlangga.
- DAS. (2011). *Principle of Foundation Engineering Edisi 7*. Stamford USA: Cengage Learning.
- Das, (1998). *Mekanika Tanah (Prinsip-Prinsip Rekayasa Geoteknis)*. Jakarta: Penerbit Erlangga.
- Duta Mas Indah. (2022). *DED Proyek Pembangunan Jembatan Jalan Lingkar Utara Tasikalaya (Jembatan Ciloseh)*. Tasikmalaya.
- Fauzhan , M. I. (2021). *Perencanaan Pondasi Tiang Bor (Bored Pile) Sebagai Alternatif Pondasi Pada Pekerjaan Penggantian Jembatan Simamora Ruas Pameu - Simpang Uning Kabupaten Aceh Tengah*. 222.
- Hanifah, K. M. (2018). *Analisis Faktor Efisiensi Dan Perilaku Kelompok Tiang Akibat Beban Lateral Menggunakan Metode Finite Difference Dan Metode Elemen Higga*. Yogyakarta: Universitas Islam Indonesia.
- Haq, D. (2018). *Pengaruh Variasi Dimensi Terhadap Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Bor Kelompok Dengan Menggunakan Metode Elemen Higga*. Yogyakarta: Universitas Islam Indonesia.
- Hardiyatmo. (2003). *Mekanika Tanah II*. Yogyakarta: Gadjah Mada University Press.
- Hardiyatmo. (2010). Yogyakarta: Gadjah Mada University Press.
- Hardiyatmo. (2002). *Mekanika Tanah I*. Yogyakarta: Gadjah Mada University Press.
- Hardiyatmo. (2002). *Mekanika Tanah II*. Gadjah Mada University Press.
- Janbu, d. (1956). *Mekanika Tanah 2*. Yogyakarta: Gadjah Mada University Press.
- Lianto, F. (2023). *Studi Kapasitas Fondasi Tiang Bor (Bored Pile) Pada Abutment 2 Jembatan Boulevard II*.

- Look, B. (n.d.). *Handbook of Geotechnical Investigation And Design Tables* . Taylor & Francis .
- Marga, D. J. (2005). *Standar Pembebanan Untuk Jembatan*. Badan Standardisasi Nasional.
- McNulty, J., & Matlock. (1956). *Thrust Loading on Pile Proc.* DIV LXXI. ASCE.
- Nurachim, L. (2017). Analisis Daya Dukung Kelompok Tiang Bor Pada Jembatan Moh Toha (Proyek Penambahan Lajur Tol Kopo - Buah Batu. *Reka Racana*, 104-114.
- Poulos, H., & Davis, E. (1980). *Pile Foundation Analysis and Design* . New York, USA: John Wiley & Sons.
- Rahardjo, P. (2005). *Manual Fondasi Tiang*. Bandung : Geotechnical Engineering Center. Universitas Katolik Parahyangan.
- Roschedy, G., Manoppo, F. J., & Mandagi, A. T. (2019). Analisis Daya Dukung Pondasi Jembatan GORR I. *Jurnal Sipil Statik*, 397-408.
- Sardjono, H. (1988). *Pondasi Tiang Pancang*. Surabaya: Sinar Wijaya.
- Sinar, Y. M. (2020). Analisa Kapasitas Dukung Tiang Pada Pondasi (RAMP 4 - A2) Jalan Tol Medan - Binjai Seksi 1. *SEMNASSTEK UISU 2020*, 52.
- Soedarmo. (1993). *Mekanika Tanah I*. Jakarta: Penerbit Kanisius.
- Van Der, V. K. (1984). *Jembatan*. Jakarta: Pradnya Paramita.
- Yuliawan, E. (2018). Analisis Daya Dukung Dan Penurunan Pondasi Tiang Berdasarkan Pengujian SPT Dan Cyclic Load Test. *Konstruksia*.

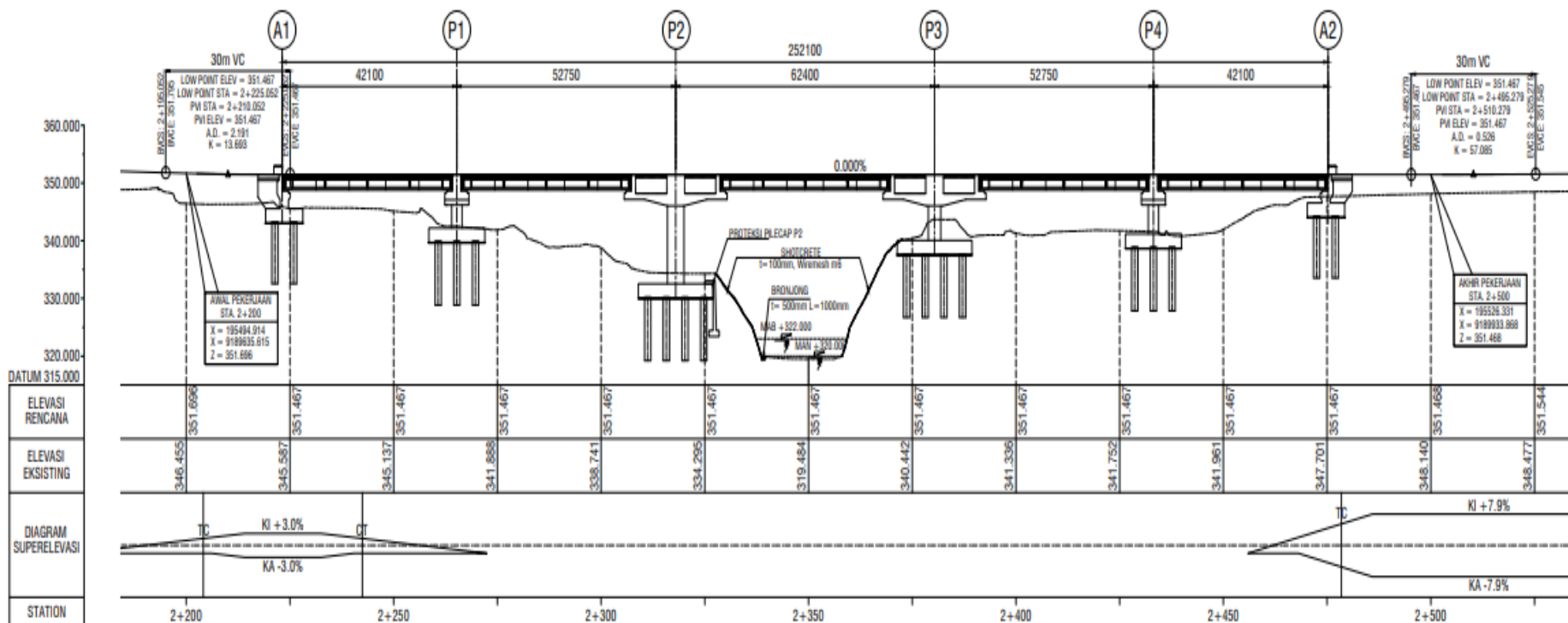
LAMPIRAN

Lampiran 1 : Data N-SPT



Gambar L-2. 1 Data N-SPT

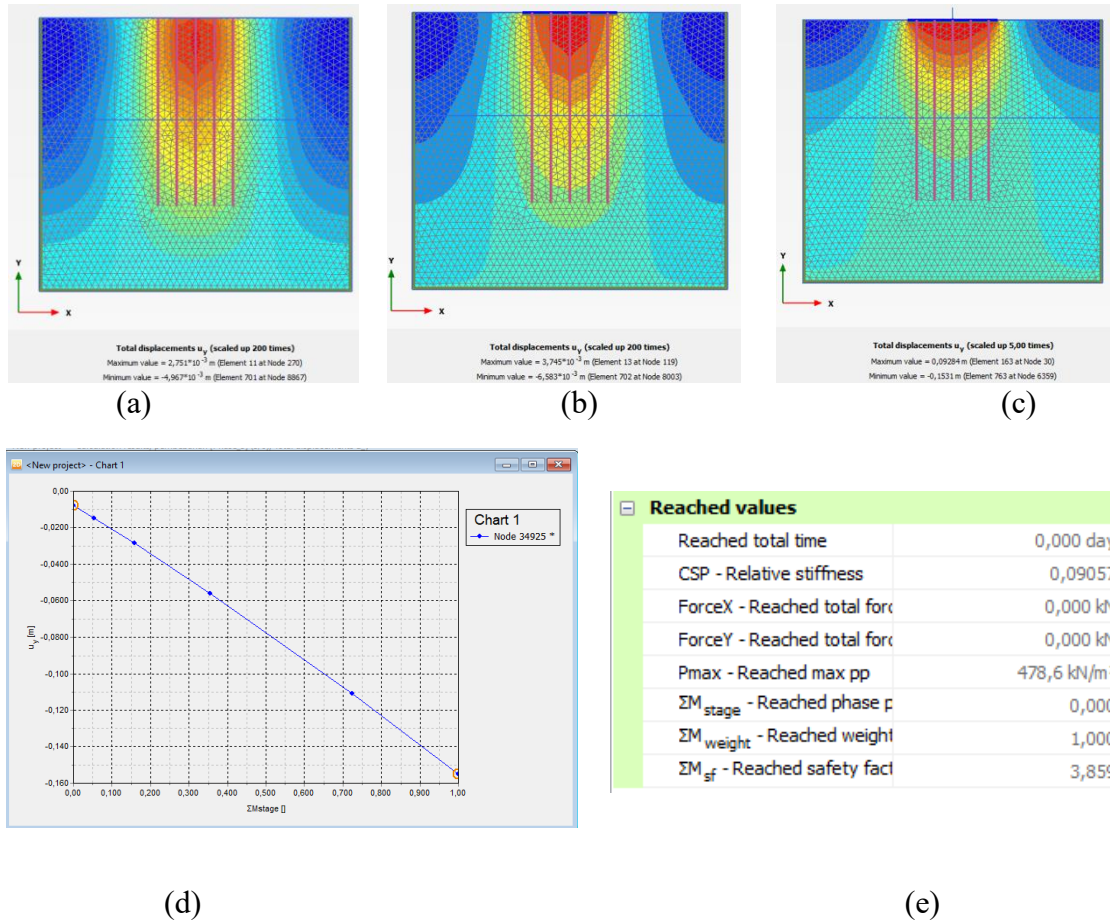
Lampiran 2 : Potongan Memanjang Jembatan Ciloseh



Gambar L-3. 1 Potongan Memanjang Jembatan

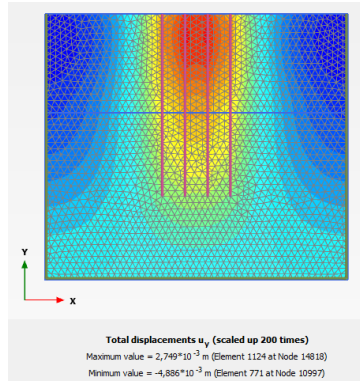
Lampiran 3 : Gambar Hasil Hitungan *PLAXIS 2D V.20*

1. Diameter 0,8 m Metode *Meyerhoff*

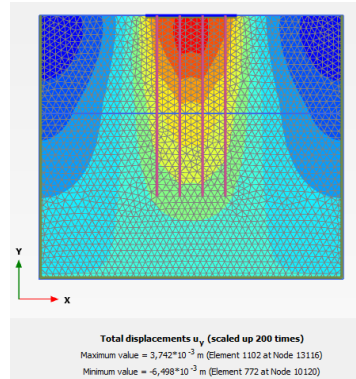


Gambar L-4. 1 (a) Deformasi Pada Tahap Pemasangan *Bored Pile* (b) Deformasi Pada Pemasangan *Pile Cap* (c) Deformasi Pada Phase Pembebanan (d) Kurva *Displacement* (e) Nilai $\Sigma M - sf$

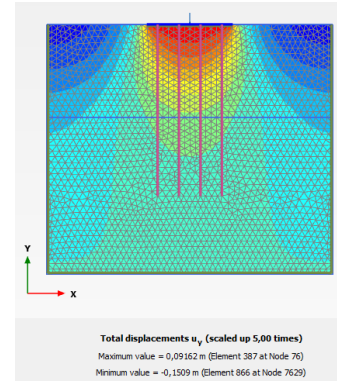
2. Diameter 1 m Metode Meyerhoff



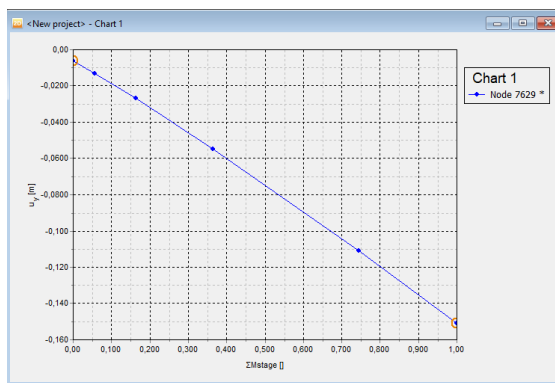
(a)



(b)



(c)



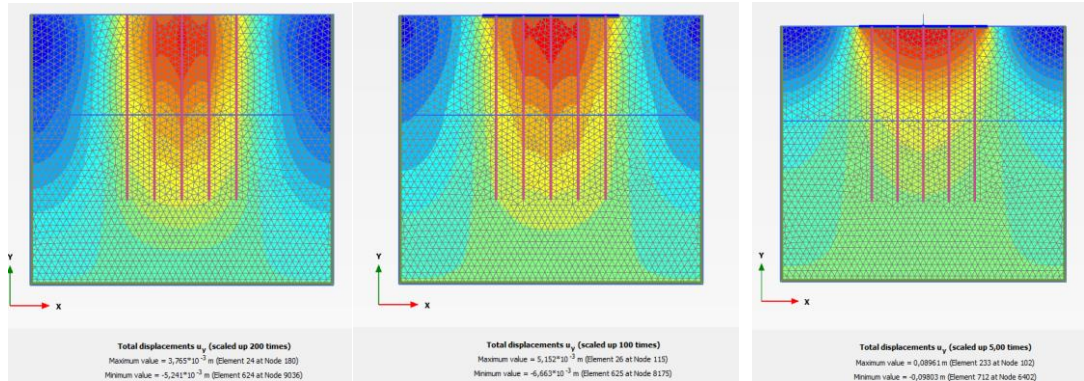
(d)

Reached values	
Reached total time	0,000 day
CSP - Relative stiffness	0,06882
ForceX - Reached total force	0,000 kN
ForceY - Reached total force	0,000 kN
Pmax - Reached max pp	421,0 kN/m ²
ΣM_{stage} - Reached phase p	0,000
ΣM_{weight} - Reached weight	1,000
ΣM_{sf} - Reached safety fact	3,911

(e)

Gambar L-4. 2 (a) Deformasi Pada Tahap Pemasangan *Bored Pile* (b) Deformasi Pada Pemasangan *Pile Cap* (c) Deformasi Pada *Phase Pembebanan* (d) Kurva *Displacement* (e) Nilai $\Sigma M - sf$

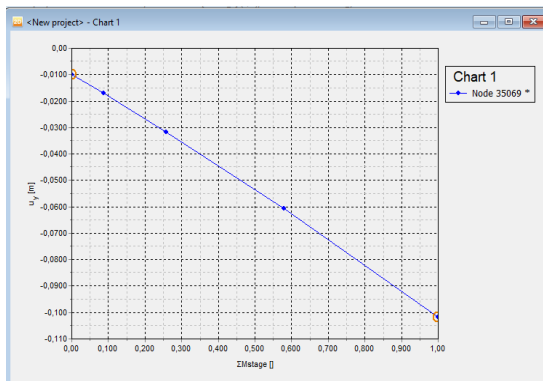
3. Diameter 1,2 m Metode *Meyerhoff*



(a)

(b)

(c)



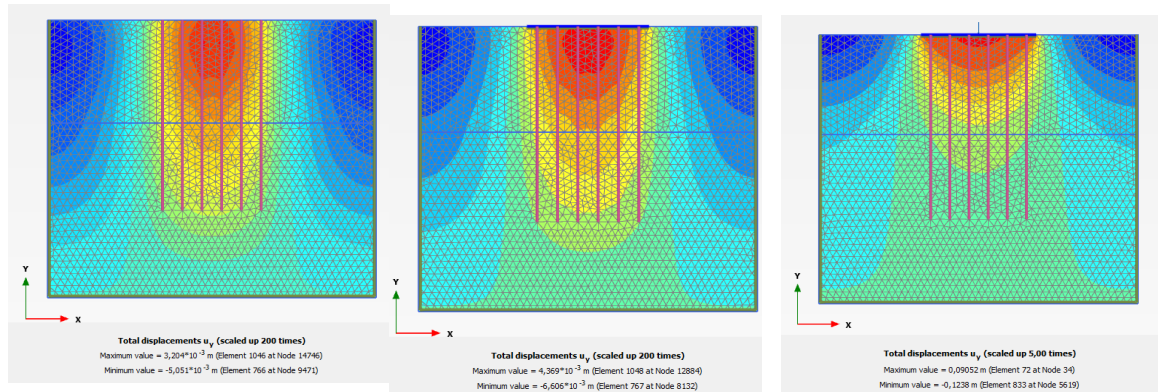
(d)

Reached values	
Reached total time	0,000 day
CSP - Relative stiffness	0,08012
ForceX - Reached total force	0,000 kN
ForceY - Reached total force	0,000 kN
Pmax - Reached max pp	438,4 kN/m ²
ΣM _{stage} - Reached phase p	0,000
ΣM _{weight} - Reached weight	1,000
ΣM _{sf} - Reached safety fact	3,953

(e)

Gambar L-4. 3 (a) Deformasi Pada Tahap Pemasangan *Bored Pile* (b) Deformasi Pada Pemasangan *Pile Cap* (c) Deformasi Pada *Phase Pembebanan* (d) Kurva *Displacement* (e) Nilai $\Sigma M - sf$

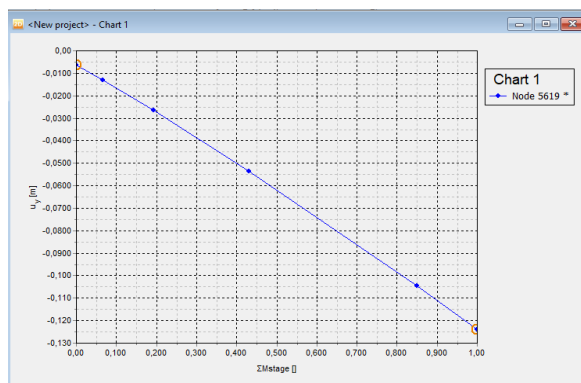
4. Diameter 0,8 m Metode *Reese & Wright*



(a)

(b)

(c)



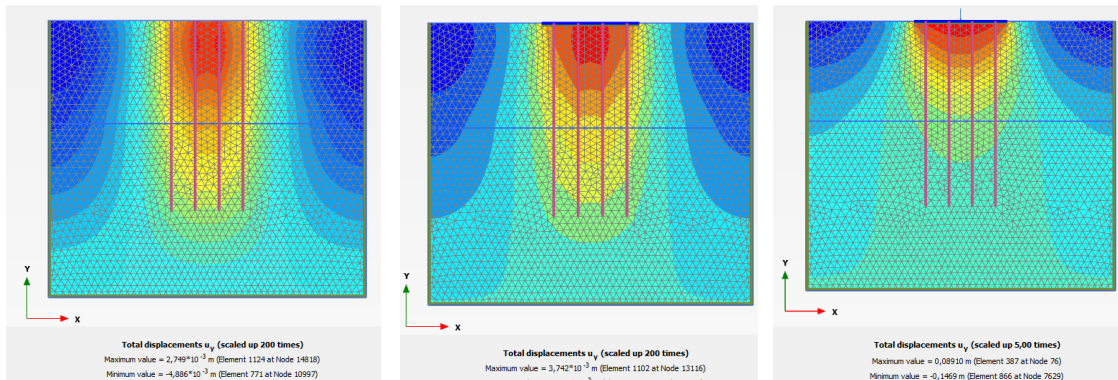
(d)

Reached values	
Reached total time	0,000 day
CSP - Relative stiffness	0,09384
ForceX - Reached total force	0,000 kN
ForceY - Reached total force	0,000 kN
Pmax - Reached max pp	452,2 kN/m ²
ΣM_{stage} - Reached phase p	0,000
ΣM_{weight} - Reached weight	1,000
ΣM_{sf} - Reached safety fact	4,010

(e)

Gambar L-4. 4 (a) Deformasi Pada Tahap Pemasangan *Bored Pile* (b) Deformasi Pada Pemasangan *Pile Cap* (c) Deformasi Pada *Phase Pembebanan* (d) Kurva *Displacement* (e) Nilai $\Sigma M - sf$

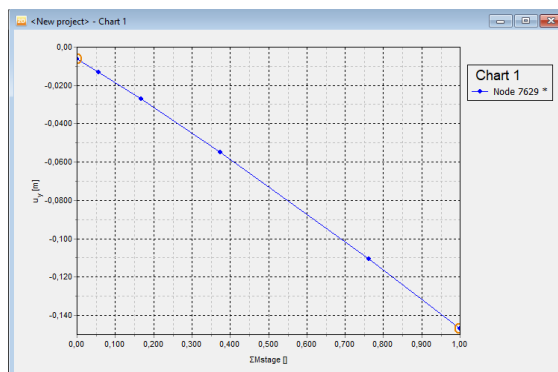
5. Diameter 1 m Metode Reese & Wright



(a)

(b)

(c)



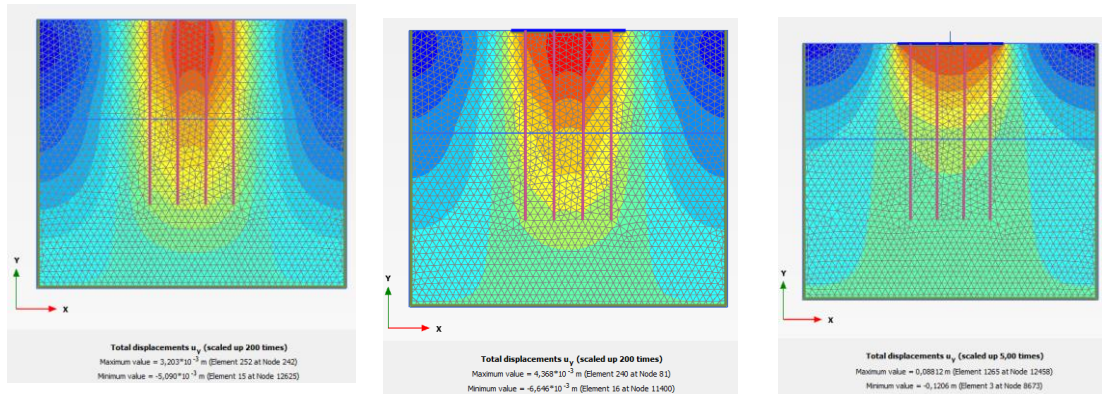
(d)

Reached values	
Reached total time	0,000 day
CSP - Relative stiffness	0,06855
ForceX - Reached total force	0,000 kN
ForceY - Reached total force	0,000 kN
Pmax - Reached max pp	400,6 kN/m ²
ΣM_{stage} - Reached phase p	0,000
ΣM_{weight} - Reached weight	1,000
ΣM_{sf} - Reached safety fact	4,101

(e)

Gambar L-4. 5 (a) Deformasi Pada Tahap Pemasangan Bored Pile (b) Deformasi Pada Pemasangan Pile Cap (c) Deformasi Pada Phase Pembebanan (d) Kurva Displacement (e) Nilai $\Sigma M - sf$

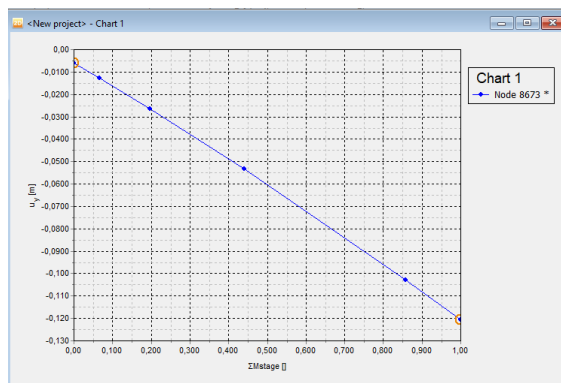
6. Diameter 1,2 m Metode Reese & Wright



(a)

(b)

(c)



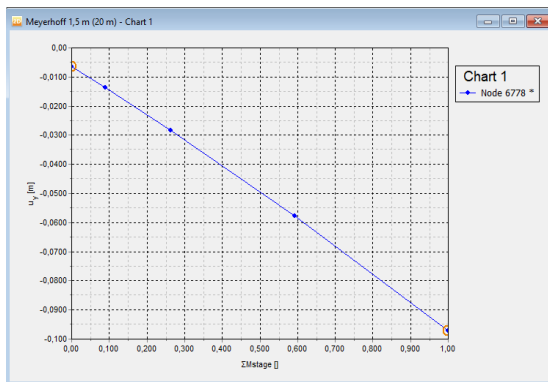
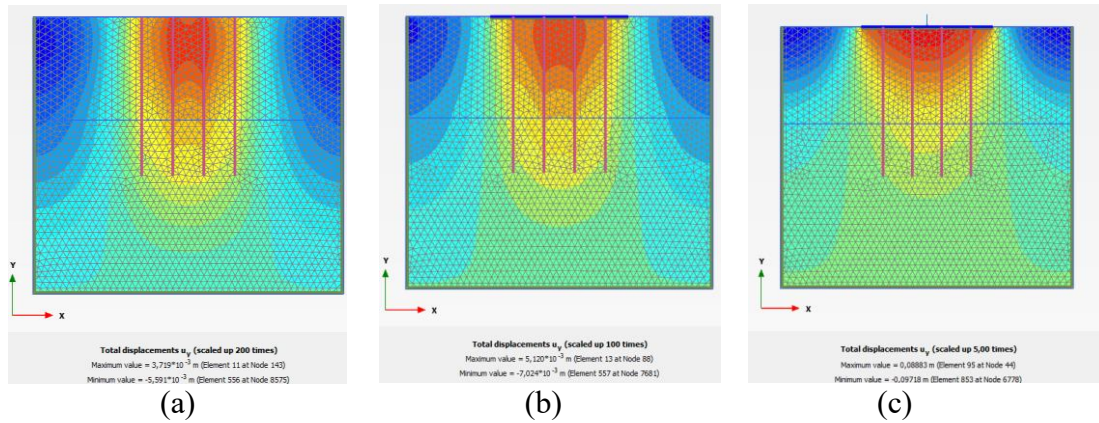
(d)

Reached values	
Reached total time	0,000 day
CSP - Relative stiffness	0,05860
ForceX - Reached total force	0,000 kN
ForceY - Reached total force	0,000 kN
Pmax - Reached max pp	443,1 kN/m ²
ΣM_{stage} - Reached phase p	0,000
ΣM_{weight} - Reached weight	1,000
ΣM_{sf} - Reached safety fact	4,202

(e)

Gambar L-4. 6 (a) Deformasi Pada Tahap Pemasangan *Bored Pile* (b) Deformasi Pada Pemasangan *Pile Cap* (c) Deformasi Pada *Phase* Pembebanan (d) Kurva *Displacement* (e) Nilai $\Sigma M - sf$

7. Diameter 1,5 m Metode *Meyerhoff* dengan kedalaman tiang 20 m



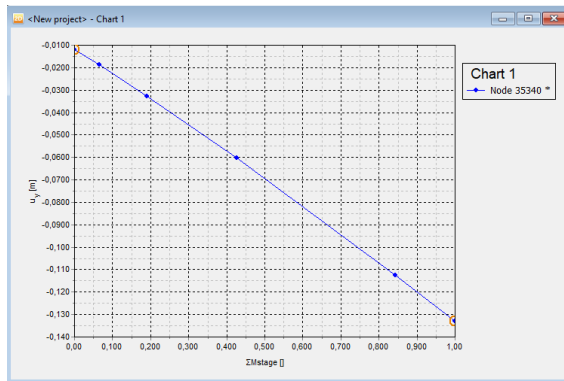
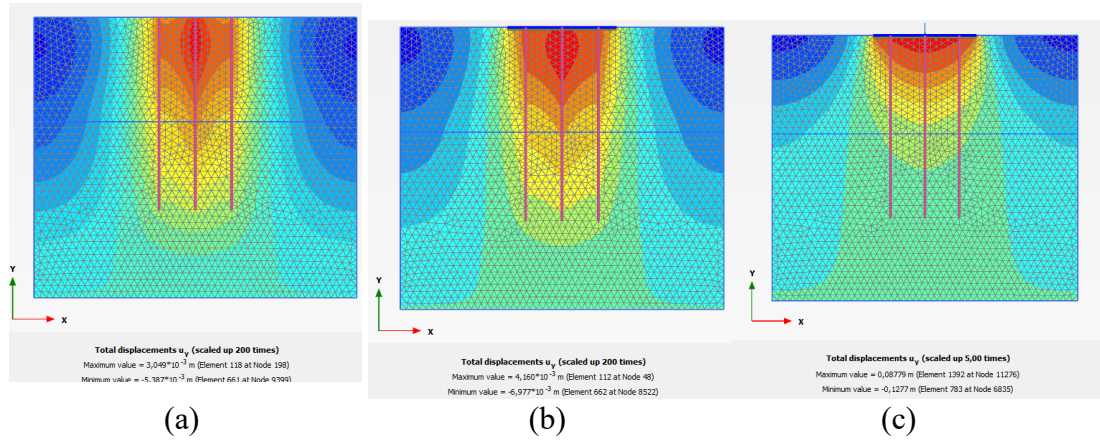
Reached values	
Reached total time	0,000 day
CSP - Relative stiffness	0,05622
ForceX - Reached total force	0,000 kN
ForceY - Reached total force	0,000 kN
Pmax - Reached max pp	484,3 kN/m ²
ΣM_{stage} - Reached phase p	0,000
ΣM_{weight} - Reached weight	1,000
ΣM_{sf} - Reached safety fact	3,932

(d)

(e)

Gambar L-4. 7 (a) Deformasi Pada Tahap Pemasangan *Bored Pile* (b) Deformasi Pada Pemasangan *Pile Cap* (c) Deformasi Pada *Phase Pembebanan* (d) Kurva *Displacement* (e) Nilai $\Sigma M - sf$

8. Diameter 1,5 m Metode *Reese & Wright* dengan kedalaman tiang 20 m



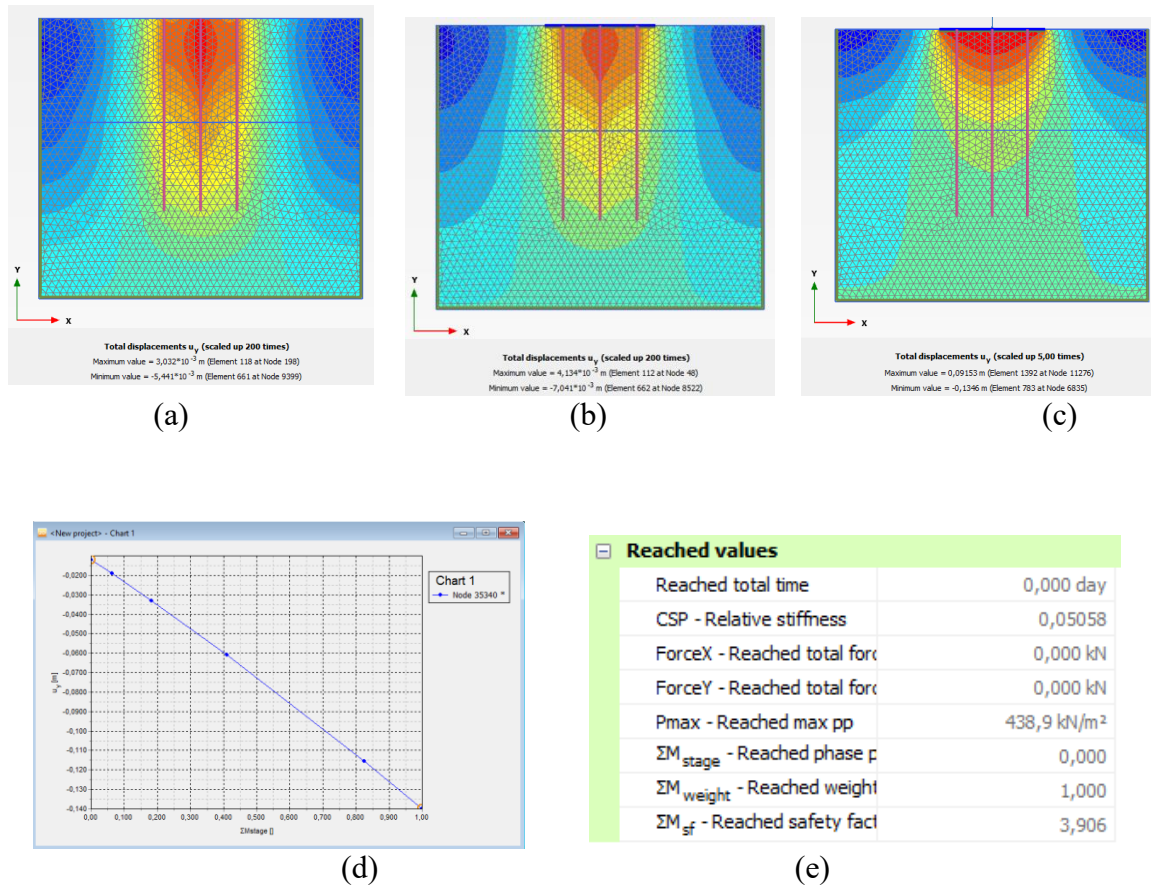
(d)

Reached values	
Reached total time	0,000 day
CSP - Relative stiffness	0,04506
ForceX - Reached total force	0,000 kN
ForceY - Reached total force	0,000 kN
Pmax - Reached max pp	431,1 kN/m ²
ΣM_{stage} - Reached phase p	0,000
ΣM_{weight} - Reached weight	1,000
ΣM_{sf} - Reached safety fact	4,215

(e)

Gambar L-4. 8 (a) Deformasi Pada Tahap Pemasangan *Bored Pile* (b) Deformasi Pada Pemasangan *Pile Cap* (c) Deformasi Pada *Phase* Pembebanan (d) Kurva *Displacement* (e) Nilai $\Sigma M - sf$

9. Diameter 1,5 m dengan penggunaan 18 tiang



Gambar L-4. 9 Gambar L-4. 10 (a) Deformasi Pada Tahap Pemasangan *Bored Pile* (b) Deformasi Pada Pemasangan *Pile Cap* (c) Deformasi Pada *Phase Pembebanan* (d) Kurva *Displacement* (e) Nilai $\Sigma M - sf$