

TUGAS AKHIR

**ANALISIS KAPASITAS DUKUNG FONDASI *BORED PILE* DENGAN VARIASI DIAMETER PADA
JEMBATAN BARAN 1 STA 3+578
(*ANALYSIS OF SUPPORTING CAPACITY OF BORED PILE FOUNDATION WITH DIAMETER VARIATIONS
ON BARAN 1 BRIDGE STA 3+578*)
(Studi Kasus: Proyek Tol Solo-Yogya-NYIA Kulon Progo Seksi 1 Paket 1.1
Solo-Klaten)**

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



**DANDHI AGUGANEZA PUTRA
19511219**

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

TUGAS AKHIR

ANALISIS KAPASITAS DUKUNG FONDASI *BORED PILE* DENGAN VARIASI DIAMETER PADA JEMBATAN BARAN 1 STA 3+578 (*ANALYSIS OF SUPPORTING CAPACITY OF BORED PILE FOUNDATION WITH DIAMETER VARIATIONS ON BARAN 1 BRIDGE STA 3+578*)

(Studi Kasus: Proyek Tol Solo-Yogya-NYIA Kulon Progo Seksi 1 Paket 1.1 Solo-Klaten)

Disusun Oleh

Dandhi Aguganeza Putra
19511219

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

Diuji pada tanggal 10 September 2025

Oleh Dewan Penguji

Pembimbing

Penguji I

Penguji II

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

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

Miftahul Fauziah, S.T., M.T., Ph.D.
NIK: 955110103

Mengesahkan,

Ketua Program Studi Teknik Sipil

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

18/9 2025

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

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

Yogyakarta, 10 September 2025
Yang membuat pernyataan,



Dandhi Aguganeza Putra
(19511219)

KATA PENGANTAR

Puji dan syukur penulis panjatkan kehadirat Tuhan Yang Maha Esa karena penulis mampu menyelesaikan tugas terakhir tersebut dengan judul “Analisis Kapasitas Dukung Fondasi *Bored Pile* Dengan Variasi Diameter Pada Jembatan Baran 1 Sta 3+578 Proyek Pembangunan Jalan Tol Solo – Yogyakarta – NYIA Kulon Progo Seksi 1 Paket 1.1”. 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, motivasi dari berbagai pihak, alhamdulillah Tugas Akhir ini dapat diselesaikan. Berkaitan dengan ini, penulis ingin mengucapkan terima kasih sedalam-dalamnya kepada:

1. Ibu Dr. Hanindya Kusuma Artati, S.T., M.T., selaku Dosen Pembimbing Tugas Akhir yang selalu memberi bimbingan, motivasi dan nasehat baik selama penyusunan Tugas Akhir ini dan selama penulis menjalani kuliah,
2. Ibu Anisa Nur Amalina, S.T., M.Eng., selaku Dosen Penguji I Tugas Akhir,
3. Ibu Miftahul Fauziah, S.T., M.T., Ph.D., selaku Dosen Penguji II Tugas Akhir,
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. Kedua Orang tua dan keluarga besar yang selalu memberikan doa, memberikan dukungan, semangat, dan motivasi selama menjalankan perkuliahan ini,
6. Semua teman-teman yang sudah membantu dan memberi semangat, memotivasi satu sama lain selama menyelesaikan laporan Tugas Akhir,
7. Seluruh dosen dan staff teknik sipil yang telah memberikan informasi dan fasilitas selama perkuliahan, 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, 10 September 2025
Yang membuat pernyataan,

A handwritten signature in black ink, featuring a stylized 'Z' followed by a series of vertical and horizontal strokes.

Dandhi Aguganeza Putra
(19511219)

DAFTAR ISI

TUGAS AKHIR	I
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI	III
KATA PENGANTAR	IV
DAFTAR ISI	VI
DAFTAR TABEL	IX
DAFTAR GAMBAR	XIII
DAFTAR LAMPIRAN	XV
DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN	XVII
ABSTRAK	XIX
<i>ABSTRACT</i>	XX
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	3
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 Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor	6
2.3 Fondasi Tiang <i>Bored Pile</i>	7
2.4 Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor Menggunakan Metode Meyerhof	8
2.5 Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor Menggunakan Metode Reese & Wright	8
2.6 Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor Berbagai Dimensi	9
2.7 Penurunan Fondasi Tiang Bor Menggunakan Metode Elemen Hingga	11
2.8 Perbandingan dengan Penelitian yang pernah Ada	12
BAB III LANDASAN TEORI	17

3.1	Tanah	17
3.2	Penyelidikan Tanah	18
3.3	Fondasi Tiang Bor (<i>Bored Pile</i>)	21
3.4	Kapasitas Dukung Fondasi <i>Bored Pile</i>	25
3.4.1	Kapasitas Daya Dukung Tiang Tunggal Menggunakan Metode Reese & Wright	26
3.4.2	Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Menggunakan Metode Meyerhof	29
3.4.3	Kapasitas Daya dukung Kelompok Tiang	29
3.4.4	Kapasitas Daya dukung Kelompok Tiang	32
3.4.5	Tahanan Tarik Ke Atas	32
3.4.6	Kapasitas Daya Dukung Lateral	33
3.5	Penurunan Fondasi <i>Bored Pile</i>	34
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	42
3.6.3	Aksi Lingkungan (<i>Enviromental Action</i>)	46
3.6.4	Faktor Beban dan Kombinasi Beban	54
3.7	<i>PLAXIS 2D</i>	59
BAB IV METODE PENELITIAN		60
4.1	Subyek Dan Lokasi Penelitian	60
4.2	Pengumpulan Data	60
4.3	Tahapan Analisis	61
4.3.1	Analisis Pembebanan	61
4.3.2	Analisis Fondasi <i>Bored Pile</i>	61
4.3.3	Pembahasan	61
4.3.4	Kesimpulan dan Saran	62
4.4	Bagan Alir Penelitian	62
BAB V ANALIS DAN PEMBAHASAN		65
5.1	Pembebanan Jembatan	65

5.1.1 Data Teknis Struktur Jembatan	65
5.2 Analisis Pembebanan	68
5.3 Data Tanah	96
5.4 Kontrol Stabilitas Guling	97
5.4.1 Stabilitas Guling Arah Memanjang Jembatan (Arah X)	97
5.4.2 Stabilitas Guling Arah Melintang Jembatan (Arah Y)	98
5.5 Kontrol Stabilitas Geser	100
5.5.1 Stabilitas Geser Arah Memanjang Jembatan (Arah X)	100
5.5.2 Stabilitas Geser Arah Melintang Jembatan (Arah Y)	101
5.5.3 Kapasitas Terhadap Daya Dukung Tanah (Terzaghi)	102
5.6 Desain Fondasi <i>Bored Pile</i>	104
5.6.1 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal	104
5.6.2 Kapasitas Dukung Kelompok Tiang	112
5.6.3 Analisis Distribusi Beban ke Tiap Tiang Bor	114
5.6.4 Analisis Tahanan Tarik	121
5.6.5 Analisis Kekuatan Tiang Bor	124
5.6.6 Analisis Daya Dukung Lateral Tiang	126
5.6.7 Penurunan Fondasi Tiang Bor	132
5.6.8 Analisis Fondasi Tiang Menggunakan Program <i>PLAXIS 2D V.20</i>	134
5.7 Pembahasan	143
5.7.1 Perbandingan Kapasitas Dukung Fondasi Tiang	143
5.7.2 Perbandingan Analisis Kapasitas Dukung Kelompok Tiang	144
5.7.3 Hasil Analisis Kekuatan Tiang Bor	146
5.7.4 Perbandingan Penurunan Fondasi Tiang	148
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN	150
6.1 Kesimpulan	150
6.2 Saran	151
DAFTAR PUSTAKA	152
LAMPIRAN	155

DAFTAR TABEL

Tabel 2. 1 Perbandingan Penelitian Sekarang	13
Tabel 3. 1 Batasan- Batasan Ukuran Golongan Tanah	18
Tabel 3. 2 Berat Isi Untuk Beban Mati	37
Tabel 3. 3 Faktor Beban Untuk Berat Sendiri	38
Tabel 3. 4 Faktor Beban Untuk Beban Mati Tambahan	38
Tabel 3. 5 Faktor Beban Akibat Tekanan Tanah	39
Tabel 3. 6 Sudut Geser Berbagai Material	41
Tabel 3. 7 Hubungan Nilai SPT terhadap Kohesi (C_u)	41
Tabel 3. 8 Hubungan Nilai N-SPT Terhadap Sudut Geser Dalam (ϕ)	42
Tabel 3. 9 Faktor Beban Lajur “D”	43
Tabel 3. 10 Faktor Beban Lajur “T”	44
Tabel 3. 11 Nilai V_0 dan Z_0 untuk Berbagai Variasi Kondisi Permukaan Hulu	47
Tabel 3. 12 Tekanan Air Dasar	47
Tabel 3. 13 Penjelasan Peta Gempa	51
Tabel 3. 14 Faktor Amplifikasi untuk PGA dan 0,2 detik (F_{PGA} / F_a)	52
Tabel 3. 15 Faktor Amplifikasi untuk Periode 1 detik (F_v)	52
Tabel 3. 16 Faktor Modifikasi Respon (R) untuk Bangunan Bawah	53
Tabel 3. 17 Faktor Modifikasi Respon (R) untuk Hubungan Antar Elemen Struktur	53
Tabel 3. 18 Faktor Beban Hidup Kondisi Gempa	54
Tabel 3. 19 Kombinasi Beban dan Faktor Beban	58
Tabel 5. 1 Dimensi <i>Abutment</i> Jembatan Baran 1	67
Tabel 5. 2 Rekapitulasi Berat Sendiri Struktur Atas	68
Tabel 5. 3 Gaya dan Momen Pada <i>Abutment</i>	69
Tabel 5. 4 Gaya dan Momen Pada 1 Sisi <i>Wing Wall</i>	70
Tabel 5. 5 Gaya dan Momen pada Tanah Timbunan	71
Tabel 5. 6 Rekapitulasi Berat Sendiri Jembatan (MS)	71
Tabel 5. 7 Rekapitulasi Beban Mati Tambahan (MA)	72
Tabel 5. 8 Rekapitulasi Tekanan Tanah Aktif	75

Tabel 5. 9 Rekapitulasi Beban Lajur “D”	76
Tabel 5. 10 Rekapitulasi Beban Angin	81
Tabel 5. 11 Data N-SPT Tanah Jembatan Baran 1	82
Tabel 5. 12 Faktor Modifikasi Respon (R) untuk Hubungan Antar Elemen Struktur	87
Tabel 5. 13 Faktor Beban Hidup Kondisi Gempa	88
Tabel 5. 14 Rekapitulasi Beban Gempa	90
Tabel 5. 15 Rekapitulasi Pembebanan <i>Abutment</i>	92
Tabel 5. 16 Rekapitulasi Kombinasi Kuat I	93
Tabel 5. 17 Rekapitulasi Kombinasi Kuat II	93
Tabel 5. 18 Rekapitulasi Kombinasi Kuat III	93
Tabel 5. 19 Rekapitulasi Kombinasi Kuat IV	94
Tabel 5. 20 Rekapitulasi Kombinasi Kuat V	94
Tabel 5. 21 Rekapitulasi Kombinasi Ekstrem I	94
Tabel 5. 22 Rekapitulasi Pembebanan Pada <i>Abutment</i>	95
Tabel 5. 23 Data Geoteknik Berdasarkan Hasil Pengujian N-SPT	96
Tabel 5. 24 Stabilitas Guling Arah Memanjang Jembatan (Arah X)	98
Tabel 5. 25 Stabilitas Guling Arah Melintang Jembatan (Arah Y)	100
Tabel 5. 26 Rekapitulasi Stabilitas Geser Arah Memanjang Jembatan	101
Tabel 5. 27 Rekapitulasi Perhitungan Stabilitas Geser Arah Melintang	102
Tabel 5. 28 Kontrol Stabilitas Geser Tanah	103
Tabel 5. 29 Nilai Tahanan Gesek Tiang (Qs)	106
Tabel 5. 30 Nilai Tahanan Gesek Tiang (Qs)	108
Tabel 5. 31 Rekapitulasi Perhitungan Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Dengan Metode Meyerhof	109
Tabel 5. 32 Rekapitulasi Perhitungan Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Dengan Metode Reese & Wright	112
Tabel 5. 33 Rekapitulasi Hasil Analisis Kapasitas Dukung Kelompok Tiang	114
Tabel 5. 34 Beban Vertikal Dan Momen Diameter 1 m (eksisting) Metode Meyerhof	116
Tabel 5. 35 Beban Vertikal Dan Momen Diameter 1 m (eksisting) Metode	

Reese & Wright	119
Tabel 5. 36 Rekapitulasi Hasil Analisis Distrubusi Beban ke Tiap Tiang Bor	
Metode Meyerhof	120
Tabel 5. 37 Rekapitulasi Hasil Analisis Distrubusi Beban ke Tiap Tiang Bor	
Metode Reese & Wright	120
Tabel 5. 38 Hasil Analisis Distribusi Beban Ke Tiap Tiang Bor Kondisi	121
Tabel 5. 39 Rekapitulasi Hasil Analisis Tahanan Tarik Tiang Tunggal	123
Tabel 5. 40 Rekapitulasi Hasil Analisis Tahanan Tarik Kelompok Tiang	123
Tabel 5. 41 Rekapitulasi Hasil perhitungan kekuatan tiang bor metode	
Meyerhof	125
Tabel 5. 42 Rekapitulasi Perhitungan Kekuatan Tiang Bor Metode	126
Tabel 5. 43 Hasil Perhitungan Kekuatan Tiang Bor Kondisi Eksisting	126
Tabel 5. 44 Diagram Tekanan Tanah Pasif Efektif	127
Tabel 5. 45 Diagram Tekanan Tanah Pasif Efektif	128
Tabel 5. 46 Gaya Lateral Pada Tiang Bor	130
Tabel 5. 47 Kontrol Daya Dukung Ijin Tiang	130
Tabel 5. 48 Rekapitulasi Kontrol Daya Dukung Ijin Lateral Tiang Metode	
Reese & Wright	130
Tabel 5. 49 Rekapitulasi Kontrol Daya Dukung Ijin Lateral Tiang Metode	131
Tabel 5. 50 Rekapitulasi Penurunan Fondasi Tiang Bor	134
Tabel 5. 51 Data Input Properties Tanah	136
Tabel 5. 52 Data <i>Input</i> Material Struktur	136
Tabel 5. 53 Rekapitulasi Kapasitas Dukung dengan <i>PLAXIS 2D V.20</i>	141
Tabel 5. 54 Hasil Analisis Kapsitas Dukung Pada Kondisi Eksisting (24 tiang)	
dengan <i>PLAXIS 2D V.20</i>	141
Tabel 5. 55 Rekapitulasi Besar Penurunan Hasil Kalkulasi Program	
<i>PLAXIS 2D V.20</i>	142
Tabel 5. 56 Hasil Analisis Penurunan Pada Kondisi Eksisting (24 tiang)	
dengan <i>PLAXIS 2D V.20</i>	142
Tabel 5. 57 Rekapitulasi Analisis Kapasitas Dukung <i>Ultimate</i> Tiang fondasi	144
Tabel 5. 58 Rekapitulasi Hasil Analisis Daya Dukung Kelompok Tiang	

Secara Manual	145
Tabel 5. 59 Rekapitulasi Hasil Analisis Kapasitas Daya Dukung Kelompok	
Tiang	145
Tabel 5. 60 Rekapitulasi Hasil Analisis Kekuatan Tiang	147
Tabel 5. 61 Perbandingan Penurunan Fondasi <i>Bored Pile</i>	148

DAFTAR GAMBAR

Gambar 3. 1 Rangkaian Alat Penetrasi Konus (Sondir Belanda)	20
Gambar 3. 2 Hubungan Nilai Perlawanan Konus (q_c) dan Perlawanan Geser (f_s)	20
Gambar 3. 3 Urutan Uji Penetrasi Standar (SPT)	21
Gambar 3. 4 Tiang Ditinjau Dari Cara Mendukung Bebananya	25
Gambar 3. 5 Hubungan Tahanan Ujung Ulltimit Dengan Nilai N-SPT	27
Gambar 3. 6 Hubungan Tahanan Gesek Selimut dan Nilai N-SPT	28
Gambar 3. 7 Jarak Antar Tiang	30
Gambar 3. 8 Notasi untuk Perhitungan Tekanan Tanah Aktif	40
Gambar 3. 9 Beban Lajur "D"	43
Gambar 3. 10 Beban Truk "TT"	44
Gambar 3. 11 Faktor Beban Dinamis Untuk Beban Lajur "D"	45
Gambar 3. 12 Peta Percepatan Puncak Batuan Dasar (PGA) untuk Probabilitas Terlampai 7% dalam 75 tahun	50
Gambar 3. 13 Peta Respon Spektra Percepatan 0,2 Detik di Batuan Dasar Untuk Probabilitas Terlampai 7% dalam 75 Tahun	51
Gambar 3. 14 Peta Respon Spektra 1 Detik di Batuan Dasar Untuk Probabilitas Terlampai 7% dalam 75 Tahun	51
Gambar 4. 1 Lokasi Proyek Jembatan Baran 1 Tol Solo- Yogyakarta-NYIA Kulon Progo	60
Gambar 4. 2 Bagan Alir Penulisan Tugas Akhir	63
Gambar 4. 3 Diagram Alir Program <i>PLAXIS 2D V.20</i>	64
Gambar 5. 1 Potongan Memanjang Jembatan Baran 1	65
Gambar 5. 2 Potongan Melintang Jembatan Baran 1	66
Gambar 5. 3 Dimensi <i>Abutment</i> Jembatan Baran 1	67
Gambar 5. 4 Lebar <i>Abutment</i> , <i>Wingwall</i> , dan Tanah Timbunan	69
Gambar 5. 5 Titik Berat <i>Abutment</i> dan <i>Wing Wall</i>	69
Gambar 5. 6 Titik Berat Tanah Timbunan	70
Gambar 5. 7 Diagram Tekanan Tanah Aktif Pada <i>Abutment</i>	72

Gambar 5. 8 Lebar <i>Abutment</i> , <i>Wing Wall</i> , dan Timbunan Tanah	73
Gambar 5. 9 FBD untuk bentang 40 m	75
Gambar 5. 10 Beban Angin pada Struktur	79
Gambar 5. 11 Beban Angin Kendaraan	80
Gambar 5. 12 Jarak Lengan Beban Angin Kendaraan	80
Gambar 5. 13 Grafik Respon Spektra	84
Gambar 5. 14 Penampang <i>Breast Wall</i>	85
Gambar 5. 15 Beban Gempa Arah x pada <i>Abutment</i>	88
Gambar 5. 16 Beban Gempa Arah y pada <i>Abutment</i>	89
Gambar 5. 17 Beban Gesekan Perletakan pada <i>Abutment</i>	91
Gambar 5. 18 Stabilitas Guling Arah Memanjang	97
Gambar 5. 19 Stabilitas Guling Arah Melintang Jembatan (Arah Y)	99
Gambar 5. 20 Stabilitas Geser Arah Memanjang (Arah X)	100
Gambar 5. 21 Gaya-Gaya Yang Dihasilkan dari Pembebanan	104
Gambar 5. 22 Letak Kedalaman 4D dan 8D tiang	105
Gambar 5. 23 Letak Kedalaman 4D dan 8D tiang	107
Gambar 5. 24 Susunan Tiang Bor Diameter 1 m (eksisting) Metode Meyerhof	115
Gambar 5. 25 Susunan Tiang Bor Diameter 1 m (eksisting) Metode Reese & Wright	118
Gambar 5. 26 Daya Dukung Lateral Tiang Bor	127
Gambar 5. 27 Geometri Struktur dan Lapisan	135
Gambar 5. 28 Deformasi Pada <i>Initial Phase</i>	138
Gambar 5. 29 Deformasi Pada Tahap Pemasangan <i>Abutment Constuction</i>	139
Gambar 5. 30 Deformasi Pada Tahapan Pembeban	139
Gambar 5. 31 Hasil Perhitungan Angka Aman (<i>Safety Factor</i>)	140
Gambar 5. 32 Kurva Penurunan dan Pembebanan	141
Gambar 5. 33 Hasil Kapasitas Dukung dengan variasi diameter	146
Gambar 5. 34 Rekapitulasi Penurunan Tiang	148

DAFTAR LAMPIRAN

Gambar L-1. 1 Data <i>Boring Log</i> Baran 1 STA 3+578	156
Gambar L-2. 1 Denah dan Potongan Baran 1 STA 3+578	157
Gambar L-2. 2 Fondasi <i>Bore Pile</i> A1 dan A2 Baran 1 STA 3+578	157
Gambar L-3. 1 (a) Deformasi pada Tahap Pemasangan <i>Abutment</i> (b) Deformasi Pada <i>Phase</i> Pembebanan Timbunan (c) Nilai <i>SF</i>	158
Gambar L-3. 2 (a) Deformasi pada Tahap Pemasangan <i>Abutment</i> (b) Deformasi Pada <i>Phase</i> Pembebanan Timbunan (c) Nilai <i>SF</i>	159
Gambar L-3. 3 (a) Deformasi pada Tahap Pemasangan <i>Abutment</i> (b) Deformasi Pada <i>Phase</i> Pembebanan Timbunan (c) Nilai <i>SF</i>	160
Gambar L-3. 4 (a) Deformasi pada Tahap Pemasangan <i>Abutment</i> (b) Deformasi Pada <i>Phase</i> Pembebanan Timbunan (c) Nilai <i>SF</i>	161
Gambar L-3. 5 (a) Deformasi pada Tahap Pemasangan <i>Abutment</i> (b) Deformasi Pada <i>Phase</i> Pembebanan Timbunan (c) Nilai <i>SF</i>	162
Gambar L-3. 6 (a) Deformasi pada Tahap Pemasangan <i>Abutment</i> (b) Deformasi Pada <i>Phase</i> Pembebanan Timbunan (c) Nilai <i>SF</i>	163
Gambar L-3. 7 (a) Deformasi pada Tahap Pemasangan <i>Abutment</i> (b) Deformasi Pada <i>Phase</i> Pembebanan Timbunan (c) Nilai <i>SF</i>	164

DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN

A	= luas penampang tiang bor (m^2)
A_b	= luas penampang pile (m^2)
A_p	= luas penampang tiang (m^2)
A_b	= luas bidang samping jembatan (m^2)
c	= kohesi (kPa)
C_u	= kohesi tanah pada kondisi undrained (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 ($9,8 m/dt^2$)
H_u	= 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 Terzaghi
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)
qp	= tahanan ujung persatuan luas (ton/m ²)
qn	= tekanan netto pada fondasi (P/A)
Q_{all}	= kapasitas daya dukung ijin tiang (kN)
I_{ws}	= faktor pengaruh
μ_s	= angka poisson
C_p	= koefisien empiris
R_μ	= faktor koreksi angka poisson μ
Q_{wp}	= beban kerja pada titik tiang (kN)
Q_{ws}	= beban kerja sepanjang poros tiang (kN)
ξ	= konstanta dalam kisaran 0,50 – 0,67
$Se_{(1)}$	= penurunan elastis tiang (m)
$Se_{(2)}$	= penurunan tiang akibat beban yang bekerja pada titik tiang (m)
$Se_{(3)}$	= penurunan tiang akibat beban bekerja sepanjang poros tiang (m)
SF	= faktor aman
S_g	= penurunan kelompok tiang (m)
S_{izin}	= penurunan yang diizinkan (m)
T	= waktu getar struktur (detik)
E_w	= beban angin (kN)

V_{DZ}	= kecepatan angin rencana pada elevasi rencana (km/jam)
V_{10}	= kecepatan angin elevasi 10 m di atas permukaan (km/jam)
V_B	= kecepatan angin rencana (km/jam)
Z	= elevasi struktur diukur dari permukaan tanah
V_0	= kecepatan gesekan angin (km/jam)
Z_0	= panjang gesekan di hulu jembatan (mm)
P_D	= gaya total beban angin (kN/m)
P_B	= tekanan angin dasar (MPa)
E_Q	= gaya gempa horizontal statis (kN)
C_{sm}	= koefisien respons gempa elastis
R_d	= faktor modifikasi respons
W_t	= berat total struktur terdiri beban mati dan beban hidup (kN)
A_s	= koefisien percepatan puncak muka tanah (g)
F_{PGA}	= faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 0
PGA	= percepatan puncak batuan dasar mengacu pada peta gempa Indonesia dengan probabilitas terlampaui 7% dalam 75 Tahun
S_{DS}	= nilai spektra permukaan tanah pada periode 0,2 Detik
F_a	= faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran 0,2 detik S_s = parameter respons spektra percepatan gempa untuk periode pendek S_{D1} = nilai spektra permukaan tanah pada periode 1 detik
F_v	= faktor amplifikasi terkait percepatan mewakili getaran periode 1 detik S_1 = parameter respons spektra percepatan gempa periode pendek 1 detik
W_s	= berat volume tanah (kN/m ²)
α	= faktor adhesi
θ	= $\tan^{-1}(d/s)$
β	= koefisien untuk tanah kohesif
φ	= sudut gesek dalam
F'_c	= mutu beton
YIA	= <i>Yogyakarta International Airport</i>

ABSTRAK

Pembangunan jalan tol yang sedang berjalan adalah Proyek Jalan Tol Solo – Yogyakarta – NYIA Kulon Progo yang bertujuan untuk mengurangi kemacetan pada ruas utama dan menunjang peningkatan ekonomi di suatu daerah, khususnya Jawa Tengah dan DI Yogyakarta. Pada proyek ini dibangun beberapa jembatan penghubung untuk menghindari sungai dan cagar budaya, salah satunya adalah Jembatan Baran 1. Dalam menopang sebuah jembatan dibutuhkan adanya suatu fondasi jembatan yang berfungsi untuk menyalurkan beban dari struktur di atasnya ke lapisan tanah pendukung di bawahnya tanpa terjadi penurunan pada sistem strukturnya. Jembatan Baran 1 menggunakan fondasi tiang bor diameter 1 m dengan jumlah tiang 24 dalam satu kelompok dan kedalaman 13 m. Sehingga penelitian ini memiliki tujuan yaitu untuk mengevaluasi kapasitas daya dukung dan penurunan fondasi bila digunakan variasi diameter sebagai alternatif desain.

Alternatif diameter yang ditinjau meliputi 0,8 m, 1 m, dan 1,2 m pada kedalaman 13 m, serta diameter 1 m dengan kedalaman 8 m. Perancangan dilakukan menggunakan pendekatan metode statis, yaitu metode Meyerhof dan Reese & Wright, dengan acuan data hasil uji *Standard Penetration Test* (SPT). Untuk memvalidasi hasil perhitungan teoritis, analisis juga dilakukan melalui simulasi menggunakan perangkat lunak *PLAXIS 2D* versi 20.

Hasil analisis kapasitas dukung kelompok tiang bor metode Meyerhof diameter 0,8 m, 1 m, dan 1,2 m, diperoleh masing-masing sebesar 209717,01 kN, 252811,20 kN, dan 220100,91 kN lebih besar dari $P = 103497,29$ kN. Untuk metode Reese & Wright dengan diameter 0,8 m, 1 m, dan 1,2 m, diperoleh masing-masing sebesar 210259,51 kN, 219689,81 kN, dan 241357,74 kN lebih besar dari $P = 103497,29$ kN. Untuk kondisi eksisting menggunakan metode Meyerhof dan Reese & Wright dengan diameter 1 m diperoleh masing-masing 252811,20 kN dan 219689,81 kN lebih besar dari $P = 103497,29$ kN. Sedangkan pada kondisi eksisting menggunakan kedalaman 8 m dengan metode Meyerhof dan Reese & Wright didapatkan masing-masing sebesar 169228,19 kN dan 222891,06 kN lebih besar dari nilai $P = 103497,29$ kN. Sehingga untuk semua variasi dimensi alternatif aman untuk digunakan pada Proyek Pembangunan Jembatan Jalan Tol Solo-Yogyakarta. 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.

Kata kunci : kapasitas dukung, fondasi tiang, Meyerhof, dan Reese & Wright.

ABSTRACT

The ongoing toll road construction is the Solo – Yogyakarta – NYIA Kulon Progo Toll Road Project which aims to reduce congestion on the main section and support economic growth in a region, especially Central Java and DI Yogyakarta. In this project, several connecting bridges were built to avoid rivers and cultural heritage, one of which is the Baran 1 Bridge. In supporting a bridge, a bridge foundation is needed that functions to distribute the load from the structure above it to the supporting soil layer below without causing subsidence in the structural system. The Baran 1 Bridge uses a 1 m diameter bored pile foundation with 24 piles in one group and a depth of 13 m. So this study has the aim of evaluating the bearing capacity and foundation settlement when using diameter variations as a design alternative..

The alternative diameters reviewed include 0.8 m, 1 m, and 1.2 m at a depth of 13 m, as well as a 1 m diameter at a depth of 8 m. The design was conducted using a static method approach, namely the Meyerhof and Reese & Wright methods, with reference to Standard Penetration Test (SPT) data. To validate the theoretical calculation results, analysis was also conducted through simulations using PLAXIS 2D version 20 software.

The results of the analysis of the bearing capacity of the Meyerhof method bored pile group with diameters of 0.8 m, 1 m, and 1.2 m were obtained at 209,717.01 kN, 252,811.20 kN, and 220,100.91 kN, respectively, greater than $P = 103,497.29$ kN. For the Reese & Wright method with diameters of 0.8 m, 1 m, and 1.2 m, the results were 210,259.51 kN, 219,689.81 kN, and 241,357.74 kN, respectively, greater than $P = 103,497.29$ kN. For existing conditions using the Meyerhof and Reese & Wright methods with a diameter of 1 m, each obtained 252811.20 kN and 219689.81 kN greater than $P = 103497.29$ kN. While in existing conditions using a depth of 8 m with the Meyerhof and Reese & Wright methods obtained respectively 169228,19 kN and 222891.06 kN greater than the value of $P = 103497.29$ kN. So for all variations of alternative dimensions are safe to use in the Solo-Yogyakarta Toll Road Bridge Construction Project. While the analysis of the bearing capacity using the PLAXIS 2D V.20 program produces a bearing capacity greater than all alternatives and methods used, thus the results of the program are safe.

Keywords: *bearing capacity, pile foundation, Meyerhof, dan Reese & Wright.*

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Proyek pembangunan jalan tol dilakukan untuk memperlancar lalu lintas di daerah yang telah berkembang, meningkatkan hasil guna dan daya guna pelayanan distribusi barang dan jasa untuk menunjang peningkatan pertumbuhan ekonomi, meringankan beban pemerintah melalui partisipasi penggunaan jalan dan meningkatkan pemerataan hasil pembangunan dan keadilan (UU 38/2004 pasal 43 ayat 1).

Pembangunan jalan tol merupakan salah satu bentuk usaha pemerintah dalam memudahkan masyarakat di Indonesia untuk melakukan mobilitas mereka, baik dari segi ekonomi maupun sosial dengan baik dan cepat. Provinsi Jawa Tengah dan DI Yogyakarta menjadi salah satu penopang penggerak ekonomi wisata nasional, hal tersebut dibuktikan dengan adanya bandara baru Yogyakarta International Airport. Oleh karena itu, diperlukan akses pendukung untuk mempermudah jalannya sektor-sektor tersebut maka diperlukan adanya pembangunan jalan tol baru.

Pada proyek ini dibangun beberapa jembatan penghubung untuk menghindari sungai dan cagar budaya, salah satunya adalah Jembatan Baran 1. Jembatan merupakan suatu bangunan yang menghubungkan jalan menyilang sungai/saluran air, lembah atau menyilang jalan lain yang tidak sama tinggi permukaannya.

Dalam menopang sebuah jembatan dibutuhkan adanya suatu fondasi jembatan. Fondasi merupakan salah satu struktur bangunan yang terletak di bagian bawah suatu bangunan. Keberadaan fondasi ini tidak dapat dipisahkan dari struktur bangunan karena fondasi adalah bagian struktur yang berfungsi untuk menyalurkan beban dari struktur di atasnya ke lapisan tanah pendukung di bawahnya tanpa terjadi penurunan pada sistem strukturnya. Perencanaan bangunan bawah atau fondasi suatu struktur bangunan harus mempertimbangkan beberapa hal diantaranya jenis fondasi, kondisi dan struktur tanah. Hal ini terkait dengan kemampuan atau daya

dukung tanah dalam memikul beban yang terjadi di atasnya. Menurut Bowles (1997), fondasi adalah bagian dari suatu sistem rekayasa yang meneruskan beban yang ditopang oleh fondasi dan beratnya sendiri kepada kedalaman tanah dan batuan yang terletak di bawahnya.

Pada umumnya permasalahan fondasi dalam lebih rumit dari pada fondasi dangkal. Oleh karena itu, dibutuhkan suatu perencanaan yang matang untuk menghitung kuat daya dukung fondasi. Daya dukung fondasi pada tanah perlu dianalisis agar dapat menahan beban konstruksi yang direncanakan sehingga tidak mengalami penurunan yang berlebih.

Adapun jenis fondasi yang digunakan pada Proyek Jembatan Jalan Tol Solo – Yogyakarta – Nyia Kulon Progo Seksi 1 Paket 1.1 yaitu fondasi *Bored Pile*. Daya dukung fondasi *Bored Pile* diperoleh dari daya dukung ujung (*end bearing capacity*) yang diperoleh dari tekanan ujung tiang dan daya dukung geser (*friction bearing capacity*) yang diperoleh dari daya dukung gesek atau gaya adhesi antara *Bored Pile* dan tanah disekelilingnya.

Perencanaan ulang dilakukan karena penulis ingin menganalisis kapasitas daya dukung dan penurunan fondasi *Bored Pile* dengan menggunakan variasi dimensi, yaitu diameter 0,8 m, 1 m, dan 1,2 m pada kedalaman 13 m, serta diameter 1 m pada kedalaman 8 m. Saat kondisi eksisting, menggunakan panjang tiang yaitu kedalaman 13 m dan memiliki 24 tiang fondasi *Bored Pile* dengan mutu beton yang digunakan $f'c$ 30 Mpa. Untuk menganalisis kapasitas dukung fondasi, terdapat 2 (dua) metode yang akan digunakan, diantaranya dengan metode Meyerhof dan Reese & Wright. Setelah itu, dianalisis kembali dengan menggunakan *software PLAXIS 2D V.20*. Tujuan dari menganalisis kembali adalah untuk memperoleh perbandingan hasil yang telah diperoleh.

Berdasarkan uraian latar belakang tersebut, maka penulis mengangkat judul penelitian Tugas Akhir yaitu, “Analisis Kapasitas Dukung Fondasi *Bored Pile* Dengan Variasi Diameter Pada Jembatan Baran 1 Sta 3+578 Pada Proyek Pembangunan Jalan Tol Solo – Yogyakarta – NYIA Kulon Progo Seksi 1 Paket 1.1”.

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang di atas, maka berikut adalah topik yang dapat diangkat menjadi topik permasalahan pada Tugas Akhir ini.

1. Bagaimana kapasitas dukung dan penurunan fondasi tiang *Bored Pile* dengan kondisi eksisting yaitu diameter 1 m dengan kedalaman 13 m dengan menggunakan metode Meyerhof dan Reese & Wright pada proyek Pembangunan Jembatan Baran 1 Jalan Tol Solo – Yogyakarta – NYIA Kulon Progo seksi 1 paket 1.1?
2. Bagaimana kapasitas dukung dan penurunan fondasi tiang *Bored Pile* dengan variasi alternatif dimensi yaitu diameter 0,8 m, 1 m, 1,2 m dengan kedalaman 13 m, dan diameter 1 m dengan kedalaman 8 m pada proyek Pembangunan Jembatan Baran 1 Jalan Tol Solo – Yogyakarta – NYIA Kulon Progo seksi 1 paket 1.1 ?
3. Bagaimana perbandingan hasil perhitungan kapasitas dukung dan penurunan fondasi *Bored Pile* dengan variasi diameter apabila dianalisis menggunakan metode Meyerhof dan metode Reese & Wright?
4. Bagaimana perbandingan hasil analisis kapasitas daya dukung dan penurunan fondasi antara metode Meyerhof dan Reese & Wright dengan hasil simulasi menggunakan perangkat lunak *PLAXIS 2D V.20*?
5. Apa alternatif yang akan dipilih untuk kajian ulang pondasi *Bored Pile* pada Jembatan Baran 1?

1.3 Tujuan Penelitian

Adapun tujuan penelitian Tugas Akhir berdasarkan rumusan masalah tersebut adalah sebagai berikut.

1. Mengetahui kapasitas dukung dan penurunan fondasi tiang *Bored Pile* pada saat kondisi eksisting yaitu diameter 1 m dengan kedalaman 13 m dengan menggunakan metode Meyerhof dan Reese & Wright pada proyek Pembangunan Jembatan Baran 1 Jalan Tol Solo – Yogyakarta – NYIA Kulon Progo seksi 1 paket 1.1,
2. Mengetahui kapasitas dukung dan penurunan fondasi *Bored Pile* dengan variasi

alternatif dimensi yaitu diameter 0,8 m, 1 m, 1,2 m dengan kedalaman 13 m, dan diameter 1 m dengan kedalaman 8 m pada proyek Pembangunan Jembatan Baran 1 Jalan Tol Solo – Yogyakarta – NYIA Kulon Progo seksi 1 paket 1.1,

3. Mengetahui perbandingan kapasitas dukung dan penurunan fondasi *Bored Pile* berdasarkan metode Meyerhof dan Reese & Wright dengan variasi dimensi,
4. Mengetahui hasil perbandingan kapasitas dukung dan penurunan fondasi menggunakan metode Meyerhof dan Reese & Wright dengan *PLAXIS 2D V.20*,
5. Mengetahui alternatif yang akan dipilih untuk kajian ulang pondasi *Bored Pile* pada Jembatan Baran 1.

1.4 Manfaat Penelitian

Adapun manfaat dari penelitian Tugas Akhir ini yaitu sebagai berikut.

1. Memberikan pengetahuan kepada pembaca mengenai kapasitas dukung dan penurunan pada fondasi *Bored Pile* dengan variasi diameter,
2. Menambah pengetahuan mengenai metode-metode yang digunakan yaitu metode Meyerhof dan Reese & Wright,
3. Dapat dijadikan bahan referensi pembaca untuk menganalisis ulang suatu fondasi *Bored Pile*.

1.5 Batasan Penelitian

Batasan permasalahan yang dibatasi di dalam menganalisis daya dukung fondasi *Bored Pile* pada proyek Pembangunan Jembatan Jalan Tol Solo – Yogyakarta – NYIA Kulon Progo seksi 1 paket 1.1 yaitu :

1. Lokasi penelitian pada proyek pembangunan Pembangunan Jembatan Jalan Tol Solo – Yogyakarta – NYIA Kulon Progo seksi 1 paket 1.1 Baran 1 STA 3+578, Data geoteknik yang dipakai adalah hasil penyelidikan tanah N-SPT,
2. Struktur fondasi yang akan digunakan dalam penelitian ini adalah fondasi jenis *Bored Pile*,
3. Struktur fondasi eksisting yang dipakai adalah fondasi *Bored Pile* dengan diameter 1 m dengan kedalaman 13 m (sesuai dengan data N-SPT),

4. Melakukan evaluasi ulang terhadap fondasi *Bored Pile* menggunakan variasi alternatif dimensi, yaitu diameter 0,8 m, 1 m, dan 1,2 m pada kedalaman 13 m, serta diameter 1 m pada kedalaman 8 m,
5. Data perhitungan struktur jembatan disesuaikan dengan data yang telah tersedia sebelumnya,
6. Analisis kapasitas dukung fondasi tiang bor (eksisting) dalam penelitian ini menggunakan metode Meyerhof dan Reese & Wright,
7. Nilai faktor keamanan (*Safety Factor*) yang digunakan dalam analisis oleh penulis adalah sebesar 3,
8. Dalam analisis menggunakan perangkat lunak *PLAXIS 2D V.20*, kondisi tanah di lapangan dianggap rata.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Fondasi *Bored Pile* merupakan salah satu jenis fondasi dalam berbentuk tabung yang berfungsi untuk mentransfer beban struktur dari permukaan tanah menuju lapisan tanah keras di kedalaman tertentu. Fungsi utamanya sama dengan fondasi pancang maupun jenis fondasi dalam lainnya. Interaksi antara *Bored Pile* dan tanah diharapkan mampu menghasilkan daya dukung yang cukup untuk menopang struktur atas secara aman. Fondasi ini dirancang agar dapat menahan beban hingga tingkat keamanan tertentu, termasuk menghadapi beban maksimum yang mungkin terjadi. Fondasi dalam umumnya digunakan dikondisi tanah dengan daya dukung mencukupi pada kedalaman lebih dari 8 meter dari permukaan tanah (Bowles, 1997).

2.2 Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor

Mandak (2016) telah melakukan penelitian mengenai perencanaan serta metode pelaksanaan fondasi *Bored Pile* pada proyek pembangunan Butik Gunung Langit di Manado. Tujuan dari penelitian ini adalah untuk menghitung kapasitas daya dukung fondasi *Bored Pile* berdasarkan hasil uji *Standard Penetration Test* (SPT). Dalam pengadaan peralatan guna meningkatkan efisiensi tenaga kerja, perlu mempertimbangkan skala proyek yang dikerjakan, anggaran yang tersedia, jenis pekerjaan, waktu penyelesaian, serta kondisi lapangan.

Fitri (2017) telah melakukan penelitian tentang perencanaan ulang struktur bawah. Adapun tujuan dari penelitian yaitu menganalisis dan membandingkan kapasitas dukung ultimit desain eksisting dan merancang kelompok tiang alternative desain fondasi *Bored Pile*.

Fadilah (2018) melakukan penelitian tentang analisa daya dukung fondasi *Bored Pile* berdasarkan data $n\text{-spt}$ menurut rumus Reese & Wright dan penurunan. ujuan penulisan ini adalah untuk mengetahui daya dukung fondasi dan penurunan

tiang yang terjadi. Fondasi yang digunakan proyek Pembangunan 6 Ruas Jalan Tol dalam Kota Jakarta adalah fondasi *Bored Pile*, dan dimensi yang digunakan diameter 1,2 meter. Pengambilan data menggunakan data sekunder yaitu Data NSPT dan hasil PDA Test di lapangan. Perhitungan daya dukung dilakukan dengan metode konvensional menggunakan metode Reese & Wright dari hasil N-SPT Perhitungan fondasi tiang kelompok berdasarkan nilai efisiensi menggunakan metode *Converse-Labarre* yaitu 0,618. Penurunan fondasi tiang tunggal menggunakan metode semi empiris dan penurunan kelompok tiang menggunakan metode *Vesic*. Dari hasil perhitungan diperoleh bahwa daya dukung ultimate menurut metode konvensional lebih kecil daripada daya dukung hasil PDA test.

Hendri (2019) melakukan penelitian tentang analisis dan perencanaan fondasi tiang *Bored Pile* pada Jembatan Jalur Ganda Kereta Api Way Pengubuan Kabupaten Lampung Tengah. Dari hasil penelitian menunjukkan bahwa analisis nilai daya dukung ijin tiang sebesar 1700 kN lebih besar dari daya dukung maksimum yang membebani tiang sebesar 1508,93 kN sehingga dapat disimpulkan bahwa struktur bawah jembatan mampu menahan beban dari struktur atasnya.

2.3 Fondasi Tiang *Bored Pile*

Fondasi *Bored Pile* merupakan salah satu jenis fondasi berbentuk silinder yang berfungsi untuk mentransfer beban struktur bangunan dari permukaan tanah ke lapisan tanah keras di bagian bawah. Fondasi *Bored Pile* memiliki peran yang sebanding dengan fondasi tiang pancang maupun jenis fondasi dalam lainnya. Interaksi antara fondasi ini dan tanah di sekitarnya bertujuan untuk menghasilkan dukungan struktural yang andal sehingga mampu menahan beban bangunan secara aman. Dalam perancangannya, fondasi *Bored Pile* memperhatikan berbagai aspek keamanan, termasuk kapasitasnya dalam menahan beban maksimum yang berpotensi terjadi. Penggunaan jenis fondasi dalam ini merupakan solusi yang tepat apabila kondisi tanah pada kedalaman lebih dari 8 meter memiliki daya dukung yang cukup untuk menahan beban struktur serta beban tambahan lainnya (Bowles, 1997).

2.4 Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor Menggunakan Metode Meyerhof

Sinar (2020) melakukan studi analisis terhadap kapasitas daya dukung fondasi pada proyek pembangunan Jalan Tol Medan – Binjai Seksi 1. Penyelidikan kondisi tanah di lokasi dilakukan berdasarkan data uji *Standard Penetration Test* (N-SPT). Perhitungan kapasitas dukung dilakukan dengan menggunakan dua pendekatan, yaitu metode Terzaghi dan metode Meyerhof. Hasil analisis menunjukkan bahwa kapasitas daya dukung *ultimit* untuk satu tiang berdiameter 60 cm berdasarkan metode Terzaghi sebesar 375,635 kN, sedangkan dengan metode Meyerhof sebesar 918,794 kN. Sementara itu, kapasitas dukung kelompok tiang menurut metode Terzaghi dan Meyerhof berturut-turut adalah 3434,832 kN dan 9800,448 kN, yang keduanya melebihi beban struktur sebesar 2960,132 kN. Berdasarkan hasil tersebut, metode Meyerhof dipilih sebagai alternatif terbaik karena memberikan nilai kapasitas dukung yang lebih besar dibandingkan beban struktur, sehingga fondasi dinilai mampu menahan beban secara aman dan efektif.

Fauzhan (2021) melakukan kajian terhadap kapasitas daya dukung fondasi tiang bor pada Proyek Penggantian Jembatan Simamora yang terletak di Ruas Pameu – Simpang Uning, Kabupaten Aceh Tengah. Penelitian ini bertujuan untuk meminimalkan risiko penurunan pada lapisan tanah lunak di lokasi proyek. Berdasarkan hasil perhitungan yang mengacu pada peraturan pembebanan jembatan RSNI-T-02-2005, diperoleh nilai kombinasi beban struktur bawah sebesar 847,50 ton. Kapasitas daya dukung fondasi yang dihitung menggunakan metode Meyerhof berbasis data SPT menghasilkan nilai sebesar 392,22 ton, sedangkan berdasarkan data hasil pengujian laboratorium diperoleh nilai sebesar 482,50 ton. Fondasi dirancang dengan konfigurasi tiga tiang dalam satu jajar, dan total kapasitas daya dukung kelompok tiang yang dihasilkan adalah sebesar 1047,22 ton.

2.5 Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor Menggunakan Metode Reese & Wright

Nurachim (2017) melakukan analisis terhadap kapasitas daya dukung fondasi pada Proyek Penambahan Lajur Jalan Tol Kopo – Buah Batu. Kajian difokuskan

pada Pier 2 jembatan dengan menerapkan metode Reese & Wright sebagai pendekatan perhitungan. Berdasarkan hasil analisis, kapasitas daya dukung fondasi tiang bor berdiameter 60 cm mencapai 513,35 ton, yang nilainya berada di atas beban struktur yang harus dipikul, sehingga fondasi dinilai aman dalam menopang beban rencana.

2.6 Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor Berbagai Dimensi

Penelitian yang dilakukan oleh Zikri (2019) membahas pengaruh jarak antar tiang terhadap kapasitas daya dukung fondasi tiang bor, dengan tujuan untuk mengetahui hubungan antara variasi jarak tiang dan kemampuan fondasi dalam memikul beban struktur di atasnya. Pada bangunan yang dianalisis, digunakan fondasi tiang bor berdiameter 1 meter dengan jarak antar tiang awal sebesar 2,5D. Penelitian ini mengkaji kapasitas dukung kelompok tiang dengan mempertimbangkan variasi jarak antar tiang sebesar 2,5D, 4D, dan 5D. Metode analisis yang digunakan meliputi pendekatan numerik berdasarkan metode *Reese & O'Neill*, *Brom*, serta *Poulos & Davis*, serta validasi hasil melalui simulasi elemen hingga menggunakan perangkat lunak *PLAXIS 2D* versi 8.6. Hasil analisis menunjukkan bahwa peningkatan jarak antar tiang memberikan pengaruh positif terhadap peningkatan kapasitas dukung kelompok tiang bor. Pada metode *Reese & O'Neill*, kapasitas dukung yang diperoleh untuk jarak 2,5D, 4D, dan 5D secara berturut – turut adalah 7.888,922 kN; 8.787,164 kN; dan 9.102,530 kN. Sementara itu, dengan metode *Brom*, kapasitas dukung yang dihitung masing-masing sebesar 13.930,197 kN; 15.516,300 kN; dan 16.073,375 kN. Untuk metode *Poulos & Davis*, nilai kapasitas dukung adalah 11.384,940 kN; 12.681,250 kN; dan 13.136,370 kN. Sedangkan hasil simulasi dengan metode elemen hingga menggunakan *PLAXIS 2D V8.6* menunjukkan kapasitas dukung kelompok tiang bor sebesar 10.916,490 kN; 13.085,184 kN; dan 14.399,540 kN pada masing-masing variasi jarak tiang.

Penelitian yang dilakukan oleh Tamimi (2020) menjelaskan perencanaan ulang struktur bawah bangunan dengan menggunakan fondasi *bored pile* yang divariasikan dalam beberapa dimensi, dengan tujuan memperoleh desain fondasi yang efektif, aman, dan ekonomis. Penelitian ini bertujuan untuk mengetahui nilai

kapasitas daya dukung fondasi tiang *bored pile*, serta menganalisis pengaruh perubahan dimensi terhadap kapasitas tersebut. Dimensi tiang bor yang digunakan dalam analisis meliputi diameter 0,6 m, 0,7 m, dan 0,8 m, dengan pendekatan perhitungan menggunakan metode Reese & Wright serta metode *Skempton*. Hasil analisis menunjukkan bahwa kapasitas daya dukung tiang bor berdasarkan metode Reese & Wright untuk masing-masing diameter 0,6 m, 0,7 m, dan 0,8 m berturut-turut adalah sebesar 1211,81 kN, 1489,37 kN, dan 1482,45 kN. Sementara itu, hasil perhitungan dengan metode *Skempton* untuk diameter yang sama menghasilkan kapasitas dukung sebesar 1004,7 kN, 1229,87 kN, dan 1482,45 kN. Berdasarkan hasil perhitungan kapasitas daya dukung kelompok tiang, diperoleh nilai yang lebih besar dibandingkan beban aksial rencana sebesar 5736 kN, sehingga jumlah tiang yang dibutuhkan dari masing-masing metode perhitungan telah memenuhi persyaratan stabilitas struktur.

Penelitian yang dilakukan oleh Fadli (2021) menjelaskan kapasitas daya dukung fondasi tiang bor dengan memvariasikan diameter tiang sebesar 0,6 m, 0,8 m, dan 1 m. Analisis kapasitas dukung aksial dilakukan dengan menggunakan metode *Reese & O'Neill* serta metode Meyerhof. Sementara itu, analisis kapasitas dukung lateral diterapkan menggunakan metode *Broms* dan *Reese & Matlock*. Tujuan dari penelitian ini adalah untuk mengetahui sejauh mana variasi dimensi memengaruhi kapasitas dukung aksial maupun lateral fondasi tiang bor. Berdasarkan hasil perhitungan kapasitas dukung aksial untuk masing-masing diameter 0,6 m, 0,8 m, dan 1 m, diperoleh nilai sebesar 12.330,6 kN; 12.767,4 kN; dan 12.769,9 kN melalui metode *Reese & O'Neill*. Sedangkan dengan metode Meyerhof berdasarkan data SPT, didapatkan hasil sebesar 10.333,4 kN; 12.624,8 kN; dan 13.677,9 kN. Adapun berdasarkan data hasil uji laboratorium, metode Meyerhof menghasilkan nilai masing-masing sebesar 11.836,9 kN; 13.117,2 kN; dan 14.904,27 kN. Seluruh nilai tersebut lebih besar dari beban aksial rencana (P) sebesar 9353,43 kN, sehingga fondasi dinyatakan aman untuk digunakan. Untuk kapasitas dukung lateral, hasil perhitungan dengan metode *Broms* pada diameter 0,6 m, 0,8 m, dan 1 m adalah 293,793 kN; 465,527 kN; dan 665,274 kN. Sedangkan metode *Reese & Matlock* memberikan hasil sebesar 290,6684 kN; 460,574 kN; dan

658,1968 kN. Nilai-nilai kapasitas lateral tersebut memenuhi kriteria keamanan karena defleksi yang terjadi masih berada dalam batas izin, yaitu antara 6 mm hingga 18 mm.

2.7 Penurunan Fondasi Tiang Bor Menggunakan Metode Elemen Hingga

Penelitian yang dilakukan oleh Prakasa (2016) menjelaskan Fondasi Tiang Bor (*bored pile*) memiliki berbagai permasalahan, terutama pada saat pelaksanaan penggalian lubang tiang yang dapat mengakibatkan perubahan perilaku tanah dan permasalahan yang ada sangat kompleks, kondisi tanah kohesif dilokasi proyek dan jenis fondasi yang digunakan tentu saja harus diperhatikan. Hasil Perhitungan Settlement/Penurunan Fondasi Tiang Bor. Berdasarkan dari hasil perhitungan manual yaitu besar penurunan elastic tiang terbesar adalah berada di Tipe Pile P2A, P2 (Grid B-5 & C-5) dan Tipe Pile P2A (Grid I-5) sebesar 6.6674 mm - 6.6854 mm. Untuk hasil perhitungan pada program *Plaxis* 2D Student Version, untuk Tipe Pile P2A (Grid B-5) memiliki penurunan tanah sebesar 0.10078 mm (Cal. Phase 3) dan 0.0181 mm (Cal. Phase 2). Batas penurunan elastik tiang terbesar pada Proyek Yogya Toserba II Majalengka masih normal, jauh dari batas maksimal penurunan untuk bangunan umum 25.4 mm atau 2.54 cm.

Penelitian yang dilakukan oleh Agung (2017) menjelaskan kedalaman tanah keras lebih dari 20 meter, maka harus digunakan fondasi tiang. Fondasi *bored pile* dipilih karena menyesuaikan dengan keadaan di sekeliling proyek. Tinjauan ulang dilakukan pada Proyek Pembangunan Jalan Layang Kapt.Tendean – Blok M – Cileduk, Paket Santa Section P10-P11. Perhitungan daya dukung dan penurunan fondasi dilakukan dengan metode manual menggunakan metode Terzaghi dan Meyerhof dan menggunakan program computer Allpile. Perhitungan daya dukung fondasi satu tiang P10 metode Terzaghi dan Meyerhof berdasarkan data SPT P10 $Q_{all} = 580,6$ ton, SPT P11 $Q_{all} = 751,5$ ton. Perhitungan fondasi tiang kelompok berdasarkan nilai efisiensi metode Converse-Labarre P10 = 0,82 didapatkan $Q_{pg} = 1911,2$ ton sedangkan P11 = 0,75 didapatkan $Q_{pg} = 2277,9$ ton. Penurunan fondasi tiang kelompok P10 $S_g = 8,1$ cm dan P11 $S_g = 8,86$.

Penelitian yang dilakukan oleh Ramdhany (2021) menjelaskan Fondasi tiang

bor merupakan bagian dari struktur yang memberikan beban ke tanah dan batuan di bawahnya. Energi dukung beban yang diijinkan fondasi harus lebih besar dari beban yang bekerja pada fondasi, baik statis maupun dinamis, susut yang diakibatkan oleh beban tidak boleh melewati susut yang ditetapkan. Hasil dan tinjauan penelitian adalah perhitungan energi dukung fondasi tiang bor dengan metode Meyerhof diameter 100 cm sebesar 25257,54 kN, dan diameter 120 cm sebesar 34439 kN sedangkan dengan metode Reese & Wright fondasi diameter 100 cm sebesar 16329,12 kN, dan diameter 120 cm sebesar 19876,32 kN, dan yang terakhir dengan menggunakan metode O'Neil dan Reese fondasi diameter 100 cm sebesar 18025,03 kN, dan diameter 120 cm sebesar 22318,3kN. Dari hasil pembahasan tiga metode daya dukung tersebut didapatkan nilai Q_u optimis dari metode Meyerhof. Sedangkan untuk pembahasan penurunan fondasi *bored pile* metode Vesic diameter 100 cm sebesar $59,21 < 100$ mm, dan diameter 120 cm sebesar $97,5 < 120$ mm. Setelah perhitungan penurunan tersebut selesai dinyatakan bahwa penurunan fondasi *bored pile* yang terjadi di kedua diameter *bored pile* 100 cm dan 120 cm pada titik aman.

2.8 Perbandingan dengan Penelitian yang pernah Ada

Berdasarkan penelitian-penelitian yang telah dilakukan sebelumnya, terdapat beberapa perbandingan dengan Tugas Akhir ini. Hal tersebut dapat dilihat pada Tabel 2.1.

Tabel 2. 1 Perbandingan Penelitian Sekarang

	Penelitian yang Pernah Ada						Penelitian yang Dilakukan
Penelitian	Fauzhan (2021)	Salman (2023)	Lianto (2023)	Siti Nur Aulia (2023)	Nurachim (2017)	Haq (2018)	Dandhi (2023)
Judul	Perencanaan Fondasi Tiang Bor (<i>Bored Pile</i>) Sebagai Alternatif Fondasi Pada Pekerjaan Penggantian Jembatan Simamora Ruas Pameu - Simpah Uning Kabuten Aceh Tengah	Kajian Ulang Desain Struktur Bawah Pier 4 Dengan Pondasi Bored Pile Pada Jembatan Jalan Lingkar Utara Tasikmalaya (Jembatan Ciloseh)	Studi Kapasitas Fondasi Tiang Bor (<i>Bored Pile</i>) Pada <i>Abutment</i> 2 Jembatan Boulevard II	Analisis Pembebanan dan Perbandingan Fondasi Tiang Bor dengan Tiang Pancang pada Jembatan Surah	Analisis Daya Dukung Kelompok Tiang Bor Pada Jembatan Moh Toha	Pengaruh Variasi Dimensi Terhadap Kapsitas Dukung Fondasi Tiang Bor Kelompok Dengan Menggunakan Metode Elemen Hingga	Analisis Kapasitas Dukung Fondasi <i>Bored Pile</i> Dengan Variasi Diameter Pada Jembatan Baran 1 Sta 3+578

Lanjutan Tabel 2. 1 Perbandingan Penelitian yang Pernah Ada dengan Sekarang

	Penelitian yang Pernah Ada						Penelitian yang Dilakukan
Penelitian	Fauzhan (2021)	Salman (2023)	Lianto (2023)	Siti Nur Aulia (2023)	Nurachim (2017)	Haq (2018)	Dandhi (2023)
Metode	- Meyerhof	- Meyerhof - Reese & Wright - Elemen hingga atau <i>PLAXIS 2D V.20</i>	- Reese & Wright - <i>PLAXIS 2D</i>	- Reese & Wright - Skempton	- Reese & Wright - <i>PLAXIS 3D</i>	- Meyerhof - Reese & Wright - Elemen hingga atau - <i>PLAXIS 2D V.85</i>	- Meyerhof - Reese & Wright - <i>PLAXIS 2D</i>
Tujuan	Mengetahui kapasitas dukung dan penurunan pada tiang tunggal dan kelompok.	Mengetahui kapasitas dukung fondasi <i>Bored Pile</i> dan penurunan kelompok tiang dengan metode	Mengetahui kapasitas dukung fondasi dan penurunan dengan alternatif metode	Mengetahui besarnya pembebanan Jembatan Surah berdasarkan SNI 1725-2016,	Mengatahui perbandingan kapasitas dukung fondasi dengan metode konvensional dan pemodelan	Mengetahui besarnya pengaruh variasi dimensi terhadap kapasitas dukung tiang bor.	Mengetahui kapasitas dukung fondasi tiang bor (<i>existing</i>) dan perbandingan

Lanjutan Tabel 2. 1 Perbandingan Penelitian yang Pernah Ada dengan Sekarang

	Penelitian yang Pernah Ada						Penelitian yang Dilakukan
Penelitian	Fauzhan (2021)	Salman (2023)	Lianto (2023)	Siti Nur Aulia (2023)	Nurachim (2017)	Haq (2018)	Dandhi (2023)
	penurunan yang terjadi	Meyerhof dan Reese & Wright. Pada Jembatan Jalan Lingkar Utara Tasikmalaya (Jembatan Ciloseh)		Mengetahui kapasitas daya dukung fondasi tiang bor dengan menggunakan metode Reese & Wright dan metode Skempton,	software. Membandingkan dengan kondisi di eksisting yang berupa fondasi <i>bored pile</i> .		kapasitas dukung fondasi tiang bor dengan variasi diameter dimensi
Hasil	Berdasarkan Hasil Analisa perhitungan yang telah dilakukan didapatkan besar daya dukung tiang	Dari analisis kapasitas dukung fondasi dan analisis penurunan menggunakan metode Meyerhof	Hasil daya dukung aksial dengan menggunakan metode analitik yaitu (Qg) 229681 kN (Meyerhof)	Nilai kapasitas daya dukung fondasi tiang bor Metode Reese & Wright sebesar 589,37 Ton dan Metode Skempton sebesar 476,55 Ton.	Semua hasil daya dukung kelompok tiang bor dengan menggunakan metode konvensional dan	Hasil analisis kapasitas dukung fondasi tiang dengan variasi diameter	Hasil dari kapasitas dukung dengan alternatif dimensi yaitu diameter 0,8 m, 1 m, 1,2 m dan diameter 1 m pada kedalaman tiang 8 m menggunakan metode Meyerhof didapatkan masing-masing sebesar 209717,01 kN, 252811,20 kN, 220100,91 kN dan 169228,19 kN

Lanjutan Tabel 2. 1 Perbandingan Penelitian yang Pernah Ada dengan Sekarang

	Penelitian yang Pernah Ada						Penelitian yang Dilakukan
Penelitian	Fauzhan (2021)	Salman (2023)	Lianto (2023)	Siti Nur Aulia (2023)	Nurachim (2017)	Haq (2018)	Dandhi (2023)
	kelompok sebesar 1047,22 kN dan nilai penurunan fondasi tiang tunggal dan kelompok diperoleh nilai yang sama yaitu 63,45 mm.	dan Reese & Wright dengan variasi diameter yaitu 0,8 m, 1 m, dan 1,2 m. didaparkan kesimpulan, semakin besar diameter fondasi, maka semakin besar kapasitas dukung fondasi. Sedangkan semakin besar diameter fondasi, maka semakin kecil penurunan yang terjadi.	dan 164798 kN (Reese & Wright). Penurunan kelompok tiang ang diperoleh 122 mm. sedangkan analisis menggunakan metode numerik menghasilkan (Qg) 110193 kN dan penurunan kelompok tiang sebesar 113 mm.	Nilai kapasitas daya dukung fondasi tiang pancang Metode U.S. Army Corps sebesar 439,64 Ton dan Metode Tomlinson sebesar 630,10 Ton. Fondasi yang lebih efektif digunakan pada Jembatan Surah adalah Fondasi Tiang Pancang.	metode numerik memiliki kapasitas daya dukung kelompok fondasi tiang bor lebih besar dari beban ang diterima.	menggunakan metode Meyerhof dan Reese & Wright lebih besar dari beban yang diterima. Sedangkan penurunan yang terjadi dengan variasi dimensi menggunakan metode statis maupun numerik masih aman dari penurunan yang diijinkan.	serta penurunan didapatkan masing-masing sebesar 0,0484 m, 0,0467 m, 0,0403 m dan 0,0287 m . Untuk metode Reese & Wright didapatkan kapasitas dukung masing-masing sebesar 210259,51 kN, 219689,81 kN, 241357,74 kN dan 222891,06 kN dengan penurunannya sebesar 0,0464 m, 0,0385 m, 0,0333 m dan 0,0280 m.

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Tanah

Tanah adalah gejala alam permukaan daratan yang membentuk suatu mintakat (*zone*) yang disebut pedosfer. Tanah tersusun atas massa galir (*loose*) berupa pecahan dan lapukan batuan (*rock*) yang bercampur dengan bahan organik. Berlainan dengan mineral, tumbuhan, dan hewan, tanah bukan suatu ujud tedas (*distinct*). Setiap tubuh tanah menempati suatu bagian bentang lahan (*lanscape*) dan menjadi salah satu tampakan alamiah (*natural feature*) bentang lahan bersama dengan sungai, rawa, gunung, hutan, dan sebagainya. Keseluruhan tampakan tanah dalam suatu wilayah membentuk bentang tanah (*soilscape*) yang menjadi salah satu ciri bentang lahan di wilayah bersangkutan. Ada lima faktor pokok yang mempengaruhi pembentukan tanah dan menentukan rona bentang tanah, yaitu bahan induk, iklim, organisme hidup, timbunan, dan waktu (Notohadiprawiro, 1998).

Ditinjau dari segi asal – usulnya, tanah merupakan hasil alihrupa (*transformation*) dan alihtempat (*translocation*) zat-zat mineral dan organik. Kedua proses tersebut berlangsung di permukaan daratan di bawah pengaruh faktor-faktor lingkungan yang bekerja selama waktu sangat panjang, dan berbentuk tubuh dengan organisasi dan morfologi tertentu (Schroeder, 1984). Variasi ukuran partikel tersebut menyebabkan sifat fisik dan mekanik tanah menjadi berbeda-beda, sehingga memengaruhi perilaku tanah terhadap beban struktural. Kerikil dan pasir umumnya termasuk dalam kelompok tanah berbutir kasar, yang memiliki tingkat permeabilitas tinggi serta daya dukung yang baik. Sementara itu, lanau dan lempung tergolong tanah berbutir halus dengan sifat kohesif yang lebih tinggi, namun memiliki permeabilitas rendah dan rentan mengalami perubahan volume akibat kadar air. Oleh karena itu, identifikasi jenis tanah dan karakteristiknya menjadi langkah penting dalam perencanaan dan pelaksanaan konstruksi, khususnya dalam pemilihan dan perancangan sistem fondasi yang sesuai. 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</i> (MIT)	>2	2 – 0,06	0,06 – 0,002	<0,002
<i>U. S. Department of Agriculture</i> (USDA)	>2	2 – 0,05	0,05 – 0,002	<0,002
<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i> (AASHTO)	76,2 – 2	2 – 0,075	0,075 – 0,002	<0,002
<i>Unified Soil Classification System</i> (USCS)	76,2 – 4,75	4,75 – 0,075	Halus (yaitu lanau dan lempung) <0,0075	

Sumber: Das (1998)

3.2 Penyelidikan Tanah

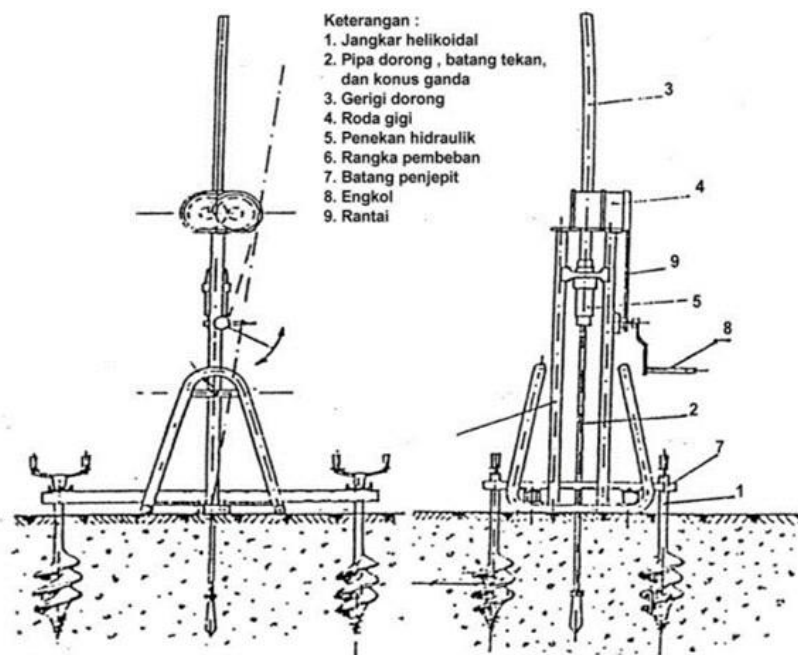
Tanah perlu dilakukan penyelidikan, hal ini berguna untuk mengetahui kondisi tanah sebelum perencanaan fondasi. Kegiatan penyelidikan tanah bertujuan untuk mengetahui dan mendapatkan informasi mengenai karakteristik tanah, jenis tanah, dan daya dukung yang berguna sebagai dasar dari perencanaan fondasi.

Penyelidikan tanah biasanya terdiri dari 4 (empat) tahapan, yaitu pengeboran tanah, pengambilan sample tanah, pengujian sample tanah di lapangan, dan pengujian sample tanah di laboratorium. Di Indonesia, pengujian sample tanah di lapangan yang biasanya dilakukan adalah Uji *Cone Penetration Test* (CPT) dan Uji *Standart Penetration Test* (SPT). Sebagaimana yang dilakukan dalam pengujian sample tanah pada proyek pembangunan jalan tol Solo – Yogyakarta – NYIA Kulon Progo seksi 1 paket 1.1.

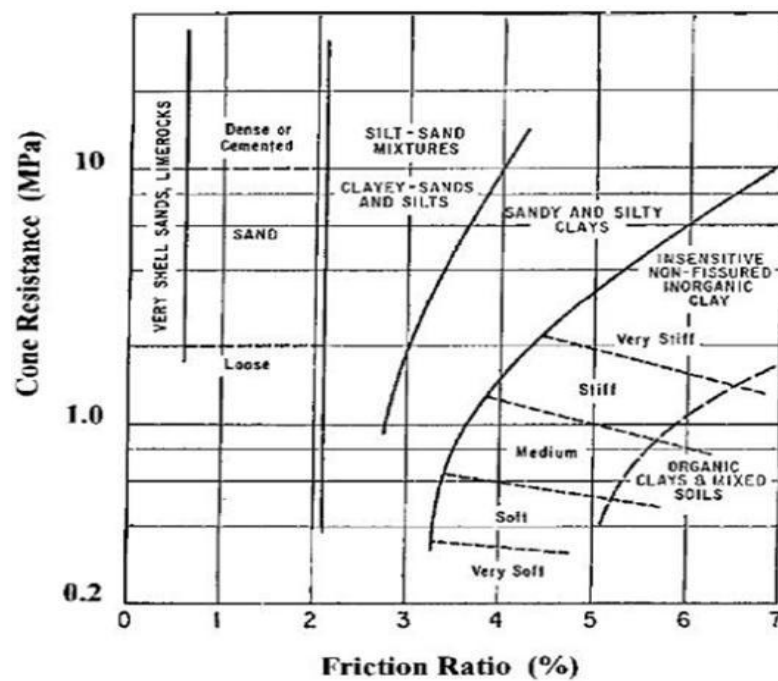
1. Uji *Cone Penetration Test* (CPT)

Data hasil uji sondir tersebut kemudian digunakan untuk menginterpretasikan jenis tanah, kedalaman lapisan tanah keras, serta kapasitas daya dukung tanah pada berbagai kedalaman. Dengan menganalisis grafik hubungan antara kedalaman dan nilai perlawanan konus maupun geser, dapat ditentukan zona-zona tanah yang memiliki karakteristik cukup kuat untuk mendukung fondasi. Uji ini sangat penting dalam perencanaan fondasi karena memberikan informasi yang cepat dan relatif akurat mengenai kondisi tanah di lapangan, terutama dalam mendesain fondasi tiang seperti *bored pile* dan tiang pancang. Interpretasi data CPT juga dapat digunakan dalam korelasi empiris untuk menentukan parameter geoteknik lainnya, seperti modulus elastisitas tanah dan potensi penurunan.

Gambar alat Uji *Cone Penetration Test* (CPT) atau Uji Sondir dan gambar hasil diagram hubungan kedalaman dengan nilai perlawanan konus (q_c) dan perlawanan geser (f_s) dapat dilihat pada Gambar 3.1 dan Gambar 3.2 berikut ini.



Gambar 3. 1 Rangkaian Alat Penetrasi Konus (Sondir Belanda)
(Sumber : SNI 2827:2008)



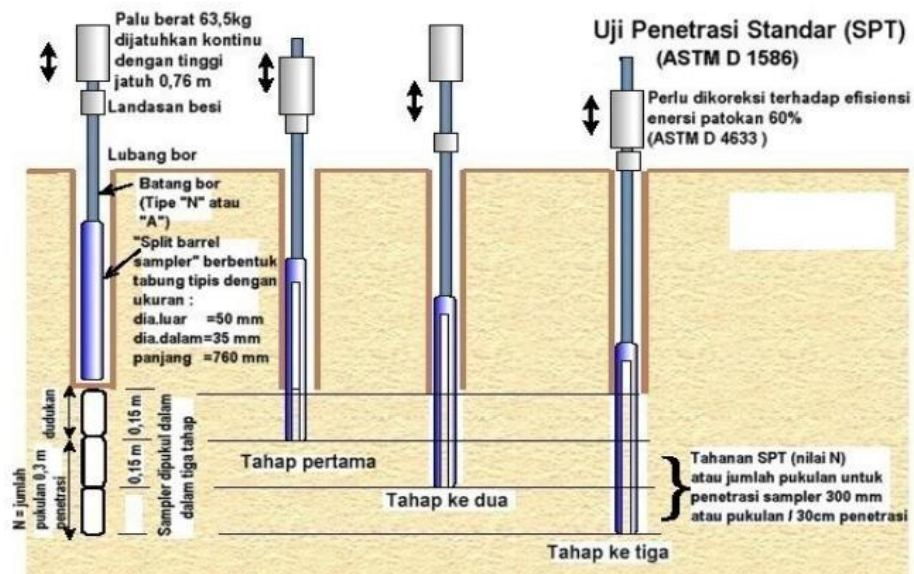
Gambar 3. 2 Hubungan Nilai Perlawanan Konus (q_c) dan Perlawanan Geser (f_s)

(Sumber : Schmertmann, 1978)

2. Pengujian Sample Tanah *Standart Penetration Test* (SPT)

Uji *Standart Penetration Test* (SPT) bertujuan untuk mendapatkan jenis tanah dan kekuatan tanah dari beberapa lapisan tanah di bawah permukaan. Uji SPT dilakukan dengan cara menghitung jumlah pukulan palu pemukul yang diperlukan untuk mendasak tabung ke bawah permukaan tanah. Berat palu pemukul yang digunakan adalah 63,5 kg dengan ketinggian jatuh 75 cm. Perhitungan jumlah pukulan dilakukan 3 kali dalam setiap penetrasi 15 cm. Hasil penyelidikan uji SPT diperoleh dengan cara menjumlahkan jumlah pukulan yang didapatkan setiap 15 cm penetrasi dalam jumlah 3 kali disajikan berupa grafik hasil pengujiannya.

Gambar pengujian Uji *Standart Penetration Test* (SPT) dapat dilihat pada Gambar 3.3 di bawah ini.



Gambar 3. 3 Urutan Uji Penetrasi Standar (SPT)

(Sumber : SNI 4153:2008)

3.3 Fondasi Tiang Bor (*Bored Pile*)

Fondasi tiang bor (*Bored Pile*) adalah salah satu jenis fondasi yang digunakan untuk meneruskan beban ke tanah yang relatif lunak sampai kedalaman tertentu, sehingga fondasi bangunan mampu memberikan dukungan yang cukup untuk

mendukung beban tersebut oleh gesekan dinding tiang dengan tanah di sekitarnya. (Hardiyatmo, 2010). Fondasi memiliki fungsi utama yaitu untuk mendistribusikan beban struktur atas ke tanah, sehingga seluruh struktur dapat berdiri dengan kokoh di atas tanah. Fondasi *bored pile* digunakan di tempat yang umumnya memiliki diameter sekitar 750 mm atau lebih, dengan atau tanpa tulangan baja dan dengan atau tanpa alas yang diperbesar. Langkah dalam pelaksanaan fondasi tiang bor yaitu dengan membuat lubang yang dibor atau digali ke bagian bawah fondasi struktur lalu diisi dengan beton segar.

Tergantung pada kondisi tanah, jika tanah mengandung air maka pipa besi (casing) dapat digunakan agar mencegah tanah di sekitar lubang mengalami keruntuhan selama konstruksi dengan menahan dinding lubang lalu pipa besi ditarik ke atas pada waktu pengecoran beton. Namun pada umumnya dipakai juga pada tanah yang stabil dan kaku, sehingga memungkinkan dalam membuat lubang yang stabil dengan alat bor. Pada tanah yang cenderung keras ataupun berbatuan lunak, dasar dari tiang dapat dibesarkan untuk menambah tahanan dukung ujung tiang. Jenis Fondasi *bored pile* dapat dipakai pada tanah dasar yang memiliki daya dukung terletak sangat dalam, kurang lebih hingga 15 m.

Daya dukung *Bored Pile* didapat dari daya dukung ultimit (*ultimate bearing capacity*) yang merupakan penjumlahan dari daya dukung ujung (*end bearing capacity*) dan daya dukung selimut (*skin bearing capacity*). Daya dukung ujung diperoleh dari tekanan ujung, sedangkan daya dukung selimut diperoleh dari gaya gesek antara *Bored Pile* dengan tanah disekelilingnya. Fondasi *Bored Pile* tentunya akan berinteraksi dengan tanah dalam menghasilkan kapasitas dukung yang dapat memberi keamanan pada struktur atas. Agar mendukung didapatnya daya dukung yang cukup akurat, maka diperlukan penyelidikan tanah untuk menunjang data dan mengetahui kondisi serta parameter di dalam tanah.

Menurut penggunaannya, Fondasi *Bored Pile* banyak memiliki keuntungan dan kerugian. Adapun keuntungan Fondasi *Bored Pile* adalah sebagai berikut.

1. Tidak ada resiko kenaikan muka tanah.
2. Kedalaman tiang dapat divariasikan.
3. Tanah dapat diperiksa dan dicocokkan dengan data laboratorium.

4. Tiang dapat dipasang sampai kedalaman yang dalam, dengan diameter yang besar, dan dapat dilakukan pembesaran ujung bawahnya jika tanah dasar berupa lempung atau batuan lunak.
5. Penulangan tidak dipengaruhi oleh tegangan pada waktu pengangkutan dan pemancangan.

Sedangkan, kerugian Fondasi *Bored Pile* adalah sebagai berikut.

1. Pengeboran dapat mengakibatkan gangguan kepadatan, bila tanah berupa pasir atau tanah yang berkerikil.
2. Pengecoran beton sulit bila dipengaruhi air tanah karena mutu beton tidak dapat dikontrol dengan baik.
3. Air yang mengalir ke dalam lubang bor dapat mengakibatkan gangguan tanah, sehingga mengurangi kapasitas dukung tanah terhadap tiang.
4. Pembesaran ujung bawah tiang tidak dapat dilakukan bila tanah berupa pasir.

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

1. Kondisi Tanah

Pengendalian mutu fondasi tiang bor perlu dilakukan sejak tahap awal dengan memahami terlebih dahulu kondisi tanah yang akan digunakan sebagai dasar pembangunan. Pada tanah yang memiliki potensi longsor tinggi, seperti pasir lepas atau berbutir sedang, pelaksanaan pekerjaan memerlukan perhatian khusus, termasuk penggunaan alat tambahan seperti casing serta alokasi waktu pengerjaan yang lebih lama. Data yang memadai harus diperoleh melalui survei geoteknik lapangan, mengingat kemungkinan permasalahan yang dapat timbul sangat beragam. Selain itu, permukaan lubang bor yang terbentuk selama proses pengeboran harus diperiksa secara cermat.

Jika terdapat perbedaan signifikan antara kondisi tanah aktual dan yang telah diasumsikan dalam tahap perencanaan, maka hal tersebut harus segera dilaporkan karena dapat memengaruhi kapasitas daya dukung fondasi secara keseluruhan. Ketidaksesuaian kondisi lapangan yang tidak terduga dapat menimbulkan dampak terhadap durasi maupun biaya pelaksanaan proyek

dan berpotensi menimbulkan perselisihan. Oleh sebab itu, sebelum memulai pelaksanaan konstruksi, penting untuk mempertimbangkan kemungkinan adanya lapisan pasir jenuh air, kerikil atau batu besar (*boulder*), sisa struktur lama, tanah timbunan, lapisan batuan dasar, serta muka air tanah di lokasi pekerjaan.

2. Inspeksi Lubang Bor

Pengendalian mutu pada proses pemboran lubang mencakup tiga aspek utama, yaitu penyelesaian akhir pengeboran, identifikasi jenis tanah yang diambil selama proses, serta pembersihan dasar lubang bor. Masing-masing aspek tersebut umumnya memiliki prosedur pemeriksaan tersendiri guna menjamin mutu dan kelayakan hasil pekerjaan.

3. Tulangan dan Cara Penulangan

Pemeriksaan terhadap tulangan mencakup verifikasi jumlah dan diameter batang tulangan yang digunakan. Selain itu, perlu diperhatikan ketahanan besi terhadap tekanan penutup beton, karena pencopotan tulangan secara tidak tepat dapat mengakibatkan deformasi berlebih pada lubang bor serta berpotensi merusak stabilitas dinding lubang tersebut.

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 fondasi. 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 besi.

Berdasarkan proses pemborannya, fondasi 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 fondasi runtuh jika tidak dilindungi.

3.4 Kapasitas Dukung Fondasi *Bored Pile*

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

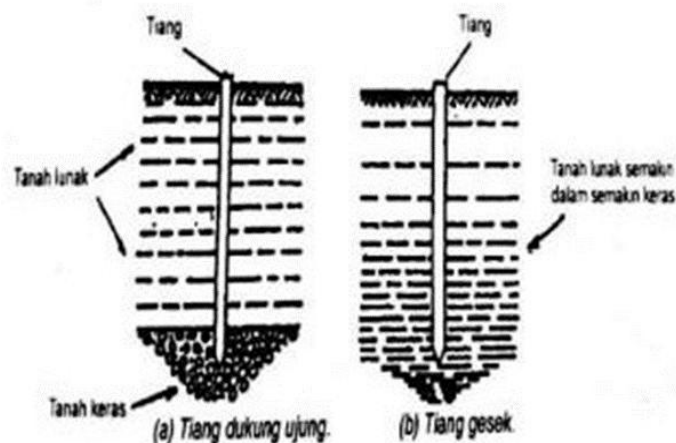
1. Tiang dukung ujung (*end bearing pile*)

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 3.4 berikut ini.



Gambar 3. 4 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 fondasi 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.

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

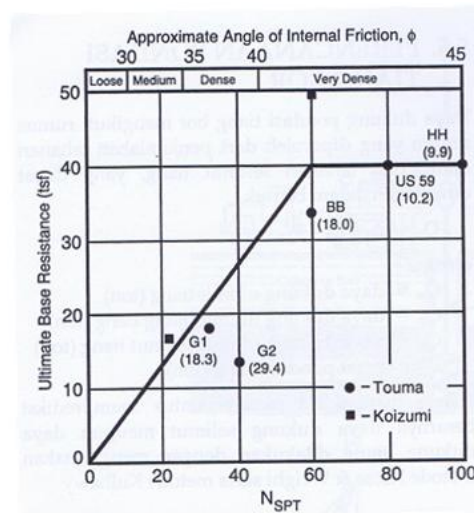
keterangan :

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 3.5 berikut ini.



Gambar 3. 5 Hubungan Tahanan Ujung Ulltimit 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.

- Tanah Kohesif

Gesekan selimut tiang dapat ditentukan dengan Persamaan 3.4 berikut ini.

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

keterangan :

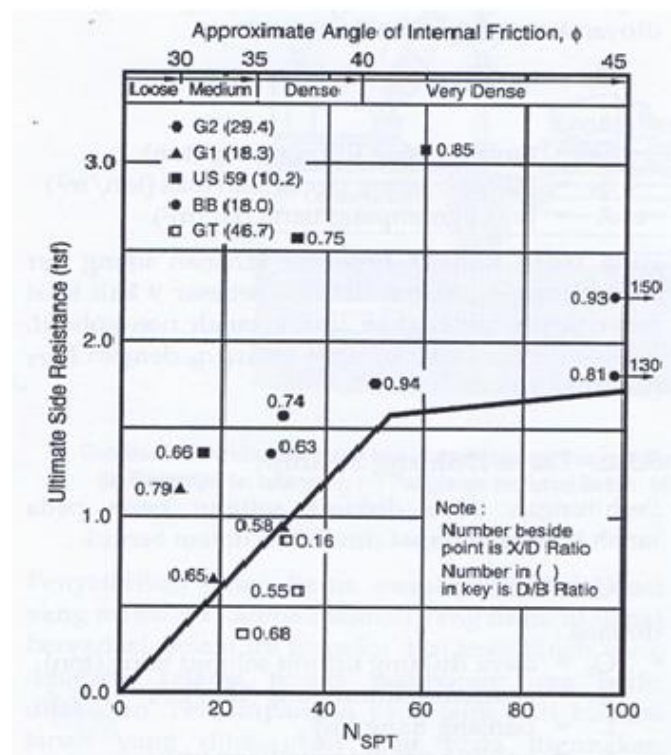
f = gesekan selimut tiang per satuan luas (t/m^2),

α = faktor adhesi (diambil 0,4), dan

C_u = kohesi tanah pada kondisi undrained.

- Tanah Non-Kohesif

Besarnya nilai f dapat diperoleh dari korelasi langsung dengan N -SPT pada grafik, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 3.6 berikut ini.



Gambar 3. 6 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 di bawah 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 (Qall)

Untuk menghitung kapasitas daya dukung ijin (Qall) dapat menggunakan Persamaan 3.6 di bawah ini.

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

keterangan :

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

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

SF = faktor aman.

3.4.2 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Menggunakan Metode Meyerhof

Kapasitas dukung ultimit tiang bor (Q_u) menurut metode Meyerhof 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 :

Q_u = kapasitas dukung ultimit tiang (kN),

Q_b = tahanan ujung ultimit tiang (kN),

Q_s = tahanan gesek selimut tiang (kN),

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

A_b = 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

Penentuan jumlah tiang yang harus dipasang dilakukan berdasarkan besarnya beban yang diterima oleh fondasi dan kapasitas daya dukung tiang yang diperbolehkan. Persamaan 3.10 digunakan sebagai acuan dalam menghitung kebutuhan jumlah tiang, dengan rumus 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.

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

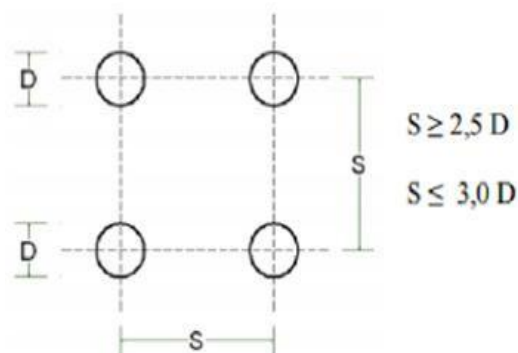
$$S \geq 3 D \quad (3.12)$$

keterangan :

S = jarak pusat ke pusat tiang, dan

D = diameter tiang

Jarak antar tiang dapat dilihat pada Gambar 3.7 berikut ini.



Gambar 3. 7 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 $S \geq 2,5 D$

- 1) 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.
- 2) 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).

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

keterangan :

Eg = 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})

Kapasitas daya dukung ultimit dapat dihitung dengan menggunakan Persamaan 3.14 di bawah ini.

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

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 Kapasitas Daya dukung Kelompok Tiang

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

$$P = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \times X_i}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \times Y_i}{\sum y^2} \quad (3.15)$$

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,
 $\sum x^2$ = jumlah kuadrat absis-absis tiang bor, dan
 $\sum y^2$ = jumlah kuadrat ordinat-ordinat tiang bor.

3.4.5 Tahanan Tarik Ke Atas

Perhitungan tahanan terhadap gaya tarik ke atas dilakukan dengan metode yang serupa dengan perhitungan tahanan gesek pada sisi dinding tiang, tanpa memperhitungkan kontribusi dari tahanan ujung tiang.

1. Tiang Tunggal

Untuk tiang tanah lempung, tahanan tarik ultimitnya dinyatakan dalam Persamaan 3.16 di bawah 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 di bawah 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 adalah gaya yang bekerja dalam arah horizontal. Gaya ini, bersama dengan momen, dapat memengaruhi fondasi sebagai akibat dari beban gempa, tekanan angin, gaya yang ditransfer dari struktur atas, serta beban statis seperti tekanan aktif tanah pada *abutment*, jembatan, atau pier, termasuk juga akibat tumbukan kapal dan beban *horizontal* lainnya (Hanifah, 2018).

Gaya lateral dapat dihitung dengan Persamaan 3.18, 3.19, 3.20, 3.21, 3.22, 3.23 di bawah ini.

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

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

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

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

$$e = \frac{0,352}{\lambda} \quad (3.22)$$

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

keterangan :

D = diameter *Bored Pile*

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 (m^4),

$M_{\max}$ = 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 Fondasi *Bored Pile*

Penurunan fondasi terjadi karena adanya beban di atas fondasi yang mengakibatkan tegangan pada lapisan tanah di bawah beban tersebut. Adanya pembebanan mengakibatkan keluarnya air pori disertai berkurangnya volume tanah sehingga dapat terjadi deformasi partikel tanah.

Penurunan elastis fondasi tiang adalah perpindahan vertikal tiang akibat deformasi elastis tanah di sekitarnya saat menerima beban. Deformasi ini dapat dibalik, artinya tiang akan kembali ke posisi semula jika beban dihilangkan.

Vesic (1977) memisahkan penurunan total menjadi tiga komponen dan menyarankan untuk menentukan dari analisis elastis. Tiga komponen elastis tersebut adalah:

1. Pendekatan elastis tiang
2. Penurunan tiang akibat beban kerja (Q_{wp}) di titik tiang
3. Penurunan tiang akibat beban kerja (Q_{ws}) di sepanjang poros tiang

Penurunan elastis total tiang dibawah beban kerja Q_w dihitung dengan Persamaan 3.24 berikut.

$$S_e = S_{e(1)} + S_{e(2)} + S_{e(3)} \quad (3.24)$$

Jika tidak ada gesekan sepanjang poros tiang, beban tiang tetap sama di semua kedalaman, dan pendekatan elastis menjadi $Q_w L / A_p E_p$. Karena gesekan, $S_{e(1)}$ akan berbeda dan bergantung pada variasi gesekan di sepanjang poros tiang. Hal ini dapat ditunjukkan secara teoritis dalam Persamaan 3.25 berikut.

$$S_{e(1)} = \frac{(Q_{wp} + \xi \times Q_{ws})L}{A_p E_p} \quad (3.25)$$

dengan:

- Q_{wp} = beban kerja pada titik tiang
- Q_{ws} = beban kerja sepanjang poros tiang
- A_p = luas penampang tiang
- L = panjang tiang
- E_p = modulus elastisitas material tiang
- ξ = konstanta dalam kisaran 0,50 - 0,67

Penurunan tiang pancang yang disebabkan oleh beban yang dipikul pada titik tiang dapat dinyatakan dalam Persamaan 3.26 berikut.

$$S_{e(2)} = \frac{Q_{wp} C_p}{D q_p} \quad (3.26)$$

dengan:

- D = diameter tiang
- Q_{wp} = beban kerja di titik tiang
- q_p = tahanan titik ultimit tiang
- C_p = koefisien empiris

Penurunan tiang yang disebabkan oleh beban yang dipikul oleh poros tiang dapat dinyatakan dalam Persamaan 3.27 berikut.

$$S_e(3) = \left(\frac{Q_{ws}}{p \times L} \right) \frac{D}{E_s} (1 - \mu^2) I_{ws} \quad (3.27)$$

dengan:

- P = keliling tiang
 L = panjang tiang yang tertanam
 I_{ws} = faktor pengaruh

Sebagai catatan bahwa Q_{ws}/pL adalah nilai rata-rata f sepanjang poros tiang. Faktor pengaruh memiliki hubungan empiris yang sederhana (Vesic, 1977):

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

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 3.28 di bawah ini.

$$S_{izin} = 10\% \cdot D \quad (3.28)$$

dengan :

- D = diameter tiang (m)

Penurunan yang diizinkan untuk kelompok tiang dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.29 berikut.

$$S_{izin} = \frac{L}{250} \quad (3.29)$$

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

3.6.4 Beban Mati

3.6.4.1 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 3.2 di bawah ini.

Tabel 3. 2 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 $f'_c < 35\text{MPa}$	22,0-25,0	2320
	$35 < f'_c < 105 \text{ MPa}$	$22 + 0,022f'_c$	$2240 + 2,29 f'_c$
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 3.3 berikut ini.

Tabel 3. 3 Faktor Beban Untuk Berat Sendiri

Tipe Beban	Faktor Beban (γ_{MS})			
	Keadaan Batas Layan (γ^S) _{MS}		Keadaan Batas Limit (γ^U) _{MS}	
	Bahan		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)

3.6.4.2 Beban Mati Tambahan (M_A)

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 3.4 di bawah ini.

Tabel 3. 4 Faktor Beban Untuk Beban Mati Tambahan

Tipe Beban	Faktor Beban (γ_{MA})			
	Keadaan Batas Layan (γ^S) _{MA}		Keadaan Batas Limit (γ^U) _{MA}	
	Keadaan		Biasa	Terkurangi
Tetap	Umum	1,00	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)

3.6.4.3 Beban Akibat Tekanan Tanah Aktif (T_A)

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 . Nilai-nilai *planning* berdasarkan c dan ϕ 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 yang sinkron misalnya yang tercantum dalam Tabel 3.5 di bawah ini.

Tabel 3. 5 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)	
<i>Catatan</i> ⁽¹⁾ : Tekanan tanah lateral dalam keadaan diam biasanya tidak diperhitungkan pada keadaan batas ultimit				

Sumber: SNI 1725 (2016)

a. Tekanan Tanah Aktif (P_a)

Tekanan tanah aktif dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.30 berikut.

$$P_a = (K_a \times \gamma_s \times z) + (2c \times \sqrt{K_a}) \quad (3.30)$$

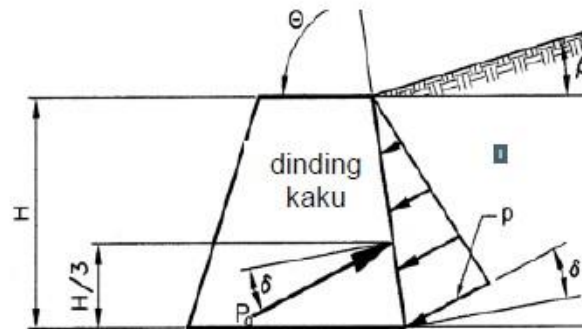
dengan,

P_a = Tekanan tanah aktif (kN/m²),

γ_s = Berat jenis tanah (kN/m³),

- z = Kedalaman yang diukur dari permukaan tanah (m),
 c = Kohesi tanah (kN/m²),
 K_a = Koefisien tekanan tanah aktif,

Notasi yang diperlukan dalam menghitung koefisien tekanan tanah aktif dapat dilihat pada Gambar 3.8 berikut.



Gambar 3. 8 Notasi untuk Perhitungan Tekanan Tanah Aktif

Coulumb

(Sumber : SNI 1725-2016, Pasal 7.4)

Nilai-nilai untuk koefisien tekanan tanah lateral aktif dapat ditentukan dengan menggunakan Persamaan 3.31, Persamaan 3.32, dan Persamaan 3.33 berikut.

$$K_a = \frac{\sin 2x (\theta + \phi'f)}{\Gamma x [\sin 2x \theta \sin (\theta - \delta)]} \quad (3.31)$$

$$\Gamma = 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'f + \delta) x \sin(\phi'f - \beta)}{\sin(\theta - \delta) x \sin(\theta + \beta)}} \quad (3.32)$$

$$\phi'f = \tan^{-1} x (K\phi R x \tan \phi) \quad (3.33)$$

dengan,

- K_a = Koefisien tekanan tanah lateral aktif,
 θ = Sudut pada dinding belakang terhadap garis horizontal (°),
 $\phi'f$ = Sudut geser efektif tanah (°),
 Γ = Faktor pembagi koefisien tekanan tanah lateral aktif,
 δ = Sudut geser antara urukan dan dinding (°), nilai δ diambil

melalui pengujian laboratorium atau dapat mengacu pada Tabel 3.9,

β = Sudut pada urukan terhadap garis horizontal ($^{\circ}$),

$K\phi R$ = Faktor pengurangan kekuatan = 0,70

Tabel 3. 6 Sudut Geser Berbagai Material

(US Department of The Navy, 1982a)

Material	Sudut Geser δ ($^{\circ}$)
Beton pada material fondasi sebagai berikut :	
• Batuan	35
• Kerikil, campuran kerikil-pasir, pasir kasar	29 – 31
• Pasir halus hingga medium, pasir kelanauan medium hingga kasar, kerikil kelanauan atau berlempung	24 – 29
• Pasir halus, pasir kelanauan atau berlempung halus hingga medium	19 – 24
• Lanau kepasiran halus, lanau non plastis	17 – 19
• Lempung prakonsolidasi atau residual yang sangat teguh dan keras	22 – 26
• Lempung agak teguh hingga lempung teguh, dan lempung kelanauan	17 – 19

(Sumber : SNI 1725-2016, Pasal 7.4)

Tabel 3. 7 Hubungan Nilai SPT terhadap Kohesi (C_u)

Jenis Tanah	Nilai N-SPT	Nilai Kohesi (C_u)
Tanah Lempung	$N < 2$	0 – 12 kPa
	$N = 2 - 5$	12 – 25 kPa
	$N = 5 - 10$	25 – 50 kPa
	$N = 10 - 20$	50 – 100 kPa
	$N = 20 - 40$	100 – 200 kPa
	$N > 40$	> 200 kPa

Tabel 3. 8 Hubungan Nilai N-SPT Terhadap Sudut Geser Dalam (ϕ)

Nilai N-SPT	Sudut Geser Dalam (ϕ)
$N < 4$	$< 28^\circ$
$N = 4 - 10$	$28 - 30^\circ$
$N = 10 - 30$	$30 - 40^\circ$
$N = 30 - 50$	$40 - 45^\circ$
$N > 50$	$45 - 50^\circ$

3.6.5 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.

3.6.5.1 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 3.34 dan Persamaan 3.35 dan sebaran beban lajur ditunjukkan pada Gambar 3.9 di bawah ini.

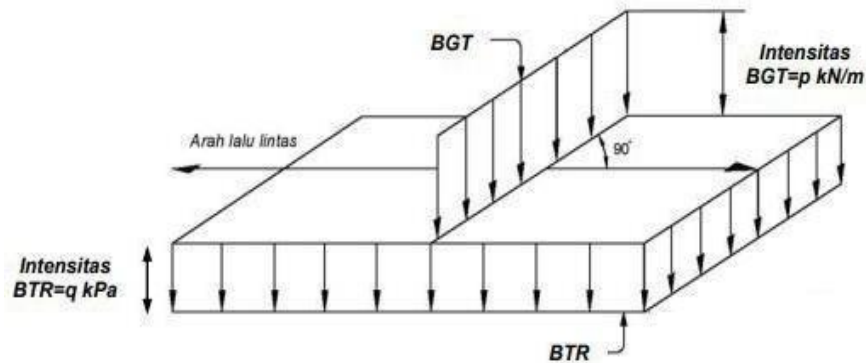
$$q = 9,0 \quad \text{kPa untuk } L \leq 30 \text{ m} \quad (3.34)$$

$$q = 9,0 (0,5 + 15/L) \quad \text{kPa untuk } L \geq 30 \text{ m} \quad (3.35)$$

dimana :

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

L = Panjang total bentang jembatan yang dibebani dalam meter



Gambar 3. 9 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	
		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)

3.6.5.2 Beban Truk (TT)

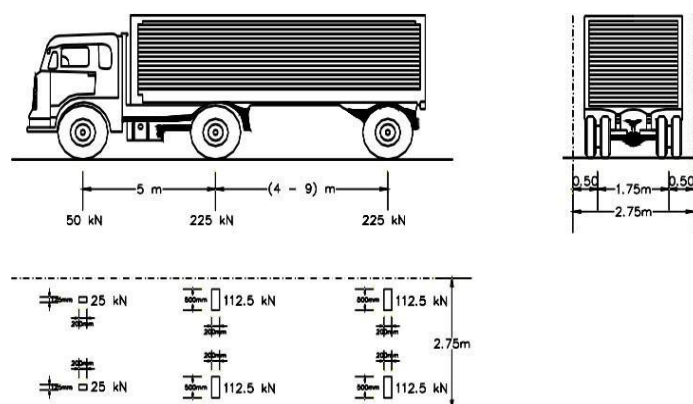
Beban truk "T" merupakan beban yang digunakan untuk perhitungan struktur bentang pendek dan lantai kendaraan jembatan. Adapun faktor beban truk ditunjukkan pada Tabel 3.10 berikut ini.

Tabel 3. 10 Faktor Beban Lajur “T”

Tipe Beban	Jembatan	Faktor Beban	
		Keadaan Batas Layan (γ^S) $\pi\pi$	Keadaan Batas Ultimit (γ^U) $\pi\pi$
Transien	Beton	1,00	1,80
	Box Girder Baja	1,00	2,00

Sumber: SNI 1725 (2016)

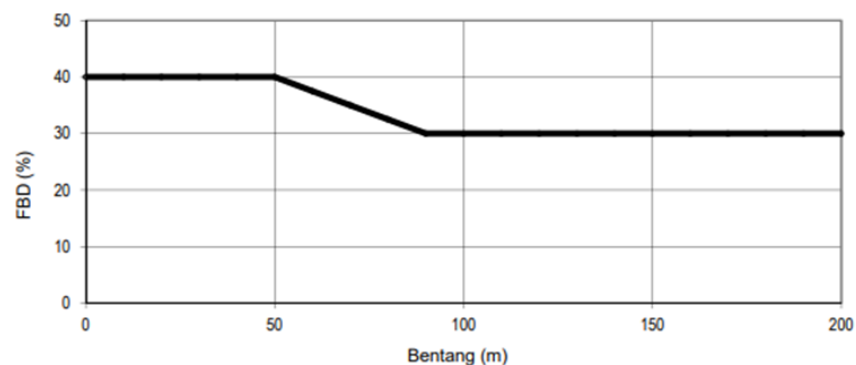
Beban truk “T” tidak dapat digunakan bersamaan dengan beban “D”. beban truk ini terdiri dari kendaraan truk *semi-trailer* yang memiliki susunan dan berat gandar tertentu dengan berat total 500 kN. Berat dari tiap gandar tersebut nantinya akan disebarkan menjadi 2 beban merata yang sama besarnya. Jarak 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 satu tempat pada satu lajur lalu lintas. Sebaran beban truk dapat dilihat pada Gambar 3.10.

**Gambar 3. 10 Beban Truk "TT"**

(Sumber: SNI 1725, 2016)

3.6.5.3 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 3.11 di bawah ini.



Gambar 3. 11 Faktor Beban Dinamis Untuk Beban Lajur “D”

(Sumber: SNI 1725, 2016)

3.6.5.4 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.

3.6.5.4.1 25% dari berat gandar truk desain, atau

3.6.5.4.2 5% dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi rata BTR

3.6.5.5 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.

3.6.6 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.

3.6.6.1 Beban Angin (*EW*)

Beban angin yang terjadi mengikuti perencanaan tinggi jembatan dari permukaan tanah atau sungai. Beban angin harus diasumsikan terdistribusi secara merata pada permukaan yang terkena oleh angin. Perhitungan untuk beban angin dapat menggunakan Persamaan 3.36 dan Persamaan 3.37 berikut.

$$V_{DZ} = 2,5 \times V_0 \times \left(\frac{V_{10}}{V_B}\right) \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \quad (3.36)$$

dengan,

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

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

V_B = Kecepatan angin rencana (90 – 126 km/jam),

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

V_0 = Kecepatan gesekan angin (km/jam),

Z_0 = Panjang gesekan di hulu jembatan (mm).

Catatan :

V_{10} dapat diperoleh dari :

- Grafik kecepatan angin dasar untuk berbagai periode ulang,
- Survey angin pada lokasi jembatan, dan
- Jika tidak ada data yang lebih baik, perencana dapat mengasumsikan bahwa

$$V_{10} = V_B = 90 - 126 \text{ km/jam.}$$

Nilai V_0 dan Z_0 untuk berbagai variasi kondisi permukaan hulu dapat dilihat pada Tabel 3.11 berikut.

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)

$$P_D = P_B \times \left(\frac{V_D Z}{V_B} \right)^2 \quad (3.37)$$

Dengan,

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

P_B = Tekanan angin dasar (MPa),

P_D harus lebih besar dari 4,40 kN/m

Untuk nilai tekanan air dasar dapat dilihat pada Tabel 3.12 berikut

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)

Jembatan harus direncanakan memikul gaya akibat tekanan angin pada kendaraan yang diasumsikan sebagai tekanan menerus sebesar 1,46 N/mm dan ditempatkan tegak lurus jembatan dengan jarak 1800 mm di atas permukaan jalan.

3.6.6.2 Beban Gempa (E_Q)

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 3.38 berikut.

$$E_Q = \frac{C_{sm}}{R_d} \times W_t \quad (3.38)$$

dimana :

- E_Q = gaya gempa horizontal statis (kN),
- C_{sm} = koefisien respons gempa elastis,
- R_d = faktor modifikasi respon, dan
- W_t = 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.

3.6.6.2.1 Gaya Gempa Lateral

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

3.6.6.2.2 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.

3.6.6.2.2.1 120 % dari perbedaan antara gaya gempa vertikal dan reaksi akibat beban permanen, atau

3.6.6.2.2.2 10 % reaksi akibat beban permanen.

3.6.6.2.3 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 3.39, 3.40, 3.41 di bawah ini.

$$A_S = F_{PGA} \times PGA \quad (3.39)$$

$$S_{DS} = F_a \times SS \quad (3.40)$$

$$S_{D1} = F_v \times S1 \quad (3.41)$$

dimana :

A_S = koefisien percepatan puncak muka tanah (g),

F_{PGA} = 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,

F_a = Faktor Penguatan Terkait Percepatan , mewakili getaran untuk periode 0,2 detik,

S_S = 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,

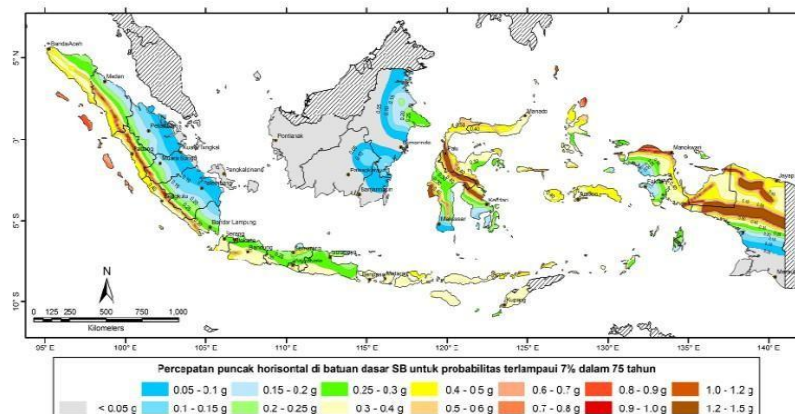
S_{DS} = nilai spektrum permukaan bumi untuk periode 0,2 detik,

F_v = 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.

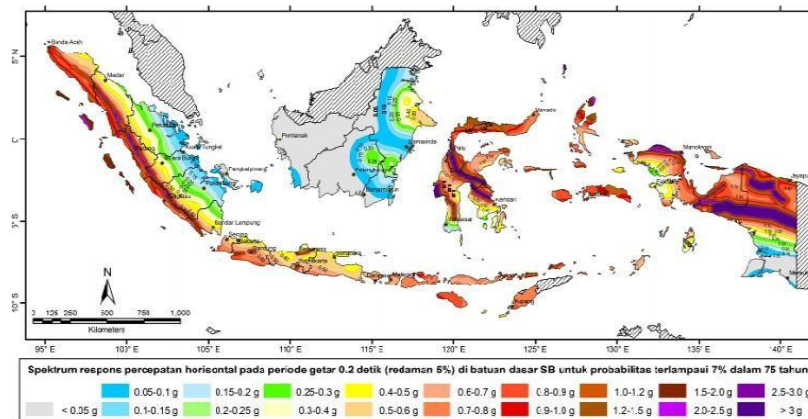
3.6.6.2.4 Peta Gempa

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 3.12, Gambar 3.13, dan Gambar 3.14.

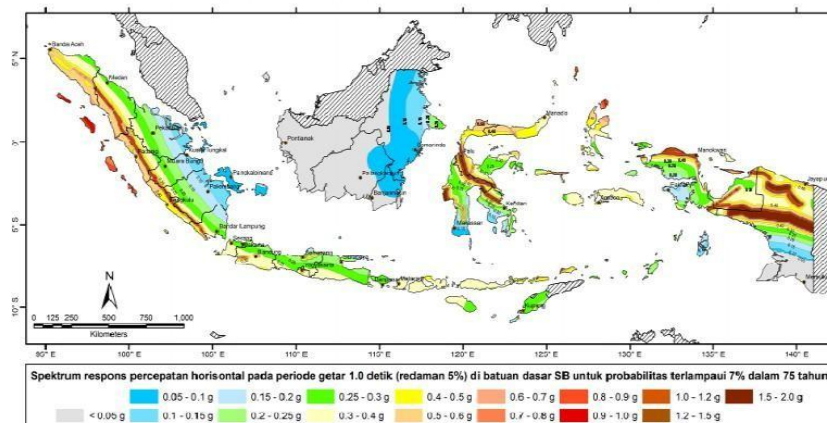


Gambar 3. 12 Peta Percepatan Puncak Batuan Dasar (PGA) untuk Probabilitas Terlampaui 7% dalam 75 tahun

(Sumber: SNI 2833, 2016)



Gambar 3. 13 Peta Respon Spektra Percepatan 0,2 Detik di Batuan Dasar untuk Probabilitas Terlampaui 7% dalam 75 Tahun
(Sumber: SNI 2833, 2016)



Gambar 3. 14 Peta Respon Spektra 1 Detik di Batuan Dasar untuk Probabilitas Terlampaui 7% dalam 75 Tahun
(Sumber: SNI 2833, 2016)

Tabel 3. 13 Penjelasan Peta Gempa

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

Sumber: SNI 2833 (2016)

e. Faktor Situs

Respon spektra ditentukan melalui suatu faktor amplifikasi untuk PGA, periode pendek ($T = 0,2$ detik) dan periode 1 detik yang terdiri dari faktor amplifikasi getaran pada batuan dasar (F_{PGA}), faktor amplifikasi periode pendek (F_a), dan faktor amplifikasi yang mewakili getaran periode 1 detik (F_v). Nilai-nilai tersebut dapat dilihat pada Tabel 3.14 dan tabel 3.15 berikut.

Tabel 3. 14 Faktor Amplifikasi untuk PGA dan 0,2 detik (F_{PGA} / F_a)

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

Catatan : Untuk nilai-nilai antara dapat dilakukan interpolasi linier

(Sumber : SNI 2833-2016, Pasal 5.3)

Tabel 3. 15 Faktor Amplifikasi untuk Periode 1 detik (F_v)

Kelas Situs	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
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

Catatan : Untuk nilai-nilai antara dapat dilakukan interpolasi linier

(Sumber : SNI 2833-2016, Pasal 5.3)

f. Koefisien Respon Gempa Elastis (C_{sm})

Nilai C_{sm} dapat dihitung dari Persamaan 3.42 hingga Persamaan 3.44 berikut.

Untuk $T < T_0$

$$C_{sm} = (S_{DS} - A_s) \times \frac{T}{T_0} + A_s \quad (3.42)$$

Untuk $T_0 \leq T \leq T_s$

$$C_{sm} = S_{DS} \quad (3.43)$$

Untuk $T > T_s$

$$C_{sm} = \frac{SD1}{T} \quad (3.44)$$

g. Nilai R dapat ditentukan berdasarkan Tabel 3.16 dan Tabel 3.17 berikut.

Tabel 3. 16 Faktor Modifikasi Respon (R) untuk Bangunan Bawah

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

Catatan :

Pilar tipe dinding dapat direncanakan sebagai kolom tunggal dalam arah sumbu lemah pilar

(Sumber : SNI 2833-2016, Pasal 5.7)

Tabel 3. 17 Faktor Modifikasi Respon (R) untuk Hubungan Antar Elemen Struktur

Hubungan Elemen Struktur	Semua Kategori Kepentingan
Bangunan atas dengan kepala jembatan	0,8

Hubungan Elemen Struktur	Semua Kategori Kepentingan
Sambungan muai (dilatasi) pada bangunan atas	0,8
Kolom, pilar, atau tiang dengan bangunan atas	1,0
Kolom atau pilar dengan fondasi	1,0

(Sumber : SNI 2833-2016, Pasal 5.7)

h. Faktor Beban Hidup Kondisi Gempa (γ_{EQ})

Nilai γ_{EQ} dapat ditentukan berdasarkan Tabel 3.18 berikut.

Tabel 3. 18 Faktor Beban Hidup Kondisi Gempa

No.	Kategori	γ_{EQ}
1	Jembatan Sangat Penting	0,50
2	Jembatan Penting	0,30
3	Jembatan Lainnya	0,00

(Sumber : SNI 1725-2016, Pasal 5.8)

3.6.7 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 3.19.

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.

Tabel 3. 19 Kombinasi Beban dan Faktor Beban

Keadaan Batas	MS MA TA PR PL SH	TT TD TB TR TP	EU	EW _s	EW _L	BF	EU _n	TG	ES	Gunakan salah satu		
										EQ	TC	TV
Kuat I	γ_p	1,80	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat II	γ_p	1,40	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat III	γ_p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat IV	γ_p	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-
Kuat V	γ_p	-	1,00	0,40	1,00	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Ekstrem I	γ_p	γ_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-
Ekstrem II	γ_p	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00
Daya layan I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,00	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Daya layan II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-
Daya layan III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Daya layan IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,00	-	-	-
Fatik (TD dan TR)	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Catatan : - γ_p dapat berupa γ_{MS} , γ_{MA} , γ_{TA} , γ_{PR} , γ_{PL} , γ_{SH} tergantung beban yang ditinjau - γ_{EQ} adalah faktor beban hidup kondisi gempa												

(Sumber : SNI 1725-2016, Pasal 6.1)

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 di bawah 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 Φ -c untuk mendapatkan faktor keamanan (SF).

3. Output program

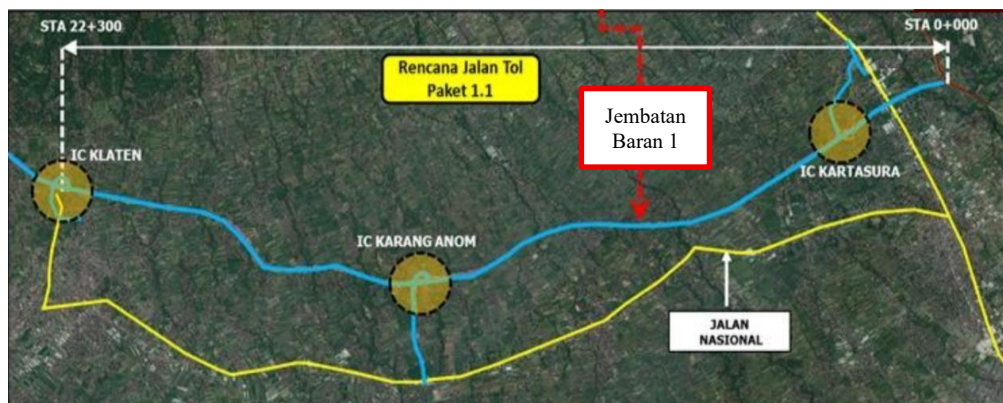
Ini adalah hasil dari perhitungan di mana perhitungan terus dilakukan hingga mencapai kondisi keseimbangan. Hasil keluaran dari program mencakup deformation mesh, penurunan, dan faktor keamanan.

BAB IV

METODE PENELITIAN

4.1 Subyek Dan Lokasi Penelitian

Peta lokasi gambar rencana Proyek Jalan Tol Solo- Yogyakarta-NYIA Kulon Progo seksi 1 paket 1.1 yang digunakan sebagai penelitian tugas akhir ini dapat dilihat pada Gambar 4.1.



**Gambar 4. 1 Lokasi Proyek Jembatan Baran 1 Tol Solo- Yogyakarta-NYIA
Kulon Progo**

(Sumber: Dokumen Proyek Jalan Tol Solo – Yogyakarta – NYIA Kulon Progo
Seksi 1 Paket 1.1)

4.2 Pengumpulan Data

Pengumpulan data adalah kegiatan peneliti meliputi observasi maupun wawancara guna memenuhi suatu data yang akan digunakan dalam penelitiannya. Pengumpulan data perlu diawasi dan dipantau agar data yang diperoleh dapat terjaga validitas dan reliabilitas. Pada penelitian ini, data yang digunakan diperoleh dari proyek pembangunan jalan tol Solo – Yogyakarta – NYIA Kulon Progo seksi 1 paket 1.1. Adapun data yang dipakai dalam penelitian ini sebagai berikut.

1. Data penyelidikan tanah proyek pembangunan jalan tol Solo – Yogyakarta – NYIA Kulon Progo seksi 1 paket 1.1.
2. Data fondasi proyek pembangunan jalan tol Solo – Yogyakarta – NYIA Kulon Progo seksi 1 paket 1.1.
3. Gambar DED proyek pembangunan jalan tol Solo – Yogyakarta – NYIA Kulon Progo seksi 1 paket 1.1.

4.3 Tahapan Analisis

4.3.1 Analisis Pembebanan

Analisis pembebanan digunakan untuk mengetahui berapa besar beban yang akan diterima oleh fondasi. 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 Fondasi *Bored Pile*

Analisis ini dilakukan untuk menganalisis kapasitas daya dukung fondasi tiang bor Eksisting dengan diameter 1 m kedalaman 13 m dan variasi diameter 0,8 m, 1 m, 1,2 m dengan kedalaman 13 m, dan 1 m dengan kedalaman 8 m, sebagai berikut.

1. Langkah-langkah untuk menganalisis kapasitas daya dukung tiang tunggal dengan metode Meyerhof 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 efesiensi dan jumlah tiang.
3. Penurunan tiang
4. Analisis tiang kelompok terhadap gaya vertikal

4.3.3 Pembahasan

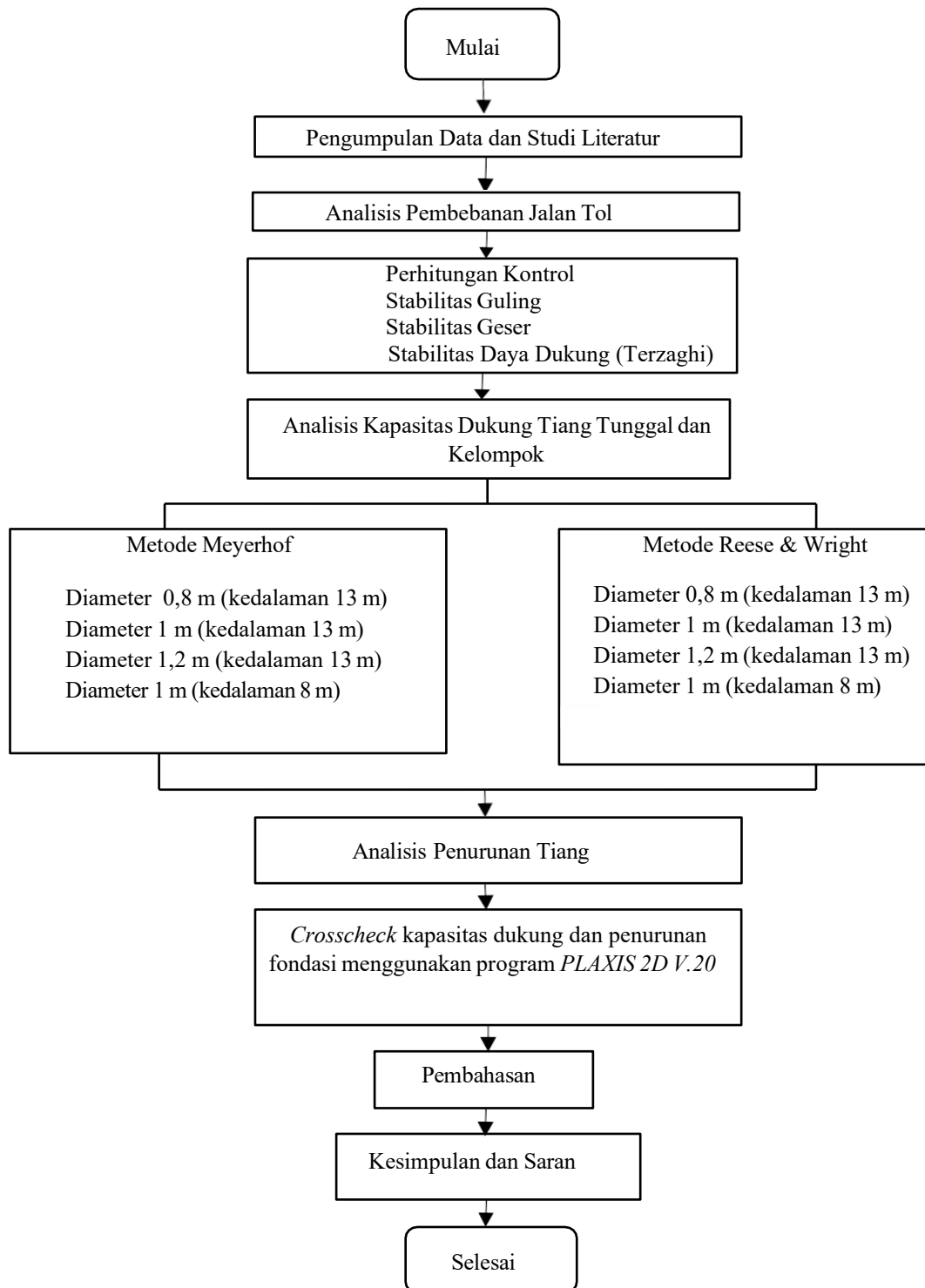
Pembahasan adalah penjabaran dari hasil analisis yang dilakukan, yaitu analisis kapasitas daya dukung pada fondasi tiang *Bored Pile* dan penggunaan fondasi *Bored Pile* pada proyek Pembangunan Jalan Tol Solo – Yogyakarta – NYIA Kulon Progo seksi 1 paket 1.1.

4.3.4 Kesimpulan dan Saran

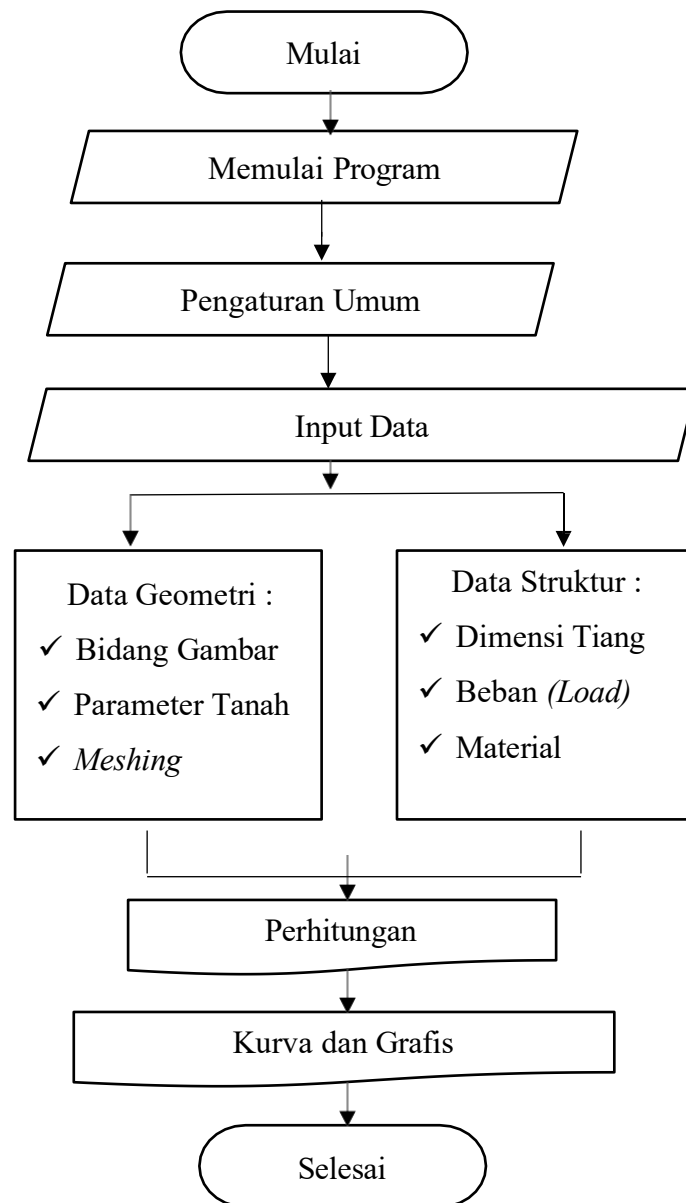
Kesimpulan adalah penilaian akhir yang berdasarkan pada informasi yang telah diuraikan sebelumnya. Kesimpulan dapat berisi fakta, pandangan, atau argumentasi tentang suatu subjek. Sementara itu, usulan-usulan merupakan solusi yang telah terbukti efektif dalam menyelesaikan masalah yang muncul. Berdasarkan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

4.4 Bagan Alir Penelitian

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 4.2 dan Gambar 4.3 berikut ini.



Gambar 4. 2 Bagan Alir Penulisan Tugas Akhir



Gambar 4. 3 Diagram Alir Program *PLAXIS 2D V.20*

BAB V

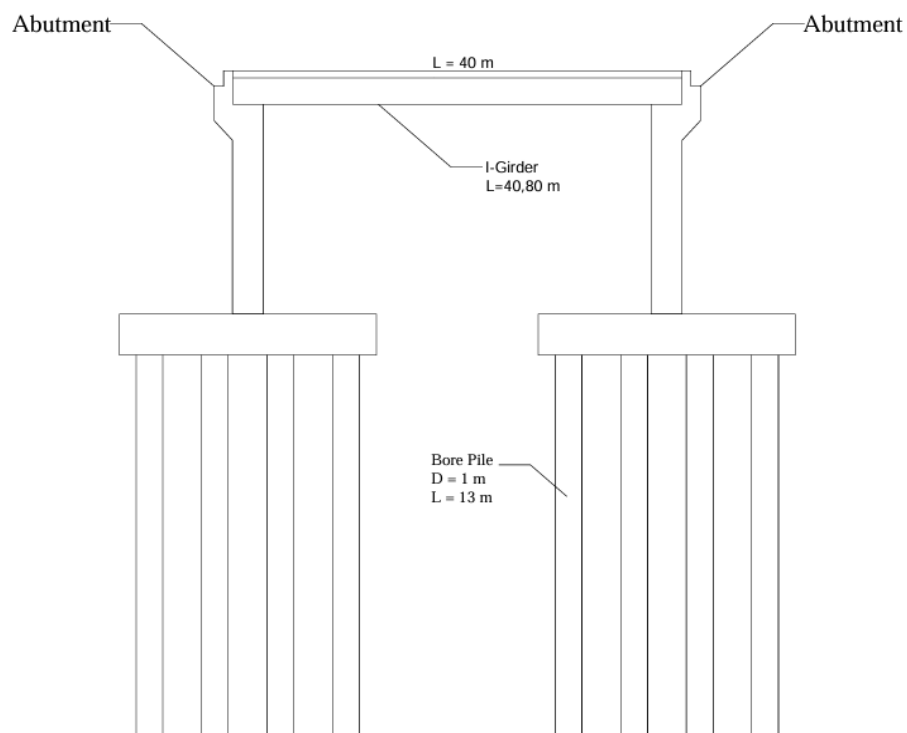
ANALISIS DAN PEMBAHASAN

5.1 Pembebanan Jembatan

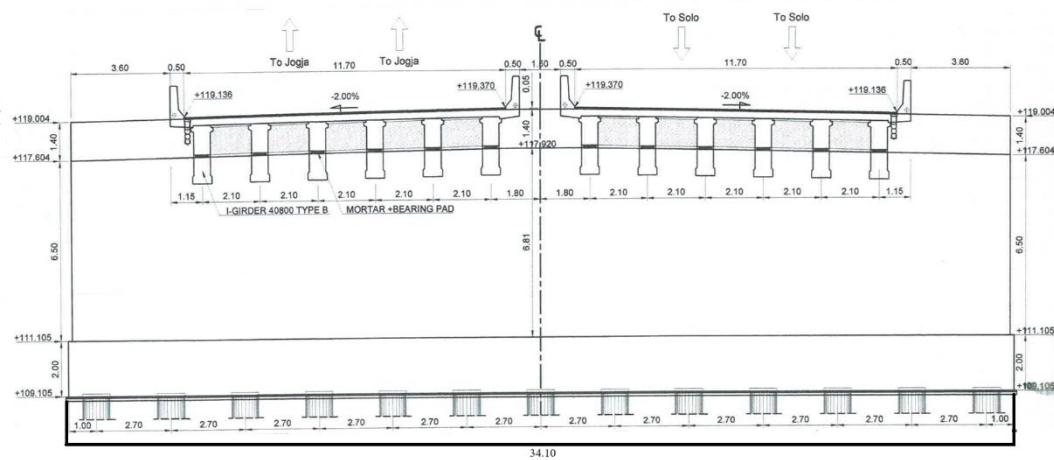
Jembatan digunakan sebagai penghubung suatu jalan yang melewati rintangan seperti sungai maupun cagar budaya. Secara umum, beban-beban yang bekerja dibagi menjadi beban primer dan beban sekunder. Beban primer merupakan beban utama yang bekerja pada jembatan, sedangkan beban sekunder merupakan beban sementara yang bekerja pada jembatan.

5.1.1 Data Teknis Struktur Jembatan

Jembatan Baran 1 memiliki 2 *abutment* yang dapat dilihat pada Gambar 5.1 berikut.



Gambar 5. 1 Potongan Memanjang Jembatan Baran 1



Gambar 5. 2 Potongan Melintang Jembatan Baran 1

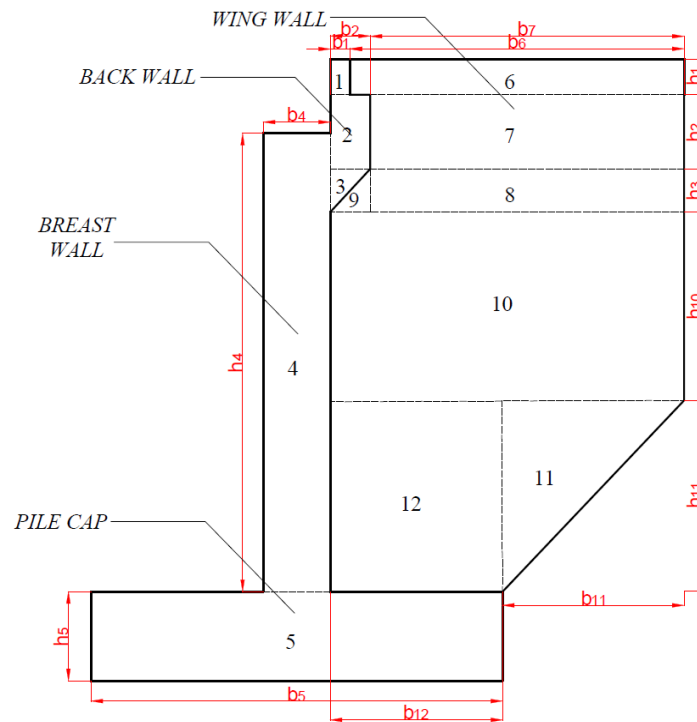
1. Data Struktur Atas Jembatan

- | | |
|-----------------------------|-----------|
| a. Panjang Jembatan | = 40 m |
| b. Lebar Jembatan | = 34,10 m |
| c. Lebar jalur lalu lintas | = 7,20 m |
| d. Tebal pelat lantai | = 0,25 m |
| e. Tebal lapisan aspal | = 0,05 m |
| f. Pelebaran | = 3,60 m |
| g. Tebal genangan air hujan | = 0,05 m |

2. Data Struktur Bawah Jembatan

- a. Dimensi *Abutment*

Dimensi untuk masing-masing bagian *Abutment* Jembatan Baran 1 dapat dilihat pada Gambar 5.3 berikut



Gambar 5. 3 Dimensi *Abutment* Jembatan Baran 1

Adapun dimensi untuk masing-masing bagian *Abutment* Jembatan dapat dilihat pada Tabel 5.1 berikut.

Tabel 5. 1 Dimensi *Abutment* Jembatan Baran 1

<i>Back Wall</i>					
b ₁	0,30	m	h ₁	0,5	m
b ₂	0,30	m	h ₂	1,20	m
b ₃	0,55	m	h ₃	0,60	m
<i>Breast Wall</i>					
b ₄	1	m	h ₄	6,83	m
<i>Pile Cap</i>					
b ₅	11	m	h ₅	2	m
b ₆	5	m	h ₆	0,50	m
b ₇	4,70	m	h ₇	1,20	m
b ₈	4,70	m	h ₈	0,60	m
b ₉	0,55	m	h ₉	0,60	m
b ₁₀	5,3	m	h ₁₀	2,81	m
b ₁₁	2,65	m	h ₁₁	2,81	m
b ₁₂	2,65	m	h ₁₂	2,81	m

b. Mutu Bahan dan Material

- 1) Berat volume beton (γ_c) = 24 kN/m³
- 2) Mutu beton (f'_c) = 25 Mpa

5.2 Analisis Pembebanan

1. Berat Sendiri (MS)

a. Berat Sendiri Struktur Atas

Rekapitulasi perhitungan berat sendiri struktur atas dapat dilihat pada Tabel 5.2 berikut.

Tabel 5. 2 Rekapitulasi Berat Sendiri Struktur Atas

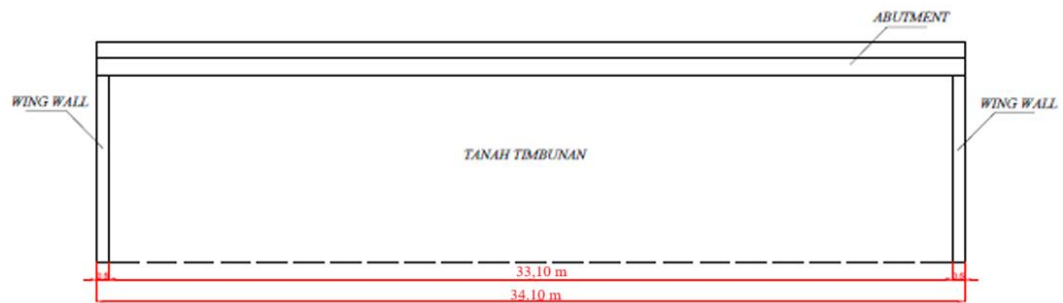
No.	Beban Struktur Atas	Panjang (p)	Lebar (l)	Tebal (t)	Jumlah (n)	Berat Volume (γ_c)	Berat Sendiri (MS)
		m	m	m	buah	kN/m ³	kN
1	Slab	40	34,10	0,3	1	24	9820,8
2	Deck Slab	40	34,10	0,3	1	24	9820,8
3	Railing	40	1	1,50	4	24	5760
4	I-Girder	40,80	1	1,00	12	24	11750,4
5	Diafragma	40	1,00	0,25	10	24	2400
Total (ΣMS)							39552

Abutment hanya menahan setengah dari total struktur atas jembatan, sehingga :

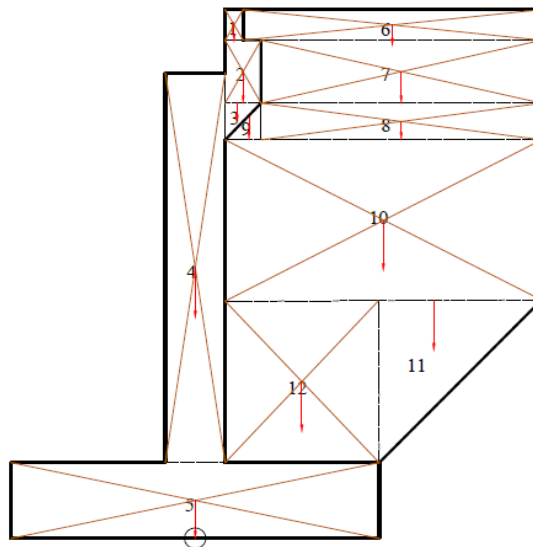
$$\begin{aligned}
 P_{MS} &= \frac{1}{2} \times \Sigma MS \\
 &= \frac{1}{2} \times 39552 \\
 &= 19776 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

b. Berat Sendiri Struktur Bawah

Berat sendiri struktur bawah jembatan meliputi berat *abutment* jembatan, *wing wall*, dan tanah timbunan yang dapat dilihat pada Gambar 5.4, Gambar 5.5, dan Gambar 5.6 berikut.



Gambar 5. 4 Lebar *Abutment*, *Wingwall*, dan Tanah Timbunan



Gambar 5. 5 Titik Berat *Abutment* dan *Wing Wall*

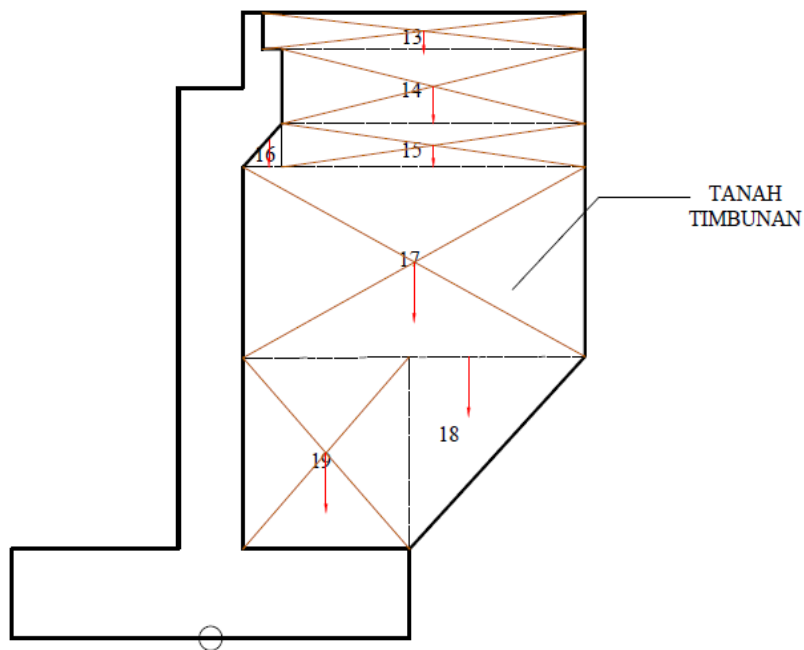
Rekapitulasi perhitungan gaya/berat dan momen pada *abutment* dan 1 sisi *wing wall* dapat dilihat pada Tabel 5.3 dan Tabel 5.4 berikut.

Tabel 5. 3 Gaya dan Momen Pada *Abutment*

No.	b	h	Bentuk	Lebar	Berat Volume	Berat	Lengan	Arah	Momen
	m	m		m	kN/m ³	kN	m		Tm
1	0,30	0,5	1	34,10	24	122,76	0,65	1	79,79
2	0,30	1,20	1	34,10	24	294,62	0,65	1	191,51
3	0,55	0,60	0,5	34,10	24	135,04	0,68	1	92,27
4	1	6,83	1	34,10	24	5589,67	0,00	1	0,00
5	11	2	1	34,10	24	18004,80	0,00	1	0,00
ΣP_{MS}						24146,89	ΣM_{MS}		363,57

Tabel 5. 4 Gaya dan Momen Pada 1 Sisi *Wing Wall*

No.	b	h	Bentuk	Lebar	Berat Volume	Berat	Lengan	Arah	Momen
	m	m		m	kN/m ³	kN	m		Tm
6	5	0,50	1	0,50	24	30,00	3,30	1	99,00
7	4,70	1,20	1	0,50	24	67,68	3,15	1	213,19
8	4,70	0,60	1	0,50	24	33,84	3,40	1	115,06
9	0,55	0,60	0,5	0,50	24	1,98	0,68	1	1,35
10	5,3	2,81	1	0,50	24	178,72	3,15	1	562,96
11	2,65	2,81	0,5	0,50	24	44,68	4,03	1	180,21
12	2,65	2,81	1	0,50	24	89,36	1,83	1	163,08
ΣP_{MS}						446,25	ΣM_{MS}		1334,84



Gambar 5. 6 Titik Berat Tanah Timbunan

Rekapitulasi perhitungan gaya/berat dan momen pada tanah timbunan dapat dilihat pada Tabel 5.5 berikut.

Tabel 5. 5 Gaya dan Momen pada Tanah Timbunan

No.	b	h	Bentuk	Lebar	Berat Volume	Berat	Lengan	Arah	Momen
	m	m		m	kN/m ³	kN	m		Tm
13	5	0,50	1	33,10	21,6	1841,40	3,30	1	5898,42
14	4,70	1,20	1	33,10	21,6	4154,20	3,15	1	12701,98
15	4,70	0,60	1	33,10	21,6	2077,10	3,40	1	6855,04
16	0,55	0,60	0,5	33,10	21,6	121,53	0,68	1	80,61
17	5,3	2,81	1	33,10	21,6	10969,59	3,15	1	33540,88
18	2,65	2,81	0,5	33,10	21,6	2742,40	4,03	1	10736,63
19	2,65	2,81	1	33,10	21,6	5484,79	1,83	1	9716,21
ΣP_{MS}						27391,01	ΣM_{MS}		79529,77

Rekapitulasi berat sendiri keseluruhan struktur atas dan struktur bawah dapat dilihat pada Tabel 5.6 berikut.

Tabel 5. 6 Rekapitulasi Berat Sendiri Jembatan (M_S)

No	Berat Sendiri	Berat (kN)	Momen (kN)
1	Struktur Atas	19776,00	0,00
2	<i>Abutment</i>	24146,89	363,57
3	Sisi <i>Wing Wall</i>	446,25	1334,84
4	Tanah Timbunan	26587,75	79529,77
Total		70956,90	81228,18

2. Beban Mati Tambahan (M_A)

Beban mati tambahan adalah beban yang terdapat pada bagian struktur atas jembatan di luar berat sendiri jembatan yang merupakan elemen non struktural jembatan berupa lapis perkerasan aspal dan genangan air hujan. Rekapitulasi perhitungan berat mati tambahan (P_{MA}) dapat dilihat pada Tabel 5.7 berikut.

Tabel 5. 7 Rekapitulasi Beban Mati Tambahan (MA)

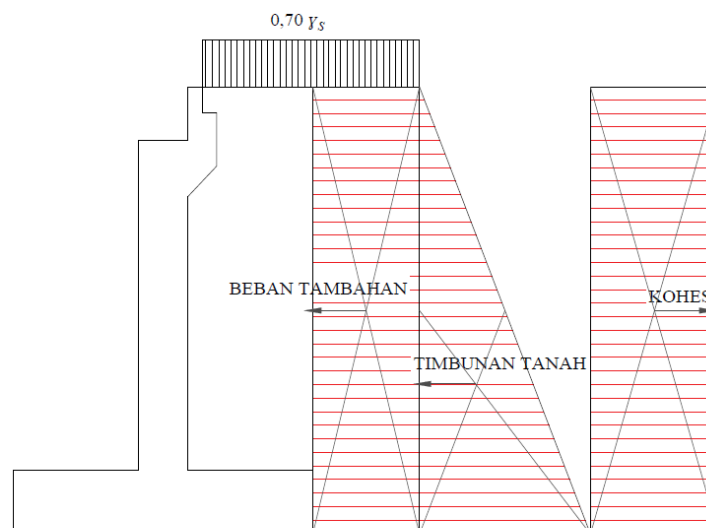
No	Beban Mati Tambahan	Tebal	Lebar	Panjang	Jumlah	γ_c	Berat
		m	m	m		kN/m ³	kN
1	Lapisan Aspal	0,05	14,4	40	1	22	633,6
2	Air Hujan	0,05	34,1	40	1	10	682
ΣMA							1315,6

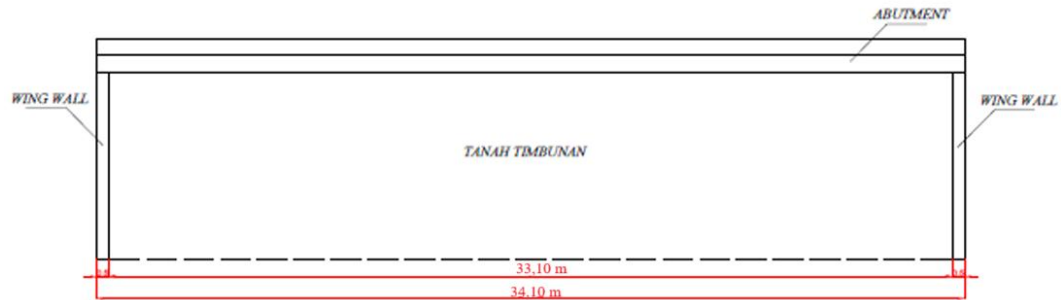
Abutment hanya menahan setengah dari total panjang struktur atas jembatan sehingga :

$$\begin{aligned}
 MA &= \frac{1}{2} \times \Sigma MA \\
 &= \frac{1}{2} \times 1315,6 \\
 &= 657,8 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

3. Tekanan Tanah Aktif (TA)

Berdasarkan SNI 1725-2016, tanah di belakang dinding penahan biasanya mendapatkan beban tambahan yang besarnya setara dengan tanah setebal 0,70 m dan bekerja secara merata pada bagian tanah yang dilewati oleh beban lalu lintas. Diagram tekanan tanah aktif dapat dilihat pada Gambar 5.7 dan 5.8 berikut.

**Gambar 5. 7 Diagram Tekanan Tanah Aktif Pada *Abutment***



Gambar 5. 8 Lebar *Abutment*, *Wing Wall*, dan Timbunan Tanah

Diketahui :

Jenis timbunan = Pasir halus berlanau

Tinggi *abutment* (H) = 10,08 m

Lebar timbunan tanah (B_y') = 33,10 m

Berat volume tanah (γ_s) = 21 kN/m³

Sudut gesek dalam (ϕ) = 42°

Kohesi timbunan tanah (C) = 45 kN/m²

Sudut geser antara urukan dan dinding

$$\delta = 25^\circ$$

Sudut pada urukan terhadap garis horizontal

$$\beta = 0^\circ$$

Sudut pada dinding belakang terhadap garis horizontal

$$\theta = 90^\circ$$

Faktor pengurangan kekuatan

$$K_\phi^R = 0,70$$

Perhitungan :

a. Sudut Geser Efektif Tanah (ϕ'_f)

$$\begin{aligned}\phi'_f &= \tan^{-1} x (K_\phi^R x \tan \phi) \\ &= \tan^{-1} x (0,70 x \tan 42^\circ) \\ &= 32,23^\circ\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Gamma &= 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_f + \delta) \times \sin(\phi'_f - \beta)}{\sin(\theta - \delta) \times \sin(\theta + \beta)}} \\
 &= 1 + \sqrt{\frac{\sin(32,23 + 25) \times \sin(32,23 - 0)}{\sin(90 - 25) \times \sin(90 + 0)}} \\
 &= 1,70
 \end{aligned}$$

b. Koefisien Tekanan Tanah Aktif (K_a)

$$\begin{aligned}
 K_a &= \frac{\sin^2 \alpha (\theta + \phi'_f)}{\Gamma \times [\sin^2 \alpha \sin(\theta - \delta)]} \\
 &= \frac{\sin^2 \alpha (90 + 32,23)}{1,7 \times [\sin^2 \alpha \sin(90 - 25)]} \\
 &= 0,53
 \end{aligned}$$

c. Beban Horizontal Akibat Tekanan Tanah Aktif

1) Gaya Tekanan Tanah Aktif Akibat Beban Tambahan

$$\begin{aligned}
 TA_1 &= 0,70 \times \gamma_s \times K_a \times H \times B_{y'} \\
 &= 0,70 \times 21 \times 0,53 \times 10,08 \times 33,10 \\
 &= 2599,4 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) Gaya Tekanan Tanah Aktif Akibat Timbunan Tanah

$$\begin{aligned}
 TA_2 &= \frac{1}{2} \times \gamma_s \times K_a \times H^2 \times B_{y'} \\
 &= \frac{1}{2} \times 21 \times 0,53 \times 10,08^2 \times 33,10 \\
 &= 18716 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

3) Gaya Tekanan Tanah Aktif Akibat Kohesi Tanah Timbunan

$$\begin{aligned}
 TA_3 &= 2c \times \sqrt{K_a} \times H \times B_{y'} \\
 &= 2 \times 45 \times \sqrt{0,53} \times 10,08 \times 33,10 \\
 &= 21860,94 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Rekapitulasi berat sendiri keseluruhan struktur atas dan struktur bawah dapat dilihat pada Tabel 5.8 berikut.

Tabel 5. 8 Rekapitulasi Tekanan Tanah Aktif

Gaya Tekanan Tanah Aktif	P_{TA}	Lengan Terhadap o	Lengan Terhadap o	Momen (M_{TA})
	kN	m	m	kNm
Akibat Beban Tambahan	-2599,4	H/2	5,04	-13098,96
Akibat Timbunan Tanah	-18716	H/3	3,36	-62885,76
Akibat Kohesi Tanah Timbunan	21860	H/2	5,04	110174,4
ΣTA	545	ΣM_{TA}		34189,68

4. Beban Lajur “D” (TD)

Beban Lajur “D” terdiri dari Beban Terbagi Merata (BTR) dan Beban Garis Terpusat (BGT).

Diketahui :

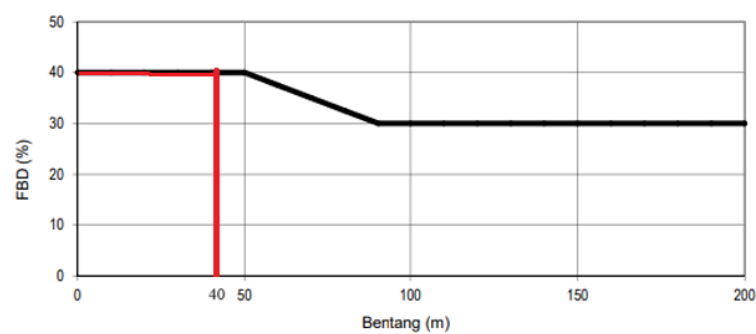
Panjang bentang (L) = 40 m

Lebar jalur lalu lintas (r) = 14,40 m

Faktor beban dinamis (FBD) = 40% (berdasarkan grafik

FBD) Intensitas BGT (p) = 49 kN/m

Grafik FBD dengan bentang 40 m dapat dilihat pada Gambar 5.9 berikut.



Gambar 5. 9 FBD untuk bentang 40 m

Perhitungan

- Beban Terbagi Merata (BTR)

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

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

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

$$q = 9,0 \times \left(0,5 + \frac{15}{40}\right)$$

$$q = 7,87 \text{ kPa}$$

$$QBTR = q \times r \times l$$

$$= 7,87 \times 14,40 \times 40$$

$$= 4533,12 \text{ kN}$$

b. Beban Garis Terpusat (BGT)

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

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

$$= (1 + 40\%) \times 49 \times 14,40$$

$$= 987,84 \text{ kN}$$

Rekapitulasi berat sendiri keseluruhan struktur atas dan struktur bawah dapat dilihat pada Tabel 5.9 berikut.

Tabel 5. 9 Rekapitulasi Beban Lajur “D”

No	Jenis Beban	Berat (kN)
1	Beban Terbagi Merata (<i>BTR</i>)	4533,12
2	Beban Garis Terpusat (<i>BGT</i>)	987,84
Total		5520,96

Abutment hanya menahan setengah dari total struktur atas jembatan,

sehingga :

$$P_{TD} = \frac{1}{2} \times \Sigma TD$$

$$= \frac{1}{2} \times 5520,96$$

$$= 2760,48 \text{ kN}$$

5. Beban Pejalan Kaki (TP)

Pada Jembatan Baran 1, tidak terdapat perencanaan trotoar sehingga tidak diperlukan perhitungan beban pejalan kaki.

6. Gaya Rem (TB)

Pengereman diperhitungkan sebagai gaya horizontal searah sumbu memanjang jembatan dan dianggap bekerja pada ketinggian 1,80 m di atas permukaan lantai jembatan. Besarnya gaya rem arah memanjang jembatan tergantung dengan panjang jembatan (L) sebagai berikut.

Diketahui :

$$\begin{aligned}
 \text{Beban gandar truk } (T) &= 225 \text{ kN} \\
 \text{Berat truk rencana } (P_{TT}) &= 500 \text{ kN} \\
 \text{Panjang jembatan } (L) &= 40 \text{ m} \\
 \text{Lebar lalu lintas } (b) &= 14,40 \text{ m} \\
 \text{Beban terbagi merata } (Q_{BTR}) &= 9 \times \left(0,5 + \frac{15}{L}\right) \\
 &= 9 \times \left(0,5 + \frac{15}{40}\right) \\
 &= 7,87 \text{ kPa} \\
 &= 7,87 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Perhitungan :

1. Gaya Rem 1

$$\begin{aligned}
 TB1 &= 25\% \times T \\
 &= 25\% \times 225 \\
 &= 56,25 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 2. \ TB2 &= 5\% \times (P_{TT} + (Q_{BTR} \times b \times l)) \\
 &= 5\% \times (500 + (7,87 \times 14,40 \times 40)) \\
 &= 251,65 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

3. Gaya Rem yang Digunakan (diambil nilai tertinggi)

$$T_{TB} = 251,65 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
\text{Lengan terhadap } abutment, H &= 10,08 \text{ m} \\
\text{Momen akibat gaya rem, } M_{TB} &= T_{TB} \cdot H \\
&= 251,65 \cdot 10,08 \\
&= 2536,63 \\
\text{Lengan terhadap breastwall, } Y'_{TB} &= 6,83 \text{ m} \\
\text{Momen akibat gaya rem, } M_{TB} &= T_{TB} \cdot Y'_{TB} \\
&= 251,65 \cdot 6,83 \\
&= 1718,76 \text{ kN}
\end{aligned}$$

7. Beban angin (EW)

Diketahui :

$$\begin{aligned}
\text{Kecepatan angin di elevasi 10 m } (V_{10}) &= 100 \text{ km/jam} \\
\text{Kecepatan angin rencana } (V_B) &= 100 \text{ km/jam} \\
\text{Elevasi struktur dari permukaan tanah } (Z) &= 10080 \text{ mm} \\
\text{Kecepatan gesekan angin di hulu jembatan } (V_0) &= 17,60 \text{ km/jam} \\
\text{Panjang gesekan di hulu jembatan } (Z_0) &= 1000 \text{ mm (Tabel 3.9)} \\
\text{Tekanan angin dasar angin tekan } (P_{BT}) &= 0,0024 \text{ MPa} \\
\text{Tekanan angin dasar angin hisap } (P_{BH}) &= \text{N/A (Tabel 3.10)} \\
\text{Tinggi railing } (h_1) &= 1500 \text{ mm} \\
\text{Tinggi jembatan } (h_2) &= 1400 \text{ mm} \\
\text{Panjang jembatan } (L) &= 40000 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Perhitungan :

1) Kecepatan Angin Rencana pada Elevasi Rencana

$$\begin{aligned}
V_{DZ} &= 2,50 \times V_0 \times \left(\frac{V_{10}}{V_B} \right) \times \ln \frac{Z}{Z_0} \\
&= 2,50 \times 17,60 \times \left(\frac{100}{100} \right) \times \ln \frac{10080}{1000} \\
&= 101,66
\end{aligned}$$

2) Tekanan Angin Rencana pada Bidang Tekan

$$\begin{aligned}
P_{DT} &= P_{BT} \times \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 \\
&= 0,0024 \times \left(\frac{101,66}{100} \right)^2 \\
&= 0,0025 \text{ Mpa}
\end{aligned}$$

$$= 0,0025 \text{ N/mm}^2$$

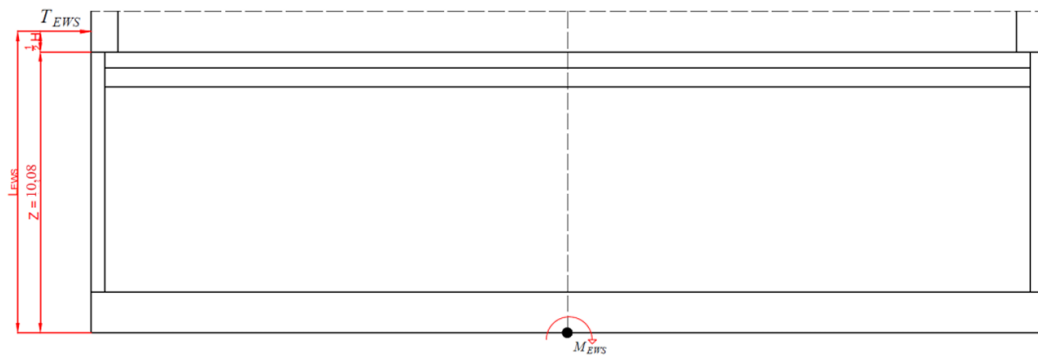
3) Luas Area yang Terkena Beban Angin

$$\begin{aligned} A_b &= L \times (h_1 + h_2) \\ &= 40000 \times (1500 + 1400) \\ &= 116000000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

4) Gaya Angin Horizontal

$$\begin{aligned} T_{EWS} &= A_b \times P_{DT} \\ &= 116000000 \times 0,0025 \\ &= 290000 \text{ N} \\ &= 290 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gambar sketsa beban angin pada struktur dapat dilihat pada Gambar 5.10 berikut.



Gambar 5. 10 Beban Angin pada Struktur

5) Lengan terhadap titik berat *Pile Cap*

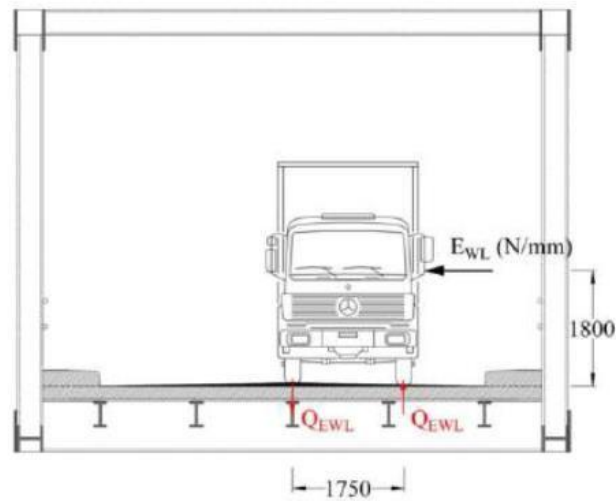
$$\begin{aligned} L_{EW} &= Z + \frac{1}{2} H_{railing} \\ &= 10,08 + \frac{1}{2} \times 1,50 \\ &= 10,83 \text{ m} \end{aligned}$$

6) Momen akibat gesekan perletakan

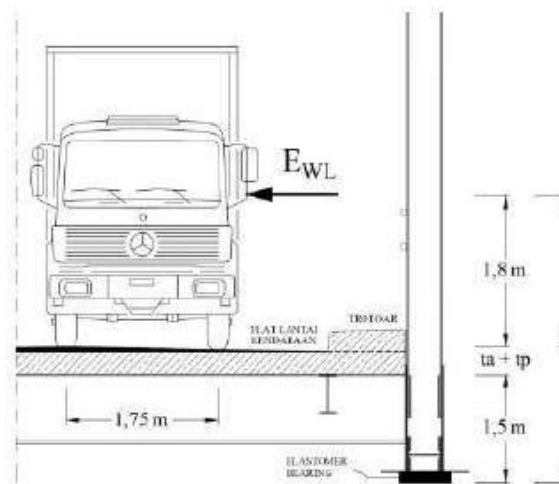
$$\begin{aligned} M_y &= T_{EWS} \times L_{EW} \\ &= 290 \times 10,83 \\ &= 3140,7 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Beban Angin pada Kendaraan (EW_L)

Gambar sketsa beban angin kendaraan dapat dilihat pada Gambar 5.11 dan Gambar 5.12 berikut.



Gambar 5. 11 Beban Angin Kendaraan



Gambar 5. 12 Jarak Lengan Beban Angin Kendaraan

Diketahui :

Beban Menerus (EW_L)	= 1,46 N/mm
Kendaraan diletakkan tegak lurus di atas permukaan	= 1800 mm
Jarak antar roda kendaraan	= 1750 mm
Tebal aspal (t_a)	= 50 mm

Tebal plat (t_p) = 250 mm
 Panjang jembatan (L) = 40000 mm

Perhitungan :

1. Jarak Lengan (y)

$$\begin{aligned} y &= 1800 + t_a + t_p + 1500 \\ &= 1800 + 50 + 250 + 1500 \\ &= 3600 \text{ mm} \end{aligned}$$

2. Beban Angin Kendaraan

$$\begin{aligned} P_{EWL} &= \frac{EWL \times L \times y}{1750} \\ &= \frac{1,46 \times 40000 \times 3600}{1750} \\ &= 120137,14 \text{ N} \\ &= 120,13 \text{ kN} \end{aligned}$$

Rekapitulasi dari beban angin dapat dilihat pada Tabel 5.10 berikut.

Tabel 5. 10 Rekapitulasi Beban Angin

No	Keterangan	Beban
		kN
1	Pada angin pada struktur (P_{EWT})	290
2	Pada angin pada kendaraan (P_{EWL})	120,13
Total		410,1

8. Beban Gempa (EQ)

a. Beban Gempa Vertikal (EQ_v)

Berdasarkan SNI 2833-2016, perhitungan gempa vertikal dapat dihitung dengan dua kondisi berikut :

- 1) 10% dari reaksi beban permanen dengan berat sendiri struktur atas dan beban mati tambahan.
- 2) 120% dari perbedaan antara gempa vertikal dan reaksi beban permanen.

Diketahui data untuk 1 *abutment* :

Berat sendiri struktur atas (P_{MS}) = 19776,00 kN

$$\text{Beban mati tambahan } (P_{MA}) = 657,8 \text{ kN}$$

Perhitungan :

- 1) $EQ_{v1} = 10\% \times (PMS + PMA)$
 $= 10\% \times (19776,00 + 657,8)$
 $= 2043,38 \text{ kN}$
- 2) $EQ_{v2} = 120\% \times [(PMS + PMA) - EQ_{v1}]$
 $= 120\% \times [(19776,00 + 657,8) - 2043,38]$
 $= 22068,50 \text{ kN}$
- 3) Diambil nilai terbesar, sehingga
 $PEQ_v = 22068,50 \text{ kN}$

b. Perhitungan Respon Spektra

1) Analisis Kelas Situs

Berdasarkan SNI 2833:2016, klasifikasi kelas situs dapat ditentukan melalui hasil pengujian N-SPT yang dapat dilihat pada Tabel 5.11 berikut.

Tabel 5. 11 Data N-SPT Tanah Jembatan Baran 1

Kedalaman	Tebal Lapisan	N-SPT	$\frac{ti}{\bar{N}}$
	(ti)		
2,00	2,00	10	0,20
4,00	2,00	8	0,25
6,00	2,00	52	0,04
8,00	2,00	100	0,02
10,00	2,00	100	0,02
12,00	2,00	100	0,02
14,00	2,00	100	0,02
16,00	2,00	100	0,02
18,00	2,00	100	0,02
20,00	2,00	59	0,03
22,00	2,00	65	0,03
24,00	2,00	36	0,06
26,00	2,00	100	0,02
28,00	2,00	100	0,02
30,00	2,00	100	0,02
Jumlah	30		0,79

$$\begin{aligned}
 N &= \frac{\sum ti}{\sum \frac{ti}{N}} \\
 &= \frac{30}{0,79} \\
 &= 38,01
 \end{aligned}$$

Berdasarkan Tabel 5.11, dengan nilai $15 \leq \bar{N} \leq 750$ maka jenis tanah tersebut masuk pada kelas situs Tanah Sedang (SD).

- 2) Menentukan nilai PGA, Ss, dan S1 berdasarkan Peta Gempa
Berdasarkan peta gempa pada Gambar 3.18, Gambar 3.19, dan Gambar 3.20 maka diperoleh nilai sebagai berikut untuk daerah Klaten.

$$PGA = 0,30 \text{ g (0,25 – 0,30)}$$

$$Ss = 0,60 \text{ g (0,50 – 0,60)}$$

$$S1 = 0,30 \text{ g (0,25 – 0,30)}$$

Catatan :

Nilai yang digunakan adalah nilai tertinggi atau nilai kritis dari rentang yang didapatkan melalui Peta Gempa.

Berdasarkan website “Desain Spektra Indonesia” jenis tanah yang didapatkan adalah “Batuan”. Hal ini kemungkinan diakibatkan karena faktor dari kelengkapan data yang digunakan.

- 3) Menentukan Faktor Situt F_{PGA} , F_a , dan F_v

Berdasarkan nilai PGA, Ss, dan S1 dengan kelas situs tanah sedang, dapat diperoleh nilai-nilai dari Tabel 3.14 dan 3.15.

$$F_{PGA} = 1,20$$

$$F_a = 1,20$$

$$F_v = 1,80$$

- 4) Menggambar Grafik Respon Spektra

$$\begin{aligned}
 A_s &= F_{PGA} \times P_{GA} \\
 &= 1,20 \times 0,30 \\
 &= 0,36
 \end{aligned}$$

$$S_{DS} = F_a \times S_s$$

$$= 1,20 \times 0,60$$

$$= 0,72$$

$$S_{DI} = F_v \times S_I$$

$$= 1,80 \times 0,30$$

$$= 0,54$$

$$T_S = \frac{SD1}{SDS}$$

$$= \frac{0,54}{0,72}$$

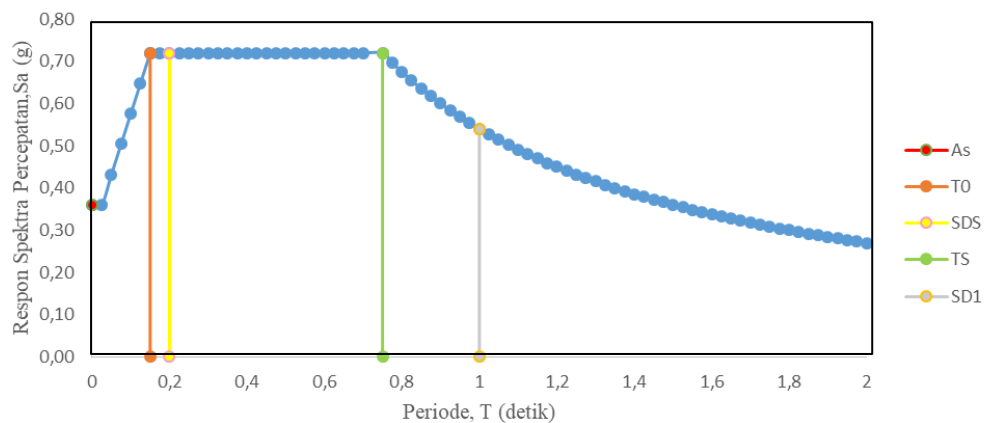
$$= 0,75$$

$$T_0 = 0,2 \times T_S$$

$$= 0,2 \times 0,75$$

$$= 0,15$$

Berdasarkan nilai-nilai di atas, didapatkan grafik respon spektra yang dapat dilihat pada Gambar 5.13 berikut.



Gambar 5. 13 Grafik Respon Spektra

c. Perhitungan Berat Struktur (W_t)

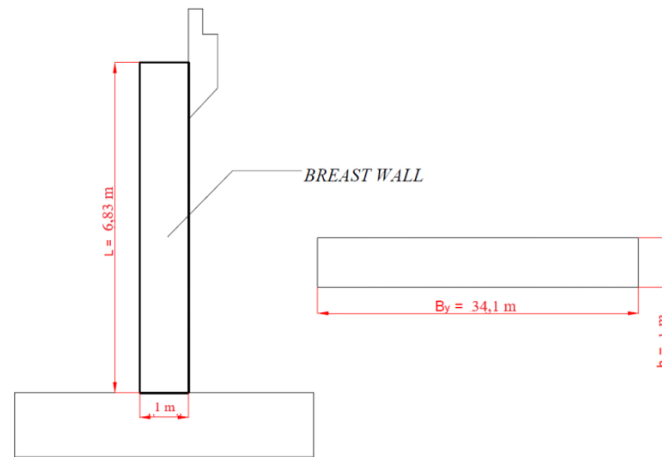
$$W_t = P_{MS} + P_{MA}$$

$$= 70956,90 + 657,8$$

$$= 71614,7 \text{ kN}$$

d. Perhitungan Koefisien Respons Gempa Elastis (C_{sm})

Gambar penampang *Breast Wall* dapat dilihat pada Gambar 5.14 berikut.



Gambar 5. 14 Penampang *Breast Wall*

Diketahui :

Mutu Beton ($f'c$) = 25 MPa

Tinggi *breast wall* (L) = 6,83 m

Lebar *breast wall* (h) = 1 m

Lebar *abutment* (B_y) = 34,1 m

Percepatan Gravitasi (g) = 9,81 m/s²

1) Modulus Elastisitas Beton (E)

$$\begin{aligned} E &= 4700 \times \sqrt{f'c} \\ &= 4700 \times \sqrt{25} \\ &= 23500 \text{ MPa} \\ &= 23500000 \text{ kPa} \end{aligned}$$

2) Momen Inersia X (I_x)

$$\begin{aligned} I_x &= \frac{1}{12} \times B_y^3 \times h \\ &= \frac{1}{12} \times 34,1^3 \times 1 \\ &= 3304,32 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

3) Momen Inersia Y (I_y)

$$I_y = \frac{1}{12} \times B_y \times h^3$$

$$= \frac{1}{12} \times 34,1 \times 1^3$$

$$= 2,84 \text{ m}^4$$

4) Kekakuan Struktur Arah X (K_x)

$$K_x = \frac{12 \times E \times I_x}{L^3}$$

$$= \frac{12 \times 23500000 \times 3304,32}{7,60^3}$$

$$= 2122708849,68 \text{ kN/m}$$

5) Kekakuan Struktur Arah Y (K_y)

$$K_y = \frac{12 \times E \times I_y}{L^3}$$

$$= \frac{12 \times 23500000 \times 2,84}{7,60^3}$$

$$= 1824427,75 \text{ kN/m}$$

6) Waktu Periode Alami (T)

$$T_x = 2\pi \times \sqrt{\frac{Wt}{g \times K_x}}$$

$$= 2\pi \times \sqrt{\frac{71614,7}{9,81 \times 2122708849,68}}$$

$$= 0,0116 \text{ detik}$$

$$T_y = 2\pi \times \sqrt{\frac{Wt}{g \times K_y}}$$

$$= 2\pi \times \sqrt{\frac{71614,7}{9,81 \times 1824427,75}}$$

$$= 0,39 \text{ detik}$$

7) Koefisien Respons Gempa Elastis (C_{sm})

Dari hasil perhitungan di atas, didapatkan :

a) Arah x

$$T_x < T_0$$

$$0,0116 < 0,15 \text{ detik}$$

Maka, koefisien respons gempa elastis arah x dihitung dengan menggunakan persamaan :

$$C_{smx} = S_{DS} - A_s \frac{T_x}{T_0} + A_s$$

$$= 0,72 - 0,36 \times \frac{0,0116}{0,15} + A_s$$

$$= 1,05$$

b) Arah y

$$T_0 < T_Y \leq T_S$$

$$0,15 < 0,39 < 0,75$$

Maka, koefisien respons gempa elastis arah x dan arah y dihitung dengan menggunakan persamaan :

$$C_{smx} = S_{DS}$$

$$= 0,72$$

e. Faktor Modifikasi Respons (R)

Kategori kepentingan pada Jembatan Baran 1 termasuk pada “Bangunan Bawah dengan Kolom Tunggal Kategori Penting” sehingga Faktor Modifikasi Respon (R) sebesar 2 yang dapat dilihat pada Tabel 5.12 berikut.

Tabel 5. 12 Faktor Modifikasi Respon (R) untuk Hubungan Antar Elemen Struktur

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

f. Gaya Gempa Horizontal (T_{EQ})

Digunakan faktor beban hidup kondisi gempa (γ_{EQ}) sebesar 0,30 dikarenakan jembatan tersebut digunakan untuk jalan tol sehingga termasuk kategori “Jembatan Penting” yang dapat dilihat pada Tabel 5.13 berikut.

Tabel 5. 13 Faktor Beban Hidup Kondisi Gempa

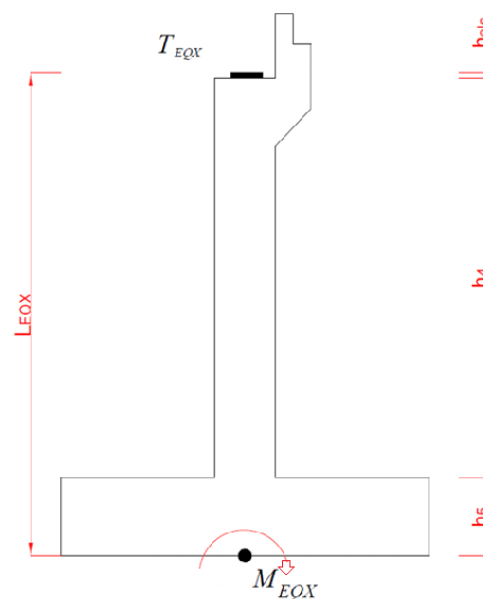
No.	Kategori	Y_{EQ}
1	Jembatan Sangat Penting	0,50
2	Jembatan Penting	0,30
3	Jembatan Lainnya	0,00

1) Berat seismik untuk 1 *abutment* (W)

$$\begin{aligned}
 &= P_{MS \text{ struktur atas}} + P_{MA} + (Y_{EQ} \times P_{TD}) \\
 &= 19776,00 + 657,8 + (0,30 \times 2760,48) \\
 &= 21261,94 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

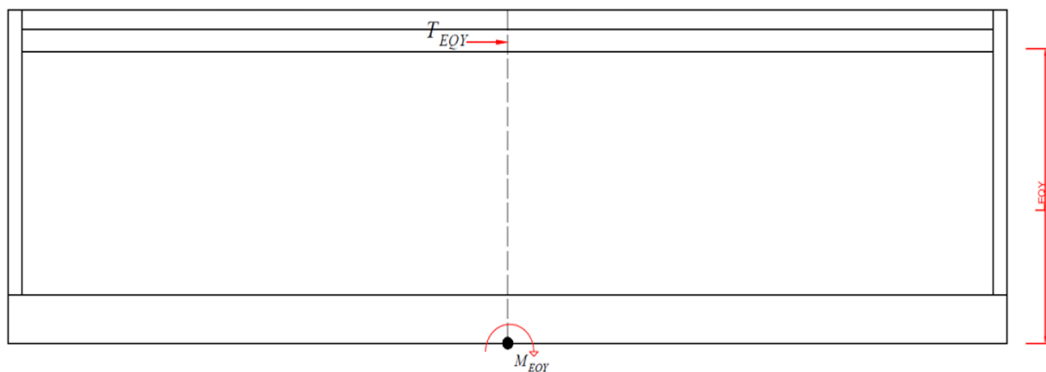
$$\begin{aligned}
 2) \quad T_{EQX} &= \frac{C_{smx}}{R} \times W \\
 &= \frac{1,05}{2} \times 21261,94 \\
 &= 11162,51 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Gambar Beban Gempa Arah x Pada *Abutment* dapat dilihat pada Gambar 5.15 berikut.

**Gambar 5. 15 Beban Gempa Arah x pada *Abutment***

$$\begin{aligned}
 L_{EQx} &= h_{els} + h_4 + h_5 \\
 &= 0,095 + 6,83 + 2 \\
 &= 8,925 \text{ m} \\
 M_{EQx} &= T_{EQx} \times L_{EQx} \\
 &= 11162,51 \times 8,925 \\
 &= 99625,4 \text{ kNm} \\
 3) \text{ TEQy} &= \frac{C_{smy}}{R} \times W_t \\
 &= \frac{0,72}{2} \times 21261,94 \\
 &= 7654,29 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Gambar Beban Gempa Arah y Pada *Abutment* dapat dilihat pada Gambar 5.16 berikut.



Gambar 5. 16 Beban Gempa Arah y pada *Abutment*

$$\begin{aligned}
 L_{EQy} &= h_{els} + h_4 + h_5 \\
 &= 0,095 + 6,83 + 2 \\
 &= 8,925 \text{ m} \\
 M_{EQy} &= T_{EQy} \times L_{EQy} \\
 &= 7654,29 \times 8,925 \\
 &= 68314,53 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Rekapitulasi dari beban gempa dapat dilihat pada Tabel 5.14 berikut.

Tabel 5. 14 Rekapitulasi Beban Gempa

No	Keterangan	P
		kN
1	Gaya Gempa Vertikal	22068,50
2	Gaya Gempa Horizontal Arah X	11162,51
3	Gaya Gempa Horizontal Arah Y	7654,29
Total		40885,3

9. Beban Gesekan Perletakan (BF)

a. Nilai Kekakuan Geser (K) Diketahui :

Dimensi elastomer = 600 x 600 mm

Tebal pelat baja = 5 mm

Tebal lapisan dalam karet = 15 mm

Jumlah lapisan dalam karet = 6 buah

Kekakuan geser setiap lapisan karet = $18,50 \times 10^3$ kN/m

Penyelesaian :

Tebal elastomer (hels) = $5 + (15 \times 6)$

= 95 mm

$K = (18,50 \times 10^3) \times 6$

= 111000 kN/m

b. Nilai Muai Jembatan Akibat Temperatur (ΔT)

Diketahui :

Koef. Muai panjang beton pelat lantai (α) = $0,00001^\circ\text{C}$

Panjang 1 bentang jembatan (L) = 40 m

Suhu maks desain ($T_{max\ design}$) = 40°C

Suhu min desain ($T_{min\ design}$) = 15°C

$\Delta T = \alpha \times L \times (T_{max\ design} - T_{min\ design})$

= $0,00001 \times 40 \times (40 - 15)$

= 0,01 m

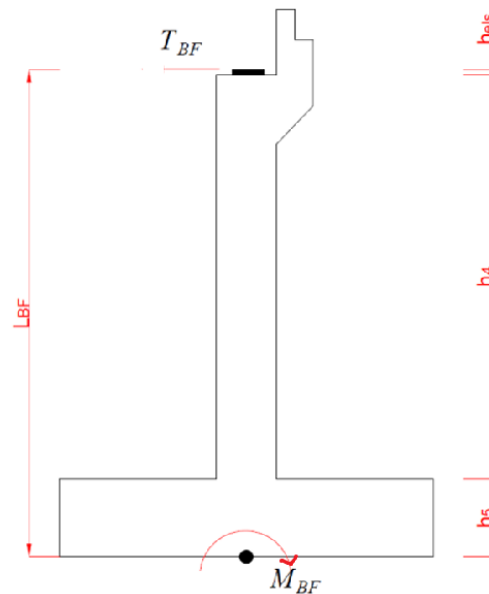
c. Beban Gesekan Perletakan (T_{BF})

$T_{BF} = K \times \Delta T$

= $111000 \times 0,01$

$$= 1248,75 \text{ kN}$$

Gambar Beban Gesekan Perletakan Pada *Abutment* dapat dilihat pada Gambar 5.17 berikut.



Gambar 5. 17 Beban Gesekan Perletakan pada *Abutment*

$$\begin{aligned} L_{BF} &= h_{els} + h_4 + h_5 \\ &= 0,095 + 6,83 + 2 \\ &= 8,925 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{BF} &= T_{BF} \times L_{BF} \\ &= 124,88 \times 8,925 \\ &= 1114,55 \text{ kNm} \end{aligned}$$

10. Rekapitulasi Pembebanan

Rekapitulasi hasil perhitungan beban yang bekerja pada Jembatan Baran 1 dapat dilihat pada Tabel 5.15 berikut.

Tabel 5. 15 Rekapitulasi Pembebanan *Abutment*

No.	Beban	Kode	Vertikal	Horizontal		Momen	
			<i>P</i>	<i>T</i> x	<i>T</i> y	<i>M</i> x	<i>M</i> y
			kN	kN	kN	kNm	kNm
A	Beban Permanen						
1	Berat Sendiri	<i>MS</i>	70956,90			81228,18	
2	Beban Mati Tambahan	<i>MA</i>	657,8				
3	Tekanan Tanah Aktif	<i>TA</i>		545		34189,68	
B	Beban Lalu Lintas						
3	Beban Lajur "D"	<i>TD</i>	5520,96				
4	Gaya Rem	<i>TB</i>		251,65			
C	Beban Aksi Lingkungan						
5	Beban Angin Struktur	<i>EW_S</i>			290		3140,7
6	Beban Angin Kendaraan	<i>EW_L</i>	410,1				
7	Beban Gempa Vertikal	<i>EQ_V</i>					
8	Beban Gempa Arah x	<i>EQ_X</i>		11162,51		99625,4	
9	Beban Gempa Arah y	<i>EQ_Y</i>			7654,29		68314,53
D	Beban Aksi Lainnya						
10	Gesekan Perletakan	<i>BF</i>		1248,75		1114,55	

Rekapitulasi perhitungan untuk masing-masing kombinasi pembebanan dapat dilihat pada Tabel 5.16 hingga Tabel 5.21 berikut.

Tabel 5. 16 Rekapitulasi Kombinasi Kuat I

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	T _x	T _y	M _x	M _y
			kN	kN	kN	kNm	kNm
Berat Sendiri	MS	1,3	92243,97			105596,63	
Beban Mati Tambahan	MA	2	1315,6				
Tekanan Tanah Aktif	TA	1,00		545		34189,68	
Beban Lajur "D"	TD	1,80	9937,72				
Gaya Rem	TB	1,80		452,97			
Gesekan Perletakan	BF	1,00					
Jumlah			103497,29	997,97	0,00	139786,31	0,00

Tabel 5. 17 Rekapitulasi Kombinasi Kuat II

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	T _x	T _y	M _x	M _y
			kN	kN	kN	kNm	kNm
Berat Sendiri	MS	1,3	92243,97			105596,63	
Beban Mati Tambahan	MA	2	1315,6				
Tekanan Tanah Aktif	TA	1,00		545		34189,68	
Beban Lajur "D"	TD	1.3	7177,248				
Gaya Rem	TB	1.3		327,145			
Gesekan Perletakan	BF	1,00					
Jumlah			100736,81	872,145	0,00	139786,31	0,00

Tabel 5. 18 Rekapitulasi Kombinasi Kuat III

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	T _x	T _y	M _x	M _y
			kN	kN	kN	kNm	kNm
Berat Sendiri	MS	1,3	92243,97			105596,634	
Beban Mati Tambahan	MA	2	1315,6				
Tekanan Tanah Aktif	TA	1,00		545		34189,68	
Beban Angin Struktur	EWS	1,40			406		4396,98
Gesekan Perletakan	BF	1,00					
Jumlah			93559,57	545	406	139786,31	4396,98

Tabel 5. 19 Rekapitulasi Kombinasi Kuat IV

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	T _x	T _y	M _x	M _y
			kN	kN	kN	kNm	kNm
Berat Sendiri	MS	1,3	92243,97			105596,63	
Beban Mati Tambahan	MA	2	1315,6				
Tekanan Tanah Aktif	TA	1,00		545		34189,68	
Gesekan Perletakan	BF	1,00					
Jumlah			93559,57	545	0,00	139786,31	0,00

Tabel 5. 20 Rekapitulasi Kombinasi Kuat V

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	T _x	T _y	M _x	M _y
			kN	kN	kN	kNm	kNm
Berat Sendiri	MS	1,3	92243,97			105596,63	
Beban Mati Tambahan	MA	2	1315,6				
Tekanan Tanah Aktif	TA	1,00		545		34189,68	
Beban Angin Struktur	EWS	0,40			116		1256,28
Beban Angin Kendaraan	EWL	1,00	410,1				
Gesekan Perletakan	BF	1,00					
Jumlah			93969,67	545	116	139786,31	1256,28

Tabel 5. 21 Rekapitulasi Kombinasi Ekstrem I

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	T _x	T _y	M _x	M _y
			kN	kN	kN	kNm	kNm
Berat Sendiri	MS	1,3	92243,97			105596,63	
Beban Mati Tambahan	MA	2	1315,6				
Tekanan Tanah Aktif	TA	1,0		545		34189,68	
Beban Lajur "D"	TD	0,5	2760,48				
Gaya Rem	TB	0,5		125,82			
Beban Gempa Vertikal	EQv	1,0					
Beban Gempa Arah x	EQx	1,0		11162,51		99625,4	
Beban Gempa Arah y	EQy	1,0			7654,29		68314,53
Gesekan Perletakan	BF	1,0					
Jumlah			96320,05	11833,33	7654,29	239411,71	68314,53

Rekapitulasi pembebanan pada *Abutment* dapat dilihat pada Tabel 5.22 berikut.

Tabel 5. 22 Rekapitulasi Pembebanan Pada *Abutment*

No	Aksi/beban	P	Hx	Hy	Mx	My
		(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1	Kuat I	103497,29	997,97	0	139786,31	0
2	Kuat II	100736,81	872,14	0	139786,31	0
3	Kuat III	93559,57	545	406	139786,31	4396,98
4	Kuat IV	93559,57	545	0	139786,31	0
5	Kuat V	93969,67	545	116	139786,31	1256,28
6	Ekstrim I	96320,05	11833,33	7654,29	239411,71	68314,53

5.3 Data Tanah

Perhitungan daya dukung fondasi ini ditinjau berdasarkan data parameter tanah. Data parameter tanah ini dilakukan untuk mendapatkan data karakteristik kondisi tanah tiap lapisan sehingga dapat menghitung daya dukung fondasi tiang pancang maupun tiang bor. Data geoteknik pada Proyek Pembangunan Jalan Tol Solo – Yogyakarta didapatkan melalui pengujian N-SPT. Hasil N-SPT disajikan pada Tabel 5.23 berikut ini.

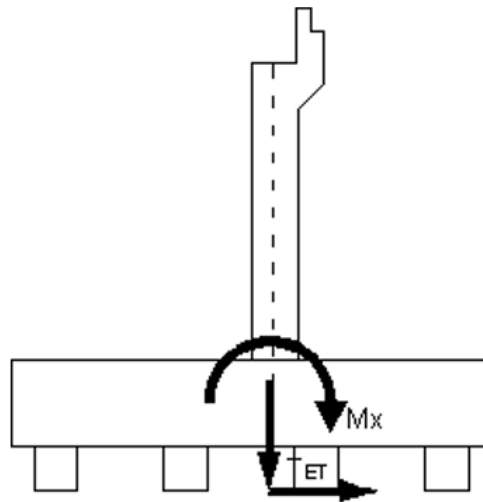
Tabel 5. 23 Data Geoteknik Berdasarkan Hasil Pengujian N-SPT

Kedalaman	Jenis Tanah	Tebal Lapisan	N-SPT
m		m	blows / 30 cm
2,00	Lanau elastis berpasir	2,00	10
4,00	Pasir lanau lepas	2,00	8
6,00	Lanau elastis dengan pasir	2,00	52
8,00	Lanau keras dengan pasir	2,00	100
10,00	Lanau keras dengan pasir	2,00	100
12,00	Lanau keras dengan pasir	2,00	100
14,00	Lanau keras dengan pasir	2,00	100
16,00	Lanau keras dengan pasir	2,00	100
18,00	Lanau keras dengan pasir	2,00	100
20,00	Pasir lanau sangat padat	2,00	59
22,00	Pasir lanau sangat padat	2,00	65
24,00	Pasir halus	2,00	36
26,00	Lanau keras dengan pasir	2,00	100
28,00	Lanau keras dengan pasir	2,00	100
30,00	Lanau keras dengan pasir	2,00	100

5.4 Kontrol Stabilitas Guling

5.4.1 Stabilitas Guling Arah Memanjang Jembatan (Arah X)

Gambar Stabilitas Guling Arah Memanjang dapat dilihat pada Gambar 5.18 berikut.



Gambar 5. 18 Stabilitas Guling Arah Memanjang

Letak titik guling A (ujung fondasi) terhadap pusat fondasi pada Gambar 5.9

$$\frac{Bx}{2} = \frac{11}{2} = 5,5 \text{ m}$$

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

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

$$SF = \frac{M_p}{M_x} \geq 1,5$$

dimana,

M_p = momen penahan guling (kNm),

P = beban (kN),

Bx = letak titik (A) guling terhadap pusat fondasi (m),

M_x = momen penyebab guling (kNm).

Momen penahan guling pada kombinasi 1,

$$\begin{aligned}
 M_p &= P \times \left(\frac{B_x}{2} \right) \\
 &= 103497,29 \times \frac{11}{2} \\
 &= 569235,10 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Momen yang mengakibatkan guling,

$$M_x = 139786,31 \text{ kNm}$$

Angka aman terhadap guling,

$$\begin{aligned}
 SF &= \frac{M_p}{M_x} \\
 &= \frac{569235,10}{139786,31} \\
 &= 4,07 \geq 1,5 \text{ (Aman)}
 \end{aligned}$$

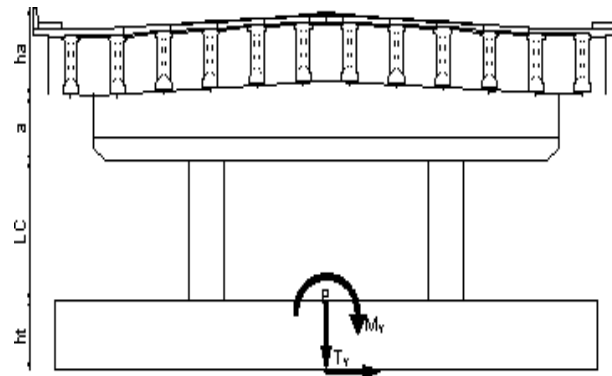
Rekapitulasi perhitungan stabilitas terhadap guling arah memanjang jembatan (arah X) disajikan pada Tabel 5.24 di bawah ini.

Tabel 5. 24 Stabilitas Guling Arah Memanjang Jembatan (Arah X)

No	Aksi/beban	P (kN)	Mx (knm)	Mpx	SF	Keterangan
1	Kuat I	103497,29	139786,31	569235,10	4,07	AMAN
2	Kuat II	100736,81	139786,31	554052,46	3,96	AMAN
3	Kuat III	93559,57	139786,31	514577,64	3,68	AMAN
4	Kuat IV	93559,57	139786,31	514577,64	3,68	AMAN
5	Kuat V	93969,67	139786,31	516833,19	3,70	AMAN
6	Ekstrim 1	96320,05	239411,71	529760,28	2,21	AMAN

5.3.2 Stabilitas Guling Arah Melintang Jembatan (Arah Y)

Gambar Stabilitas Guling Arah Melintang Jembatan (Arah Y) dapat dilihat pada Gambar 5.19 berikut.



Gambar 5. 19 Stabilitas Guling Arah Melintang Jembatan (Arah Y)

Letak titik guling A (ujung fondasi) terhadap pusat fondasi, Gambar 5.10

$$\frac{B_y}{2} = \frac{34,1}{2} = 17,05 \text{ m}$$

Momen penahan guling pada kombinasi 3,

$$\begin{aligned} M_p &= P \times \left(\frac{B_y}{2} \right) \\ &= 93559,57 \times (17,05) \\ &= 1595190,66 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Momen yang mengakibatkan guling,

$$M_y = 4396,98 \text{ kNm}$$

Angka aman terhadap guling,

$$\begin{aligned} SF &= \frac{M_p}{M_x} \\ &= \frac{1595190,66}{4396,98} \\ &= 362,79 \geq 1,5 \text{ (Aman)} \end{aligned}$$

Rekapitulasi perhitungan stabilitas terhadap guling arah memanjang jembatan (arah X) disajikan pada Tabel 5.25 di bawah ini.

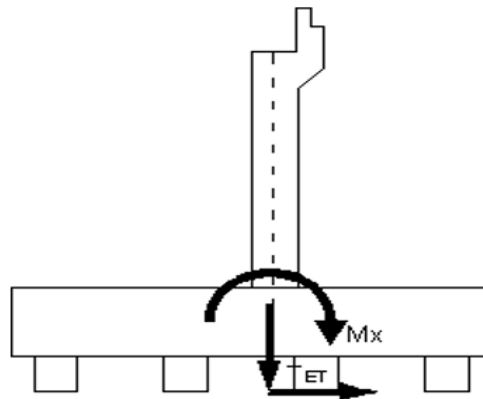
Tabel 5. 25 Stabilitas Guling Arah Melintang Jembatan (Arah Y)

No	Aksi/beban	P (kN)	My	Mpy	SF	Keterangan
1	Kuat I	103497,29	0,00	1764628,79	-	-
2	Kuat II	100736,81	0,00	1717562,61	-	-
3	Kuat III	93559,57	4396,98	1595190,66	362,79	AMAN
4	Kuat IV	93559,57	0,00	1595190,66	-	-
5	Kuat V	93969,67	1256,28	1602182,87	1275,33	AMAN
6	Ekstrim 1	96320,05	68314,53	1642256,85	24,03	AMAN

5.5 Kontrol Stabilitas Geser

5.5.1 Stabilitas Geser Arah Memanjang Jembatan (Arah X)

Gambar Stabilitas Guling Arah Memanjang Jembatan (Arah X) dapat dilihat pada Gambar 5.20 berikut.

**Gambar 5. 20 Stabilitas Geser Arah Memanjang (Arah X)**

Kohesi tanah, $c = 45 \text{ kPa}$

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

Gaya total, $\Sigma P = 103497,29 \text{ kN}$

Gaya penahan geser pada kombinasi 1,

$$\begin{aligned}
 H_p &= (c \times B_x \times B_y) + (\Sigma P \times \tan \phi) \\
 &= (45 \times 11 \times 34,1) + (103497,29 \times \tan 42) \\
 &= 110068,87 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Gaya horizontal yang bekerja,

$$H_x = 997,97 \text{ kN}$$

Angka aman terhadap geser,

$$\begin{aligned} SF &= \frac{H_{py}}{H_y} \geq 1,5 \\ &= \frac{110068,87}{997,97} \\ &= 110,29 \geq 1,5 \text{ (Aman)} \end{aligned}$$

Rekapitulasi perhitungan stabilitas geser arah memanjang jembatan (arah X) disajikan pada Tabel 5.26 di bawah ini.

**Tabel 5. 26 Rekapitulasi Stabilitas Geser Arah Memanjang Jembatan
(Arah X)**

No	Aksi/beban	P (kN)	H _x	H _{px}	SF	Keterangan
1	Kuat I	103497,29	997,97	110068,87	110,29	AMAN
2	Kuat II	100736,81	872,15	107583,33	123,35	AMAN
3	Kuat III	93559,57	545,00	101120,91	185,54	AMAN
4	Kuat IV	93559,57	545,00	101120,91	185,54	AMAN
5	Kuat V	93969,67	545,00	101490,17	186,22	-
6	Ekstrim 1	96320,05	11833,34	103606,46	8,76	AMAN

5.5.2 Stabilitas Geser Arah Melintang Jembatan (Arah Y)

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

$$\text{Kohesi tanah, } c = 45 \text{ kPa}$$

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

$$\text{Gaya total, } \Sigma P = 93559,57 \text{ kN}$$

Gaya penahan geser pada kombinasi 3,

$$\begin{aligned} H_{py} &= (c \times B_x \times B_y) + (\Sigma P \times \tan \phi) \\ &= (45 \times 11 \times 34,1) + (93559,57 \times \tan 42) \\ &= 101120,92 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya horizontal yang bekerja,

$$H_y = 406,00 \text{ kN}$$

Angka aman terhadap geser,

$$\begin{aligned}
 SF &= \frac{H_{py}}{H_y} \geq 1,5 \\
 &= \frac{101120,92}{406,00} \\
 &= 249,07 \geq 1,5 \text{ (Aman)}
 \end{aligned}$$

Rekapitulasi perhitungan stabilitas geser arah melintang jembatan (arah Y) disajikan pada Tabel 5.27 di bawah ini.

**Tabel 5. 27 Rekapitulasi Perhitungan Stabilitas Geser Arah Melintang
(Arah Y)**

No	Aksi/beban	P (kN)	H_y	H_{py}	SF	keterangan
1	Kuat I	103497,29	0,00	110068,88	-	-
2	Kuat II	100736,81	0,00	107583,33	-	-
3	Kuat III	93559,57	406,00	101120,92	249,07	AMAN
4	Kuat IV	93559,57	0,00	101120,92	-	-
5	Kuat V	93969,67	116,00	101490,17	874,92	AMAN
6	Ekstrim 1	96320,05	7654,29	103606,46	13,54	AMAN

5.5.3 Kapasitas Terhadap Daya Dukung Tanah (Terzaghi)

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

Lebar *Pile Cap*, B_x = 11 m

Panjang *Pile Cap*, B_y = 34,1 m

Kedalaman *Pile Cap*, D = 2 m

Berat volume tanah, γ = 21 kN/m³

Kohesi tanah, c = 45 kPa

Sudut gesek tanah ϕ = 42°

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

N_c = 44,38

N_q = 64,20

$$N\gamma = 94,38$$

$$\begin{aligned} q_{ult} &= c \times Nc \times \left(1 + 0,3 \times \frac{B}{L}\right) + D \times \gamma \times Nq + 0,5 \times \gamma \times B \times N\gamma \times \left(1 - 0,2 \times \frac{B}{L}\right) \\ &= 45 \times 44,38 \times \left(1 + 0,3 \times \frac{11}{34,1}\right) + 2 \times 21 \times 64,20 + 0,5 \times 21 \times 11 \times 94,38 \times \left(1 - 0,2 \times \frac{11}{34,1}\right) \\ &= 15084,37452 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} q_a &= \frac{q_{ult}}{SF} \\ &= \frac{15084,37452}{2,5} \\ &= 6033,74 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} q_{max} &= \frac{P}{A} + \frac{Mx}{\frac{1}{6} \times Bx^2 \times By} + \frac{My}{\frac{1}{6} \times By^2 \times Bx} \\ &= \frac{103497,29}{375,1} + \frac{139786,31}{\frac{1}{6} \times 11^2 \times 34,1} + \frac{0}{\frac{1}{6} \times 34,1^2 \times 11} \\ &= 479,191 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_a &> q_{max} \\ 6033,74 &> 479,191 \end{aligned}$$

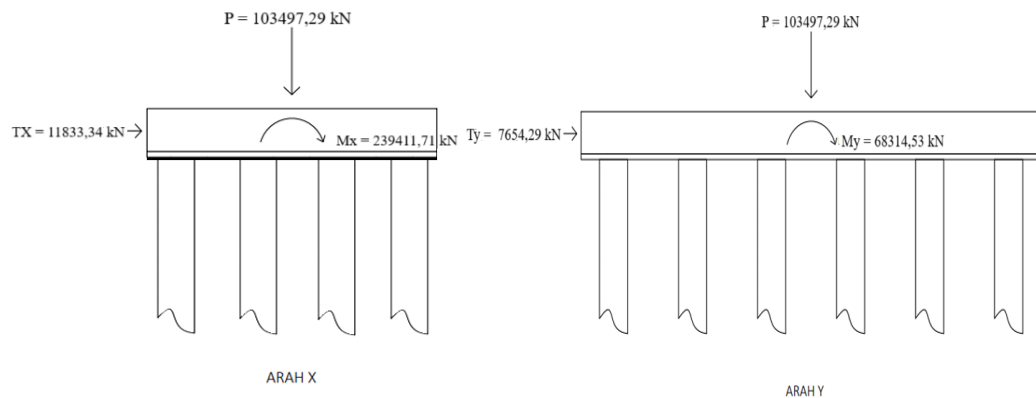
Berikut merupakan rekapitulasi hasil dari perhitungan kontrol stabilitas geser yang disajikan pada Tabel 5.28 berikut.

Tabel 5. 28 Kontrol Stabilitas Geser Tanah

No	Aksi/beban	P (kN)	Mx	My	qmax	keterangan
1	Kuat I	103497,29	139786,31	0,00	479,19	Aman
2	Kuat II	100736,82	139786,31	0,00	471,83	Aman
3	Kuat III	93559,57	139786,31	4396,98	454,76	Aman
4	Kuat IV	93559,57	139786,31	0,00	452,69	Aman
5	Kuat V	93969,67	139786,31	1256,28	454,38	Aman
6	Ekstrim 1	96320,05	239411,71	68314,53	636,97	Aman

5.6 Desain Fondasi *Bored Pile*

Dalam melakukan analisis fondasi *Bored Pile* yang digunakan untuk beban aksial, momen dan horizontal yang dapat dilihat pada Gambar 5.21 di bawah ini.



Gambar 5. 21 Gaya-Gaya Yang Dihasilkan dari Pembebanan

5.6.1 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal

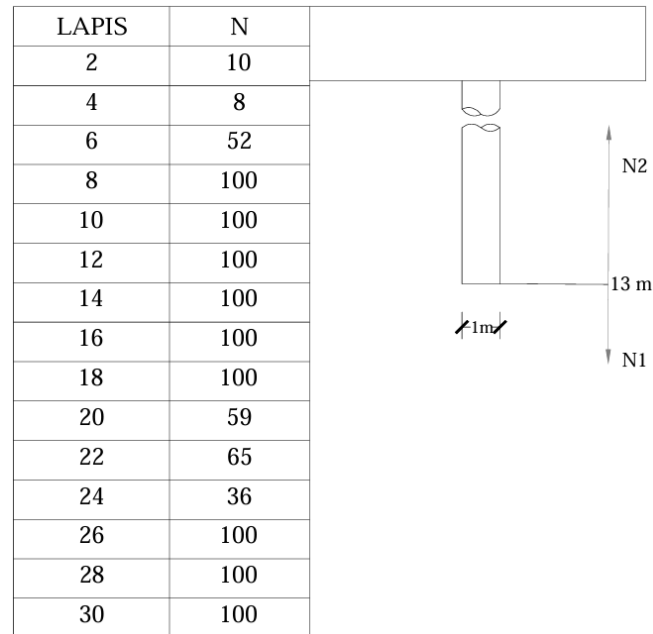
Kapasitas dukung tiang desain eksisting dianalisis sebagai berikut.

Lebar <i>Pile Cap</i> ,	B_g	= 11 m
Panjang <i>Pile Cap</i> ,	L_g	= 34,1 m
Diameter tiang,	D	= 1 m
Jarak antar tiang,	XY	= 3 m
Panjang tiang,	L	= 13 m
<i>Safety Factor</i> ,	SF	= 3
Kedalaman <i>Pile Cap</i> , D_f		= 2 m
Beban, P		= 103497,29 kN
Momen arah X,	M_x	= 239411,71 kN
Momen arah Y,	M_y	= 68314,53 kN
Beban horizontal X,	T_x	= 11833,34 kN
Beban horizontal Y,	T_y	= 7654,29 kN

5.6.1.1 Metode Meyerhof

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

Untuk menghitung N rata-rata dilakukan pada kedalaman 4D dibawah ujung tiang dan 8D diatas ujung tiang seperti yang disajikan pada Gambar 5.22 di bawah ini.



Gambar 5. 22 Letak Kedalaman 4D dan 8D tiang

- a. Tahanan ujung ultimit tiang (Q_b)

Untuk menghitung N rata-rata dilakukan pada kedalaman 4D dibawah ujung tiang dan 8D diatas ujung tiang.

$$N_1 = 4D = \frac{100+100+100+100}{4} = 100$$

$$N_2 = 8D = \frac{100+100+100+100+100+90+52+40}{8} = 85,25$$

$$\begin{aligned} N' &= \frac{N_1 + N_2}{2} \\ &= \frac{100+85,25}{2} \\ &= 92,6 \end{aligned}$$

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

$$Q_b = \frac{1}{4} \times 40 \times N' \times A_b$$

$$= \frac{1}{4} \times 40 \times 92,6 \times 0,785$$

$$= 969,21 \text{ ton}$$

$$= 9498,29 \text{ kN}$$

b. Nilai tahanan gesek tiang (Q_s)

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

$$K = \pi \times D$$

$$= \pi \times 1$$

$$= 3,14 \text{ m}$$

Q_s dapat dihitung per lapisan tanah sesuai dengan data N-SPT dan N' yang dapat dilihat pada Tabel 5.29 berikut ini.

Tabel 5. 29 Nilai Tahanan Gesek Tiang (Q_s)

Kedalaman (m)	N-SPT	N'	K	Q_s (kg)	Q_s (kN)
2	10	55,0	3,14	69,08	690,80
4	8	54,0	3,14	67,82	678,24
6	52	76,0	3,14	95,46	954,56
8	100	100,0	3,14	125,60	1256,00
10	100	100,0	3,14	125,60	1256,00
13	100	100,0	3,14	125,60	1256,00
Total					6091,60

c. Daya dukung ultimit tiang (Q_u)

$$Q_u = Q_b + Q_s$$

$$= 9498,29 + 6091,60$$

$$= 15589,89 \text{ kN}$$

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

Digunakan nilai *Safety Factor* adalah 3,

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

$$= \frac{15589,89}{3}$$

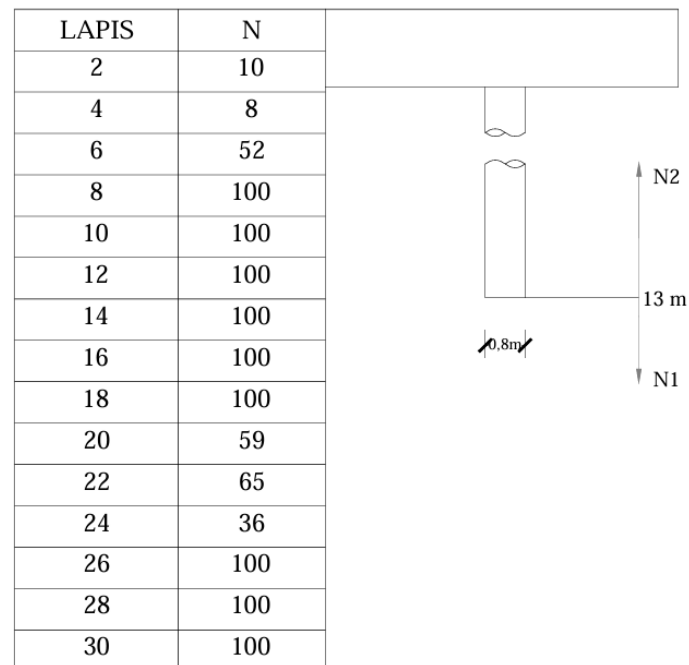
$$= 5196,63 \text{ kN}$$

e. Jumlah tiang (n)

$$\begin{aligned}
 N &= \frac{P}{Q_{all}} \\
 &= \frac{103497,29}{5196,63} \\
 &= 19,9 \\
 &= 24 \text{ tiang}
 \end{aligned}$$

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

Menghitung nilai N rata-rata dilakukan pada kedalaman 4D dan 8D seperti disajikan pada Gambar 5.23 di bawah ini.



Gambar 5. 23 Letak Kedalaman 4D dan 8D tiang

$$N1 = 4D = \frac{100+100+100+100}{4} = 100$$

$$N2 = 8D = \frac{100+100+100+100+100+77}{7} = 91,71$$

$$\begin{aligned}
 N' &= \frac{N1 + N2}{2} \\
 &= \frac{100 + 95,85}{2} \\
 &= 95,85
 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}
&= \frac{1}{4} \times \pi \times 1^2 \\
&= 0,5024 \text{ m}^2 \\
Q_b &= \frac{1}{4} \times 40 \times N' \times A_b \\
&= \frac{1}{4} \times 40 \times 95,85 \times 0,5024 \\
&= 642,0672 \text{ ton} \\
&= 6292,26 \text{ kN}
\end{aligned}$$

1. 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 5.30 berikut ini.

Tabel 5. 30 Nilai Tahanan Gesek Tiang (Q_s)

Kedalaman (m)	N-SPT	N'	K	Q_s (kg)	Q_s (kN)
2	10	55,0	2,512	55,26	552,64
4	8	54,0	2,512	54,26	542,59
6	52	76,0	2,512	76,36	763,65
8	100	100,0	2,512	100,48	1004,80
10	100	100,0	2,512	100,48	1004,80
13	100	100,0	2,512	100,48	1004,80
Total					4873,28

2. Daya dukung ultimit tiang (Q_u)

$$\begin{aligned}
Q_u &= Q_b + Q_s \\
&= 6292,26 + 4873,28 \\
&= 11165,54 \text{ kN}
\end{aligned}$$

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

Digunakan nilai *Safety Factor* adalah 3,

$$\begin{aligned}
 Q_{all} &= \frac{Q_u}{SF} \\
 &= \frac{11165,54}{3} \\
 &= 3721,85 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

4. Jumlah tiang (n)

$$\begin{aligned}
 N &= \frac{P}{Q_{all}} \\
 &= \frac{103497,29}{3721,85} \\
 &= 27 \\
 &= 28 \text{ tiang}
 \end{aligned}$$

Berikut merupakan hasil rekapitulasi perhitungan kapasitas dukung tiang tunggal menggunakan metode Meyerhof dengan variasi dimensi yang disajikan pada Tabel 5.31 berikut ini.

Tabel 5. 31 Rekapitulasi Perhitungan Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Dengan Metode Meyerhof

	Dimensi Fondasi <i>Bored Pile</i>			
	0,8 m	1 m	1,2 m	1 m (8 m)
Qb	6292,26	9498,29	12547,59	7682,74
Qs	4873,28	6091,60	7309,92	3579,60
Qu	11165,54	15589,89	19857,51	11262,34
Qall	3721,85	5196,63	6619,17	3754,11
n	28	24	16	28

5.6.1.2 Metode Reese & Wright

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

a. Tahanan ujung ultimit tiang (Qb)

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

$$C_u = 500 \text{ kN/m}^2$$

$$\alpha = 0,4$$

$$\begin{aligned} q_p &= 9 \times C_u \\ &= 9 \times 500 \\ &= 4500 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_b &= A \times q_p \\ &= 0,785 \times 4500 \\ &= 3532,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

b. Tahanan gesek ultimit tiang (Q_s)

Kedalaman 0-13 m

$$\begin{aligned} k &= \pi \times D \\ &= \pi \times 1 \\ &= 3,14 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f &= \alpha \times C_u \\ &= 0,4 \times 500 \\ &= 200 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_s &= f \times l \times k \\ &= 200 \times 13 \times 3,14 \\ &= 8164 \text{ kN} \end{aligned}$$

c. Kapasitas dukung ultimit tiang (Q_u)

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_b + Q_s \\ &= 3532,5 + 8164 \\ &= 11696,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

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

Digunakan nilai *Safety Factor* adalah 3,

$$\begin{aligned} Q_{all} &= \frac{Q_u}{SF} \\ &= \frac{11696,5}{3} \\ &= 3898,83 \text{ kN} \end{aligned}$$

e. Jumlah tiang (n)

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

$$\begin{aligned}
&= \frac{103497,29}{3898,83} \\
&= 26,5 \\
&= 28 \text{ tiang}
\end{aligned}$$

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

a. Tahanan ujung ultimit tiang (Q_b)

$$\begin{aligned}
A &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
&= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,8^2 \\
&= 0,5024 \text{ m}^2
\end{aligned}$$

$$C_u = 500 \text{ kN/m}^2$$

$$\alpha = 0,4$$

$$\begin{aligned}
q_p &= 9 \times C_u \\
&= 9 \times 500 \\
&= 4500 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
Q_b &= A \times q_p \\
&= 0,5024 \times 4500 \\
&= 2260,8 \text{ kN}
\end{aligned}$$

b. Tahanan gesek ultimit tiang (Q_s)

Kedalaman 0-13 m

$$\begin{aligned}
k &= \pi \times D \\
&= \pi \times 0,8 \\
&= 2,512 \text{ m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
f &= \alpha \times C_u \\
&= 0,4 \times 500 \\
&= 200 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
Q_s &= f \times l \times k \\
&= 200 \times 13 \times 2,512 \\
&= 6531,2 \text{ kN}
\end{aligned}$$

c. Kapasitas dukung ultimit tiang (Q_u)

$$Q_u = Q_b + Q_s$$

$$= 2260,8 + 6531,2$$

$$= 8792 \text{ kN}$$

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

Digunakan nilai *Safety Factor* adalah 3,

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

$$= \frac{8792}{3}$$

$$= 2930,66 \text{ kN}$$

e. Jumlah tiang (n)

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

$$= \frac{103497,29}{2930,666667}$$

$$= 35,31$$

$$= 36 \text{ tiang}$$

Berikut ini merupakan hasil rekapitulasi perhitungan kapasitas dukung tiang tunggal menggunakan metode Reese & Wright dan variasi dimensi yang disajikan pada Tabel 5.32 di bawah ini.

Tabel 5. 32 Rekapitulasi Perhitungan Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Dengan Metode Reese & Wright

	Dimensi Fondasi <i>Bored Pile</i>			
	0,8 m	1 m	1,2 m	1 (8 m)
Q_b (kN)	2260,8	3532,5	5086,8	3532,5
Q_s (kN)	6531,2	8164	9796,8	6908
Q_u (kN)	8792	11696,5	14883,6	10440,5
Q_{all} (kN)	2930,66	3898,83	4961,2	3480,16
n	36	28	24	32

5.6.2 Kapasitas Dukung Kelompok Tiang

Kapasitas dukung kelompok tiang dianalisis sebagai berikut ini.

5.6.2.1 Metode Meyerhof

1. Kelompok tiang diameter 1 m

a. Efisiensi kelompok tiang (E_g)

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

$$\begin{aligned}
 \text{Diameter tiang, } D &= 1 \text{ m} \\
 \text{Jarak antar tiang, } s &= 3 \times D \\
 &= 3 \times 1 \\
 &= 3 \text{ m} \\
 \text{Jumlah tiang, } n &= 4 \\
 m &= 6 \\
 \theta &= \arctan (D/s) \\
 &= \arctan (1/3) \\
 &= 18,4^\circ \\
 E_g &= 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 \times m \times n} \\
 &= 1 - 18,4 \frac{(4-1)6 + (6-1)4}{90 \times 6 \times 4} \\
 &= 0,676
 \end{aligned}$$

b. Daya dukung ijin kelompok tiang (Q_g)

$$\begin{aligned}
 Q_g &= E_g \times m \times n \times Q_u \\
 &= 0,676 \times 6 \times 4 \times 15589,89 \\
 &= 252811,201 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2. Metode Reese & Wright

Kelompok tiang diameter 1 m

a. Efisiensi kelompok tiang (E_g)

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

$$\begin{aligned}
 \text{Diameter tiang, } D &= 1 \text{ m} \\
 \text{Jarak antar tiang, } s &= 3 \times D \\
 &= 3 \times 1 \\
 &= 3 \text{ m} \\
 \text{Jumlah tiang, } n &= 4 \\
 m &= 7
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \theta &= \arctan (D/s) \\
 &= \arctan (1/3) \\
 &= 18,4^\circ \\
 E_g &= 1 - \theta \frac{(n-1)m+(m-1)n}{90 \times m \times n} \\
 &= 1 - 18,4 \frac{(4-1)7+(7-1)4}{90 \times 7 \times 4} \\
 &= 0,670
 \end{aligned}$$

b. Daya dukung ijin kelompok tiang (Q_g)

$$\begin{aligned}
 Q_g &= E_g \times m \times n \times Q_u \\
 &= 0,670 \times 7 \times 4 \times 11696,5 \\
 &= 219689,81 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Berikut merupakan rekapitulasi hasil analisis daya dukung kelompok tiang yang disajikan pada Tabel 5.33 di bawah ini.

Tabel 5. 33 Rekapitulasi Hasil Analisis Kapasitas Dukung Kelompok Tiang

	Meyerhof			
	0.8 m	1 m	1.2 m	1 m (8 m)
E_g	0,6708	0,6756	0,6927	0,671
Q_g	209717,01	252811,20	220100,91	169228,19
	Reese & Wright			
	0.8 m	1 m	1.2 m	1 m (8 m)
E_g	0,6643	0,6708	0,6756	0,6671
Q_g	210259,51	219689,81	241357,74	222891,06

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.

$$P = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \times X_i}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \times Y_i}{\Sigma y^2}$$

5.6.3.1 Kelompok Tiang Bor Diameter 1 m (eksisting)

1. Metode Meyerhof

$$\begin{aligned}
 \text{Beban aksial, } P &= 103497,29 \text{ kN} \\
 \text{Berat tiang, } P_t &= A_p \times \gamma \times n \times L \\
 &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 1^2 \times 21 \times 24 \times 13
 \end{aligned}$$

$$= 5143,32 \text{ kN}$$

$$\text{Berat total, } V = 103497,29 + 5143,32 \text{ kN}$$

$$= 108640,610 \text{ kN}$$

$$\text{Momen arah x, } M_x = 239411,71 \text{ kN}$$

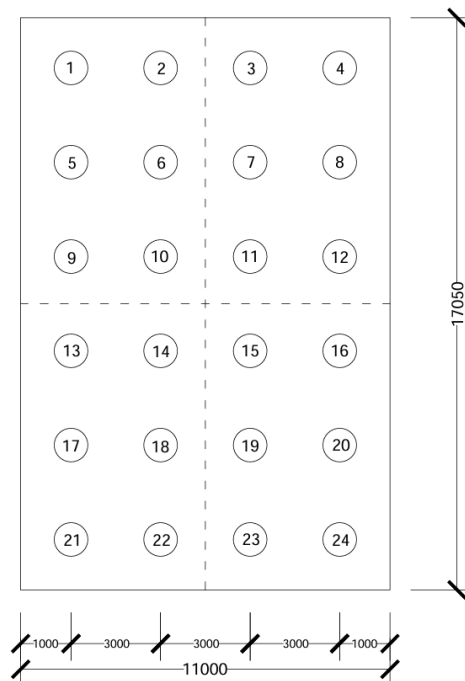
$$\text{Momen arah y, } M_y = 68314,53 \text{ kN}$$

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.

$$S = 3 \times D$$

$$= 3 \times 1$$

$$= 3 \text{ m}$$



Gambar 5. 24 Susunan Tiang Bor Diameter 1 m (eksisting) Metode Meyerhof

$$n = 24 \text{ tiang}$$

$$n_x = 4$$

$$n_y = 6$$

absis terhadap pusat pilecap

$$\Sigma x^2 = 270$$

$$\Sigma y^2 = 630$$

Diambil contoh perhitungan pada tiang nomor 1 sebagai berikut.

$$P = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \times X_i}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \times Y_i}{\Sigma y^2}$$

$$P = \frac{108640,610}{24} + \frac{68314,53 \times (-4,5)}{270} + \frac{239411,71 \times 7,5}{630}$$

$$P = 6238,26 \text{ kN}$$

Hasil dari beban vertikal dan momen disajikan dalam Tabel 5.34 berikut.

Tabel 5. 34 Beban Vertikal Dan Momen Diameter 1 m (eksisting) Metode Meyerhof

Tiang	Xi	Yi	X ²	Y ²	ΣP/n	My.xi/ Σx ²	Mx.yi/ Σy	P (kN)
1	-4,5	7,5	20,25	56,25	4526,69	-1138,58	2850,14	6238,26
2	-1,5	7,5	2,25	56,25	4526,69	-379,53	2850,14	6997,31
3	1,5	7,5	2,25	56,25	4526,69	379,53	2850,14	7756,36
4	4,5	7,5	20,25	56,25	4526,69	1138,58	2850,14	8515,41
5	-4,5	4,5	20,25	20,25	4526,69	-1138,58	1710,08	5098,20
6	-1,5	4,5	2,25	20,25	4526,69	-379,53	1710,08	5857,25
7	1,5	4,5	2,25	20,25	4526,69	379,53	1710,08	6616,30
8	4,5	4,5	20,25	20,25	4526,69	1138,58	1710,08	7375,35
9	-4,5	1,5	20,25	2,25	4526,69	-1138,58	570,03	3958,14
10	-1,5	1,5	2,25	2,25	4526,69	-379,53	570,03	4717,19
11	1,5	1,5	2,25	2,25	4526,69	379,53	570,03	5476,25
12	4,5	1,5	20,25	2,25	4526,69	1138,58	570,03	6235,30
13	-4,5	-1,5	20,25	2,25	4526,69	-1138,58	-570,03	2818,09
14	-1,5	-1,5	2,25	2,25	4526,69	-379,53	-570,03	3577,14
15	1,5	-1,5	2,25	2,25	4526,69	379,53	-570,03	4336,19
16	4,5	-1,5	20,25	2,25	4526,69	1138,58	-570,03	5095,24
17	-4,5	-4,5	20,25	20,25	4526,69	-1138,58	-1710,08	1678,03
18	-1,5	-4,5	2,25	20,25	4526,69	-379,53	-1710,08	2437,08
19	1,5	-4,5	2,25	20,25	4526,69	379,53	-1710,08	3196,13
20	4,5	-4,5	20,25	20,25	4526,69	1138,58	-1710,08	3955,18
21	-4,5	-7,5	20,25	56,25	4526,69	-1138,58	-2850,14	537,98
22	-1,5	-7,5	2,25	56,25	4526,69	-379,53	-2850,14	1297,03
23	1,5	-7,5	2,25	56,25	4526,69	379,53	-2850,14	2056,08
24	4,5	-7,5	20,25	56,25	4526,69	1138,58	-2850,14	2815,13
Σ			270	630				8515,41

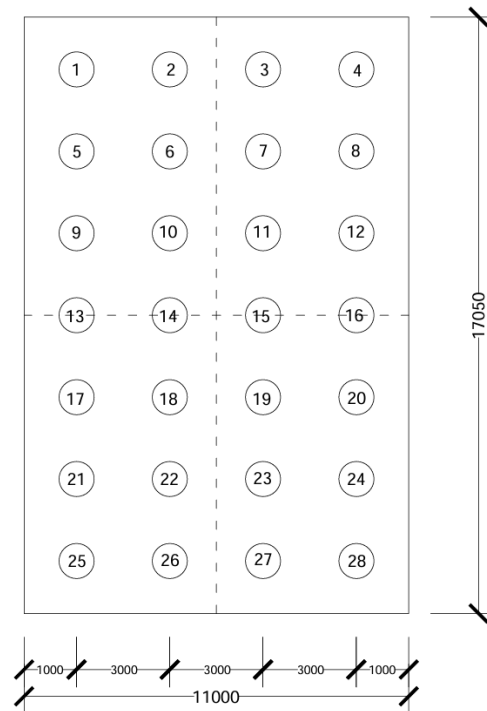
Sehingga diperoleh nilai maksimum beban vertikal dan momen pada tiang bor dengan metode Meyerhof sebesar 8515,41 kN.

2. Metode Reese & Wright

$$\begin{aligned}
 \text{Beban aksial, } P &= 103497,290 \text{ kN} \\
 \text{Berat tiang, } P_t &= A_p \times \gamma \times n \times L \\
 &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 1^2 \times 21 \times 28 \times 13 \\
 &= 6000,54 \text{ kN} \\
 \text{Berat total, } V &= 103497,290 + 6000,54 \\
 &= 109497,830 \text{ kN} \\
 \text{Momen arah x, } M_x &= 239411,71 \text{ kN} \\
 \text{Momen arah y, } M_y &= 68314,53 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

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.

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



Gambar 5. 25 Susunan Tiang Bor Diameter 1 m (eksisting) Metode Reese & Wright

$n = 28$ tiang

$n_x = 4$

$n_y = 7$

absis tiang terhadap pusat *Pile Cap* :

$$\Sigma x^2 = 315$$

$$\Sigma y^2 = 1008$$

Diambil contoh perhitungan pada tiang nomor 1 sebagai berikut.

$$P = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \times X_i}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \times Y_i}{\Sigma y^2}$$

$$P = \frac{109497,830}{28} + \frac{68314,53 \times (-4,5)}{315} + \frac{239411,71 \times 9}{1008}$$

$$P = 5072,32 \text{ kN}$$

Hasil dari beban vertikal dan momen disajikan dalam Tabel 5.35 berikut.

Tabel 5. 35 Beban Vertikal Dan Momen Diameter 1 m (eksisting) Metode Reese & Wright

Tiang	X_i	Y_i	X^2	Y^2	$\Sigma P/n$	$M_y.x_i / \Sigma x^2$	$M_x.y_i / \Sigma y$	P (kN)
1	-4,50	9,00	20,25	81,00	3910,64	-975,92	2137,60	5072,32
2	-1,50	9,00	2,25	81,00	3910,64	-325,31	2137,60	5722,93
3	1,50	9,00	2,25	81,00	3910,64	325,31	2137,60	6373,55
4	4,50	9,00	20,25	81,00	3910,64	975,92	2137,60	7024,16
5	-4,50	6,00	20,25	36,00	3910,64	-975,92	1425,07	4359,78
6	-1,50	6,00	2,25	36,00	3910,64	-325,31	1425,07	5010,40
7	1,50	6,00	2,25	36,00	3910,64	325,31	1425,07	5661,01
8	4,50	6,00	20,25	36,00	3910,64	975,92	1425,07	6311,63
9	-4,50	3,00	20,25	9,00	3910,64	-975,92	712,53	3647,25
10	-1,50	3,00	2,25	9,00	3910,64	-325,31	712,53	4297,86
11	1,50	3,00	2,25	9,00	3910,64	325,31	712,53	4948,48
12	4,50	3,00	20,25	9,00	3910,64	975,92	712,53	5599,09
13	-4,50	0,00	20,25	0,00	3910,64	-975,92	0,00	2934,71
14	-1,50	0,00	2,25	0,00	3910,64	-325,31	0,00	3585,33
15	1,50	0,00	2,25	0,00	3910,64	325,31	0,00	4235,94
16	4,50	0,00	20,25	0,00	3910,64	975,92	0,00	4886,56
17	-4,50	-3,00	20,25	9,00	3910,64	-975,92	-712,53	2222,18
18	-1,50	-3,00	2,25	9,00	3910,64	-325,31	-712,53	2872,79
19	1,50	-3,00	2,25	9,00	3910,64	325,31	-712,53	3523,41
20	4,50	-3,00	20,25	9,00	3910,64	975,92	-712,53	4174,02
21	-4,50	-6,00	20,25	36,00	3910,64	-975,92	-1425,07	1509,65
22	-1,50	-6,00	2,25	36,00	3910,64	-325,31	-1425,07	2160,26
23	1,50	-6,00	2,25	36,00	3910,64	325,31	-1425,07	2810,87
24	4,50	-6,00	20,25	36,00	3910,64	975,92	-1425,07	3461,49
25	-4,50	-9,00	20,25	81,00	3910,64	-975,92	-2137,60	797,11
26	-1,50	-9,00	2,25	81,00	3910,64	-325,31	-2137,60	1447,72
27	1,50	-9,00	2,25	81,00	3910,64	325,31	-2137,60	2098,34
28	4,50	-9,00	20,25	81,00	3910,64	975,92	-2137,60	2748,95
Σ			315	1008				7024,16

Sehingga diperoleh nilai maksimum beban vertikal dan momen pada tiang bor dengan metode Reese & Wright sebesar 7024,16 kN.

Berikut ini merupakan rekapitulasi dari hasil analisis distribusi beban ke tiap tiang bor yang disajikan pada Tabel 5.36, Tabel 5.37, dan Tabel 5.38 di bawah ini.

Tabel 5. 36 Rekapitulasi Hasil Analisis Distribusi Beban ke Tiap Tiang Bor Metode Meyerhof

	Metode Meyerhof			
	0,8 m	1 m	1,2 m	1 m (8m)
P (kN)	103497,29	103497,29	103497,29	103497,29
Berat tiang (kN)	3840,3456	5143,32	4937,5872	3692,64
Berat total (kN)	107337,63	108640,61	108434,87	107189,93
Mx (kNm)	239411,71	239411,71	239411,71	239411,71
My (kNm)	68314,53	68314,53	68314,53	68314,53
s (m)	2,4	3	3,6	3
n	28	24	16	28
nx	4	4	4	4
ny	7	6	4	7
Σx^2	201,6	270	259,2	315
Σy^2	645,12	630	259,2	1008
Pmax	7725,39	8515,41	13188,14	6941,74

Tabel 5. 37 Rekapitulasi Hasil Analisis Distribusi Beban ke Tiap Tiang Bor Metode Reese & Wright

	Metode Reese & Wright			
	0,8 m	1 m	1,2 m	1 m (8 m)
P (kN)	103497,29	103497,29	103497,29	103497,29
Berat tiang (kN)	4937,58	6000,54	7406,38	4220,16
Berat total (kN)	108434,87	109497,83	110903,67	107717,45
Mx (kNm)	239411,71	239411,71	239411,71	239411,71
My (kNm)	68314,53	68314,53	68314,53	68314,53
s (m)	2,4	3	3,6	3
n	36	28	24	32
nx	4	4	4	4
ny	9	7	6	8
Σx^2	259,2	315	388,8	327,6
Σy^2	1382,4	1008	907,2	1512
Pmax	5623,47	7024,16	10290,84	5967,13

Tabel 5. 38 Hasil Analisis Distribusi Beban Ke Tiap Tiang Bor Kondisi**Eksisting (24 tiang)**

Diameter	1 m
P (kN)	103497,29
Berat tiang (kN)	5143,32
Berat total (kN)	108640,61
Mx (kNm)	239411,71
My (kNm)	68314,53
s (m)	3
n	24
nx	4
ny	6
Pmax	8515,41

5.6.4 Analisis Tahanan Tarik**1. Metode Meyerhof diameter 1 m****a. Tiang tunggal**

$$cd = 0,4$$

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

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

$$= 0,785 \text{ m}^2$$

$$W_{\text{tiang}} = \frac{1}{4} \times 3,14 \times 1^2 \times 21 \times 24 \times 13$$

$$= 5143,32 \text{ kN}$$

$$W_{\text{pilecap}} = L \times B \times b \times 25$$

$$= 34,1 \times 11 \times 2 \times 25$$

$$= 18755 \text{ kN}$$

$$Qt = cd \times As + W_{\text{tiang}}$$

$$= 0,4 \times 0,785 + 5143,32$$

$$= 5143,634 \text{ kN}$$

b. Kelompok tiang

$$cu = 500 \text{ kN/m}^2$$

$$L = 34,1 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 B &= 11 \text{ m} \\
 D_{\text{kedalaman blok}} &= 2 \text{ m} \\
 W_{\text{total}} &= W_{\text{tiang}} + W_{\text{pilecap}} \\
 &= 5143,32 + 18755 \\
 &= 23898,32 \text{ kN} \\
 Q_t &= 2 \times D \times c_u(L + B) + W_{\text{total}} \\
 &= 2 \times 2 \times 500 (34,1 + 11) + 23898,32 \\
 &= 114098,32 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2. Metode Reese & Wright diameter 1 m

a. Tiang tunggal

$$\begin{aligned}
 cd &= 0,4 \\
 As &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 1^2 \\
 &= 0,785 \text{ m}^2 \\
 W_{\text{tiang}} &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 1^2 \times 21 \times 28 \times 13 \\
 &= 6000,54 \text{ kN} \\
 W_{\text{pilecap}} &= L \times B \times b \times 25 \\
 &= 34,1 \times 11 \times 2 \times 25 \\
 &= 18755 \text{ kN} \\
 Q_t &= c_d \times As + W_{\text{tiang}} \\
 &= 0,4 \times 0,785 + 6000,54 \\
 &= 6000,854 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

b. Kelompok tiang

$$\begin{aligned}
 cu &= 500 \text{ kN/m}^2 \\
 L &= 34,1 \text{ m} \\
 B &= 11 \text{ m} \\
 D_{\text{kedalaman blok}} &= 2 \text{ m} \\
 W_{\text{total}} &= W_{\text{tiang}} + W_{\text{pilecap}} \\
 &= 6000,54 + 18755 \\
 &= 24755,54 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_t &= 2 \times D \times c_u(L + B) + W_{\text{total}} \\
 &= 2 \times 2 \times 500 (34,1 + 11) + 24755,54 \\
 &= 114955,54 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Berikut merupakan rekapitulasi dari hasil analisis tahanan tarik tiang tunggal dan kelompok yang disajikan pada Tabel 5.39 dan Tabel 5.40 di bawah ini.

Tabel 5. 39 Rekapitulasi Hasil Analisis Tahanan Tarik Tiang Tunggal

Meyerhof				
	0.8 m	1 m	1,2 m	1 m (8 m)
A (m ²)	0,502	0,785	1,13	0,785
Wp (kN/m ²)	3840,35	5143,32	4937,58	3692,64
Qt (kN)	4937,79	5143,63	4938,03	3692,954
Reese & Wright				
	0.8 m	1 m	1,2 m	1 m (8 m)
A (m ²)	0,502	0,785	1,13	0,785
Wp (kN/m ²)	4937,59	6000,54	7406,38	4220,16
Qt (kN)	4937,79	6000,85	7406,83	4220,474

Tabel 5. 40 Rekapitulasi Hasil Analisis Tahanan Tarik Kelompok Tiang

Meyerhof				
	0.8 m	1 m	1,2 m	1 m (8 m)
L (m)	34,10	34,10	34,10	34,10
B (m)	11	11	11	11
W (kN)	22595,35	23898,32	23692,59	23832,38
Qt (kN)	112795,35	114098,32	113892,59	114032,38
Reese & Wright				
	0.8 m	1 m	1,2 m	1 m (8 m)
L (m)	34,10	34,10	34,10	34,10
B (m)	11	11	11	11
W (kN)	23692,59	24755,54	26161,38	22975,16
Qt (kN)	113892,59	114955,54	116361,38	113175,16

5.6.5 Analisis Kekuatan Tiang Bor

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

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

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

5.6.5.1 Metode Meyerhof

1. Tiang bor diameter 1 m (eksisting)

$$P = 8515,41 \text{ kN (beban yang maksimum yang diterima satu tiang)}$$

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

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

$$= 0,785 \text{ m}^2$$

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

$$= \frac{8515,41}{0,785}$$

$$= 10847,65 \text{ kN/m}^2$$

$$= 108,48 \text{ kg/m}^2$$

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

$$K = \frac{30}{0,083}$$

$$= 361 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_{izin} = 361 \times 0,83$$

$$= 300 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma = 108,48 \text{ kg/m}^2 < \sigma_{izin} = 300 \text{ kg/m}^2 \text{ (Aman)}$$

Dengan cara perhitungan yang sama, maka rekapitulasi perhitungan kekuatan tiang bor metode Meyerhof disajikan pada Tabel 5.41 berikut ini.

Tabel 5. 41 Rekapitulasi Hasil perhitungan kekuatan tiang bor metode Meyerhof

	Diameter tiang			
	0,8 m	1 m	1,2 m	1 m (8 m)
P (kN)	7725,39	8515,41	13188,14	6941,74
A (m ²)	0,5024	0,785	1,1304	0,785
σ (kg/m ²)	153,77	108,48	116,66	88,42
f _c (MPa)	30	30	30	30
K- (kg/m ²)	361	361	361	361
σ _{izin} (kg/m ²)	300	300	300	300
Keterangan	Aman	Aman	Aman	Aman

5.6.5.2 Metode Reese & Wright

1. Tiang bor diameter 1 m (eksisting)

P = 7024,16 kN (beban yang maksimum yang diterima satu tiang)

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

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

$$= 0,785 \text{ m}^2$$

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

$$= \frac{7024,16}{0,785}$$

$$= 8947,98 \text{ kN/m}^2$$

$$= 89,48 \text{ kg/m}^2$$

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

$$K = \frac{30}{0,083}$$

$$= 361 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_{izin} = 361 \times 0,83$$

$$= 300 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma = 89,48 \text{ kg/m}^2 < \sigma_{izin} = 300 \text{ kg/m}^2 \text{ (Aman)}$$

Dengan cara perhitungan yang sama, maka rekapitulasi perhitungan kekuatan tiang bor metode Reese & Wright disajikan pada Tabel 5.42 dan Tabel 5.43 berikut ini.

Tabel 5. 42 Rekapitulasi Perhitungan Kekuatan Tiang Bor Metode**Reese & Wright**

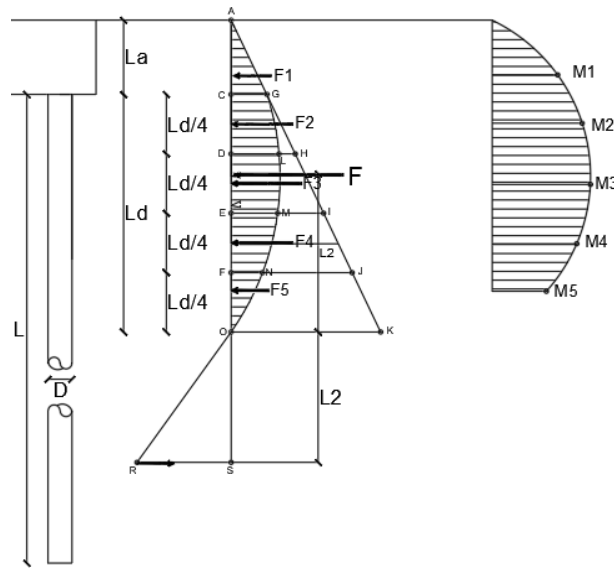
	Diameter tiang			
	0,8 m	1 m	1,2 m	1 m (8 m)
P (kN)	5623,47	7024,16	10290,85	5967,14
A (m^2)	0,50	0,785	1,130	0,785
σ (kg/m^2)	111,93	89,48	91,03	76,01
f _c (MPa)	30	30	30	30
K- (kg/m^2)	361	361	361	361
σ_{izin} (kg/m^2)	300	300	300	300
Keterangan	Aman	Aman	Aman	Aman

Tabel 5. 43 Hasil Perhitungan Kekuatan Tiang Bor Kondisi Eksisting**(24 tiang)**

Diameter	1 m
P (kN)	8515,41
A (m^2)	0,785
σ (kg/m^2)	10847,65
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 Jalan Tol Solo – Yogyakarta diambil contoh perhitungan menggunakan alternatif diameter *Bored Pile* eksisting yaitu 1 m, Gambar 5.26.



Gambar 5. 26 Daya Dukung Lateral Tiang Bor

Kedalaman tiang, L_a = 2 m
 Sudut gesek, ϕ = 42°
 Panjang tiang bor, L = 13 m
 Panjang jepitan tiang, L_d = $\frac{1}{3} \times L$
 = $\frac{1}{3} \times 13$
 = 4.3 m
 Berat volume tanah, W_s = 21 kN/m³
 Koefisien tekanan tanah pasif, K_p = $\tan^2 (45^\circ + \frac{\phi}{2})$
 = $\tan^2 (45^\circ + \frac{45}{2})$
 = 5,828

Tabel 5. 44 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	$L_a + L_d$	6.3	775,18	O	0
FJ	$L_a + 3/4 L_d$	5.2	636,46	FN = 1/4 FJ	159,12
EI	$L_a + 1/2 L_d$	4.16	509,99	EM = 1/2 EI	254,99
DH	$L_a + 1/4 L_d$	3.08	377,39	DL = 3/4 DH	283,04
CG	L_a	2	244,79	CG	244,79

Tabel 5. 45 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	159,12	La	2	3182,32	4	12729,28
F2	159,12	254,99	Ld/4	2	4486,19	3	13458,57
F3	254,99	283,04	Ld/4	1,083	5828,73	3	17486,19
F4	283,04	244,79	Ld/4	1,083	5718,23	2,5	14295,58
F5	244,79	0,00	Ld/4	1,083	2651,93	1	2651,93
Total				F	21867,41	M	60621,56

$$\begin{aligned}
 L2 &= \frac{M}{F} \\
 &= \frac{60621,56}{21867,41} \\
 &= 2,772 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Jumlah momen pada titik S adalah $\Sigma M_s = 0$, maka gaya lateral dapat dihitung sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 H &= \frac{F \times (2 \times L2)}{(L2 + Ld + La)} \\
 &= \frac{21867,41 \times (2 \times 2,77)}{(2,77 + 4,3 + 2)} \\
 &= 13315,27 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\text{Jumlah baris tiang, } n_y = 6$$

$$\text{Jumlah tiang per baris, } n_x = 4$$

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya lateral satu tiang bor, } h &= \frac{H}{n_x \times n_y} \\
 &= \frac{13315,27}{4 \times 6} \\
 &= 554,803 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\text{Angka aman, } SF = 1,5$$

$$\begin{aligned}
 \text{Daya dukung ijin lateral tiang bor, } h_{ijin} &= \frac{h}{SF} \\
 &= \frac{554,803}{1,5} \\
 &= 369,86 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

5.6.6.1 Momen Pada Tiang Bor Akibat Gaya Lateral

1. Momen Pada Tiang Bor Akibat Gaya Lateral Diameter 1 m Metode Reese & Wright

Beban,	P	$= 103497,29 \text{ kN}$
Kedalaman <i>Bored Pile</i> ,	Z	$= L + L_a$ $= 13000 + 2000$ $= 15000 \text{ mm}$
Mutu beton,	f'_c	$= 30 \text{ MPa}$
Modulus elastisitas beton, E_c		$= 4700 \times \sqrt{f'_c}$ $= 4700 \times \sqrt{30}$ $= 25743 \text{ MPa}$
Inersia penampang tiang bor,	I_c	$= 49062500000 \text{ m}^4$
Kl tanah berpasir,	kl	$= 550 \text{ MPa}$
	K	$= \frac{kl \times Z}{D}$ $= \frac{550 \times 1500}{1000}$ $= 8250 \text{ MPa}$
	λ	$= 40 \times \sqrt{\frac{D \times K}{4 \times E_c \times I_c}}$ $= 40 \times \sqrt{\frac{1000 \times 8250}{4 \times 25743 \times 49062500000}}$ $= 0,0016$
Eksentrisitas,	e	$= \frac{0,322}{\lambda}$ $= \frac{0,322}{0,0016}$ $= 199,206 \text{ mm}$
Momen maksimum tiang bor, $M_{\max}$		$= P_{\max} \times e$ $= 103789,10 \times 0,199$ $= 20617,3080 \text{ kNm}$

Berikut merupakan rekapitulasi hasil perhitungan gaya lateral pada tiang bor dan kontrol daya dukung ijin tiang yang disajikan pada Tabel 5.46 dan Tabel 5.47 di bawah ini.

Tabel 5. 46 Gaya Lateral Pada Tiang Bor

No	Aksi/beban	Hx	Hy	hx	hy	hmax
		(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1	Kuat I	997,97	0,00	41,58	0,00	41,58
2	Kuat II	872,15	0,00	36,34	0,00	36,34
3	Kuat III	545,00	406,00	22,71	16,92	22,71
4	Kuat IV	545,00	0,00	22,71	0,00	22,71
5	Kuat V	545,00	116,00	22,71	4,83	22,71
6	Ekstrim I	11833,34	7654,29	493,06	318,93	493,06

Tabel 5. 47 Kontrol Daya Dukung Ijin Tiang

No	Aksi/beban	Persen P_{ijin} (%)	h_{max} (kN)	h_{ijin}	keterangan
1	Kuat I	100	41,582	369,869	Aman
2	Kuat II	110	36,339	406,856	Aman
3	Kuat III	120	22,708	443,842	Aman
4	Kuat IV	130	22,708	480,829	Aman
5	Kuat V	140	22,708	517,816	Aman
6	Ekstrim I	150	493,056	554,803	Aman

Dengan cara yang sama, maka berikut merupakan rekapitulasi kontrol daya dukung lateral pada setiap diameter alternatif dan metode yang disajikan pada Tabel 5.48, Tabel 5.49 di bawah ini.

Tabel 5. 48 Rekapitulasi Kontrol Daya Dukung Ijin Lateral Tiang Metode Reese & Wright

0,8 m					
No	Aksi/beban	Persen P_{ijin} (%)	h_{max} (kN)	h_{ijin}	keterangan
1	Kuat I	100	27,721	246,579	Aman
2	Kuat II	110	24,226	271,237	Aman
3	Kuat III	120	15,139	295,895	Aman
4	Kuat IV	130	15,139	320,553	Aman
5	Kuat V	140	15,139	345,211	Aman
6	Ekstrim I	150	328,704	369,869	Aman

1 m					
No	Aksi/beban	Persen P_{ijin} (%)	h_{max} (kN)	hijin	keterangan
1	Kuat I	100	35,642	317,030	Aman
2	Kuat II	110	31,148	348,733	Aman
3	Kuat III	120	19,464	380,436	Aman
4	Kuat IV	130	19,464	412,139	Aman
5	Kuat V	140	19,464	443,842	Aman
6	Ekstrim I	150	422,619	475,546	Aman
1,2 m					
No	Aksi/beban	Persen P_{ijin} (%)	h_{max} (kN)	hijin	keterangan
1	Kuat I	100	41,582	369,869	Aman
2	Kuat II	110	36,339	406,856	Aman
3	Kuat III	120	22,708	443,842	Aman
4	Kuat IV	130	22,708	480,829	Aman
5	Kuat V	140	22,708	517,816	Aman
6	Ekstrim I	150	493,056	554,803	Aman
1 m (8 m)					
No	Aksi/beban	Persen P_{ijin} (%)	h_{max} (kN)	hijin	keterangan
1	Kuat I	100	31,187	214,196	Aman
2	Kuat II	110	27,255	235,615	Aman
3	Kuat III	120	17,031	257,035	Aman
4	Kuat IV	130	17,031	278,454	Aman
5	Kuat V	140	17,031	299,874	Aman
6	Ekstrim I	150	369,792	321,293	Aman

Tabel 5. 49 Rekapitulasi Kontrol Daya Dukung Ijin Lateral Tiang Metode Meyerhof

0,8 m					
No	Aksi/beban	Persen P_{ijin} (%)	h_{max} (kN)	hijin	keterangan
1	Kuat I	100	35,642	317,030	Aman
2	Kuat II	110	31,148	348,733	Aman
3	Kuat III	120	19,464	380,436	Aman
4	Kuat IV	130	19,464	412,139	Aman
5	Kuat V	140	19,464	443,842	Aman
6	Ekstrim I	150	422,619	475,546	Aman
1 m					
No	Aksi/beban	Persen P_{ijin} (%)	h_{max} (kN)	hijin	keterangan
1	Kuat I	100	41,582	369,869	Aman
2	Kuat II	110	36,339	406,856	Aman
3	Kuat III	120	22,708	443,842	Aman
4	Kuat IV	130	22,708	480,829	Aman
5	Kuat V	140	22,708	517,816	Aman
6	Ekstrim I	150	493,056	554,803	Aman

1,2 m					
No	Kombinasi	Persen P_{ijin} (%)	h_{max} (kN)	hijin	keterangan
1	Kuat I	100	62,373	554,803	Aman
2	Kuat II	110	54,509	610,283	Aman
3	Kuat III	120	34,063	665,764	Aman
4	Kuat IV	130	34,063	721,244	Aman
5	Kuat V	140	34,063	776,724	Aman
6	Ekstrim I	150	739,583	832,205	Aman
1 m (8 m)					
No	Aksi/beban	Persen P_{ijin} (%)	h_{max} (kN)	hijin	keterangan
1	Kuat I	100	35,642	244,795	Aman
2	Kuat II	110	31,148	269,274	Aman
3	Kuat III	120	19,464	293,754	Aman
4	Kuat IV	130	19,464	318,233	Aman
5	Kuat V	140	19,464	342,713	Aman
6	Ekstrim I	150	422,619	367,192	Aman

5.6.7 Penurunan Fondasi Tiang Bor

Penurunan fondasi terjadi karena adanya beban di atas fondasi.

Perhitungan penurunan fondasi sebagai berikut.

1. Metode Reese & Wright diameter 1 m Eksisting

$$\begin{aligned}
 d &= 1 \\
 L &= 13 \text{ m} \\
 Q_b &= 3532,5 \\
 Q_s &= 8164 \\
 A_p &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 1^2 \\
 &= 0,785
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Keliling tiang, } P &= \pi \times d \\
 &= 3,141
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Modulus elastisitas tiang, } E_p &= 4700 \times \sqrt{f'_c} \\
 &= 4700 \times \sqrt{30} \\
 &= 25742,96 \text{ MPa} \\
 &= 25742960 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
Se_1 &= \frac{(Q_{wp} + \xi \times Q_{ws}) L}{A_p \times E_p} \\
&= \frac{(3532,5 + 0,5 \times 8164) 13}{0,785 \times 25742960} \\
&= 0,00490 \text{ m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
Se_2 &= \frac{(C_p \times Q_{wp})}{D \times q_p} \\
&= \frac{(C_p \times Q_{wp})}{D \times (90 \times Cu)} \\
&= \frac{(C_p \times Q_{wp})}{D \times 90 \times (\frac{2}{3} N_{spt} \times 100)} \\
&= \frac{(0,05 \times 3532,5)}{1 \times 90 \times (\frac{2}{3} 100 \times 100)} \\
&= 0,00029 \text{ m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
I_{ws} &= 2 + 0,35 \sqrt{\frac{L}{D}} \\
&= 2 + 0,35 \sqrt{\frac{13}{1}} \\
&= 3,26194
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
Se_3 &= \left(\frac{Q_{ws}}{p \times L} \right) \frac{D}{E_s} (1 - \mu^2) I_{ws} \\
&= \left(\frac{8164}{3,141 \times 13} \right) \frac{1}{100000} (1 - \mu^2) 3,26194 \\
&= 0,00548 \text{ m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
Se &= Se_1 + Se_2 + Se_3 \\
&= 0,00490 + 0,00029 + 0,00548 \\
&= 0,01067 \text{ m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
Sg &= Se \times \sqrt{\frac{L}{d}} \\
&= 0,01067 \times \sqrt{\frac{13}{1}} \\
&= 0,0385 \text{ m}
\end{aligned}$$

Metode Meyerhof dihitung dengan cara yang sama seperti di atas pada setiap diameter alternatif. Hasil rekapitulasi penurunan fondasi tiang bor dengan variasi diameter dapat dilihat pada Tabel 5.50 berikut.

Tabel 5. 50 Rekapitulasi Penurunan Fondasi Tiang Bor

Metode	Reese & Wright				Meyerhof			
D (m)	0,8	1	1,2	1 (8 m)	0,8	1	1,2	1 (8 m)
Sg (m)	0,0464	0,0385	0,0333	0,0280	0,0484	0,0467	0,0403	0,0287

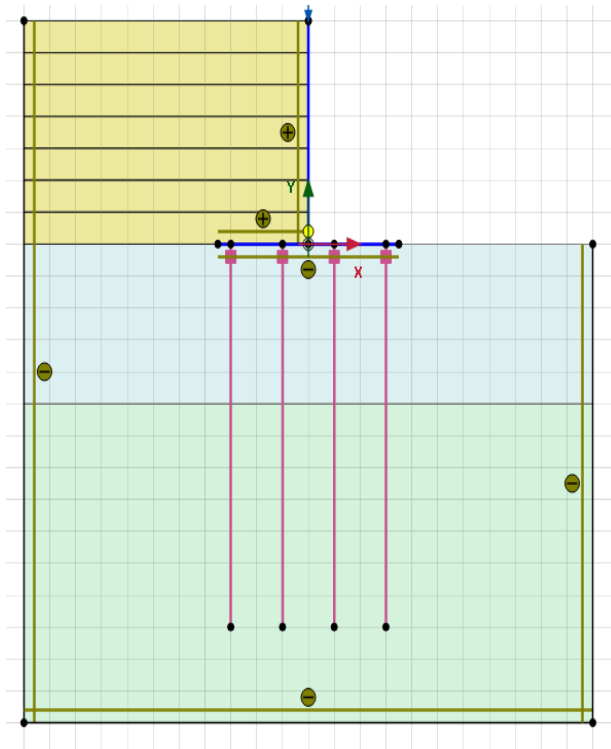
5.6.8 Analisis Fondasi Tiang Menggunakan Program *PLAXIS 2D V.20*

Analisis menggunakan *PLAXIS 2D V.20* ini merupakan pengecekan ulang terhadap analisis yang sudah dilakukan sekaligus merupakan simulasi pembebanan fondasi tiang sesuai dengan keadaan dilapangan. Pada proyek Pembangunan Jalan Tol Solo - Yogyakarta ini analisis *PLAXIS 2D V.20* didesain pada fondasi tiang bor dengan diameter 0,8 m, 1 m, 1,2 dan kondisi eksisting yaitu 1 m dengan panjang fondasi tiang yaitu 13 m dan diameter 1 m dengan kedalaman 8 m, beban yang digunakan yaitu 103497,29 kN.

Berikut ini merupakan langkah-langkah untuk menganalisis tiang bor dengan program *PLAXIS 2D V.20*.

1. Pemodelan Geometri Struktur

Pemodelan struktur pada fondasi 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 fondasi atau fondasi *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 m) yang disajikan pada Gambar 5.27 di bawah ini.



Gambar 5. 27 Geometri Struktur dan Lapisan

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)	45 kN/m ²
6	ϕ (sudut geser)	42°
7	Ψ (sudut dilatansi)	6
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)	25 kN/m ²
6	ϕ (sudut geser)	42°
7	Ψ (sudut dilatansi)	6
Tanah Timbunan		
No	Properties Tanah	Nilai
1	γ_{sat} (berat jenis tanah <i>saturated</i>)	21 kN/m ³
2	γ_{unsat} (berat jenis tanah <i>unsaturated</i>)	20 kN/m ³
3	E (modulus elastisitas)	50000 kN/m ²
4	ν (<i>poisson ratio</i>)	0,3
5	c (kohesi tanah)	25 kN/m ²
6	ϕ (sudut geser)	42°
7	Ψ (sudut dilatansi)	6

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 fondasi *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 fondasi *Bored Pile*

Tahapan kedua yaitu pemasangan fondasi *Bored Pile*, pada *tab general*, *loading type* yang digunakan pada *phase* ini adalah *staged construction* dengan *calculation type* yaitu *plastic*. Dan lakukan aktivasi pada struktur fondasi *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*.

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 aktivasi pada beban yang telah dibuat dengan cara yang sama pada tahapan sebelumnya.

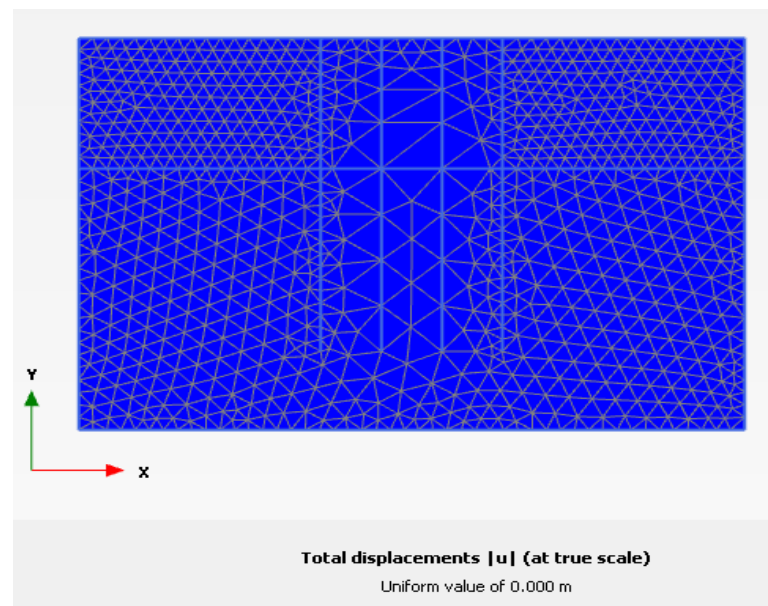
e. Angka aman (*Safety Factor*)

Tahapan kelima adalah angka aman (*Safety Factor*), tahapan ini dimulai dari pemasangan fondasi, pemasangan *Abutment*, dan pembebanan. Pada *tab general*, *loading type* yang digunakan pada *phase* ini adalah *incremental multipliers* dengan *calculation type* yaitu *safety*.

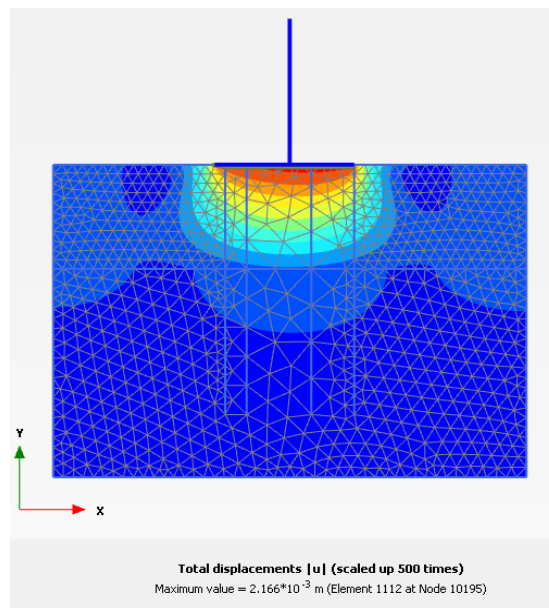
Sebelum melakukan kalkulasi, terlebih dahulu melakukan pemilihan titik kurva yang akan ditinjau bertujuan untuk mengetahui penurunan serta beban yang terjadi.

4. *Output Data*

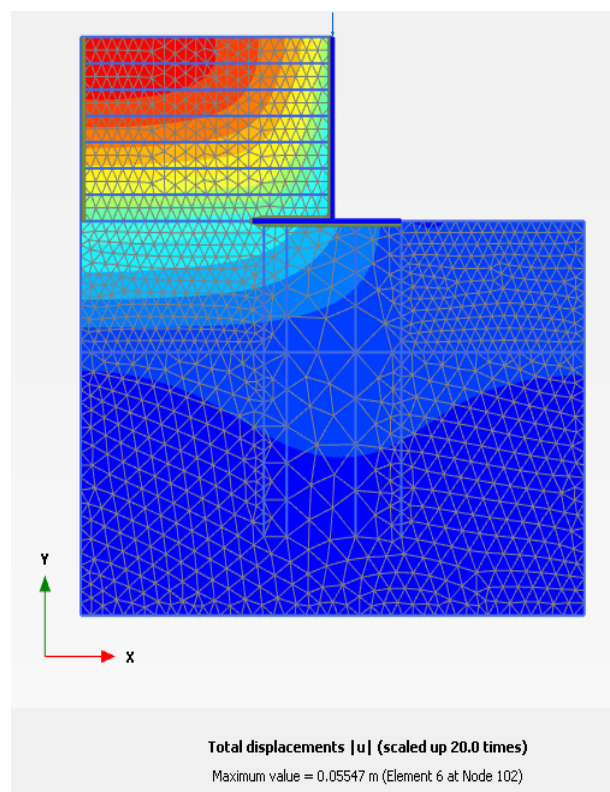
Setelah perhitungan telah selesai, hasil akan keluar pada program *PLAXIS 2D V.20 OUTPUT*. Pada program tersebut akan menampilkan hasil perhitungan jaring elemen yang telah terdeformasi pada kondisi *Initial Phase*, pemasangan *Bored Pile*, pemasangan *Pile Cap*, pembebanan, dan angka aman (*Safety Factor*). Berikut merupakan gambar-gambar hasil yang telah dilakukan pada setiap *phase* pada tiang fondasi eksisting.



Gambar 5. 28 Deformasi Pada *Initial Phase*



Gambar 5. 29 Deformasi Pada Tahap Pemasangan *Abutment Constuction*



Gambar 5. 30 Deformasi Pada Tahapan Timbunan

Reached values		
Reached total time		0.000 day
CSP - Relative stiffness		3.408E-9
ForceX - Reached total force		0.000 kN
ForceY - Reached total force		0.000 kN
Pmax - Reached max pp		99.04 kN/m ²
ΣM _{stage} - Reached phase p		0.000
ΣM _{weight} - Reached weight		1.000
ΣM _{sf} - Reached safety fact		4.831

Gambar 5. 31 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 fondasi *Bored Pile* eksisting.

$$Q_{all} = P_{all} = \frac{Q_u}{\Sigma - Msf}$$

$$Q_u = P_{all} \times \Sigma - Msf$$

$$Q_u = 103497,29 \times 4,831$$

$$Q_u = 499995,408 \text{ kN}$$

dengan :

$$Q_{all} = P_{all} = \text{daya dukung ijin tiang} = 103497,29 \text{ kN,}$$

$$Q_u = \text{daya dukung ultimit (kN),}$$

$$\Sigma - Msf = \text{hasil bagi dari parameter sebenarnya terhadap parameter kekuatan yang sudah direduksi.}$$

Berikut merupakan rekapitulasi hasil analisis daya dukung fondasi tiang *Bored Pile* pada variasi dimensi dengan menggunakan program *PLAXIS 2D V.20* yang disajikan pada Tabel 5.53 dan Tabel 5.54 di bawah ini.

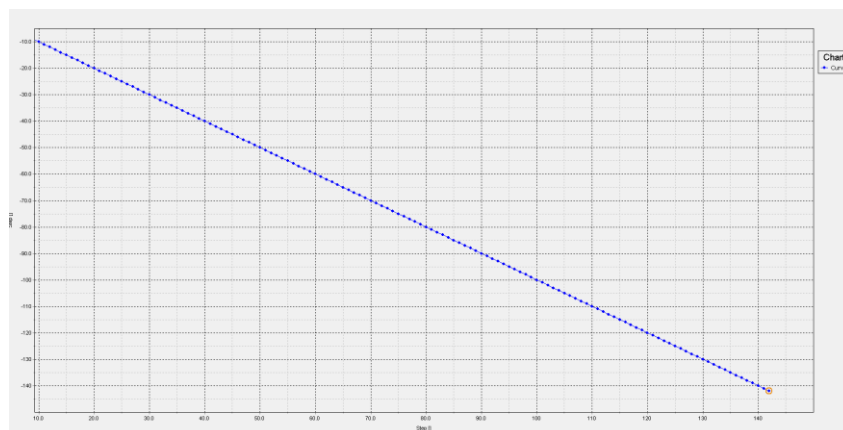
Tabel 5. 53 Rekapitulasi Kapasitas Dukung dengan *PLAXIS 2D V.20*

Metode Meyerhof		
Dimensi <i>Bored Pile</i>	Angka aman	Kapasitas dukung <i>PLAXIS 2D V.20</i> (kN)
0,8 m	4,827	362167,6
1 m	4,831	362467,7
1,2 m	4,864	364943,7
1 m (8 m)	4,834	362692,8
Metode Reese & Wright		
Dimensi <i>Bored Pile</i>	Angka aman	Kapasitas dukung <i>PLAXIS 2D V.20</i>
0,8 m	5,044	378449
1 m	5,242	393304,8
1,2 m	5,321	399232,2
1 (8 m)	5,224	391954,3

Tabel 5. 54 Hasil Analisis Kapsitas Dukung Pada Kondisi Eksisting (24 tiang) dengan *PLAXIS 2D V.20*

Dimensi <i>Bored Pile</i>	Angka aman	Kapasitas dukung <i>PLAXIS 2D V.20</i>
1 m	4,831	362467,7

Berikutnya merupakan luaran penurunan yang terjadi, luaran yang didapat berupa kurva hubungan antara pembebanan dengan penurunan yang terjadi seperti yang ditunjukkan pada Gambar 5.32 di bawah ini.

**Gambar 5. 32 Kurva Penurunan dan Pembebanan**

Berdasarkan diagram beban dan amblesan yang diperoleh pada program *PLAXIS 2D V.20*, total hasil indikasi amblesan adalah 0,0555 m. Berikut rangkuman nilai penurunan setiap variasi dimensi lubang fondasi ditunjukkan pada Tabel 5.55 dan Tabel 5.56 di bawah ini.

Tabel 5. 55 Rekapitulasi Besar Penurunan Hasil Kalkulasi Program *PLAXIS 2D V.20*

Metode Meyerhof	
Dimensi <i>Bored Pile</i>	Penurunan <i>PLAXIS 2D V.20</i> (m)
0,8 m	0,05547
1 m	0,0548
1,2 m	0,0541
1 m (8 m)	0,0468
Metode Reese & Wright	
Dimensi <i>Bored Pile</i>	Penurunan <i>PLAXIS 2D V.20</i>
0,8 m	0,05452
1 m	0,05355
1,2 m	0,05316
1 m (8 m)	0,0436

Tabel 5. 56 Hasil Analisis Penurunan Pada Kondisi Eksisting (24 tiang) dengan *PLAXIS 2D V.20*

Dimensi <i>Bored Pile</i>	Penurunan <i>PLAXIS 2D V.20</i> (m)
1 m	0,0548

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 fondasi, yang bukan hanya tekanan vertikal. Selain itu, dimensi beban eksentrik pada fondasi 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 fondasi, 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 fondasi. Fondasi 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. Fondasi dirancang untuk menahan batas keamanan tertentu, termasuk beban maksimum yang mungkin terjadi.

Selama proses konstruksi Jembatan jalan Tol Solo-Yogyakarta – NYIA Kulon Progo Seksi 1 Paket 1.1, dilakukan survei tanah untuk mengumpulkan informasi mengenai stratigrafi dan karakteristik fisik tanah. Hasil dari survei ini nantinya akan digunakan dalam perencanaan serta pemeliharaan fondasi, 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 fondasi tidak dapat dipisahkan dalam proyek konstruksi. Setiap fondasi 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 fondasi tiang bor biasanya digunakan metode statik, settlement yang biasanya berupa pergerakan mekanisme pembebanan, tetapi menggunakan rumus perkiraan.

5.7.1 Perbandingan Kapasitas Dukung Fondasi Tiang

Perhitungan kapasitas dukung fondasi tiang bor akan dibandingkan antara alternatif diameter yaitu 0,8 m, 1 m, 1,2 m, kedalaman 13 m dan diameter 1 m (kedalaman tiang 8 m) yang telah dianalisis dengan 2 metode perhitungan sehingga dapat diambil kesimpulan dari hasil analisa daya dukung fondasi tiang bor. Analisis daya dukung fondasi 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 fondasi tiang bor dengan variasi diameter yang disajikan pada Tabel 5.57 di bawah ini.

Tabel 5. 57 Rekapitulasi Analisis Kapasitas Dukung *Ultimate* Tiang Fondasi

	Metode Meyerhof			
	0,8 m	1 m	1,2 m	1 m (8 m)
P (kN)	103497,29	103497,29	103497,29	103497,29
Qb (kN)	6292,26	9498,29	12547,59	7682,74
Qs (kN)	4873,28	6091,60	7309,92	3579,60
Qu (kN)	11165,54	15589,89	19857,51	11262,34
SF	3	3	3	3
n (tiang)	28	24	16	28
	Metode Reese & Wright			
	0,8 m	1 m	1,2 m	1 m (8 m)
P (kN)	103497,29	103497,29	103497,29	103497,29
Qb (kN)	2260,8	3532,5	5086,8	3532,5
Qs (kN)	6531,2	8164	9796,8	6908
Qu (kN)	8792	11696,5	14883,6	10440,5
SF	3	3	3	3
n (tiang)	36	28	24	32

Berdasarkan Tabel 5.57 di atas diperoleh hasil analisis kapasitas dukung fondasi ultimate (Qu) tiang bor metode Meyerhof dengan dimensi 0,8 m, 1m, 1,2 m, pada kedalaman 13 m dan diameter 1 pada kedalaman 8 m diperoleh masing-masing sebesar 11165,54 kN, 15589,89 kN, 19857,51 kN dan 11262,34 kN. Sedangkan untuk metode Reese & Wright diameter 0,8 m, 1m, 1,2 m, pada kedalaman 13 m dan diameter 1 pada kedalaman 8 m diperoleh masing-masing nilai sebesar 8792 kN, 11696,5 kN, 14883,6 kN dan 10440,5 kN.

5.7.2 Perbandingan Analisis Kapasitas Dukung Kelompok Tiang

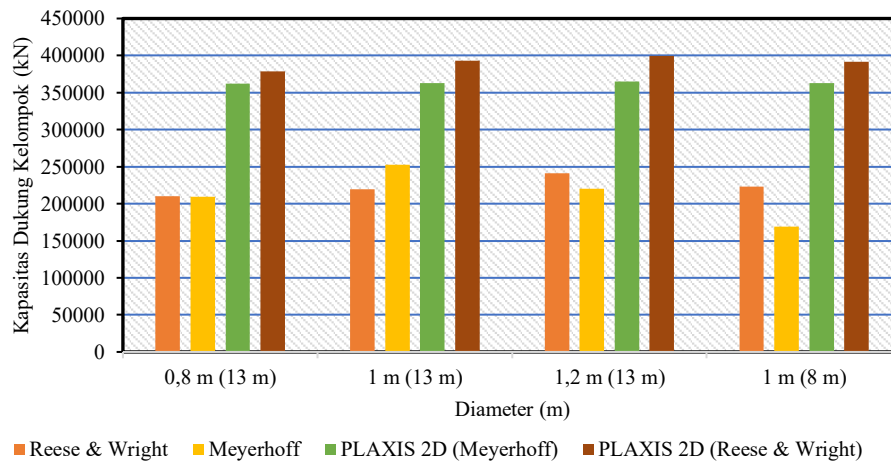
Berdasarkan hasil yang diperoleh, hasil dari metode Meyerhof dan metode Reese & Wright menghasilkan kapasitas dukung fondasi tiang yang hampir sama. Hasil analisis menggunakan program *PLAXIS 2D V.20* lebih besar dari hasil kedua metode yang lainnya. Hasil analisis kapasitas daya dukung kelompok tiang disajikan pada Tabel 5.58 dan Tabel 5.59 berikut ini.

Tabel 5. 58 Rekapitulasi Hasil Analisis Daya Dukung Kelompok Tiang Secara Manual

	Metode Meyerhof				Metode Reese & Wright			
Diameter	0,8 m	1 m	1,2 m	1 m (8 m)	0,8 m	1 m	1,2 m	1 m (8 m)
P (kN)	103497,29	103497,29	103497,29	103497,29	103497,29	103497,29	103497,29	103497,29
Qu (kN)	11165,54	15589,89	19857,51	11262,34	8792	11696,5	14883,6	10440,5
SF	3	3	3	3	3	3	3	3
Qa (kN)	3721,85	5196,63	6619,17	3754,11	2930,66	3898,83	4961,2	3480,16
n	28	24	16	28	36	28	24	32
Eg	0,6708	0,6756	0,6927	0,671	0,6643	0,6708	0,6756	0,6671
Qg (kN)	209717,01	252811,20	220100,91	169228,19	210259,51	219689,81	241357,74	222891,06
Cek	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman

Tabel 5. 59 Rekapitulasi Hasil Analisis Kapasitas Daya Dukung Kelompok Tiang

	Metode Meyerhof				Metode Reese & Wright			
Diameter	0,8 m	1 m	1,2 m	1 m (8 m)	0,8 m	1 m	1,2 m	1 m (8 m)
P (kN)	103497,29	103497,29	103497,29	103497,29	103497,29	103497,29	103497,29	103497,29
SF	4,827	4,831	4,864	4,834	5,044	5,242	5,321	5,224
Qg (kN)	362167,6	362467,7	364943,7	362692,8	378449	393304,8	399232,2	391954,3
Cek	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman



Gambar 5. 33 Hasil Kapasitas Dukung dengan variasi diameter

Suatu fondasi akan dikatakan aman jika kapasitas dukung kelompok (Q_g) lebih besar dari beban yang diterima oleh fondasi. Berdasarkan kapasitas dukung kelompok tiang bor metode Meyerhof diameter 0,8 m, 1 m, dan 1,2 m, diperoleh masing-masing sebesar 209717,01 kN, 252811,20 kN, dan 220100,91 kN lebih besar dari $P = 103497,29$ kN. Untuk metode Reese & Wright dengan diameter 0,8 m, 1 m, dan 1,2 m, diperoleh masing-masing sebesar 210259,51 kN, 219689,81 kN, dan 241357,74 kN lebih besar dari $P = 103497,29$ kN. Sedangkan diameter 1 m pada kedalaman 8 m dengan metode Meyerhof dan Reese & Wright didapatkan masing-masing sebesar 169228,19 kN dan 222891,06 kN lebih besar dari nilai $P = 103497,29$ kN. Sehingga untuk semua variasi dimensi alternatif aman untuk digunakan pada Proyek Pembangunan Jembatan Jalan Tol Solo-Yogyakarta. 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, dan 1 m kedalaman tiang 8 m kapasitas dukung fondasi ditentukan oleh kemampuan material tiang untuk menahan beban struktural. Berdasarkan hasil analisis diperoleh tegangan yang terjadi pada tiang yang disajikan pada Tabel 5.60 berikut ini.

Tabel 5. 60 Rekapitulasi Hasil Analisis Kekuatan Tiang

	Meyerhof				Reese & Wright			
Diameter	0,8 m	1 m	1,2 m	1 m (8 m)	0,8 m	1 m	1,2 m	1 m (8 m)
P (kN)	103497,29	103497,29	103497,29	103497,29	103497,29	103497,29	103497,29	103497,29
Qg (kN)	209717,01	252811,20	220100,91	169228,19	210259,51	219689,81	241357,74	222891,06
V (kN)	107337,63	108640,61	108434,87	107189,93	108434,87	109497,83	110903,67	107717,45
Pmaks (kN)	7725,39	8515,41	13188,14	6941,74	5623,47	7024,16	10290,84	5967,13
A (m ²)	0,502	0,785	1,13	0,785	0,502	0,785	1,13	0,785
σ (kg/m ²)	153,77	108,48	116,66	88,42	111,93	89,48	91,03	76,01
σ_{ijin} (kg/m ²)	300	300	300	300	300	300	300	300
Syarat								
$\sigma < \sigma_{ijin}$	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman
Qg > P	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman
Qg > V	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman

Berdasarkan Tabel 5.60 di atas didapatkan hasil analisis dari tiang bor sudah aman hal tersebut didasarkan dari syarat tegangan suatu tiang.

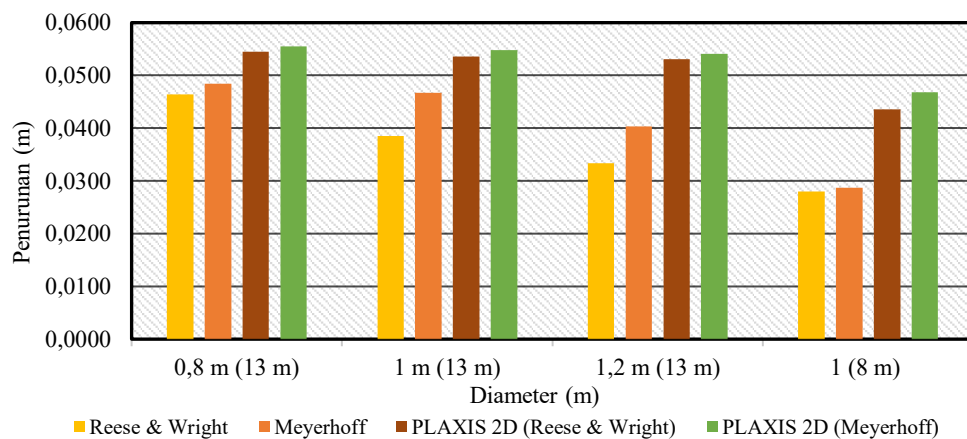
5.7.4 Perbandingan Penurunan Fondasi Tiang

Besarnya penurunan fondasi tiang pancang tergantung pada nilai beban kerja, dimensi tutup tiang dan tekanan bersih fondasi. 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 fondasi tiang *Bored Pile* kelompok dan tiang bor tunggal disajikan pada Tabel 5.61, dan Gambar 5.34 di bawah ini.

Tabel 5. 61 Perbandingan Penurunan Fondasi *Bored Pile*

Metode	Reese & Wright				Meyerhof			
D (m)	0,8	1	1,2	1 (8 m)	0,8	1	1,2	1 (8 m)
Sg (m)	0,0464	0,0385	0,0333	0,0280	0,0484	0,0467	0,0403	0,0287
<i>Plaxis</i>	0,05452	0,05355	0,0531	0,0436	0,05547	0,0548	0,0541	0,0468



Gambar 5. 34 Rekapitulasi Penurunan Tiang

Dari Gambar 5.34 di atas dapat dilihat penurunan kelompok tiang menggunakan metode teoritis pada alternatif variasi dimensi untuk metode Meyerhof yaitu diameter 0,8 m, 1 m, dan 1,2 m pada kedalaman 13 m masing-masing sebesar 0,0484 m, 0,0467 m, dan 0,0403 m. Untuk metode Reese & Wright dengan variasi dimensi yaitu diameter 0,8 m, 1 m, dan 1,2 m pada kedalaman 13 m masing-masing sebesar 0,0464 m, 0,0385 m, dan 0,0333 m. Untuk tiang eksisting dengan metode Meyerhof dan Reese & Wright diameter 1 m masing-masing sebesar 0,0467 m dan 0,0385 m. Sedangkan diameter 1 m pada kedalaman 8 m dengan metode Meyerhof dan Reese & Wright didapatkan masing-masing 0,0287 m dan 0,0280 m. Dari hasil tersebut penurunan yang terjadi pada semua variasi dimensi memenuhi syarat penurunan yang diizinkan yaitu 0,052 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, pada kedalaman 13 m diperoleh diperoleh nilai penurunan yang lebih besar dari metode teoritis yaitu 0,05547 m, 0,0548 m, dan 0,0541 m untuk metode Meyerhof. Sedangkan metode Reese & Wright diperoleh masing-masing penurunan sebesar 0,05452 m, 0,05355 m, dan 0,05316 m. Sedangkan untuk diameter 1 m pada kedalaman 8 m dengan metode Meyerhof dan metode Reese & Wright masing-masing didapatkan sebesar 0,0468 m dan 0,0436 m.

BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Dari hasil analisis mengenai kapasitas dukung dan penurunan tiang bor pada Proyek Pembangunan Jembatan Jalan Tol Solo-Yogyakarta dapat diambil beberapa kesimpulan sebagai berikut.

1. Hasil dari analisis kapasitas dukung pada fondasi tiang bor dengan kondisi eksisting dengan menggunakan metode Meyerhof dan Reese & Wright sebesar 252811,20 kN dan 219689,81 kN. Sedangkan untuk penurunannya masing-masing didapatkan 0,0429 m dan 0,0353 m.
2. Hasil dari kapasitas dukung dengan alternatif dimensi yaitu diameter 0,8 m, 1 m, 1,2 m dan diameter 1 m pada kedalaman tiang 8 m menggunakan metode Meyerhof didapatkan masing-masing sebesar 209717,01 kN, 252811,20 kN, 220100,91 kN dan 169228,19 kN serta penurunan didapatkan masing-masing sebesar 0,0484 m, 0,0467 m, 0,0403 m dan 0,0287 m. Untuk metode Reese & Wright didapatkan kapasitas dukung masing-masing sebesar 210259,51 kN, 219689,81 kN, 241357,74 kN dan 222891,06 kN dengan penurunannya sebesar 0,0464 m, 0,0385 m, 0,0333 m dan 0,0280 m.
3. Dari hasil analisis kapasitas dukung dengan menggunakan metode Reese & Wright cenderung lebih besar dibandingkan dengan metode Meyerhof. Sedangkan untuk penurunannya metode Reese & Wright cenderung lebih kecil dari pada metode Meyerhof karena jumlah tiangnya berbeda.
4. Hasil analisis kapasitas dukung dan penurunan menggunakan program *PLAXIS 2D v.20* memiliki hasil yang lebih besar dari metode Meyerhof 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 dimensi diameter, penulis menawarkan alternatif yaitu dengan

menggukanan diameter 1 m dengan kedalaman 8 m dengan jumlah tiang 28. 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 fondasi 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 fondasi tiang.
2. Melakukan analisis dan membandingkan hasil analisis menggunakan program yang berbeda seperti *GROUP V2019*, *L-PILE*, dan program lainnya.

Hasil dari analisis dapat dijadikan referensi dan bahan perbandingan terhadap perhitungan yang sejenis.

DAFTAR PUSTAKA

- Agung, Putera Maha, dkk. 2017. Tinjauan Ulang Daya Dukung dan Penurunan Fondasi *Bored Pile* Pada Pembangunan Jalan Layang Kapt. Tendean – Blok M – Cileduk, Paket Santa Section P10 – P11. Politeknologi. Vol. 16. No. 1. Universitas Indonesia. Depok.
- Bowles, J. E., 1988. Analisis dan Desain Fondasi Jilid 2. Keempat, Erlangga. Keempat. Jakarta.
- Bowles, J. E., 1998 Analisis dan Desain Fondasi Jilid 1. Keempat, Erlangga. Keempat. Jakarta.
- Das, (1998). Mekanika Tanah (Prinsip-Prinsip Rekayasa Geoteknis). Jakarta: Penerbit Erlangga.
- Fauzhan , M. I. (2021). Perencanaan Fondasi Tiang Bor (*Bored Pile*) Sebagai Alternatif Fondasi Pada Pekerjaan Penggantian Jembatan Simamora Ruas Pameu - Simpang Uning Kabupaten Aceh Tengah. 222.
- Fadilah, 2018. Analisa Daya Dukung Pondasi *Bored Pile* Berdasarkan Data N-Spt Menurut Rumus Reese&Wright Dan Penurunan.
- Fadli, A.F. 2021. Pengaruh Variasi Dimensi Tiang Bor Terhadap Kapasitas Dukung Aksial, Kapasitas Dukung Lateral Dan Penurunan. Tugas Akhir. (Diterbitkan). Universitas Islam Indonesia.Yogyakarta.
- Fitri, A.A. 2017. Perencanaan Ulang Struktur Bawah *Abutment* Dengan Pondasi *Bored Pile* (*Redesign Bottom Structure Abutment With Bored Pile Foundation*).
- Gunawan, I. R. 1983. Pengantar Teknik Fondasi. Kanisius. Yogyakarta.
- Hanifah, K. M. (2018). Analisis Faktor Efisiensi Dan Perilaku Kelompok Tiang Akibat Beban Lateral Menggunakan Metode Finite Difference Dan Metode Elemen Higgs. Yogyakarta: Universitas Islam Indonesia.
- Hardiyatmo, Hary Christady. 2010. Analisis dan Perancangan Fondasi II. Yogyakarta: Gadjah Mada University Press.
- Hardiyatmo. (2003). Mekanika Tanah II. Yogyakarta: Gadjah Mada University Press.
- Hardiyatmo, H. C. 2010. Mekanika Tanah II, edisi 11, Gadjah Mada University Press, Yogyakarta.
- Hardiyatmo, H. C. 2002. Teknik fondasi 1, *Beta Offset*, Yogyakarta.
- Haq, D. (2018). Pengaruh Variasi Dimensi Terhadap Kapasitas Dukung Pondasi

- Tiang Bor Kelompok Dengan Menggunakan Metode Elemen Higgs. Yogyakarta: Universitas Islam Indonesia.
- Lianto, F. (2023). Studi Kapasitas Fondasi Tiang Bor (*Bored Pile*) Pada *Abutment* 2 Jembatan Boulevard II.
- Mandak, Leonardo. (2016). Perencanaan dan Metode Pelaksanaan Fondasi Bore Pile Proyek Pembangunan Butik.
- Notohadiprawiro, T. 1998. Tanah dan Lingkungan. Direktorat Jenderal Pendidikan Tinggi. Departemen Pendidikan dan Kebudayaan dan Kebudayaan. Jakarta. 237 hal.
- Nurachim, L. (2017). Analisis Daya Dukung Kelompok Tiang Bor Pada Jembatan Moh Toha (Proyek Penambahan Lajur Tol Kopo - Buah Batu. *Reka Racana*, 104-114.
- Prakasa, A.G dan Arief Rijaluddin., 2016, Analisa Daya Dukung Dan Penurunan Pondasi Tiang Bor (*Bored Pile*) Tunggal Dengan Menggunakan Program *PLAXIS* (Studi Kasus: Proyek Pembangunan Yogya Toserba II Majalengka). Majalengka : Universitas Majalengka.
- 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 Fondasi Jembatan GORR I. *Jurnal Sipil Statik*, 397-408.
- Salman, (2023). Kajian Ulang Desain Struktur Bawah *Pier* 4 Dengan Pondasi *Bored Pile* Pada Jembatan Jalan Lingkar Utara Tasikmalaya (Jembatan Ciloseh).
- Sardjono, 1998. Fondasi Tiang Pancang, Jilid 1. Sinar Wijaya, Surabaya.
- Schmertmann, J. H. (1978). *Guidelines for cone penetration test, performance and design*. U.S. Department of Transportation, Washington, DC, Report No. FHWA-TS-78-209, 145 p.
- Schroeder, D. 1984. *Soil Fact and concepts (translate from German)*. PA. Gething International Potash Institute, Bern.
- Sinar, Y. M. (2020). Analisa Kapasitas Dukung Tiang Pada Fondasi (RAMP 4 - A2) Jalan Tol Medan - Binjai Seksi 1. *SEMNASTEK UISU* 2020, 52.
- Siti, N. A. (2023). Analisis Pembebanan dan Perbandingan Fondasi Tiang Bor dengan Tiang Pancang pada Jembatan Surah.
- Sobari, M., 2020. Analisis Kapasitas Dukung Tiang Bor Pada Tanah Granuler (Studi Kasus: Proyek Tol Semaarang – Batang Sta. 375+000 – Sta. 449+200). Teknik Sipil.
- Tamimi, F. 2020. Perencanaan Ulang Struktur Bawah Gedung Dengan Fondasi

Bored Pile (Redesign The Lower Structure Of A Building Using Bored Pile).
Tugas Akhir. (Diterbitkan). Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.

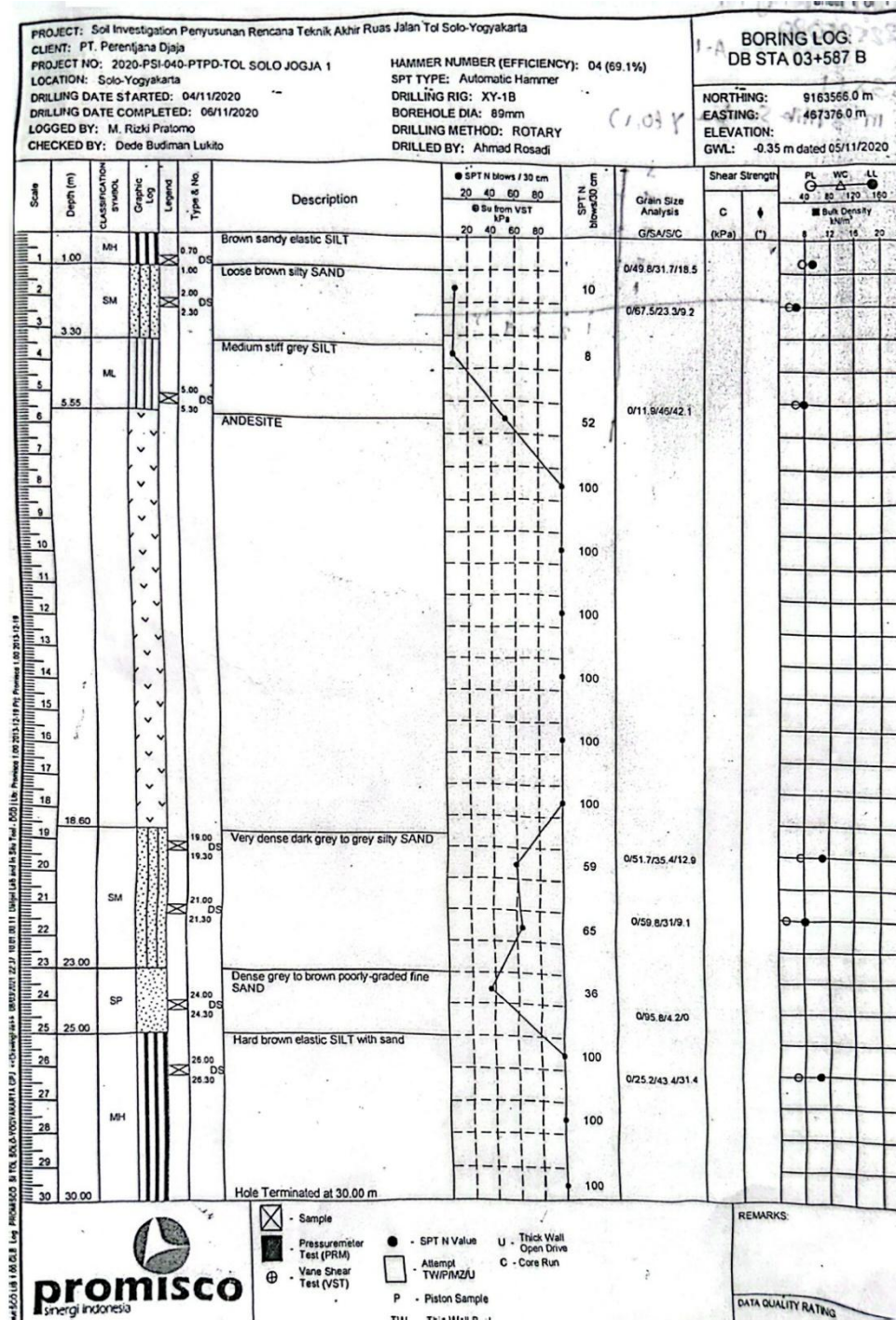
Yuhendra, R. 2007. Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Pancang pada Pembangunan Gedung *Islamic Centre* Kabupaten Kampar, Riau. Tugas Akhir. (Diterbitkan). Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.

Zikri, N. F. 2019. Pengaruh Jarak Tiang Terhadap Kapasitas Dukung Fondasi *Bored Pile* Dengan Metode Reese & O'neil, Brom, Poulos & Davis Dan Elemen Hingga (Studi Kasus; Proyek Pembangunan Swiss-Bell Hotel Solo) (*The Effect Of Pile Distance To Bearing Capacity Of Bored Pile Using Reese & O'neil, Brom, Poulos & Davis And Finite Element Method*) (Case Study; *Swiss-Bell Hotel Solo Project*). Tugas Akhir. (Diterbitkan). Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.

Zesma, R. B. 2007. Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor pada Jembatan Kebon Agung II. Tugas Akhir. (Diterbitkan). Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.

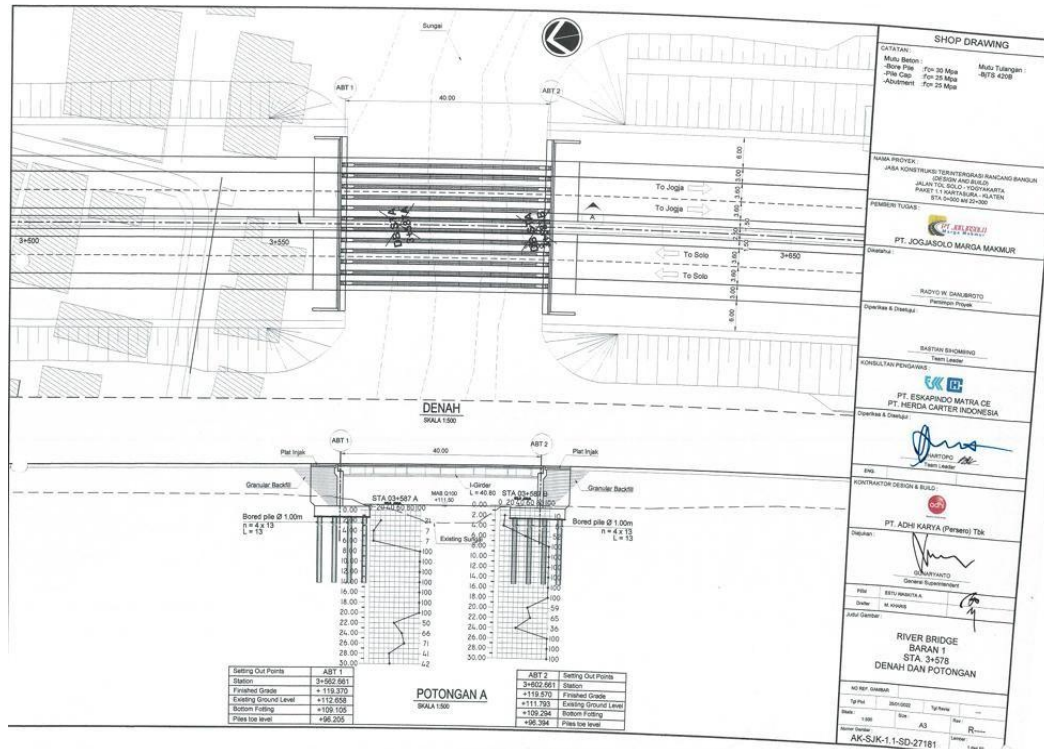
LAMPIRAN

Lampiran 1 : Data *N-SPT*

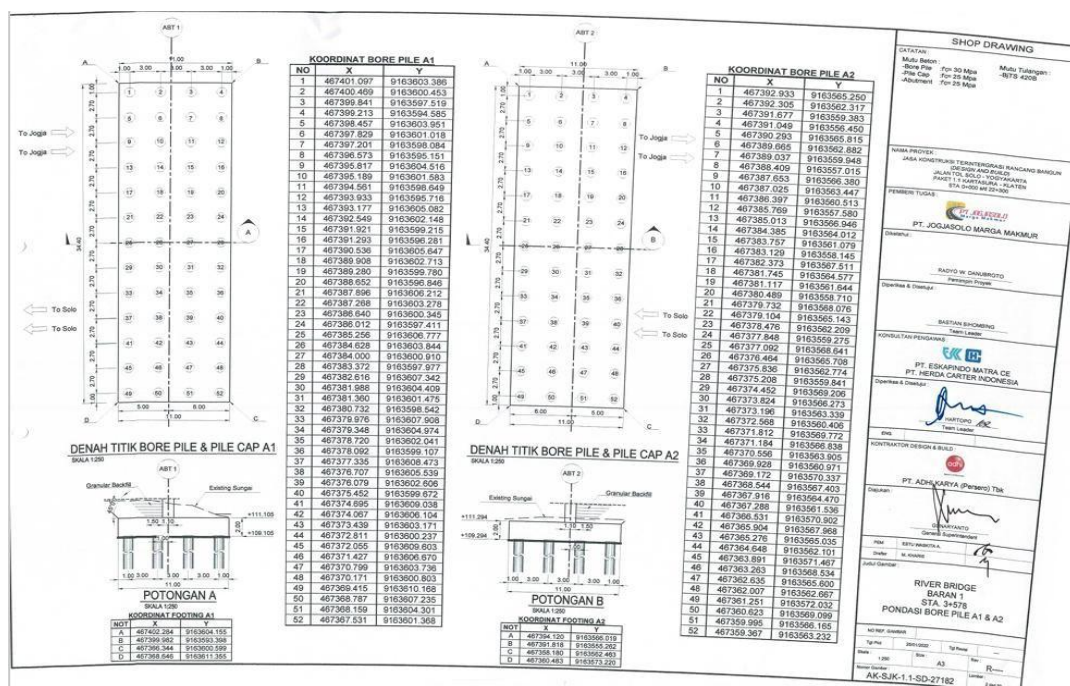


Gambar L-1. 1 Data *Boring Log* Baran 1 STA 3+578

Lampiran 2 :



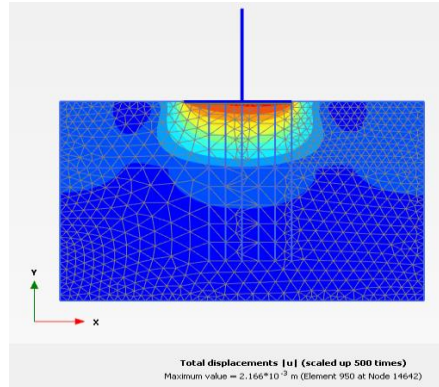
Gambar L-2. 1 Denah dan Potongan Baran 1 STA 3+578



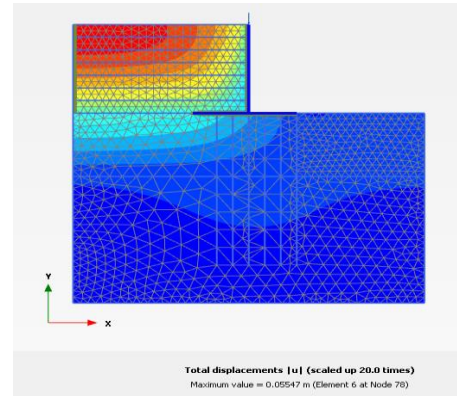
Gambar L-2. 2 Fondasi *Bore Pile* A1 dan A2 Baran 1 STA 3+578

Lampiran 3 : Gambar Hasil Analisis *PLAXIS 2D V20*

1. Diameter 0,8 m Metode Meyerhof



(a)



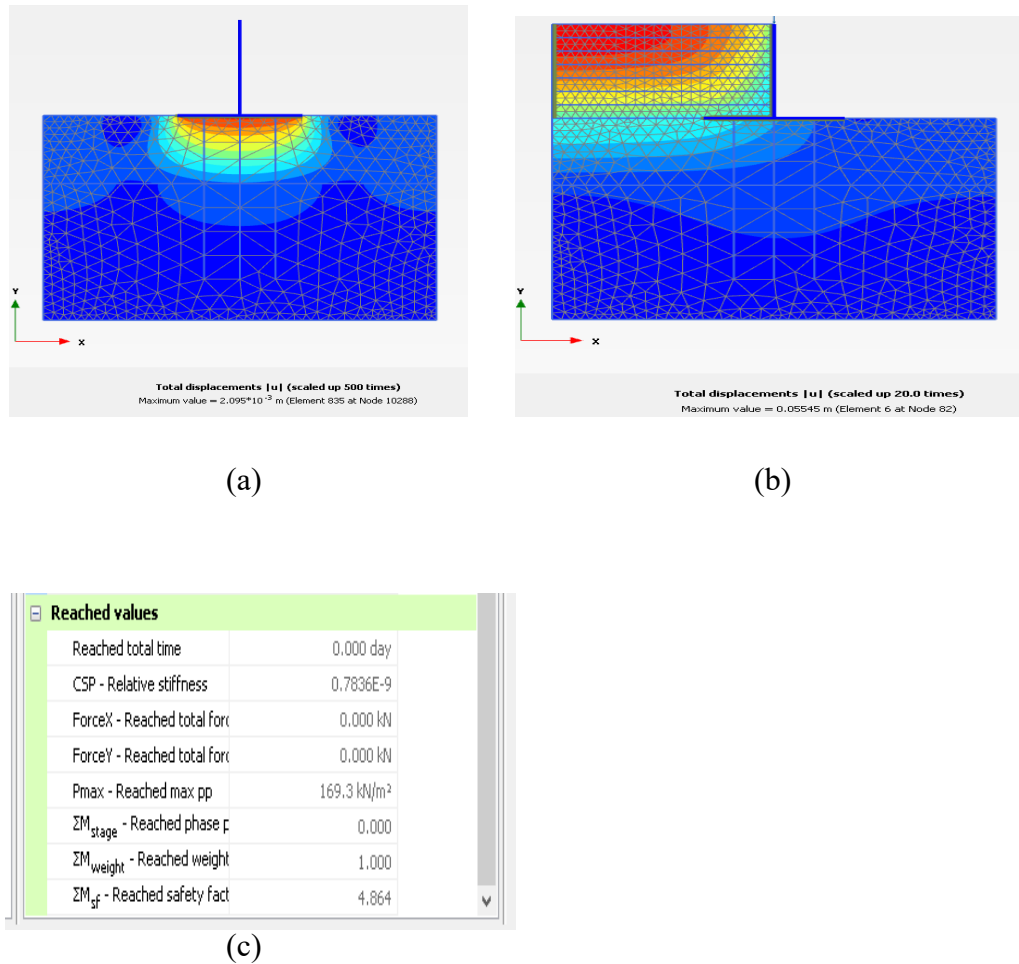
(b)

Reached values	
Reached total time	0.000 day
CSP - Relative stiffness	1.413E-9
ForceX - Reached total force	0.000 kN
ForceY - Reached total force	0.000 kN
Pmax - Reached max pp	125.1 kN/m ²
ΣM_{stage} - Reached phase p	0.000
ΣM_{weight} - Reached weight	1.000
ΣM_{sf} - Reached safety fact	4.827

(c)

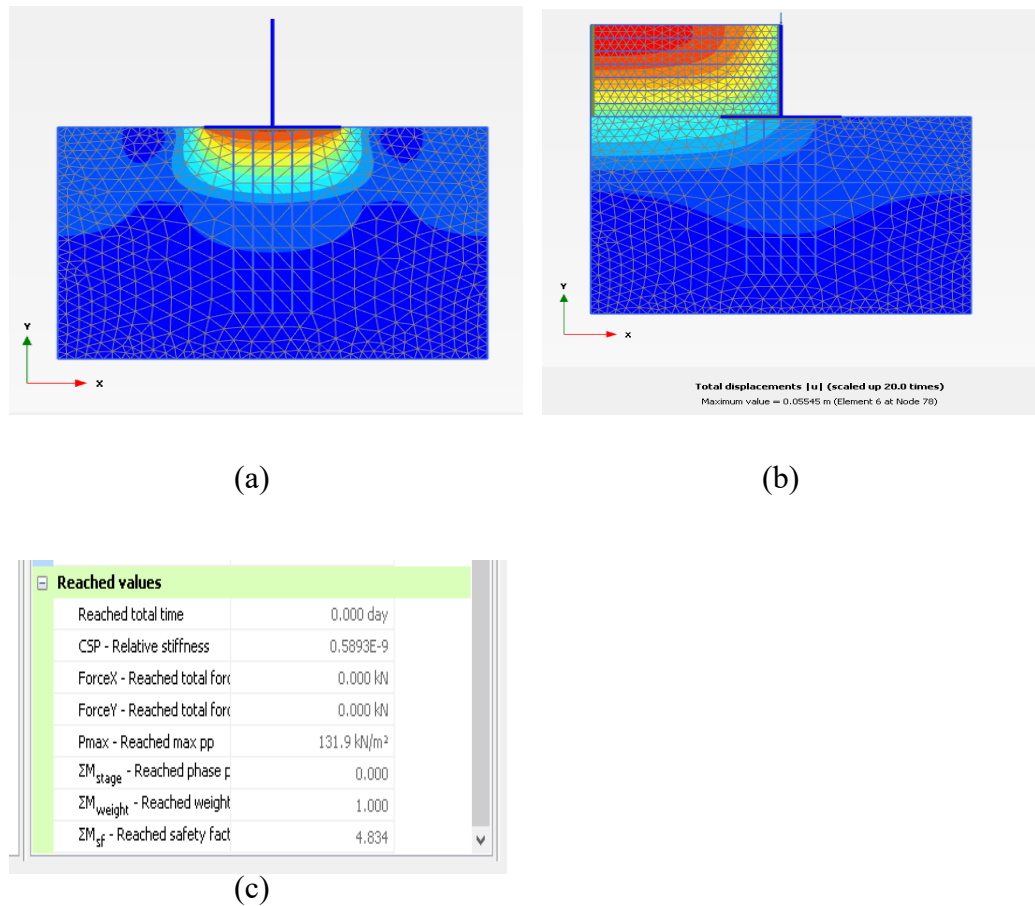
Gambar L-3. 1 (a) Deformasi pada Tahap Pemasangan *Abutment* (b) Deformasi Pada *Phase* Pembebanan Timbunan (c) Nilai *SF*

2. Diameter 1,2 m Metode Meyerhof



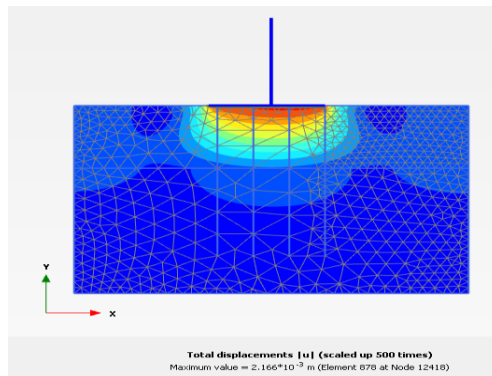
Gambar L-3. 2 (a) Deformasi pada Tahap Pemasangan *Abutment* (b) Deformasi Pada *Phase* Pembebanan Timbunan (c) Nilai *SF*

3. Diameter 1 m (8 m) Metode Meyerhof

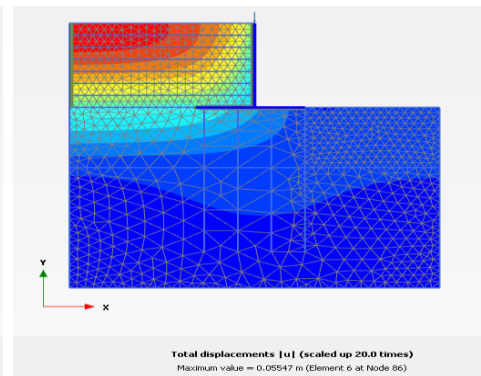


Gambar L-3. 3 (a) Deformasi pada Tahap Pemasangan *Abutment* (b) Deformasi Pada *Phase* Pembebanan Timbunan (c) Nilai *SF*

4. Diameter 0,8 m Metode Reese & Wright



(a)



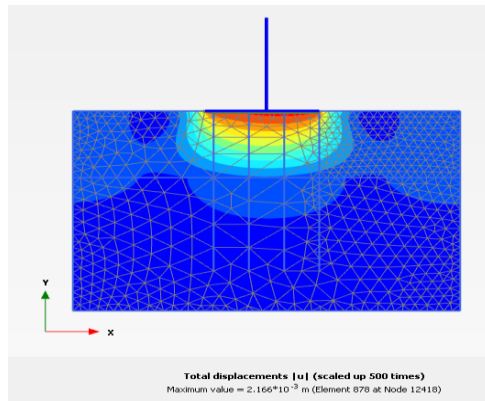
(b)

Reached values	
Reached total time	0.000 day
CSP - Relative stiffness	1.209E-9
ForceX - Reached total force	0.000 kN
ForceY - Reached total force	0.000 kN
Pmax - Reached max pp	130.5 kN/m ²
ZM _{stage} - Reached phase p	0.000
ZM _{weight} - Reached weight	1.000
ZM _{sf} - Reached safety fact	5.242

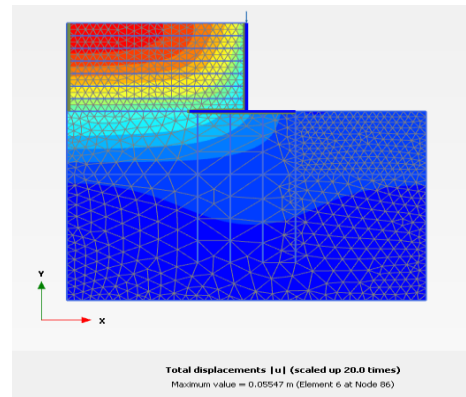
(c)

Gambar L-3. 4 (a) Deformasi pada Tahap Pemasangan *Abutment* (b) Deformasi Pada *Phase* Pembebanan Timbunan (c) Nilai *SF*

5. Diameter 1 m Metode Reese & Wright



(a)



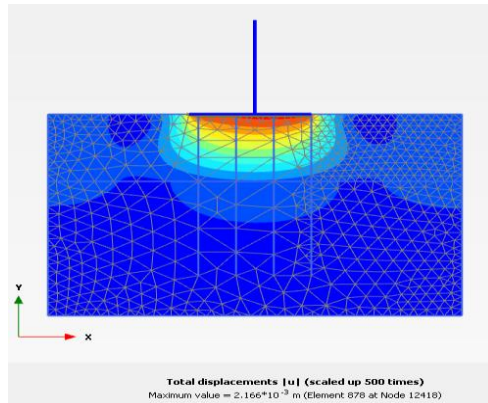
(b)

Reached values	
Reached total time	0.000 day
CSP - Relative stiffness	1.209E-9
ForceX - Reached total force	0.000 kN
ForceY - Reached total force	0.000 kN
Pmax - Reached max pp	130.5 kN/m ²
ZM _{stage} - Reached phase p	0.000
ZM _{weight} - Reached weight	1.000
ZM _{sf} - Reached safety fact	5.242

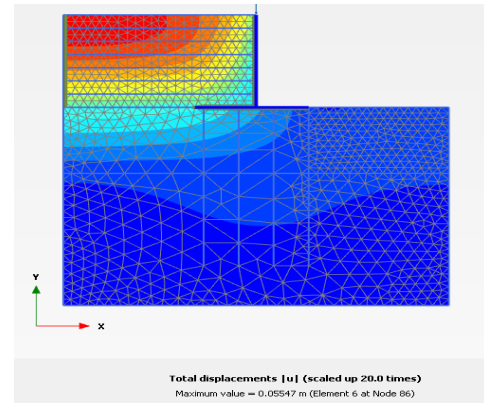
(c)

Gambar L-3. 5 (a) Deformasi pada Tahap Pemasangan *Abutment* (b) Deformasi Pada *Phase* Pembebanan Timbunan (c) Nilai *SF*

6. Diameter 1,2 m Metode Reese & Wright



(a)



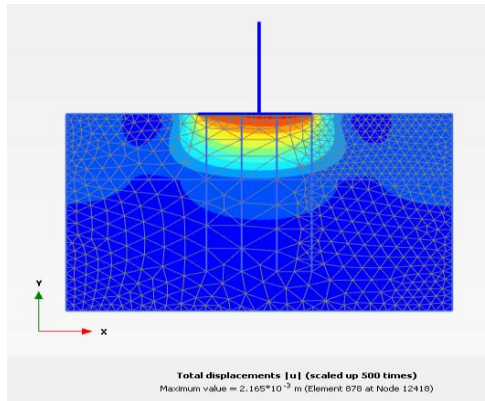
(b)

Reached values	
Reached total time	0.000 day
CSP - Relative stiffness	1.188E-9
ForceX - Reached total force	0.000 kN
ForceY - Reached total force	0.000 kN
Pmax - Reached max pp	132.3 kN/m ²
ZM _{stage} - Reached phase p	0.000
ZM _{weight} - Reached weight	1.000
ZM _{sf} - Reached safety fact	5.321

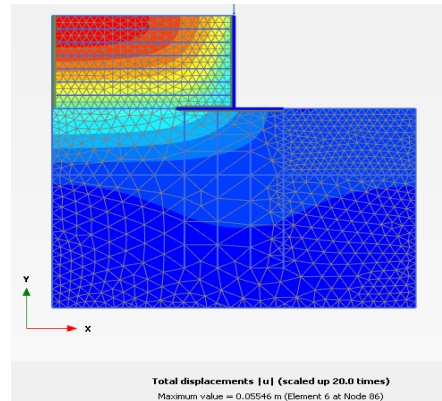
(c)

Gambar L-3. 6 (a) Deformasi pada Tahap Pemasangan *Abutment* (b) Deformasi Pada *Phase* Pembebanan Timbunan (c) Nilai *SF*

7. Diameter 1 m (8 m) Metode Reese & Wright



(a)



(b)

Reached values		
Reached total time		0.000 day
CSP - Relative stiffness		1.841E-9
ForceX - Reached total forc		0.000 kN
ForceY - Reached total forc		0.000 kN
Pmax - Reached max pp		125.5 kN/m ²
ZM _{stage} - Reached phase p		0.000
ZM _{weight} - Reached weight		1.000
ZM _{sf} - Reached safety fact		5.224

(c)

Gambar L-3. 7 (a) Deformasi pada Tahap Pemasangan *Abutment* (b) Deformasi Pada *Phase* Pembebanan Timbunan (c) Nilai *SF*