

TUGAS AKHIR

ANALISIS KAPASITAS DUKUNG DAN PENURUNAN PONDASI MINIPILE (STUDI KASUS: ABUTMENT JEMBATAN KALI PUTIH SEMPOR KEBUMEN JAWA TENGAH)

(ANALYSIS OF BEARING CAPACITY AND SETTLEMENT MINI PILE (CASE STUDY: KALIPUTIH ABUTMENT BRIDGE SEMPOR KEBUMEN CENTRAL JAVA))

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



المعجزة الاستاذة الاندونيسية
IQBAL MUIS SUWANA
16511168

**PROGRAM STUDI SARJANA TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
2022**

TUGAS AKHIR

ANALISIS KAPASITAS DUKUNG DAN PENURUNAN PONDASI MINIPILE (STUDI KASUS: JEMBATAN KALI PUTIH SEMPOR KEBUMEN JAWA TENGAH)

ANALYSIS OF BEARING CAPACITY AND SETTLEMENT MINI PILE (CASE STUDY: KALIPUTIH BRIDGE SEMPOR KEBUMEN CENTRAL JAVA)

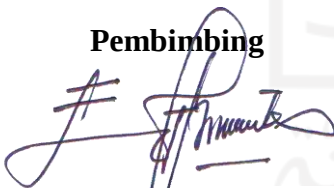
Disusun Oleh

IQBAL MUIS SUWANA
16511168

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

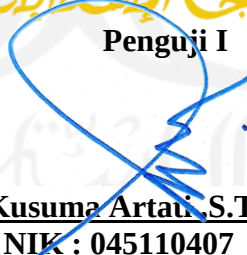
Diuji pada tanggal
Oleh Dewan Penguji

Pembimbing



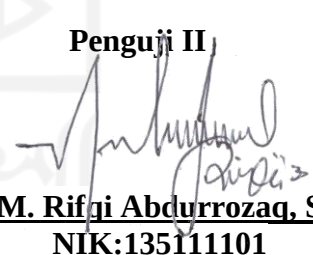
Edy Purwanto, Dr. Ir. CES., DEA
NIK: 855110101

Penguji I



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

Penguji II



M. Rifqi Abdurrozaq, S.T., M.T.
NIK:135111101

Mengesahkan,
Ketua Program Studi Teknik Sipil



Dr. Ir. Sri Amini Yuni Astuti, M.T.
NIK: 885110101



PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Saya menyatakan dengan sesungguhnya bahwa 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 Proposal 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 Proposal 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, 15 Juli 2022

Yang membuat pernyataan,



Iqbal Muis Suwana
(16511168)

KATA PENGANTAR

Puji syukur penulis panjatkan kepada Allah S.W.T. karena penulis dapat menyelesaikan Proposal Tugas Akhir yang berjudul *Analisis Kapasitas Dukung dan Penurunan Pondasi Mini Pile (Studi Kasus : Jembatan Kaliputih Sempor Kebumen Jawa Tengah)*. Proposal Tugas Akhir ini merupakan salah satu syarat akademik dalam menyelesaikan studi tingkat strata satu di Prodi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia Yogyakarta.

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

1. Bapak Edy Purwanto Dr. Ir. CES., DEA selaku Dosen Pembimbing,
2. Ibu Hanindya Kusuma Artati, S.T.,M.T. Selaku dosen penguji 1
3. Bapak Muhammad Rifqi Abdurrozak, S.T., M.Eng Selaku dosen penguji 2.
4. Ibu Dr. Sri Amini Yuni Astuti, M.T. selaku Ketua Program Studi
5. Bapak Mahmudi, ibu Istiqomah dan simbah Sunarti , dan keluarga penulis yang telah berkorban begitu banyak, baik moral maupun materil, hingga selesainya Proposal Tugas Akhir ini.
6. Seluruh teman teman yang membantu dalam penyelesaian tugas akhir ini.

Akhirnya Penulis berharap agar Proposal Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi berbagai pihak yang membacanya.

Yogyakarta, 15 Juli 2022
Penulis,



Iqbal muis suwana
(16511168)

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	i
LEMBAR PENGESAHAN	ii
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI	iii
KATA PENGANTAR	iv
DAFTAR ISI	v
DAFTAR TABEL	ix
DAFTAR GAMBAR	xii
DAFTAR LAMPIRAN	xiv
DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN	xiv
ABSTAKSI	xvi
<i>ABSTRACT</i>	xvii
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Tujuan Penelitian	2
1.4 Manfaat Penelitian	2
1.5 Batasan Penelitian	3
1.6 Lokasi Penelitian	3
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	5
2.1 Pondasi Mini Pile	5
2.2 Kapasitas Dukung Tiang Pancang	6
2.3 Perbandingan Penelitian Terdahulu Terhadap Penelitian yang akan dilakukan	10
2.4 Perbedaan dan Persamaan Terdahulu Terhadap Penelitian yang Akan Dilakukan	14

BAB III LANDASAN TEORI	17
3.1 Tanah	17
3.1.1 Definisi Tanah	17
3.1.2 Propertis Tanah	17
3.2 Penyelidikan Tanah	22
3.2.1 Penyelidikan Tanah Pada Proyek Jembatan Kali Putih Sempor Kebumen	23
3.3 Pembebanan Jembatan Berdasarkan SNI 1725-2016	24
3.3.1. Beban Mati	24
3.3.2 Tekanan tanah	26
3.3.3. Beban lalu lintas	28
3.3.4. Beban aksi lingkungan	31
3.3.5. Beban aksi lainnya	34
3.3.6. Faktor Beban dan Kombinasi	34
3.4 Pondasi Tiang Pancang	39
3.5 Kapasitas Dukung Fondasi Tiang	40
3.5.1 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Berdasarkan Data Laboratorium	40
3.5.2 Kapasitas Dukung Tiang tunggal berdasarkan Data Uji (SPT) <i>Standart Penetration Test</i>	43
3.5.3 Kapasitas Dukung Kelompok Tiang	46
3.6 Penurunan Pondasi Tiang Pancang	50
3.7 <i>Plaxis 2D</i>	52
BAB IV METODE PENELITIAN	57
4.1 Metode penelitian	57
4.2 Metode Pengumpulan Data	58

4.3 Analisis Pondasi Tiang Pancang	58
4.3.1 Analisis kapasitas dukung Mini Pile	58
4.4 Pelaksanaan penelitian	59
BAB V ANALISIS DAN PEMBAHASAN	61
5.1 Data Jembatan	61
5.1.1 Data Umum	61
5.1.2 Data Data Konstruksi Bagian Atas	61
5.1.3 Data Data Konstruksin Bagian Bawah	63
5.2 Pembebanan Jembatan	64
5.2.1 Berat Sendiri	64
5.2.2 Beban Mati Tambahan (MA)	68
5.2.3 Tekanan Tanah (TA)	70
5.2.4 Beban Lajur “D” (TD)	71
5.2.5 Beban Pejalan Kaki / Pedestarian (TP)	72
5.2.6 Beban Rem (TB)	73
5.2.7 Beban Angin (EW)	74
5.2.8 Gesekan pada Perletakan (FB)	77
5.2.9 Rekapitulasi Beban	78
5.2.10 Kombinasi Pembebanan Jembatan	79
5.3 Stabilitas Abutment	95
5.3.1 Stabilitas Terhadap Guling	95
5.3.2 Stabilitas Terhadap Geser	98
5.4 Analisis pondasi Mini pile	100
5.4.1 Kapasitas dukung berdasarkan data Laboratorium	102
5.4.2 Kapasitas dukung Mini Pile Tunggal menggunakan metode <i>Reese & Wright</i>	108

5.4.3 Kapasitas dukung Mini Pile Tunggal menggunakan metode <i>Meyyerhof</i>	109
5.4.4 Kapasitas dukung kelompok tiang	111
5.4.5 Analisis Distribusi Beban Ke Tiap Mini Pile	114
5.4.6 Analisis Kekuatan Tiang Pancang	116
5.4.7 Analisis Penurunan Pondasi tiang	117
5.5 Analisis Menggunakan Software Palxis 2D	118
5.5.1 Permodelan Geometri	119
5.5.2 Input Material dan Data	121
5.5.3 Arah Pergerakan Tanah	126
5.4.4 Analisis Kapasitas Dukung dan Penurunan Menggunakan Plaxis 2D	131
5.6 Pembahasan	136
5.6.1 Kondisi Umum	136
5.6.2 Kapsitas Dukung Tiang Tunggal	137
5.6.3 Kapasitas Dukung Tiang Kelompok	138
5.6.4 Hasil Analisis Kekuatan Mini Pile	139
5.6.5 Hasil Analisis Penurunan Pondasi <i>Mini Pile</i>	140
BAB VI	142
KESIMPULAN DAN SARAN	142
6.1 kesimpulan	142
6.2 Saran	142
DAFTAR PUSTAKA	144
LAMPIRAN	147

DAFTAR TABEL

Tabele 2.1 Perbandingan Penelitian Terdadulu dengan Penelitian Sekarang	11
Tabel 3. 1 Kisaran Nilai Permeabilitas Tanah	19
Tabel 3.2 Modulus Elastisitas Tanah	20
Tabel 3.3 Sudut Geser Dalam Suatu Tanah	21
Tabel 3.4 Angka Poisson Tanah	21
Tabel 3.5 Berat Untuk Beban Mati	24
Tabel 3.6 Berat Sendiri	25
Tabel 3.7 Beban Mati Tambahan	26
Tabel 3.8 Faktor Beban Lajur “D”	30
Tabel 3.9 Nilai V_0 dan Z_0	32
Tabel 3.10 Tekanan Angin Dasar	33
Tabel 3.11 Komponen-Komponen Angin yang Bekerja Pada Kendaraan	33
Tabel 3.12 Faktor Beban Akibat Gesekan Pada Perletakan	34
Tabel 3.13 Kombinasi Beban dan Faktor Beban	37
Tabel 3.14 Penentu Nilai K dan δ	42
Tabel 3.15 Pemilihan Parameter Tahanan Sisi Tiang	46
Tabel 5.1 Berat Sendiri Struktur Atas	65
Tabel 5.2 Berat Abutment	67
Tabel 5. 3 Berat Struktur Bawah	68
Tabel 5.4 Berat Akibat Beban Sendiri	68
Tabel 5.5 Beban Mati Tambahan	69
Tabel 5.6 Beban dan Momen Akibat Tekanan Tanah Aktif dan Pasif	70
Tabel 5.7 Beban Lajur “D”	72
Tabel 5.8 Beban Pedestarian/ Pejalan Kaki	73
Tabel 5.9 Beban Gaya Rem Terhadap Jembatan	74
Tabel 5.10 Rekapitulasi Beban Angin Struktur Jembatan	75
Tabel 5.11 Rekap Hasil Perhtingan Beban Gesekan Perletakan	78

Tabel 5.12 Rekapitulasi beban dan momen pada pondasi	78
Tabel 5.13 Kombinasi beban kuat I	80
Tabel 5.14 Kombinasi beban kuat II	81
Tabel 5.15 Kombinasi beban kuat III	82
Tabel 5.16 Kombinasi beban kuat IV	83
Tabel 5.17 Kombinasi beban kuat V	85
Tabel 5.18 Kombinasi beban ekstrem I	86
Tabel 5.19 Kombinasi beban ekstrem II	87
Tabel 5.20 Kombinasi beban layan I	89
Tabel 5.21 Kombinasi beban layan II	90
Tabel 5.22 Kombinasi beban layan III	92
Tabel 5.23 Kombinasi Beban Layan IV	93
Tabel 5.24 Kombinasi Beban Fatig	94
Tabel 5.25 Rekapitulasi Kombinasi Beban	95
Tabel 5.26 Rekapitulasi Stabilitas Terhadap guling pada arah x	96
Tabel 5.27 Rekapitulasi Stabilitas Terhadap Guling Pada Arah Y	98
Tabel 5.28 Rekapitulasi Stabilitas Arah X	99
Tabel 5.29 Rekapitulasi Stabilitas Arah Y	100
Tabel 5.30 Data N-SPT	102
Tabel 5.31 Tekanan Efektif Tanah	103
Tabel 5.32 Hasil Perhitungan Tegangan Efektif (<i>Overburden</i>)	109
Tabel 5.33 Rekap Beban Vertikal dan Momen	116
Tabel 5.34 Perhitungan luas dan inersia Abutment	120
Tabel 5. 35 Data lapisan Tanah 0,0m-3 m	123
Tabel 5. 36 Data lapisan Tanah 3 m-6 m	123
Lanjutan Tabel 5. 37 Data lapisan Tanah 3 m-6 m	124
Tabel 5.38 Data lapisan Tanah 6 m-9 m	124
Tabel 5. 39 Data lapisan Tanah 9 m-12 m	124
Tabel 5.40 Rekapitulasi Analisis kapasitas Dukung Ultimit Pondasi	
<i>Mini Pile</i>	137

Tabel 5.41 Rekapitulasi Analisis Kapasitas Dukung Ultimit Pondasi <i>Mini Pile</i>	138
Tabel 5.42 Rekapitulasi Analisis Penurunan Metode Versic	140



DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1 Lokasi pekerjaan jembatan Kali Putih Sempor	4
Gambar 1.2 Denah Jembatan Kali Putih Sempor	4
Gambar 3.1 Diagram Fase Tanah	18
Gambar 3.2 Sondir	23
Gambar 3.3 Diagram Tekanan Tanah Aktif	27
Gambar 3.4 Diagram Tekanan Tanah Pasif	28
Gambar 3.5 Beban Lajur “D”	29
Gambar 3.6 Faktor Beban Dinamis	29
Gambar 3.7 Grafik Nilai Faktor Beban Dinamis dan Panjang Bentang Ekivalen	31
Gambar 3.8 Jarak Antar Tiang	48
Gambar 3.9 Beban Sentris dan Momen Kelompok Tiang	49
Gambar 3.10 Jendela <i>Output</i> Perhitungan	53
Gambar 3.11 <i>Output</i> Arah Pergerakan Tanah	54
Gambar 3.12 <i>Output</i> Potensi Bidang Longsor (legend)	55
Gambar 3.13 Hasil Kalkulasi SF	56
Gambar 4.1 <i>Flowchart</i> Penelitian	60
Gambar 5.1 Potongan Memanjang Jembatan	62
Gambar 5.2 Denah	62
Gambar 5.3 Pondasi Mini Pile Diamter 30 cm Jembatan	63
Gambar 5.4 Potongan Memanjang Jembatan	64
Gambar 5.5 Denah Jembatan	65
Gambar 5.6 Sketsa Abutment (di kompliti dengan tanah)	66
Gambar 5.7 Pondasi Jembatan	67
Gambar 5.8 Ilustrasi Beban Mati Tambahan	69
Gambar 5.9 Tekanan Tanah Aktif dan Pasif	70
Gambar 5.10 Gaya Angin Meniup Kendaraan	76
Gambar 5.11 Gaya Gesekan Pada Perletakan	77

Gambar 5.12 Stabilitas terhadap guling arah Y	97
Gambar 5.13 Stabilitas Geser Arah Y	99
Gambar 5.14 Formasi Mini Pile	101
Gambar 5.15 Faktor Kapasitas Dukung N_c dan N_q	103
Gambar 5.16 Letak N_1 dan N_2 Mini Pile	108
Gambar 5.17 Kapasitas Pondasi Tiang Kelompok	112
Gambar 5.18 Susunan Jarak Antar Mini Pile	115
Gambar 5.19 Penampang Abutment	120
Gambar 5.20 Geometri Struktur dan Lapisan Tanah	122
Gambar 5.21 Hasil <i>Generate Meshing</i> pada Struktur Pondasi	126
Gambar 5.22 <i>Initial Condition</i> dan posisi Muka Air Tanah	127
Gambar 5.23 Hasil Tekanan Air Pori (<i>Generate Water Pressure</i>)	128
Gambar 5.24 Hasil Tegangan Awal pada Lapisan Tanah	128
Gambar 5.25 <i>Deformed Mesh</i>	129
Gambar 5.26 Arah Pergerakan Tanah	130
Gambar 5.27 Daerah Potensial Keruntuhan	130
Gambar 5.28 Angka Aman Lereng <i>Abutment</i> dan Mini Pile	131
Gambar 5.29 Hasil <i>Generate Meshing</i>	132
Gambar 5.30 <i>Initial Conditin</i> dan Posisi Muka Air Tanah	132
Gambar 5.31 Hasil Tekanan Air Pori (<i>Generate Water Pressure</i>)	133
Gambar 5.32 Hasil Tegangan Awal Pada Lapisan Tanah	133
Gambar 5.33 <i>Deformed Mesh</i>	134
Gambar 5.34 Hasil <i>Axial Forces</i>	134
Gambar 5.35 Angka Aman Kapasitas Dukung	135
Gambar 5.36 Hasil Analisis	136
Gambar 5.37 Analisis Kapasitas Dukung Ultimit Tiang Tunggal	138
Gambar 5.38 Kapasitas Dukung Kelompok Tiang	139
Gambar 5.39 Perbandingan Hasil Penurunan Metode Visec dan Plaxis	141

DAFTAR LAMPIRAN

Gambar L-1.1 Denah Jembatan Kaliputih	148
Gambar L-1.2 Potongan Memanjang Jembatan	149
Gambar L-1.3 Potongan Melintang Jembatan	150
Gambar L-1.4 Denah Strous Jembatan	151
Gambar L-1.5 Potongan Penulangan Lantai dan Tumpuan Sandaran	152
Gambar L-1.6 Detail Penulangan Tumpuan Jembatan	153
Gambar L-1.7 Data Boring Log Abutment BM 02	154
Gambar L-1.8 Data Pengujian tanah di Lab Abutment BM 02 kedalaman 3 meter	155
Gambar L-1.9 Data Pengujian tanah di Lab Abutment BM 02 kedalaman 6 Meter	155
Gambar L-1.10 Data Pengujian tanah di Lab Abutment BM 02 kedalaman 9 Meter	156
Gambar L-1. 11 Data Pengujian tanah di Lab Abutment BM 02 kedalaman 12 Meter	156

DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN

Qu = Kapasitas ultimit pondasi (kN)

Q_p	= Kapasitas tahanan ujung pondasi (kN)
Q_s	= Kapasitas tahanan selimut pondasi (kN)
A_p	= Luas penampang tiang (m^2)
SF	= Angka aman untuk tahanan ujung
W_p	= Berat tiang (kN)
Q	= Beban yang bekerja (kN)
Q_{ijin}	= Kapasitas dukung ijin tunggal (kN)
D	= Diameter Tiang (m)
n	= Jumlah tiang dalam kelompok (buah)
S	= Penurunan Total diujung tiang (cm)
C_u	= Nilai kohesi dasar tiang rencana (KPa)
q_p	= Daya dukung tanah (kN/)
Q_{all}	= Tahanan ijin (kN)
L	= Panjang tiang (m)
E_p	= Modulus elastis tiang (kPa)
S_g	= Penurunan kelompok tiang (cm)
S_g	= Penurunan fondasi tiang tunggal (cm)
B_g	= Diameter tiang tunggal (cm)
d	= Diameter tiang tunggal (m)
f_s	= Adhesia antara tiang dan tanah disekitarnya (kN/m^2)
A_s	= keliling tiang pancang (m)
α	= Faktor Adhesi diambil dari grafik
E	= Modulus elastis (kN/m^2)
K	= Permeabilitas tanah (m/day)
C	= Kohesi (KPa)
γ_{unsat}	= Berat volume basah (kN/m^3)
γ_{sat}	= Berat volume tanah terendam air (kN/m^3)
μ	= Poisson ratio
φ	= Sudut geser dalam ($^\circ$)

ABSTAKSI

Jembatan Kaliputih merupakan akses pengganti yang sebelumnya melewati pinggiran bendung, sekarang dibuat jembatan dan jalan baru agar tanah yang berada pada sisi pinggir waduk yang sebelumnya sering dilewati kendaraan tidak terjadi penurunan atau tergerus akibat beban yang melintas diatas permukaan jalan yang berada dipinggir waduk tersebut. karena jemnatan nantinya menjadi akses utama maka perlu dilakukan perhitungan untuk mengetahui besarnya kapsitas dukung dan penurunan jembatan akibat beban yang diterima oleh jembatan.

Metode yang digunakan untuk melakukan pembebanan menggunakan SNI 1725-2016 serta kapasitas dukung dan penurunan menggunakan data laboratorium Meyyerhof diameter eksisting lebar sisi 0,3 m dan alternatif lebar sisi 0,45, serta data N-SPT yaitu menggunakan metode Meyerhoff dan metode Resse & Wright dengan lebar sisi 0,3 meter. Selain perhitungan manual digunakan juga permodelan menggunakan Software Plaxis 2D untuk mengetahui nilai kapasitas dukung dan penurunan.

Hasil analisis kapasitas dukung ultimit dengan formasi tiang 3 x 6 berdasarkan data laboratorium Meyerhoff di peroleh hasil 3907,6825 kN untuk lebar sisi 0,3 m dan sebesar 7897,6924 kN untuk lebar sisi 0,45m. Sedangkan hasil analisis kapasitas dukung dengan metode Meyerhoff diperoleh hasil sebesar 10025,205 kN dan Reese and Wright diperoleh hasil sebesar 13425,7 kN. Hasil analisis penurunan dengan menggunakan metode vesic didapatkan hasil 1,983 cm dan hasil Analisis Penurunan dengan menggunakan metode Permodelan Plaxis 2D didapatkan hasil 1,127 cm dengan begitu dapat dinyatakan memenuhi syarat aman karena lebih kecil dari 3 cm dengan nilai kapasitas dukung ultimit menggunakan Software Plaxis 2D sebesar 11142,0 kN.

kata Kunci : Pondasi MiniPile, Kapasitas dukung, penurunan, plaxis 2D

ABSTRACT

The Kaliputih Bridge is a replacement access that previously crossed the edge of the dam, which is now being built with new bridges and roads so that the land on the side of the reservoir that was previously frequented by vehicles does not occur land subsidence or eroded due to the load that passes over the road surface on the edge of the reservoir. This is because the bridge will become the main access, so it is necessary to calculate the amount of bearing capacity and land subsidence of the bridge due to the load received by the bridge.

The method used to carry out loading uses the SNI 1725-2016 standard as well as the carrying and settlement capacity using the Meyerhof laboratory data, the existing diameter 0.3 m side width and an alternative side width of 0.45, as well as the N-SPT data using the Meyerhoff method and the Resse & Resse method. Wright with a side width of 0.3 meters. In addition to using manual calculations, the modeling method using Plaxis 2D Software is also used to determine the value of bearing capacity and settlement.

The results of the ultimate bearing capacity analysis with a 3 x 6 pile formation based on Meyerhoff's laboratory data obtained the results of 3907.6825 kN for 0.3 m side width and 7897.6924 kN for 0.45 m side width. While the results of the analysis of the carrying capacity with the Meyerhoff method obtained results of 10025.205 kN and the Reese and Wright method obtained results of 13425.7 kN. The results of the settlement analysis using the vesic method obtained results of 1,983 cm and the results of the settlement analysis using the Plaxis 2D Modeling method obtained the results of 1.127 cm so that it can be declared to meet the safety requirements because it is smaller than 3 cm with the ultimate bearing capacity value using Plaxis 2D software of 11142, 0 kN.

Key Words: MiniPile foundation, bearing capacity, settlement, plaxis 2D

BAB I PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Jembatan merupakan suatu konstruksi bangunan yang bertujuan untuk menyambungkan dua bagian jalan yang belum terhubung sehingga dapat melalui suatu rintangan yang berada diantara dua jalan tersebut. Rintangan ini berupa jalan air maupun jalan lalu lintas biasa . Jembatan adalah bagian dari jalan dan sangat diperlukan dalam sistem jaringan transportasi darat yang akan menunjang pembangunan pada daerah tersebut. Jembatan Kaliputih merupakan akses pengganti yang sebelumnya melewati pinggir bendung, sekarang dibuat jembatan dan jalan baru agar tanah yang berada pada sisi pinggir waduk yang sebelumnya sering dilewati kendaraan tidak terjadi penurunan atau tergerus akibat beban yang melintas diatas permukaan jalan yang berada dipinggir waduk tersebut. Sebagaimana diketahui kontur di daerah sempor turun naik, maka dari itu untuk mengatasi masalah itu di butuhkan jembatan untuk menghubungkan antara jalan satu sama lain.

Dalam pembangunan suatu proyek konstruksi Jembatan, pondasi adalah hal yang sangat penting dikarenakan berfungsi untuk meneruskan beban struktur diatasnya ke lapisan tanah yang berada dibawahnya. Ditinjau dari segi pelaksanaan, penentuan jenis pondasi yang digunakan dalam suatu proyek konstruksi harus mempertimbangkan dari kondisi tanah dan daya dukung tanah tersebut Struktur bagian bawah dalam proyek ini ialah pondasi *mini pile*

Pondasi *mini pile* adalah jenis pondasi dalam yang berbentuk kotak atau *square*, sama seperti pondasi tiang pancang tetapi memiliki dimensi yang lebih kecil yang berfungsi meneruskan beban struktur bangunan diatasnya dari permukaan tanah hingga lapisan tanah keras dibawahnya. Interaksi antara pondasi bored pile dengan tanah diharapkan dapat menghasilkan daya dukung yang mampu menopang dan memberikan keamanan pada struktur atas.

Proyek Pembangunan Jalan dan Jembatan Kenet ini merupakan proyek konstruksi jembatan yang menggantikan jalan lama yang berada di pinggir waduk sempor dengan bentang panjang jembatan 6,6 m.

Berdasarkan uraian latar belakang diatas, judul penelitian yang akan penulis angkat dalam Tugas Akhir ini adalah “analisis kapasitas daya dukung pondasi mini pile pada jembatan kali putih sempor jawa tengah”.

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang masalah di atas, maka rumusan masalah yang akan dikaji dalam penelitian ini adalah sebagai berikut :

1. Bagaimana kapasitas dukung pondasi mini pile pada struktur Jembatan Kali Putih Sempor menggunakan metode *Resse & Wright(1997) dan Meyerhoff (1976)*
2. Bagaimana kapasitas dukung dan penurunan pada pondasi mini pile pada struktur Jembatan Sempor menggunakan Software Plaxis 2D ?

1.3 Tujuan Penelitian

Tujuan Penelitian ini adalah sebagai berikut:

1. Mengetahui kapasitas dukung dan penurunan pondasi mini pile pada struktur Jembatan Kali Putih Sempor menggunakan *metode Resse & Wright (1997) dan meyerhoff (1976)*
2. Mengetahui kapasaitas dukung, penurunan dan nilai faktor aman (*safety factor*) pada pondasi mini pile struktur Jembatan Kali Putih Sempor menggunakan Software Plaxis 2D

1.4 Manfaat Penelitian

Adapun Manfaat dalam Penelitian ini adalah sebagai berikut.

1. Dapat dijadikan referensi bagi pembaca yang mempelajari suatu topik tentang daya dukung dan penurunan pondasi

2. Menambah pengetahuan tentang konstruksi pondasi terutama tentang pondasi Tiang pancang untuk mencari kapasitas daya dukung dan penurunan pondasi.
3. Dapat dijadikan referensi bagi mahasiswa dalam membuat penelitian tugas akhir tentang daya dukung dan penurunan pondasi

1.5 Batasan Penelitian

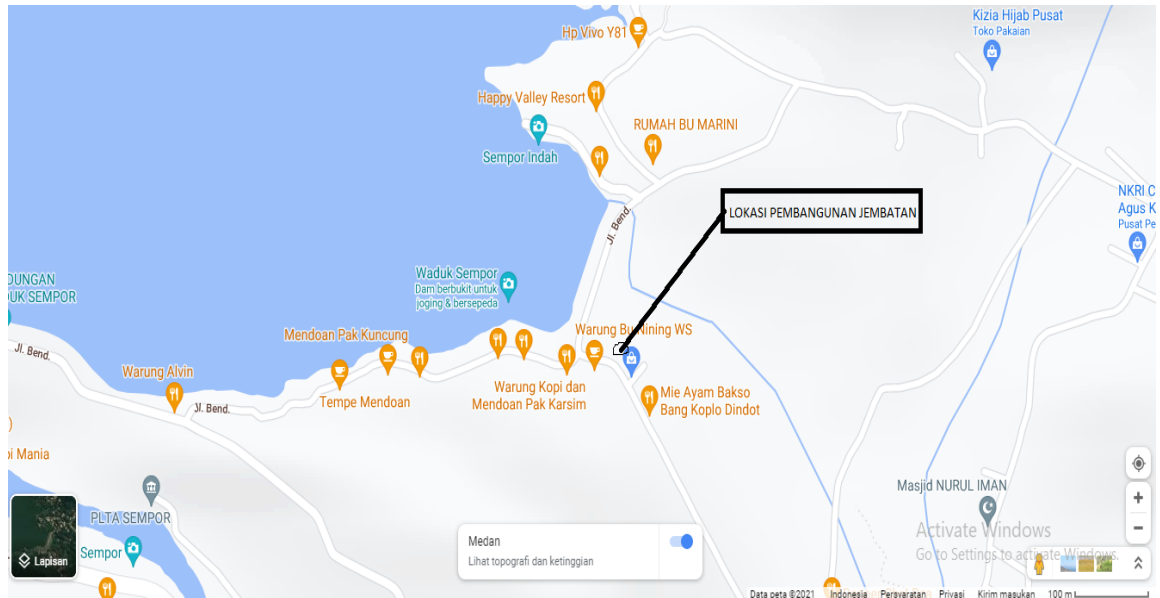
Tugas Akhir agar tidak meluas dari permasalahan dan dapat lebih terarah dengan baik sesuai tujuan awal penelitian , maka perlu ditetapkan batasan batasan dalam penelitian ini antara lain sebagai berikut.

1. Lokasi Penelitian *abutment* BM.02 Jembatan Kali Putih Sempor , Kebumen , Jawa Tengah
2. Data geoteknik yang digunakan adalah hasil penyelidikan tanah N-SPT pada *abutment* BM.02 Jembatan Kali Putih Sempor. (2021)
3. Panjang bentang jembatan Kali Putih Sempor adalah 6,6 meter.
4. Struktur bawah yang digunakan adalah pondasi *mini pile*
5. Diameter pondasi mini pile yang di tinjau adalah 0,3 meter dengan mutu beton K-350 dan panjang mini pile yaitu sebesar 4,5 meter dibawah dasar abutment dengan jarak antar Mini Pile sejauh 1,1 meter ,
6. Struktur lantai terdiri atas Balok Induk, Balok diafragma, dan Plat Lantai jembatan, dan ditutup dengan aspal.
7. Perhitungan kapasitas daya dukung pondasi *mini pile* menggunakan metode *Reese & Wright (1997)* dan metode *Meyerhoff (1976)*.
8. Pembebanan mengacu pada peraturan pembebanan SNI 1725:2016
9. Beban gempa diabaikan dikarenakan bentang jembatan yang kecil.

1.6 Lokasi Penelitian

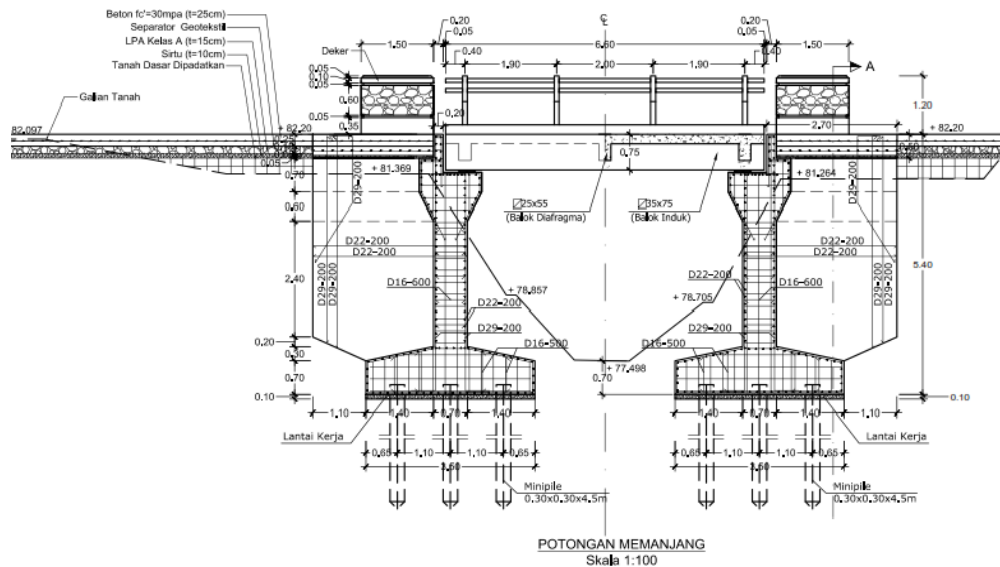
Jembatan Kali Putih ini adalah jembatan yang berada di Desa Sempor, Kecamatan Sempor, Kabupaten Kebumen, Jawa Tengah. Jembatan ini dibangun untuk

peningkatan jalan di daerah tersebut dan juga sebagai pengganti jalan yang sudah ada. Lokasi dapat dilihat pada Gambar 1.1 dan Gambar 1.2 berikut ini.



Gambar 1.1 lokasi pekerjaan jembatan Kali Putih Sempor

(sumber : Google Maps 2021)



Gambar 1. 2 Potongan Memanjang Jembatan Kali Putih Sempor

(sumber : Pt. Aneka Dharma Persada, 2021)

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Pondasi Mini Pile

Pondasi “mini pile” merupakan modifikasi pondasi tiang pancang beton atau pracetak atau tiang bor, baik berupa beton bertulang (“precast reinforced concrete pile”) maupun beton prategang (“precast prestressed concrete pile”) yang dibuat dengan dimensi kecil atau lebih kecil dari tiang ukuran standart (PT. Geonika Utamalima).

“Precast Reinforced Concrete Pile” adalah tiang pancang beton bertulang yang dicetak dan di cor dalam acuan beton (“bekisting”), kemudian setelah cukup keras diangkat dan dioangcangkan. Tiang pancang ini dapat memikul beban yang besar (lebih besar 50 ton untuk setiap tiang), hal ini tergantung dari dimensinya (Sardjono, 1991).

Sedangkan menurut Bowles, 1991, “Precast Prestressed Concrete Pile” adalah tiang pancang yang dibentuk dengan menekan baja berkekuatan tinggi yakni yang mempunyai fult sebesar 1705-1860 Mpa, dengan mempertegangkan kabel-kabel ke suatu nilai pada orde 0,5-0,7 fult, serta dengan tiang pancang beton disekitar kabel tersebut. Bila beton mengeras, maka kabel-kabel prategang dipotong dengan gaya tegangan di dalam kabel yang menghasilkan tegangan tekan dengan tiang pancang beton sewaktu baja tersebut mencoba kembali kepanjang tak teregang (“unscale length”).

Dengan dimensi “mini pile” yang kecil, maka luas penampang dan volume beton sebagai bahan tiang tersebut juga akan relative kecil, selain itu dalam hal pengangkutan, jumlah “mini pile” yang terangkut dalam satu trailer akan lebih banyak dibandingkan tiang pancang ukuran standart. Berdasarkan hal tersebut di atas dapat ditarik bahwa dengan “mini pile” dapat dilakukan penekanan biaya pada bahan baku pembuatan tiang maupun transportasi tiang

tersebut. Karena dimensinya juga relative kecil “mini pile” dapat disetel di tempat secara kompak dan ringan, juga dapat dibongkar kembali secara mudah sehingga mampu dikerjakan sewaktu-waktu (PT.Adhi Karya

2.2 Kapasitas Dukung Tiang Pancang

Oza (2019) melakukan penelitian dengan judul “Analisis Kapasitas Dukung dan Penurunan Fondasi *Mini Pile* dengan Berbagai Dimensi Pada Proyek Penataan Prasarana Pendukung Situ Pondok Jagung Tangerang Selatan”. Penelitian tersebut menganalisa untuk fondasi tiang dengan menggunakan variasi dimensi untuk mengetahui kekuatan tiang oancang dalam menahan beban struktur diatasnya, analisa fondasi tiang yang direncanakan menggunakan 3 alternatif variasi dimensi yaitu 0,2 m, 0,25 m, dan 0,3 m . Tujuan dari penelitian yang dilakukan oleh Oza adalah untuk mengetahui kapasitas dukung dan penurunan berbagai dimensi fondasi *Mini Pile* pada lokasi yang ditinjau . Berdasarkan analisis kapasitas dukung fondasi *Mini Pile* dengan dimensi 0,2 m, 0,25 m dan 0,3 m didapatkan kapasitas dukung ijin tiang tunggal (Qijin) sebesar 40,395 Ton, 58,770 Ton dan 80,456 Ton. Hasil tersebut lebih besar dari titik yang ditinjau (P) yaitu 16,720 Ton, 17,044 Ton dan 17,044 Ton. Kapasitas dukung fondasi secara keseluruhan dari masing-masing dimensi didapatkan hasil 2908,440 Ton, 4231,440 Ton dan 5792,832 Ton. Hasil tersebut juga lebih besar dari beban bangunan keseluruhan yaitu 919,832 Ton.

Rizka (2018) melakukan penelitian dengan judul “ Analisis Perhitungan Kapasitas Daya Dukung Pondasi Mini Pile Berdasarkan Data Sondir Pada Pembangunan Gedung Aula Serbaguna Kabupaten Hulu Sungai Tengah ”. Penelitian tersebut meneliti tentang daya dukung ultimit dan daya dukung yang diijinkan untuk satu tiang pancang dapat dihitung berdasarkan data hasil *Conus Penetration Test* (CPT) atau *Sounding/Uji Sondir*. Metode yang digunakan pada perhitungan kapasitas daya dukung pondasi *Mini Pile* berdasarkan data sondir menggunakan metode *Schmertman & Nottingham* (1975) . Berdasarkan hasil dari perhitungan kapasitas dukung ultimit dan daya dukung ultimit pada pondasi Mini Pile berdasarkan data sondir pada titik 1 sedalam 18,8 M memiliki Qu netto 51,148 ton. Pada titik 2 sedalam 12 m memiliki Qu

netto 55,215 ton dan pada titik 3 sedalam 9,6 m memiliki Q_u netto 51,148 ton, hasil perhitungan kapasitas daya dukung ijin pada pondasi *Mini Pile* berdasarkan data sondir pada titik 1 sedalam 18,8 m memiliki Q_{ijin} 13,69 ton pada titik 2 sedalam 12 m memiliki Q_{ijin} 18,405 ton dan pada titik 3 sedalam 9,6 m memiliki Q_{ijin} 17,049 ton. .

Hary (2019) melakukan penelitian dengan judul “ Analisis Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang Dan Tiang Bor Pada Tanah Lempung Berdasarkan Pembebanan Jembatan SNI 1726 : 2016 ”. Penelitian tersebut meneliti tentang analisis daya dukung tiang dan membandingkan antara tiang pancang dengan tiang bor .metode yang digunakan untuk Tiang pancang menggunakan metode U.S Army corps dan tomlinson , sedangkan untuk tiang bor menggunakan metode Reese & Wright dan Skempton .Tujuan dari penelitian yang dilakukan oleh Hary adalah Mengetahui pembebanan jembatan sirnobojo pacitan pilar 2 berdasarkan SNI 1725-2016 , Mengetahui kapasitas daya dukung pondasi tiang pancang dengan menggunakan metode U.S Army Corps dan metode Tomlinson, Mengetahui kapasitas dukung pondasi tiang bor dengan menggunakan metode Reese & Wright dan metode Skempton, Mengetahui kapasitas daya dukung pondasi kelompok blok tiang pancang dan tiang bor terhadap pembebanan jembatan SNI 1725-2016, Mengetahui Bagaimana kekuatan tiang terhadap gaya lateral pondasi tiang bor dan tiang pancang berdasarkan kelompok tiang. Berdasarkan hasil dari perhitungan dan pembahasan yang telah didapat Hasil Perhitungan Pembebanan Jembatan Sirnobojo Pada pilar 2 Berdasarkan SNI 1725-2016 diperoleh nilai beban aksial sebesar 34.080,01 kN, gaya momen x sebesar 2.430,11 kNm dan gaya momen y sebesar 4.866,00 kNm, Nilai kapasitas dukung ijin pondasi tiang pancang menggunakan metode U.S Army Corps Sebesar 1.950,49 kN dan metode Tomlinson Sebesar1.598,26 kN, Nilai kapasitas dukung ijin pondasi tiang bor menggunakan metode Reese & Wright sebesar 1.458,59 kN dan metode Skempton sebesar 1.185,59 kN, Nilai kapasitas dukung pondasi kelompok blok tiang pancang adalah 109.025,397 kN dan 124932,31 kN sedangkan nilai kapasitas dukung pondasi tiang bor adalah 1460677,36 kN dan 148822,41 kN , Kekuatan tiang

terhadap gaya lateral pondasi tiang pancang dan tiang bor aman dikarenakan nilai Hall tiang lebih besar dari gaya lateral tanah baik itu gaya T_x maupun T_y .

Adi guna (2016), melakukan penelitian dengan judul “ Analisa Daya Dukung dan Penurunan Pondasi Tiang Bor (*Bored pile*) Tunggal Dengan Menggunakan Program Plaxis ” . tujuan dari penelitian yang dilakukan oleh adi guna adalah mengetahui kapasitas dukung dan besarnya penurunan (*settlement*) tanah yang terjadi pada pondasi tiang bor tunggal dengan permodelan tanah mohr coulumb dengan menggunakan aplikasi Plaxis. Kesimpulan dari hasil perhitungan yang telah dilakukan dengan menggunakan beberapa metode analisa daya dukung diperoleh nilai Q_u , Q_s , dan Q_p yang memiliki nilai terbesar menggunakan metode Reese & Wright sebesar Q_u (max) = 2939.98 ton, Q_s (max) = 88.78 ton, Q_p (max) = 2851.20 ton , sedangkan nilai Q_i yang memiliki nilai terbesar menggunakan metode meyerhoff sebesar Q_i (max) = 773.02 ton. Untuk hasil perhitungan penurunan pondasi tiang bor dengan perhitungan manual didapatkan hasil penurunan elastik terbesar berada di tipe pile P2A, P2 (Grid B-5 & C-5) dan tipe Pile P2A (Grid 1-5) sebesar 6.6674 mm – 6.6854 mm . untuk hasil analisis menggunakan progam plaxis 2D untuk tipe 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 masih normal dan jauh dari batas maksimal penurunan untuk bangunan umum 25.4 mm atau 2.54 cm.

Amanda Aisya fitri (2017 melakukan penelitian berjudul “Perencanaan Ulang Sturktur Bawah Abutment Dengan Pondasi Bored Pile”. Tujuan dari peneltitian yang dilakukan oleh aman aisy fitri adalah menganalisa kapasita dukung ultimit tiang desain eksistin. Mengetahui perbandingan kapasitas dukung ultimit hasil desain eksisiting dengan alternatif desain pondasi bored pile metode Mayyerhof dan Resse&Wright. Merancang dan menganalisa kapasitsas dukung kelompok tiang alternatif desain pondasi bored pile dari beberapa diamter dengan metode Mayerhoff dan Resse&Wright dan mengetahui alternatif yang dipilih untuk perencanaan ulang pondasi Abutment. Kesimpulan dari hasil perhitungan yang telah dilakukan di peroleh hasil kapasitas dukung ultimitr tiang tunggal pada tiang eksisting diamter 60cm dengan

metode terzaghi sebesar 2210,965 dengan jumlah tiang sebanyak 24 tiang dengan SF3,5. kapasitas dukung ultimate pada tiang eksisting diameter 60 cm dengan metode Terzaghi sebesar 2210,965 kN lebih besar dibanding hasil metode Mayerhoff pada tiang bor diameter 40 cm yakni 1313,135 kN, namun lebih kecil dibanding tiang bor diameter 60 cm dan 80 cm yakni 2458,284 kN dan 3418,053 kN. Kapasitas dukung ultimate metode Reese & Wright pada tiang bor diameter 60 cm, dan 80 cm, yakni 2515,763 kN dan 3998,961 kN lebih besar dibanding dengan tiang eksisting diameter 60 cm dengan hasil metode Terzaghi sebesar 2210,965 kN, akan tetapi hasil metode Terzaghi tiang eksisting diameter 60 cm lebih besar dibanding hasil metode Reese & Wright pada tiang bor diameter 40 cm. hasil analisis kapasitas dukung kelompok tiang pancang diameter 60 cm diperoleh hasil 15160,904 kN lebih besar dari nilai $P = 13720,895$ kN. Kapasitas dukung kelompok tiang bor metode Reese & Wright diameter 40 cm diperoleh hasil 12756,173 kN lebih kecil dari nilai $P = 13720,895$ kN akan tetapi tiang bor diameter 60 cm dan 80 cm sebesar 15452,069 kN dan 14648,798 kN lebih besar dari nilai $P = 13720,895$ kN. Kemudian hasil analisis kapasitas dukung kelompok tiang metode Mayerhoff diameter 40 cm, 60 cm, dan 80 cm, diperoleh masing-masing sebesar 14451,955 kN, 16771,756 kN, dan 15995,843 kN lebih besar dari nilai $P = 13784,9$ kN. Alternatif yang digunakan adalah alternatif ke-3 diameter 80 cm metode Mayerhoff dengan jumlah 12 tiang dan menggunakan nilai SF sebesar 3 dalam 158 satu kelompok tiang. Hal ini didasarkan jumlah tiang yang digunakan lebih sedikit, sehingga dapat menghemat waktu pekerjaan dan biaya konstruksi yang dikeluarkan. Selain itu, hasil kapasitas dukung kelompok tiang (Q_g) lebih besar daripada beban aksial (P) dan beban aksial total (V) yang diterima, sehingga beban struktur abutment di atas pondasi mampu ditahan oleh kelompok pondasi tiang. Dan penurunan tiang tunggal bored pile yang terjadi pada tiang bored pile diameter 80 cm sebesar 2,1 cm dan penurunan kelompok tiang sebesar 15,9 cm. Semakin besar diameter pondasi bored pile diketahui penurunan tiang tunggal yang dihasilkan semakin kecil akan tetapi penurunan tiang kelompok semakin besar. Akan tetapi penurunan tidak terjadi dikarenakan ujung tiang pondasi berada pada tanah keras.

2.3 Perbandingan Penelitian Terdahulu Terhadap Penelitian yang akan dilakukan

Berdasarkan Penelitian yang telah dilakukan oleh peneliti sebelumnya maka perlu di lakukan perbandingan untuk mencegah adanya kesamaan atau plagiasi dari penelitian sebelumnya , hal ini diperlukan agar keaslian dari penelitian yang akan dilakukan tetap terjaga. Perbedaan penelitian terdahulu terhadap penelitian yang akan dilakukan dapat dilihat pada Tabel 2.1 dibawah ini.



Tabele 2. 1 Perbandingan Penelitian Terdadulu dengan Penelitian Sekarang

	Penelitan terdahulu					Peneliti yang dilakukan
ASPEK	Oza (2019)	Rizka (2018)	Hary (2019)	Adi Guna (2016)	Amanda Aisya Fitri (2017)	Iqbal Muis Suwana (2022)
JUDUL	“Analisis Kapasitas Dukung dan Penurunan Fondasi <i>Mini Pile</i> dengan Berbagai Dimensi Pada Proyek Penataan Prasarana Pendukung Situ Pondok Jagung Tangerang Selatan”	“Analisis Perhitungan Kapasitas Daya Dukung Pondasi Mini Pile Berdasarkan Data Sondir Pada Pembangunan Gedung Aula Serbaguna Kabupaten Hulu Sungai Tengah ”	“Analisis Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang Dan Tiang Bor Pada Tanah Lempung Berdasarkan Pembebanan Jembatan SNI 1726 : 2016 ”	“Analisa Daya Dukung dan Penurunan Tiang Bor (<i>Bored pile</i>) Tunggal Dengan Menggunakan Program Plaxis”	“Perencanaan Ulang Struktur Bawah Abutment Dengan Pondasi Bored Pile ”	Analisis Kapasitas Dukung dan Penurunan Pondasi Mini Pile (Studi Kasus: Jembatan Kaliputih Sempor Kebumen Jawa Tengah)
TUJUAN	Mengetahui Kapasitas dukung dan penurunan berbagai dimensi fondasi mini pile pada proyek penataan Prasarana pendukung Situ Pondok Jagung Tangerang Selatan.	Menghitung daya dukung ultimit dan daya dukung yang diijinkan untuk suatu tiang pancang berdasarkan data hasil <i>Conus Penetration Test</i> (CPT) atau <i>Sounding/Uji Sondir</i>	Mengetahui pembebanan Jembatan, daya dukung pondasi dan membandingkan pondasi rencana pondasi tiang pancang maupun tiang bor	Mengetahui kapasitas dukung dan besarnya penurunan (<i>settlement</i>) tanah yang terjadi pada pondasi tiang bor tunggal dengan permodelan tanah mohr coulumb dengan menggunakan aplikasi Plaxis.	Menganalisis Kapasitas dukung ultimit tiang eksisting, Mengatahui perbandingan kapasitas hasil alternatif desain dengan eksisting . Menganalisa kapasitas dukung kelompok tiang alternatif. Mengetahui alternatif yang dipilih	Mengetahui Kapasitas dukung dan Penurunan Pondasi tanah dan penurunan yang terjadi dan di permodelkan dengan menggunakan aplikasi palxis 2D V8.6
METODE	Metode analisis dukung fondasi mini pile menggunakan metode statis	Perhitungan kapasitas daya dukung menggunakan metode <i>Schmertman & Nottingham</i>	Pembebanan Jembatan sesuai SNI 1726-2016	Metode Reese & Wright	Metode Reese & Wright	Metode Resse& Wright
			Tiang pancang metode U.S Army Corps dan Tomlisson	Metode Mayerhoff	Metode Mayerhoff	Metode Meyerhoff
			Tiang Bor metode Reese & Wright dan Skempton		Metode Terzaghi	Plaxis 2D V8.6

Lanjutan Tabel 2. 1 Perbandingan penelitian terdahulu dengan penelitian sekarang

ASPEK	Oza (2019)	Rizka (2018)	Hary (2019)	Adi Guna (2016)	Amanda Aisya Fitri (2017)	Iqbal Muis Suwana (2022)
HASIL	<p>1. Hasil kapasitas dukung ijin tiang 0,2 m 0,25 m dan 0,3 m sebesar 40,395 ton, 58,770 ton dan 80,456 ton</p> <p>2. Hasil secara keseluruhan masing masing dimensi 2908,440 ton, 4231,440 ton dan 5792,832 ton</p>	<p>1. Kapasitas daya dukung ultimit Q_u netto titik 1 41,096 Ton, Titik 2 55,215 Ton dan titik 3 51,148 ton</p> <p>2..Kapasitas Daya Dukung Ijin titik 1 13,69 ton, titik 2 18,405 ton dan titik 3 17,049 ton</p>	<p>1. Beban jembatan sebesar $P = 34080,01$ kN</p> <p>2. Kapasitas pondasi tiang pancang metode U.S Army Corps dan Tomlinson sebesar 1950,49 kN dan 1598,26 kN</p> <p>3. Kapasitas pondasi tiang bor metode Reese & Wright dan Skempton sebesar 1950,49 kN dan 1598,26 kN</p>	<p>1. Q_u max sebesar 2939,98 ton (Metode Reese & Wright)</p> <p>2. Q_s max sebesar 88,87 ton (Metode Reese & Wright)</p> <p>3. Q_p max sebesar 2851,20 ton (Metode Reese & Wright)</p> <p>4. Q_i max sebesar 773,02 ton (Metode Mayerhoff)</p>	<p>1. hasil kapasitas dukung ultimit existing sebesar 2210,965 kN</p> <p>2. hasil desain metode Meyyerhof diameter 40cm ,60cm dan 80 cm sebesar 1313,135kN, 2458,24kN, dan 3418,053kN hasil desain metode Resse&Wright diamter 60 dan 80 cm sebesar 2515,763kN dan 3998,961 kN kN</p>	<p>Kapasitas dukung ultimite menggunakan metode Resse & Wright didapatkan hasil 13425,75 kN sedangkan pada metode <i>meyerhoff</i> didapatkan hasil sebesar 10025,2053 kN. Untuk kapasitas dukung izin menggunakan metode Resse & Wright didapatkan hsail 4475,250 kN, sedangkann metode <i>Meyerhoff</i> didapatkan nilai sebesar 3341,7351 kN</p>

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan penelitian terdahulu dengan penelitian sekarang

<p>HASIL</p>	<p>3. Penurunan faondasi mini pile 0,2 m, 0,25m dan 0,3 m menggunakan metode empiris adalah 0,003963 m, 0,004327 m dan 0,004737 m</p>		<p>4. Jumlah tiang pancang kelompok sebesar 20 tiang 5. Jumlah tiang pancang kelompok sebesar 20 tiang 6. Jenis pondasi yang direncanakan aman terhadap beban rencana berdasarkan pembebanan SNI 1725-2016</p>	<p>5. Penurunan pondasi tiang bor metode empiris sebesar 6.6674 mm – 6.6854 mm (Metode Mayerhoff) 6. Penurunan dengan software Plaxis 2D sebesar 0.10078 mm (Cal.Phase 3) dan 0.0181 mm (Cal.Phase 2),(Metode Mayerhoff)</p>	<p>3 kapasitas hasil kelompok metode Resse&Wright diameter 40 cm 60 cm dan 80 cm sebesar 12756,173kN, 15425,069kN, dan 14648,798kN, untuk hasil metode Meyerhoff diamter 40cm,60cm dan 80 cm sebesar 14451,995kN, 16771,756 kN dan 15995,843kN 4 alternatif yang digunakan adalah alternatif 3 dengan diameter 80 cm dengan jumlah tiang 12 tiang</p>	<p>Dan untuk penurunan menggunakan metode Vesic dan didapatkan hasil sebesar 0,853 cm untuk tiang tunggal dan 1,16 cm untuk tiang kelompok 2. Kapasitas dukung ultimite Pondasi mini pile dari perhitungan Plaxis 2D didapatkan hasil sebesar 11142,00 kN dan untuk Penurunan pada pondasi mini pile pada struktur Jembatan Sempor menggunakan Software Plaxis 2D didapatkan nilai sebesar $11,27 \times 10^{-3}$ m. Hasil tersebut masih di batas aman karena Sizin penurunan pondasi sebesar 10%D yaitu 3 cm.</p>
---------------------	---	--	--	--	---	--

2.4 Perbedaan dan Persamaan Terdahulu Terhadap Penelitian yang Akan Dilakukan

Dari beberapa penelitian yang telah dilakukan, terdapat beberapa persamaan dan perbedaan dengan penelitian yang akan dilakukan, antara lain sebagai berikut.

1. Penelitian Oza (2019) dengan judul Analisis Kapasitas Dukung dan Penurunan Fondasi *Mini Pile* dengan Berbagai Dimensi Pada Proyek Penataan Prasarana Pendukung Situ Pondok Jagung Tangerang Selatan dengan menggunakan metode statis . Sedangkan perbedaan dengan penelitian ini adalah sebagai berikut:
 - a. Ukuran *Mini Pile* yang hanya menggunakan satu ukuran saja,
 - b. Menghitung stabilitas menggunakan plaxis 2D,
 - c. Perhitungan menggunakan metode *Reese & Wright (1977)* dan metode *Meyerhoff (1956)*,
 - d. Lokasi penelitian berada di waduk Sempor Kebumen dan,
 - e. waktu penelitian November 2021.

Persamaan dengan penelitian ini adalah sebagai berikut :

- a. Menghitung kapasitas dukung dan penurunan dan,
 - b. Objek yang diteliti *Mini Pile*.
2. Penelitian Rizka (2018) yang berjudul Analisis Perhitungan Kapasitas Daya Dukung Pondasi *Mini Pile* Berdasarkan Data Sondir Pada Pembangunan Gedung Aula Serbaguna Kabupaten Hulu Sungai Tengah dengan menggunakan metode *Schertman & Nottingham* . Sedangkan perbedaan dengan penelitian kali ini adalah sebagai berikut :
 - a. Objek yang ditinjau adalah jembatan,
 - b. Menghitung stabilitas menggunakan plaxis 2D,
 - c. Perhitungan menggunakan metode *Reese & Wright (1977)* dan metode *Meyerhoff (1956)*,
 - d. lokasi penelitian berada di Sempor Kebumen dan,
 - e. waktu penelitian November 2021.

Persamaan dengan penelitian ini adalah sebagai berikut:

- a. Menghitung kapasitas dukung dan penurunan dan,
- b. Objek yang diteliti *Mini Pile*.

3. Penelitian Hary (2019) yang berjudul Analisis Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang Dan Tiang Bor Pada Tanah Lempung Berdasarkan Pembebanan Jembatan SNI 1726 : 2016. Sedangkan metode yang digunakan ada 3 yaitu metode pembebanan jembatan SNI 1726-2016, metode tiang pancang U.S Army Corps dan Tomlisson, dan metode tiang bor metode Resse & Wright dan Skempton. Sedangkan perbedaan dengan penelitian kali ini adalah sebagai berikut :

- a. Objek yang ditinjau adalah mini pile,
- b. Menghitung stabilitas menggunakan plaxis 2D,
- c. Perhitungan menggunakan metode *Reese & Wright (1977)* dan metode *Meyerhoff (1976)*,
- d. lokasi penelitian berada di Sempor Kebumen dan,
- e. waktu penelitian November 2021.

Persamaan dengan penelitian ini adalah sebagai berikut:

- a. Menghitung kapasitas dukung,
- b. Tanah yang ditinjau lempung dan ,
- c. Objek yang ditinjau Jembatan.

4. Penelitian Adi Guna (2016) yang berjudul Analisa Daya Dukung dan Penurunan Tiang Bor (*Bored pile*) Tunggal Dengan Menggunakan Program Plaxis. Metode yang digunakan ada 2 yaitu metode Resse & Wright dan metode Mayerhoff. Sedangkan perbedaan dengan penelitian kali ini adalah sebagai berikut :

- a. Penelitian ini menggunakan mini pile,
- b. Perhitungan menggunakan metode *Reese & Wright (1977)* dan

metode *Meyerhoff* (1976),

- c. lokasi penelitian berada di Sempor Kebumen dan,
- d. waktu penelitian November 2021.

Persamaan dengan penelitian ini adalah sebagai berikut :

- a. Menghitung kapasitas dukung dan penurunan dan ,
- b. Menggunakan aplikasi Plaxis 2D



BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Tanah

3.1.1 Definisi Tanah

Tanah adalah kumpulan dari mineral, bahan organik, dan endapan yang relatif lepas (*loose*), yang terletak di bebatuan dasar (*bedrock*). Ikatan antar butiran relatif lemah yang disebabkan oleh karbonat, zat organik, atau oksida yang mengendap di antara partikel - partikel. Spasi di antara partikel dapat berisi air, udara maupun keduanya .proses pelapukan batuan atau proses geologi lainnya yang terjadi di dekat permukaan bumi membentuk tanah. Proses pembentukan tanah secara fisik yang mengubah batuan menjadi partikel yang lebih kecil , terjadi akibat pengaruh erosi, angin, air, es, manusia, atau hancurnya partikel tanah akibat perubahan suhu atau cuaca.(Hardiyatmo, 2012).

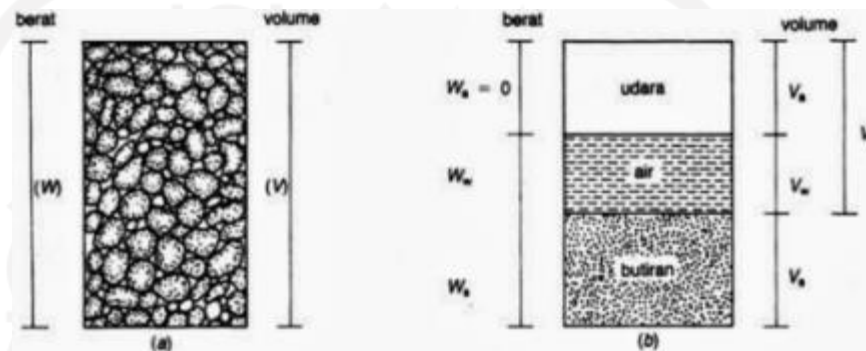
Tanah adalah sebagai dasar pendukung suatu bangunan atau bahan konstruksi dari bangunan itu sendiri seperti tanggul atau bendungan dan terkadang juga sebagai penyebab timbulnya gaya luar pada bangunan. Tanah memiliki peranan yang sangat penting dalam suatu pekerjaan konstruksi. Secara umum, semua bangunan dibangun di atas atau di bawah permukaan tanah, sehingga diperlukan sistem dasar untuk memindahkan beban dari bangunan ke tanah (Bowless, 1986).

3.1.2 Propertis Tanah

Tanah terdiri dari tiga komponen yaitu air, udara, dan butiran tanah. Udara dianggap tidak mempunyai pengaruh teknis sedangkan air sangat mempengaruhi sifat – sifat teknis tanah. Ruang pori diantara butiran tanah sebagian atau seluruhnya dapat terisi oleh air atau udara. Bila rongga terisi oleh air seluruhnya tanah dikatakan dalam

kondisi jenuh. Sedangkan bila rongga terisi air dan udara tanah pada kondisi jenuh sebagian (*Partially Saturated*).

Komponen-komponen pada tanah akan diperjelas pada Gambar 3.1 berikut.



Gambar 3.1 Diagram Fase Tanah

(Sumber: Hardiyatmo, 2012)

Berdasarkan Gambar 3.1 (a) diatas, dapat diketahui bahwa elemen tanah mempunyai volume V dan berat total W , sedangkan Gambar 3.1 (b) memperlihatkan hubungan berat dengan volumenya. Dari gambar tersebut didapatkan Persamaan 3.1, 3.2, dan 3.3 sebagai berikut.

$$W = W_s + W_w \quad (3.1)$$

$$V = V_s + V_w + V_u \quad (3.2)$$

$$V_v = V_w + V_u \quad (3.3)$$

Keterangan :

W = berat total

W_s = berat butiran padat

W_w = berat air V = volume total

V_s = volume butiran padat

V_w = volume air

V_u = volume udara

V_v = volume rongga

3.1.3 Parameter tanah

Parameter Tanah yang digunakan pada penelitian kali ini ada adalah sebagai berikut.

1. Permeabilitas tanah (k)
 - . Menurut Das (1988), nilai koefisien permeabilitas (k) setiap tanah berbeda-beda, berikut ini adalah nilai koefisien tanah yang dapat dilihat pada Tabel 3.1 berikut.

Tabel 3. 1 Kisaran Nilai Permeabilitas Tanah

No	Jenis tanah	K (mm/detik)
1	Butiran kasar	$10^{-1} - 10^{-3}$
2	Kerikil halus, butiran kasar campur pasir butiran sedang	$10^{-2} - 10^{-4}$
3	Pasir halus, lanau longgar	$10^{-4} - 10^{-5}$
4	Lanau padat, lanau berlempung	$10^{-5} - 10^{-6}$
5	Lempung berlanau, lempung	$10^{-8} - 10^{-10}$

Sumber : Hardiyatmo, 2012)

2. Berat Volume Tanah (γ)
 - a. Berat volume kering adalah perbandingan antara berat volume butir (W_s) dan volume total (V). Berat volume kering dapat dinyatakan dengan Persamaan 3.4 berikut.

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} \quad (3.4)$$

- b. Berat volume jenuh air adalah perbandingan antara berat tanah dalam keadaan jenuh air, yaitu ruang pori terisi penuh oleh air (W), dengan volume total (V). berat volume jenuh air dapat dinyatakan dengan Persamaan 3.5 berikut.

$$\gamma_{sat} = \gamma_w(G_s + e) \quad (3.5)$$

3. Modulus elastisitas Tanah (E)

Nilai modulus elastisitas tanah menunjukkan besarnya nilai elastisitas tanah yang

merupakan perbandingan antara tegangan yang terjadi terhadap regangan. Nilai ini bisa didapatkan dari *triaxial test* pada kondisi *undrained*. Nilai modulus elastisitas (E_s) secara empiris dapat ditentukan dari jenis tanah dan data sondir seperti terlihat pada Tabel 3.2 berikut.

Tabel 3.2 Modulus Elastisitas Tanah

Jenis tanah		E (kN/m ²)
Lempung	Sangat lunak	300-3000
	Lunak	2000-4000
	Sedang	4500-9000
	Keras	7000-20000
	Berpasir	30000-42500
Pasir	Berlanau	5000-20000
	Tidak Padat	10000-25000
	Padat	50000-100000
Pasir dan Kerikil	Padat	80000-200000
	Tidak Padat	50000-140000
Lanau		2000-20000
Loes		15000-60000
Cadas		140000-1400000

(Sumber :.. Bowles .,1986)

4. Kohesi (c)

Kohesi merupakan gaya tarik antar partikel tanah. Kohesi merupakan salah satu parameter kuat geser tanah yang menentukan ketahanan tanah terhadap deformasi akibat tegangan yang bekerja pada tanah dalam hal ini berupa gerakan lateral tanah. Nilai ini didapat dari pengujian *triaxial test* dan *direct shear test*.

5. Sudut Geser dalam (ϕ)

Sudut geser dalam merupakan salah satu parameter kuat geser tanah. Nilai sudut geser dalam didapat dari pengujian *triaxial test* dan *direct sheer test*. Berdasarkan DAS (1994), nilai sudut geser tanah sehubungan dengan jenis tanahnya dapat dilihat

pada Tabel 3.3 berikut ini.

Tabel 3.3 Sudut Geser Dalam Suatu Tanah

Jenis Tanah	Sudut geser dalam (ϕ)
Sand	30-40
Loose Sand	30-35
Medium sand	40
Dense Sand	35-45
Silt	26-35
Clay	30

(Sumber : Hardiyatmo, 2012)

6. Angka Poisson (μ)

Angka *poisson* merupakan perbandingan antara regangan horizontal (*lateral strain*) dan regangan vertikal (*axial strain*) yang disebabkan oleh beban sejajar sumbu dan regangan aksila (Yode dan Witczak, 1975). Nilai angka poisson berdasarkan Bowles (1997) dapat dilihat pada Tabel 3.4 berikut.

Tabel 3.4 Angka Poisson Tanah

Jenis Tanah	Angka Poisson(μ)
Lempung Jenuh	0,40 - 0,50
Lempung Jenuh	0,10 - 0,30
Lempung Jenuh	0,20 - 0,30
Lanau	0,30 - 0,35
Pasir Padat	0,20 - 0,40
Pasir Kasar	0,15
Pasir Halus	0,25
Batu	0,10 - 0,40
Loess	0,10 - 0,03

(Sumber : Bowless.,1986)

7. Sudut dilatasi

Sudut geser dalam merupakan salah satu parameter kuat geser tanah. Sudut dilatasi tergantung pada kerapatan dan sudut gesernya. Pada umumnya sudut dilatasi yaitu 30° . untuk mencari sudut dilatasi dapat dilihat pada Persamaan 3.6 berikut ini.

$$\Psi = \phi - 30^\circ \quad (3.6)$$

3.2 Penyelidikan Tanah

Penyelidikan tanah adalah kegiatan pengujian tanah yang bertujuan untuk mengetahui karakteristik tanah , sifat sifat tanah , kondisi tanah dan kapasitas daya dukung tanah. Penyelidikan tanah dapat dilakukan dengan cara mengambil sampel tanah di lokasi pekerjaan untuk diuji di laboratorium dan pengujian langsung di lapangan .

Penyelidikan tanah juga merupakan salah satu pertimbangan dalam menentukan daya dukung (*bearing capacity*) dan parameter geser (*strength parameter*). Data yang dihasilkan selanjutnya dapat digunakan untuk menganalisa dan menghitung daya dukung fondasi yang akan digunakan.

Secara umum, penyelidikan tanah dapat dilaksanakan dengan berbagai cara, antara lain sebagai berikut ini.

1. Pengeboran (*Drilling*)

Pengeboran bertujuan untuk mengetahui lapisan-lapisan tanah di bawah lokasi rencana pembangunan. Dari lubang bor (*bor hole*) dapat diperoleh sampel tanah yang diperlukan untuk penyelidikan tanah selanjutnya di laboratorium.

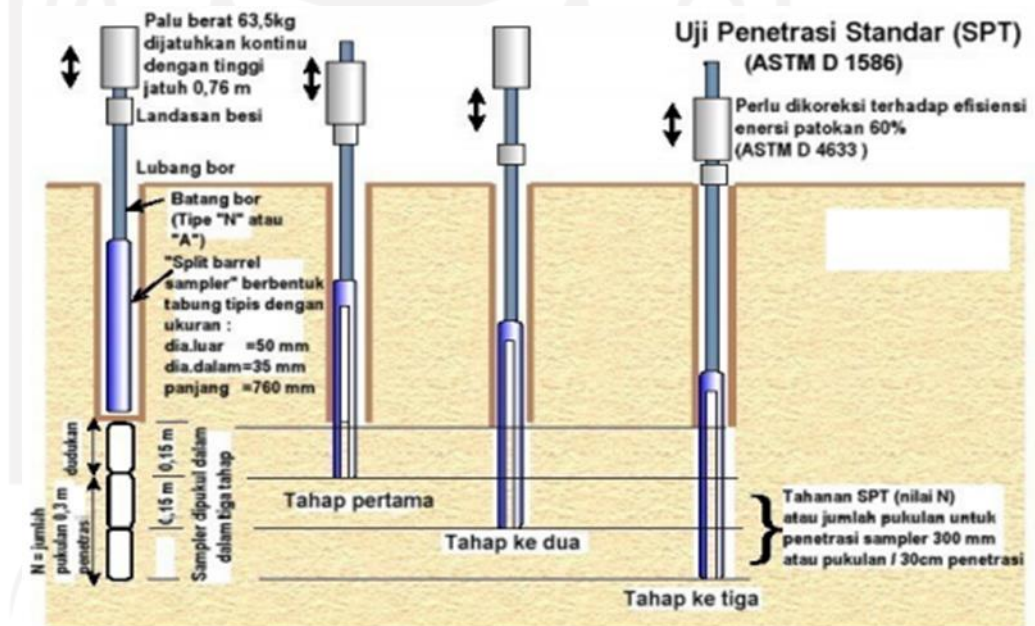
2. Pengambilan sampel Tanah (*Soil Sampling*)

Pengambilan sampel tanah dilaksanakan untuk mendapatkan contoh tanah tidak terganggu (*undisturbed soil sample*) dan contoh tanah terganggu (*disturbed soil sample*).

3. Pengujian Penetrasi Dinamis

Pengujian penetrasi dinamis dikenal dengan sebutan SPT (*Standart Penetration Test*), prinsip cara kerjanya ialah tabung silinder contoh standart (*standart split spoon sampler*) dipukul masuk kedalam tanah dengan menggunakan alat penumbuk seberta 140 pound (63,5 kg) yang dijatuhkan dari ketinggian 30 inch (76 cm), dan dihitung banyak pukulan yang diperlukan untuk menumbuk masuk tabung silinder sedalam 1 foot (30,5 cm) yang ditentukan sebagai nilai N dengan satuan pukulan/kaki (*blows per foot*).

Contoh penyelidikan tanah yang dilakukan dilapangan dat dilihat pada gambar 3.2 berikut ini.



Gambar 3.2 Sondir

(Sumber : SNI 4153-2008)

3.2.1 Penyelidikan Tanah Pada Proyek Jembatan Kali Putih Sempor Kebumen

Penyelidikan tanah pada proyek Jembatan Kali Putih Sempor menggunakan pengeboran (*drilling*) untuk mengambil sampel tanah pada setiap lapisan dan

pengujian penetrasi dinamis (SPT) setinggi 12 meter atau hingga tanah keras di 2 titik sampel penyelidikan yang berbeda dengan interval kedalaman 3 meter.

3.3 Pembebanan Jembatan Berdasarkan SNI 1725-2016

Proses perancangan jembatan, analisis pembebanan jembatan sangat diperlukan untuk menganalisis besarnya beban yang bekerja pada jembatan. Dengan begitu, kekuatan material dan dimensi komponen jembatan dapat sesuai dengan kebutuhan dan efisien.

3.3.1. Beban Mati

Beban mati merupakan semua beban yang konstan berasal dari berat sendiri jembatan atau struktur komponen jembatan yang termasuk dalam penyusun jembatan.

1. berat sendiri (MS)

Berat sendiri merupakan berat dari bagian jembatan secara structural dan non struktual yang dianggap konstan berada di jembatan. Untuk besarnya massa dan berat isi untuk berbagai macam bahan berdasar SNI 1725-2016 pasal 7.1 dapat dilihat pada Tabel 3.5 dibawah ini

Tabel 3.5 Berat Untuk Beban Mati

No	Bahan	Berat isi (kN/m ³)	Kerapatan massa (kg/m ³)
1	Lapisan permukaan beraspal (<i>bitumonus wearing surfaces</i>)	22	2245
2	Besi tulangan (castiron)	71	7240
3	Timbunan tanah dipadatkan (<i>compacted sand, silt or clay</i>)	17,2	1744
4	Kerikil dipadatkan (<i>rolled gravel macadam or ballast</i>)	18,8-22,7	1920-2315
5	Beton aspal (asphalt concrete)	22	2245

Lanjutan Tabel 3.6 Berat Untuk Beban Mati

6	Beton ringan (low density)	12,25-19,6	11250-2000
7	Beton $F'c < 35$ Mpa	22,25	2320
	$35 < F'c < 0,5$ Mpa	$22 + 0,022 f'c$	$2240 + 2,29 f'c$
8	Baja (steel)	78,5	7850
9	Kayu ringan	7,8	800
10	Kayu keras	11	1125

(sumber : SNI 1725-2016)

Dari berat sendiri tersebut terdapat faktor beban yang ditunjukkan pada Tabel 3.6 berikut ini.

Tabel 3.7 Berat Sendiri

Tipe beban	Faktor beban ($Y'ms$)			
	Keadaan batas layan ($Y^S MS$)		Keadaan batas ultimit ($Y^U MS$)	
	Bahan		Biasa	Terkurangi
Tetap	Baja	1	1,1	0,9
	Alumunium	1	1,1	0,9
	Beton pracetak	1	1,2	0,85
	Beton dicor ditempat	1	1,3	0,75
	kayu	1	1,4	0,7

(sumber SNI 1725:2016)

2. Berat mati tambahan (MA)

Berat mati tambahan merupakan berat seluruh bahan yang membentuk suatu beban pada jembatan pada komponen non structural dan besarnya berubah-ubah selama umur jembatan. Untuk faktor beban mati jembatan dapat dilihat pada Tabel 3.7 berikut ini

Tabel 3.8 Beban Mati Tambahan

Tipe beban	Faktor beban (Y ^s MA)			
	Keadaan batas layan (Y ^s MA)			
	Bahan		biasa	Terkurangi
Tetap	Umum	1	2	0,7
	Khusus (terawas)	1	1,4	0,8
Catatan : faktor beban layan sebesar 1,3 digunakan untuk berat utilitas				

(Sumber SNI 1725-2016)

3.3.2 Tekanan tanah

Tekanan tanah mempunyai hubungan yang tidak linear dengan sifat-sifat bahan tanah. Tekanan tanah daya layan dihitung berdasarkan harga nominal dari w_s c dan ϕ . Dapat dilihat pada Persamaan 3.7, 3.8 dan 3.9 dan Gambar 3.3 dan 3.4 berikut ini.

Koefisien tekanan tanah aktif

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.7)$$

Koefisien tekanan tanah pasif

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.8)$$

Gaya akibat tekanan tanah

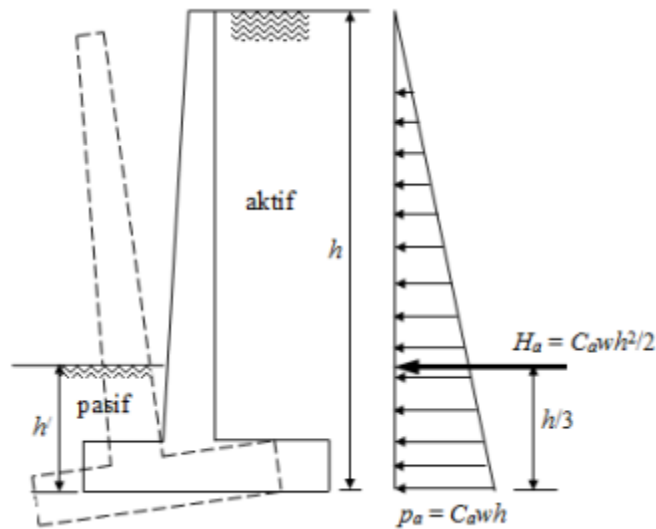
$$T_{TA} = (0,70 \times W_s) \times H \times K_a \quad (3.9)$$

Keterangan.

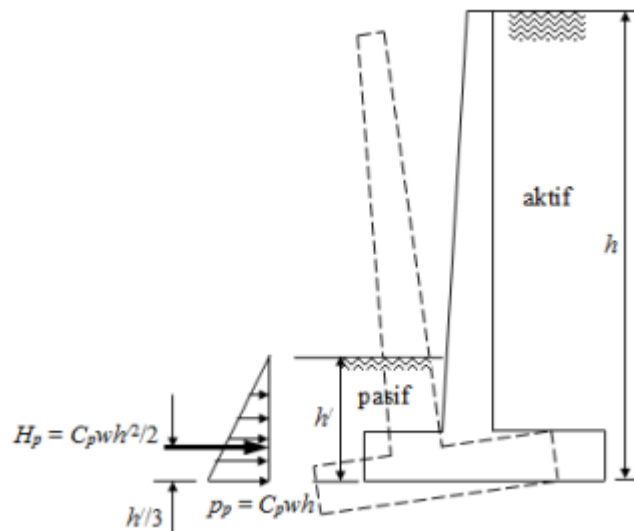
 W_s = berat volume tanah

- c = kohesi tanah
 Φ = sudut gesek dalam

Tanah dibelakang dinding penahan tanah biasanya mendapatkan beban tambahan yang bekerja apabila beban lalu lintas bekerja pada bagian daerah keruntuhan aktif teoritis. Besarnya beban tambahan ini adalah setara dengan tanah setebal 0,7 m yang bekerja secara merata pada bagian tanah yang dilewati oleh beban lalu lintas tersebut. Beban merata, $q=0,7 \times W_s$



Gambar 3.3 Diagram Tekanan Tanah Aktif



Gambar 3. 4 Diagram Tekanan Tanah Pasif

3.3.3. Beban lalu lintas

Beban lalu lintas sebagai perencanaan jembatan meliputi dari lajur “D” dan beban “T”. beban lajur “D” merupakan beban yang bekerja disepanjang jembatan dan selebar melintang jembatan. Besarnya total beban lajur “D” yang bekerja tergantung dari lebar jalur kendaraan. Untuk beban truck “T” adalah suatu kendaraan berat dengan 3 buah gandar yang ditempatkan di beberapa posisi dalam lajur lalu lintas rencana. Tiap- tiap gandar terdiri dua bidang kontak pembebanan mempunyai maksud sebagai simulasi pengaruh kendaraan berat.

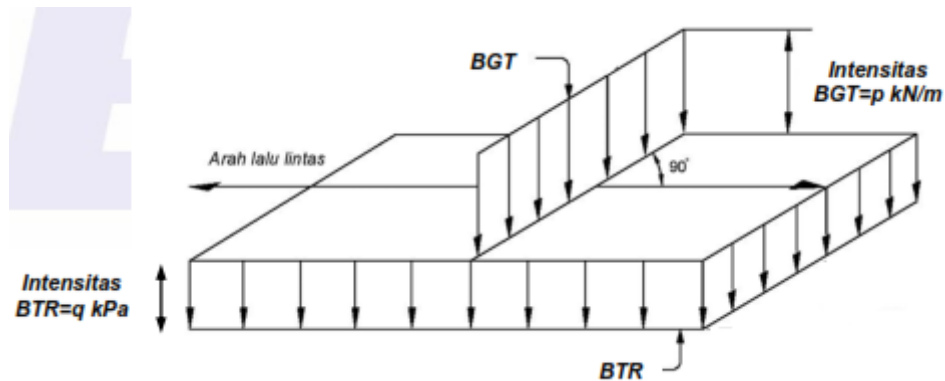
1. Beban lajur “D”

Beban lajur “D” mencakup beban terbagi rata (BTR) yang digabung dengan beban garis (BGT). Besarnya nilai intensitas beban terbagi rata (BTR), q kPa tergantung dari panjang total jembatan dapat dilihat pada Persamaan 3.10 sampai 3.11, untuk rumus perhitungan beban lajur dapat dilihat pada Persamaan 3.12 dan untuk, BGT dan BTR dapat dilihat pada Gambar 3.5 dan untuk faktor beban dinamis FBD dapat dilihat pada Gambar 3.6 Berikut ini

$$q = 9,0 \text{ kPa} \quad \text{untuk } L \leq 30 \text{ m} \quad (3.10)$$

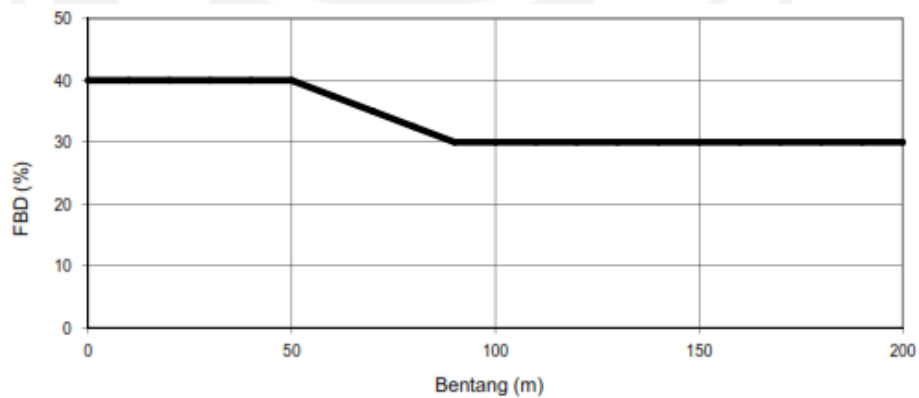
$$q = 9,0 \times \left(0,5 + \frac{15}{L}\right) \text{ kPa} \quad \text{untuk } L > 30 \text{ m} \quad (3.11)$$

$$P_{TD} = 0,5 (B \times L \times (BTR) + FBD \times B \times (BGT)) \quad (3.12)$$



Gambar 3.5 Beban Lajur “D”

(Sumber SNI 1725:2016)



Gambar 3.6 Faktor Beban Dinamis

(Sumber SNI 1725:2016)

Keterangan.

- q = nilai intensitas beban terbagi rata (BTR) dalam arah memanjang jembatan (kPa)
- L = panjang total jembatan yang di bebani dalam satuan (m)
- B = lebar jembatan

Untuk besar beban garis terpusat (BGT) adalah 49 kN/m harus ditempatkan pada kondisi tegak lurus terhadap arah lalu lintas pada jembatan. Untuk memperoleh nilai momen lentur negative maksimum di jembatan menerus, BGT ditempatkan dalam posisi arah melintang jembatan pada bentang lainnya. Pada kalsifikasi beban lalu lintas dapat dikalikan faktor pengurangan 70% yang diteapkan untuk BTR dan BGT jika jalan termasuk jalan kabupaten dan lingkungan. Namun untuk jalan nasional tetap digunakan beban 100%. Untuk besarnya nilai beban lajur “D” perlu difaktorkan terlebih dahulu dengan Tabel 3.9 berikut ini/

Tabel 3.9 Faktor Beban Lajur “D”

jembatan	Faktor beban	
	K ^s TD	K ^u TD
beton	1,0	1,8
Boks girdes baja	1,0	2,0

(Sumber SNI 1725-2016)

2. . Beban Pejalan kaki (TP)

Bangunan trotoar yang besarnya lebih dari 600mm harus di rencanakan untuk memikul beba pejalan kaki dengan nilai intensitas sebesar 5 kN/m² dan bekerja bersamaan dengan beban kendaraan di masing-masing lajur jalan.

3. Gaya Rem

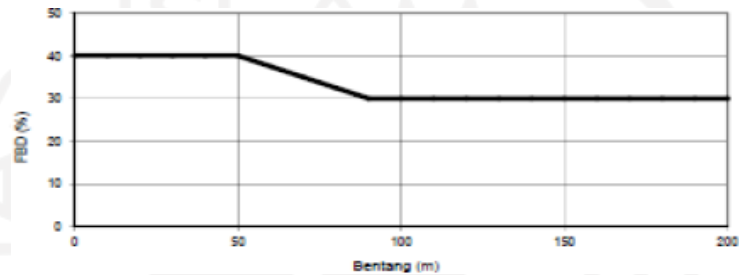
Gaya rem tersebut diletakan di semua jalur rencana yang dimutasi dan yang berisi lalu-lintas. Gaya ini diambil yang terbesar dari kondisi berikut.

- 25% dari berat gandar truck desain
- 5% dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi rata.

Gaya rem tersebut diletakan di semua jalur rencana yang dimuati dan yang berisi lalu lintas. Gaya ini bekerja secara horizontal di jarak 1,8 m diatas permukaan jalan di masing- masing arah longitudinal dan diambil nilai maksimum.

4. faktor beban dinamis

Faktor beban dinamis (FBD) adalah hasil interaksi antara kendaraan bergerak dengan jembatan. Untuk beban truck “T” nilai FBD diambil nilai sebesar 30% atau 0,3. Sedangkan nilai FBD dapat diperoleh berdasarkan dari Gambar 3.7 grafik hubungan antara nilai Faktor Beban dinamis dengan panjang bentang ekivalen berikut.



Gambar 3.7 Grafik Nilai Faktor Beban Dinamis dan Panjang Bentang Ekivalen

(Sumber SNI 1725-2016)

3.3.4. Beban aksi lingkungan

Beban aksi lingkungan yang terjadi di jembatan terdiri antara lain, yaitu beban temperature, beban angin, banjir, beban gempa dan penyebab alamiah lainnya. Namun pada penelitian ini hanya memperhitungkan beban angin saja .

Beban Angin

Perencanaan jembatan semakin tinggi dari permukaan tanah atau sungai menjadi pertimbangan dalam memasukan beban angin berdasarkan SNI 1725:2016. Dalam pasal 9.6 SNI 1725:2016 untuk jembatan atau elemen jembatan yang elevasinya lebih tinggi dari 10 meter di atas permukaan air atau tanah, kecepatan angina (VDZ) dihitung dengan Persamaan 3.18 berikut ini.

$$VDZ = 2,5 V_0 \left(\frac{V_{10}}{V_B} \right) \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right) \quad (3.18)$$

Keterangan.

VDZ = Kecepatan rencana angina pada elevasi rencana, Z (Km/jam)

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

V_B = kecepatan angin rencana yaitu 90 -126 km/jam pada elevasi 1000mm

Z = elevasi struktur diukur dari permukaan tanah atau dari permukaan air dimana bebang angin dihitung

V_o = kecepatan gesekan angin

Z_o = panjang gesekan hulu di jembatan yang ditentukan pada Tabel 3.10

V_{10} dapat diperoleh dengan cara berikut

- Grafik kecepatan angin dasar berdasarkan periode ulang
- Survei angin di lokasi jembatan
- jika tidak terdapat data yang lebih baik maka perencanaan dapat mengambil nilai $V_{10}=V_B= 90-126\text{km/jam}$

Tabel 3.10 Nilai V_0 dan Z_0

Kondisi	Lahan terbuka	Sub Urban	Kota
V_0 (Km/jam)	13,2	17,6	19,3
Z_0 (mm)	70	1000	2500

(Sumber SNI 1725-2016)

Besarnya nilai angin yang terjadi di struktur jembatan dapat ditentukan dengan Persamaan 3.19 berikut ini.

$$P_D = P_B \left(\frac{V_D Z}{V_B} \right)^2 \quad (3.19)$$

Keterangan.

P_B = tekanan angin dasar seperti yang di tentukan dalam Tabel 3.11 dibawah ini

Tabel 3.11 Tekanan Angin Dasar

Komponen	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)

Dengan itu terdapat ketentuan bahwa gaya total beban angina tidak boleh diambil kurang dari 4,4 kN/mm pada bidang tekan dan 2,2 kN/mm pada bidang hisap di struktur rangka serta pelengkung dan tidak boleh kurang dari 4,4 kN/mm untuk balok atau gelagar.

Gaya angin harus di masukan baik pada sturktur jembatan maupun pada kendaraan yang melintasi jembatan. Beradarkan pada pasal 9.6.1.2 SNI 1725:2016, besarnya nilai beban angin kendaraan sebesar 1,46 N/mm tegak lurus dan bekerja 1,8 m diatas permukaan jalan. Sedangkan angin yang tidak bekerja tegak lurus pada kendaraan besarnya dapat diambil berdasarakan arah angin sudut pada Tabel 3.12 berikut ini.

Tabel 3.12 Komponen-Komponen Angin yang Bekerja Pada Kendaraan

sudut	Komponen tegak lurus	Komponen sejajar
derajat	N/mm	N/mm
0	1,46	0,00
15	1,28	0,18
30	1,20	0,35

45	0,96	0,47
60	0,50	0,55

(Sumber SNI 1725:2016)

3.3.5. Beban aksi lainnya

Beban aksi lainnya yang terjadi di jembatan antara lain Gesekan pada perletakan, pengaruh getaran, dan beban pelaksanaan. Pada penelitian kali ini yang dihitung hanya beban aksi pada perletakan saja dikarenakan jembatan terlalu kecil.

Gesekan pada perletakan termasuk pengaruh kekakuan geser dari perletakan elastomer bearing. Gaya akibat gesekan pada perletakan gesekan pada perletakan dihitung hanya beban tetap dan nilai rata rata dari koefisien gesekan (atau kekakuan geser apabila menggunakan perletakan elastomer. Untuk faktor beban akibat beban gesekan dapat dilihat pada Tabel 3.13 dibawah ini

Tabel 3. 13 Faktor Beban Akibat Gesekan Pada Perletakan

Jangka Waktu	Faktor beban		
	S γ_{BF}	U γ_{BF}	
		Biasa	Terkurangi
Transien	1,0	1,3	0,8

(Sumber SNI 1725:2016)

3.3.6. Faktor Beban dan Kombinasi

Berdasarkan SNI 1725:206 terdapat kombinasi pembebanan dalam perancangan struktur jembatan. Berikut kombinasi pembebanan menurut SNI 1725:2016

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 dengan kombinasi

2 . kuat II

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

3 . kuat III

Kombinasi pembebanan dengan jembatan dikenai beban angina berkecepatan 90km/jam sampai 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 angina berkecepatan 90 km/jam sampai 126 km/jam.

6 . Ekstrem I

Kombinasi pembebanan gempa faktor hidup YEQ yang mempertimbangkan bekerjanya beban hidup pada saat gempa berlangsung harus ditentukan berdasarkan kepentingan jembatan.

7 . Ekstrem II

Kombinasi pembebanan yang meninjau antara beban hidup dikurangi 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 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 angina berkecepatan 90 km/jam hingga 126 km/jam. Kombinasi ini juga

digunakan untuk mengontrol lendutan pada gorong-gorong baja, pelat pelapis terowongan, pipa termoplastik serta untuk mengontrol lebar retak struktur beton bertulang, dan juga 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 kolom beton pratekan dengan tujuan untuk mengontrol besarnya retak.

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.

Setiap kombinasi pembebanan harus diambil faktor beban berdasarkan Tabel 3.14. Kondisi ekstrem beban yang bekerja perlu diketahui dari faktor beban yang ada. Setiap kombinasi pembebanan perlu diselidiki kondisi ekstreme maksimum dan minimum untuk memberikan keamanan pada jembatan. Sedangkan beban permanen harus dipilih faktor beban yang menghasilkan pembebanan kritis.

Tabel 3.14 Kombinasi Beban dan Faktor Beban

<i>Keadaan batas</i>	<i>MS MA TA PR PL SH</i>	<i>TT TD TB TR TP</i>	<i>EU</i>	<i>EWs</i>	<i>EWL</i>	<i>BF</i>	<i>EUn</i>	<i>TG</i>	<i>ES</i>	<i>EQ</i>	<i>TC</i>	<i>TV</i>
Kuat I	γp	1,8	1,00		-	1,00	0,5/1,20	γTG	γES	-	-	-
Kuat II	γp	1,4	1,00		-	1,00	0,5/1,20	γTG	γES	-	-	-
Kuat III	γp	-	1,00	1,40	-	1,00	0,5/1,20	γTG	γES	-	-	-
Kuat IV	γp	-	1,00		-	1,00	0,5/1,20	-	-	-	-	-
Kuat V	γp	-	1,00	0,40	1,00	1,00	0,5/1,20	γTG	γES	-	-	-
Ekstrem I	γp	γEQ	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-
Ekstrem II	γp	0,5	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	γTG	γES	-	-	-

Lanjutan Tabel 3.14 Kombinasi Beban dan Faktor Beban

Daya Layan	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	-	-	-
Fatik (TD dan TR)	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

(Sumber: SNI 2833 : 2016)

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

Keterangan :

MS : Berat Sendiri

TD :Beban lajur S

EUN : gaya akibat temperature seragam

MA : Beban Mati tambahan

TB :Gaya akibat rem

TG : Gaya akibat temperature gradien

TA : Gaya akibat tekanan tanah

TR : Gaya sentrifugal

ES : Beban akibat penurunan

PR : Prategang

TP : Beban pejalan kaki

EQ : Beban akibat gempa

PL : Beban Pelaksanaan

EU : Beban arus

TC : Beban akibat tumbukan

SH : beban akibat susut

EWL : Beban angina kendaraan

TV : Gaya akibat tumbukan kapal

TT : Beban truk

BF : Gaya friski

3.4 Pondasi Tiang Pancang

Fondasi Tiang pancang merupakan bagian struktur yang digunakan untuk menerima dan menyalurkan beban dari struktur atas ke tanah penunjang yang terletak pada kedalaman tertentu. Pada umumnya tiang pancang dipancang tegak lurus kedalam tanah, tetapi apabila diperlukan untuk menahan gaya-gaya *horizontal* maka tiang pancang akan di pancang miring (*batter pile*). Sudut kemiringan yang dapat dicapai oleh tiang pancang tergantung daripada alat tiang pancang yang dipergunakan serta disesuaikan pula dengan perencananya.

Tiang pancang pada umumnya digunakan untuk beberapa keperluan antara lain sebagai berikut.

1. Meneruskan beban bangunan di atasnya ke tanah pendukung yang kuat.
2. Menahan bangunan dari gaya angkat ke atas yang diakibatkan tekanan hidrostatik atas momen penggulingan.
3. Untuk memadatkan tanah pasir, sehingga kapasitas dukung tanah menjadi lebih baik
4. untuk mendukung pondasi bangunan yang permukaan tanahnya mudah tergerus air.

Dalam penggunaan tiang pancang terdapat beberapa keuntungan dan kerugian, adapun keuntungan dari penggunaan fondasi tiang pancang sebagai berikut.

1. Tiang diproduksi pabrik dan dilakukan pemeriksaan kualitas yang ketat, sehingga mendapat hasil yang dapat diandalkan.
2. Memiliki persediaan cukup banyak di pabrik.
3. Biaya rendah untuk pekerjaan pemancangan yang kecil.
4. Daya dukung dapat diperkirakan berdasarkan rumus sehingga pekerjaan konstruksi mudah diawasi.
5. Pemasangan tiang pancang dinilai cocok untuk mempertahankan daya dukung beban vertical.

Adapun kerugian dari penggunaan pondasi tiang pancang adalah sebagai berikut.

1. Menimbulkan masalah di daerah dengan tingkat penduduk yang padat, karena pemasangannya menimbulkan getaran dan kegaduhan.
2. Untuk tiang yang panjang, diperlukan persiapan berupa penyambungan menggunakan las (untuk tiang pancang beton yang bagian atas atau bawahnya berkepala baja). Bila pekerjaan penyambungan tidak baik akibatnya akan merugikan.
3. Pekerjaan pemancangan harus berhati-hati karena dapat merusak kepala tiang, apabila kepala tiang rusak maka tidak dapat digunakan sebagai pondasi.
4. memerlukan mesin pemancang yang besar, karena tiang pancang beton memiliki dimensi yang besar dan berat.

3.5 Kapasitas Dukung Fondasi Tiang

Kapasitas dukung fondasi tiang yaitu kemampuan fondasi dalam mendukung beban. Besarnya kapasitas dukung fondasi tiang pada tanah tergantung pada kapasitas dukung ujung dan kapasitas geser antara struktur fondasi dengan lapisan tanah. Kemampuan geser tanah dipengaruhi oleh panjang tiang sehingga kemampuan geser tanah semakin tinggi dengan bertambahnya kedalaman tiang di dalam tanah.

Kemampuan kapasitas dukung tiang merupakan parameter dari besarnya beban yang dapat dipikul oleh pondasi. Analisis kapasitas dukung pada fondasi tiang dapat dilakukan dengan sebelumnya telah memperoleh data-dat tanah, dimensi tiang dan *pile cap*, jarak antara tiang, kedalaman pondasi dan data pendukung seperti mutu beton.

3.5.1 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Berdasarkan Data Laboratorium

Kapasitas dukung ultimit pondasi tiang berdasarkan data laborat didapatkan dengan memperhitungkan dari nilai tahanan ujung tiang (Q_p) dan nilai selimut tiang (Q_s).

1. Kapasitas dukung berdasarkan data laboratorium
 - a. Tahanan Ujung (Q_p)

Tahanan ujung (QP) untuk tanah lempung dapat ditentukan dengan rumus menurut *Mayerhoff* (1976) pada Persamaan 3.28 dan 3.29 berikut ini.

$$QP_1 = A_p \cdot qP \quad (3.28)$$

$$qP = q \cdot Nq^* \quad (3.29)$$

Dengan ketentuan bahwa nilai qp tidak boleh melebihi kapasitas dukung batas. Maka dari itu kapasitas dukung ujung tiang memiliki batas yang dapat dilihat pada Persamaan 3.30 berikut ini.

$$QP = A_p \cdot 50 \cdot Nq^* \cdot \tan \phi \quad (3.30)$$

Keterangan :

QP : tahanan ujung tiang

A_p : luas penampang ujung tiang

Nq : faktor daya dukung ujung

Φ : sudut geser dalam

b. Tahanan gesek (Qs)

Rumus yang digunakan untuk menghitung tahanan gesek (Qs) untuk jenis tanah lempung dapat dilihat pada Persamaan 3.31 dan 3.32 berikut ini.

$$Qs = A_s \times qs \quad (3.31)$$

$$Qs = \Sigma p \times \Delta L \times fs \quad (3.32)$$

Keterangan :

p : perimeter atau keliling tiang

ΔL : panjang tiang

$\Sigma p \cdot \Delta L$: luas selimut tiang (A_s)

f_s : gesek selimut satuan

Nilai tahanan friksi dapat ditentukan berdasarkan jenis tanahnya. Rumus yang digunakan untuk mencari nilai f_s atau unit tahanan gesek pada tanah jenis kohesif dapat dilihat pada Persamaan 3.33 berikut ini.

$$f_s = K \times \sigma' \times \tan \delta \quad (3.33)$$

Keterangan :

K : koefisien tegangan tanah lateral

σ' : tegangan vertical efektif tanah,

δ : sudut gesek permukaan

Nilai K dan δ dapat ditentukan berdasarkan jenis tiang dan kepadatan relatif tanah. Penentuan nilai K dan δ dapat dilihat pada Tabel 3.14 berikut ini.

Tabel 3.15 Penentu Nilai K dan δ

Bahan Tiang	δ	Nilai K	
		Kepadatan relatif rendah	Kepadatan relatif Tinggi
Baja	20	0,5	1,0
Beton	3/4	1,0	2,0
Kayu	2/3	1,5	4,0

c. Kapasitas ultimit tiang tunggal

Rumus untuk menentukan nilai kapasitas ultimit tiang tunggal berdasarkan data laboratorium untuk tanah lempung dapat dilihat pada Persamaan 3.34, 3.35 dan 3.36 berikut ini.

$$Q_{ult} = Q_p + Q_s - W_p \quad (3.34)$$

$$Q_{ult} = A_p \cdot q_p + A_s \cdot q_s \quad (3.35)$$

$$Q_{all} = \frac{Q_{ult}}{SF} \quad (3.36)$$

Keterangan :

Q : tahanan ujung (end bearing)

Q : tahanan gesek (friction resistance)

q : unit kapasitas dukung ujung (tekanan konus)

q : unit tahanan gesek

S : angka keamanan

3.5.2 Kapasitas Dukung Tiang tunggal berdasarkan Data Uji (SPT)

Standart Penetration Test

1. Kapasitas daya dukung tiang tunggal metode *Resse & Wright (1977)*

Dari metode Tomlinson untuk kondisi tanah lempung memiliki perbedaan pencarian faktor adhesi (α) sebagai berikut

a. Tahanan Ujung (Q_p)

Pada penerapannya didalam perencanaan kapasitas tahanan ujung tergantung nilai C_u tiap lapisan. Besarnya tahanan ujung didapat dengan menggunakan Persamaan 3.37 dan 3.38 sebagai berikut.

$$Q_p = q_p \times A_p \quad (3.37)$$

$$q_p = N_c \times C_u \quad (3.38)$$

Keterangan

Q_p = Tahanan ujung (kN).

q_p = daya dukung tanah (kN/m²),

N_c = 9 diambil saman dengan (Skempton, 1959)

C_u = nilai kohesi dasar tiang rencana

Untuk tanah lempung, tahanan ujung digunakan Persamaan 3.39 di bawah ini .

$$Q_p = A_p \times 9 C_u \text{ atau } Q_p = A_p \times 9 S_u. \quad (3.39)$$

b. Tahanan Selimut (Q_s)

Untuk Tahanan Selimut dihitung berdasarkan Persamaan 3.40 dan 3.41 di bawah ini

$$Q_s = f_s \times A_s \times t \quad (3.40)$$

$$f_s = \alpha \times C_u \quad (3.41)$$

Keterangan,

Q_s = Tahanan selimut (kN),

f_s = adhesi antara tiang dan tanah disekitarnya (kN/m²)

t = panjang tiang pancang (m),

A_s = keliling tiang pancang (m).

α = faktor adhesi gesek sisi tiang pancang menurut *Resse & Wright* yaitu 0,55

c. Kapasitas dukung tiang pancang tunggal (Q_u)

Besarnya kapasitas dukung tiang pancang tunggal ultimit digunakan Persamaan 3.42 di bawah ini

$$Q_u = Q_p + Q_s - W_p \quad (3.42)$$

Keterangan,

Q_u = tahanan ultimit (kN)

Q_p = tahanan ujung (kN),

Q_s = tahanan selimut (kN).

W_p = berat tiang (kN)

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

Besarnya kapasitas dukung tiang pancang tunggal ijin digunakan Persamaan 3.43 di bawah ini

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{SF} \quad (3.43)$$

Keterangan,

Q_a = Kapasitas daya dukung ijin pondasi, (kN)

Q_u = Kapasitas ultimit pondasi (kN)

SF = Angka aman untuk tahanan ujung (tiang pancang 2,5)

2. Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Berdasarkan Metode *Meyerhoff* (1976)

Kapasitas dukung tiang tunggal berdasarkan data uji N-SPT dapat menggunakan Persamaan 3.44 berikut ini.

$$Q_u = Q_b + Q_s = A_b \cdot q_b + \sum A_s \cdot q_s - w_p \quad (3.44)$$

Keterangan:

- Q_u = Kapasitas daya dukung tiang tunggal. (kN)
- Q_b = Kapasitas dukung pada ujung tiang. ((kN)
- Q_s = Kapasitas dukung pada selimut tiang. (kN)
- A_b = Luas penampang tiang. (m²)
- q_b = Tahanan ujung per satuan luas. (kN)
- A_s = Luas selimut tiang. (m²)
- q_s = Tahanan sisi tiang. (kN).

Kapasitas dukung ujung per satuan luas (q_b) didapat dari Persamaan 3.45 berikut.

$$q_b = \sigma'_v \cdot N_q' \leq 50 \cdot N_q' \cdot \tan \Phi \quad (3.45)$$

Keterangan:

- q_b = Tahanan ujung per satuan luas (kNm²).
- σ'_v = Tegangan efektif (overburden) (kNm²).
- N_q' = Faktor kapasitas dukung koreksi.
- Φ = Sudut geser dalam tanah.

Luas selimut Tiang (A_s) diperoleh dari Persamaan 3.46 berikut ini.

$$A_s = \Theta_i \cdot L_i \quad (3.46)$$

Keterangan :

A_s = Luas selimut tiang (m²).

Θ_i = Keliling pada selang L_i (m).

L_i = Panjang bagian tiang dengan keliling Θ_i (m).

Tahanan sisi tiang (q_s) diperoleh dari Persamaan 3.47 dan pemilihan parameter tanah sisi tiang dapat dilihat pada Tabel 3.15 berikut ini.

$$q_s = K \cdot \sigma'_v \cdot \tan \Phi \quad (3.47)$$

Keterangan :

K = Koefisien tekanan tanah lateral pada sisi tiang yang ditinjau.

σ'_v = Tegangan efektif (*overburden*) (kNm^2).

Φ = Sudut geser dalam tanah.

Tabel 3.16 Pemilihan Parameter Tahanan Sisi Tiang

Jenis Konstruksi	Parameter Tahanan Sisi	
	Batas bawah	Batas atas
Tiang bor (<i>bored pile</i>)	$K = 1 - \sin \Phi$	
<i>Low displacement driven piles</i>	$K = 1 - \sin \Phi$	$K = 1,4(1 - \sin \Phi)$
<i>Low displacement driven piles, Meyerhoff (1976)</i>	-	$q_s = N\text{-spt}$ (kN/m^2)
<i>High displacement driven piles</i>	$K = 1 - \sin \Phi$	$K = 1,8(1 - \sin \Phi)$
<i>High displacement driven piles, Bhushan (1982)</i>	$K = 0,5 + 0,008 D_r$ = Kerapatan relatif (%)	-
<i>High displacement driven piles, Meyerhoff (1976)</i>	-	$q_s = 2 \cdot N\text{-spt}$ (kN/m^2)

3.5.3 Kapasitas Dukung Kelompok Tiang

1. Jumlah Kelompok Tiang

Dalam menentukan jumlah tiang kelompok dengan nilai beban maksimal dibagi dengan daya dukung ijin pondasi sehingga dapat menentukan

jumlah tiang kelompok. Persamaan yang digunakan dalam menghitung jumlah tiang yang harus digunakan dalam menghitung jumlah tiang yang harus digunakan dapat dilihat pada Persamaan 3.48 berikut ini.

$$n = \frac{\sum P_{\max}}{Q_{all}} \quad (3.48)$$

Keterangan:

n = jumlah tiang kelompok

$\sum P_{\max}$ = beban maksimal yang berada diatas pondasi rencana (kN)

Q_{all} = daya dukung maksimal (kN)

Dari hasil perhitungan diatas jumlah tiang pondasi kelompok sebaiknya dilakukan pembulatan keatas agar menambah faktor aman pondasi akibat beban beban yang akan terjadi.

2. Efisiensi Kelompok Tiang

Efisiensi Kelompok tiang dibutuhkan karena dapat terjadi penyusutan kapasitas kelompok tiang (reduksi). Hal ini disebabkan karena faktor penyebaran yang tumpang tindih (*overlapping*) dari tegangan (*bulb of Pressure*) yang terjadi di sekeliling pondasi di dalam tanah. Kejadian ini disebut efek efisiensi (*group action*), oleh sebab itu harus dilakukan pemeriksaan dengan nilai koreksi atau efisiensi terhadap daya dukung tersebut. Efisiensi kelompok tiang dapat dihitung dengan rumus *convers Labarre* pada Persamaan 3.49 berikut ini.

$$E_g = 1 - \Theta \frac{(m-1)n' + (n'-1)m}{90 m.n'} \quad (3.49)$$

Keterangan :

E_g = Efisiensi kelompok tiang

m = Jumlah baris pondasi

n = Jumlah pondasi dalam satu baris

Θ = $\text{Arc tg } d/s$ (o)

d = Diameter (m)

Pada pondasi tiang baik pada tahanan gesek maupun tahanan ujung dengan nilai $S \geq 3D$ maka dapat diambil nilai efisiensi sebesar 1 ($E_g = 1$).

3. Jarak Antar Tiang

Jarak antar tiang menurut Dirjen Bina Marga Departemen P.U.T.L disyaratkan dengan Persamaan 3.50 dan Persamaan 3.51 berikut ini.

$$S \geq 2,5 D \quad (3.50)$$

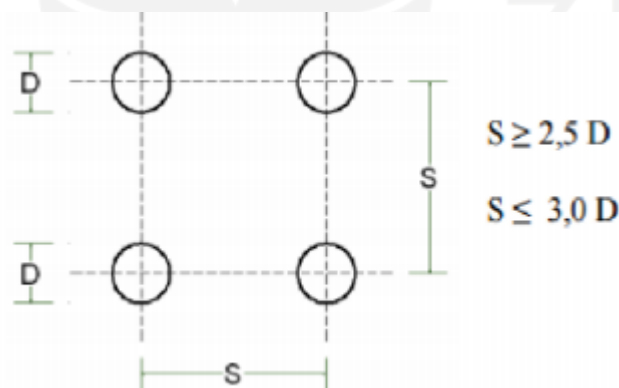
$$S \leq 3 D \quad (3.51)$$

Keterangan :

S = Jarak pusat ke pusat tiang.

D = Diameter tiang.

Jarak antar tiang dapat dilihat pada Gambar 3.8 berikut ini.



Gambar 3. 8 Jarak Antar Tiang

(sumber : Sardjono,1988)

Ketentuan ini berdasarkan pada pertimbangan sebagai berikut.

1. Bila $S > 2,5 D$

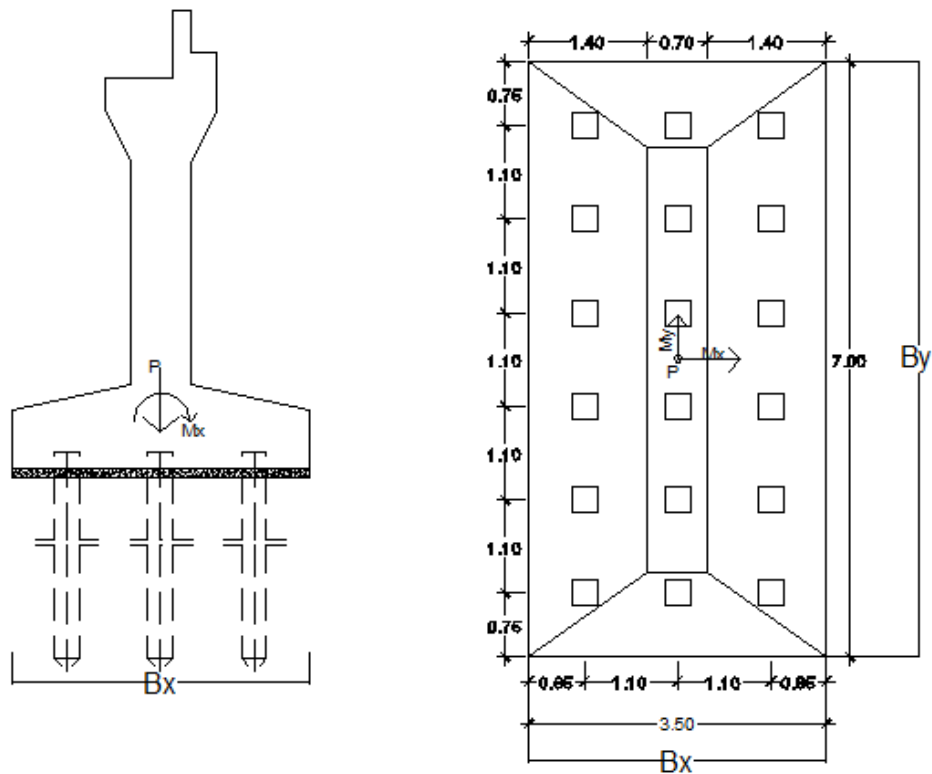
- a. Kemungkinan tanah di sekitar kelompok tiang akan naik terlalu berlebihan karena terdesak oleh tiang-tiang yang dipancang terlalu berdekatan.
- b. Terangkatnya tiang-tiang di sekitarnya yang telah dipancang lebih dahulu.

2. Bila $S < 3D$

Apabila $S < 3D$ maka tidak ekonomis, karena akan memperbesar ukuran/dimensi dari pile cap.

Distribusi Beban ke Masing Masing Tiang

Kelompok tiang yang bekerja dua arah (x dan y), dapat dipengaruhi oleh beban vertikal dan momen (x dan y) yang akan mempengaruhi terhadap kapasitas dukung pondasi tiang, seperti pada Gambar 3.9 berikut



Gambar 3.9 Beban Sentris dan Momen Kelompok Tiang

selanjutnya pondasi kelompok dikontrol terhadap gaya dan momen yang akan terjadi pada disetiap pondasi, sesuai dengan Persamaan 3.52 berikut.

$$P_{maks} = \frac{\sum P}{n} + \frac{M_x \cdot y_{maks}}{n_y \cdot \sum y^2} + \frac{M_y \cdot x_{maks}}{n_x \cdot \sum x^2} \quad (3.52)$$

Keterangan :

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

$\sum P$ = jumlah beban aksial total (kN)

n = jumlah tiang pakai

M_x = momen arah x (kNm)

M_y = momen arah y (kNm)

n_x = Jumlah baris pondasi

n_y = jumlah dalam satu baris pondasi

ε_x^2 = jumlah kuadrat absis tiang

ε_y^2 = jumlah kuadrat ordinat tiang

1. Kapasitas Dukung Kelompok Tiang untuk Tanah Lempung

Berikut adalah syarat – syarat dalam penentuan kapasitas dukung tanah lempung, antara lain :

- a. Pada pondasi tiang bor gesekan dengan $s \leq 3,0 D$, maka faktor efisiensi ikut menentukan pula besarnya nilai kapasitas dukung tersebut, untuk mengitung kapasitas tiang kelompok untuk tanah lempung digunakan Persamaan 3.53 berikut ini.

$$Q_{pg} = n \cdot E_g \cdot Q_a \quad (3.53)$$

Keterangan :

Q_g = Beban maksimum kelompok tiang yang mengakibatkan keruntuhan.

E_g = Efisiensi kelompok tiang.

n = Jumlah tiang dalam kelompok.

Q_a = Beban maksimum tiang tunggal.

3.6 Penurunan Pondasi Tiang Pancang

Perhitungan penurunan pondasi dilakukan dengan tahapan sebagai berikut.

1. Penurunan Pondasi Tiang Tunggal

Perhitungan penurunan pondasi tiang tunggal dapat diselesaikan dengan menggunakan metode empiris yang dihitung dengan menggunakan Persamaan 3.56 berikut ini

$$S = \frac{D}{100} + \frac{Q \cdot L}{A_p \cdot E_p} \quad (3.56)$$

Keterangan :

S = Penurunan Total diujung tiang (m)

D = Diameter tiang (m)

Q = beban yang bekerja (kN)

A_p = Luas penampang tiang (m^2)

L = panjang tiang (m)

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

2. Penurunan Pondasi kelompok tiang

Penurunan pondasi tiang kelompok lebih besar dari penurunan tiang tunggal. Menurut Vesic(1977) perhitungan penurunan pondasi tiang kelompok dapat dilihat pada Persamaan 3.57 berikut ini.

$$S_g = S \sqrt{\frac{B_g}{D}} \quad (3.57)$$

Keterangan :

S_g = Penurunan Kelompok Tiang (inc)

S = penurunan pondasi tiang tunggal (in)

B_g = lebar kelompok tiang

D = diameter tiang tunggal (inc)

3. Penurunan yang Diizinkan

Menurut marbun(2009) penurunan yang diizinkan dapat dipengaruhi oleh beberapa faktor. Faktor tersebut antara lain tinggi, jenis, kekakuan, dan fungsi bangunan serta besar dan kecepatan penurunannya. Apabila penurunan berjalan lambat maka semakin besar kemungkinan suatu struktur untuk menyesuaikan diri terhadap penurunan yang terjadi tanpa adanya kerusakan struktur oleh pengaruh rangkai. Karena penurunan maksimum dapat diprediksi dengan ketepatan yang memadai, umumnya dapat diadakan hubungan antara penurunan diizinkan dengan penurunan maksimum.

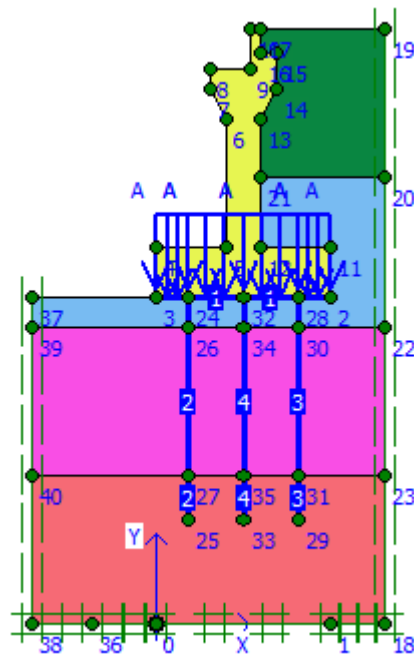
Menurut Resse & Wright (1997) perbandingan penurunan tiang yang aman adalah $S_{total} \leq S_{izin}$ yang dapat dilihat pada Persamaan 3.58 berikut ini

$$S_{izin} = 10\%D \quad (3.58)$$

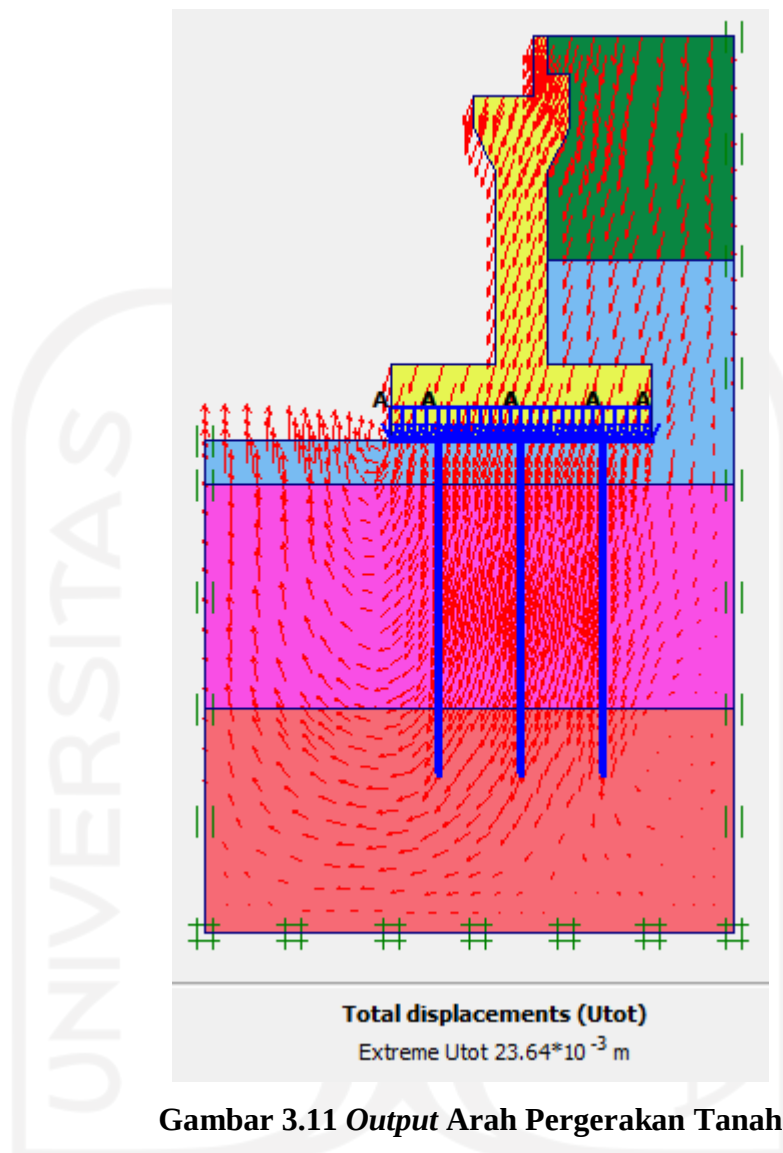
3.7 Plaxis 2D

Plaxis 2D merupakan software atau aplikasi yang dibuat dengan konsep metode elemen yang digunakan untuk menganalisis deformasi, *displacement* dan stabilitas tanah, serta simulasi suatu konstruksi terhadap perilaku dari suatu kondisi tanah. Penggunaan aplikasi ini sangat membantu seorang praktisi dalam perhitungan menggunakan metode elemen non linier yang relatif lama. Aplikasi *Plaxis 2D* dapat digunakan untuk menganalisis pekerjaan geoteknik berupa penurunan tanah akibat beban suatu konstruksi, kapasitas dukung lereng, konstruksi tunggal tanah, konstruksi timbunan jalan dan konstruksi bangunan bawah tanah.

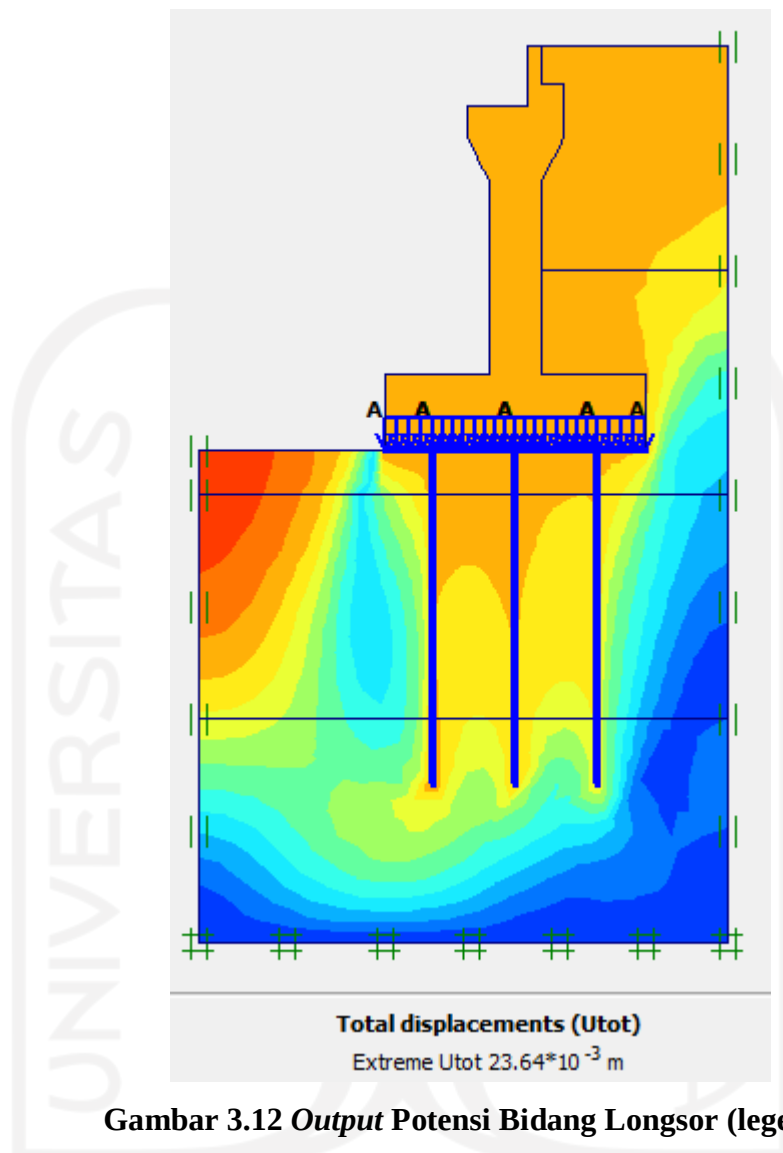
Terdapat beberapa hal yang harus di perhatikan dalam menggunakan *Plaxis 2D* sebagai alat bantu analisis di bidang geoteknik, yaitu pemahaman teori dan konsep mekanika tanah dan teknik pondasi serta ketelitian dalam memasukan data dari pengguna aplikasi *Plaxis 2D* tersebut. Hal ini dikarenakan aplikasi *plaxis 2D* akan tetap melakukan analisis dan kalkulasi serta menghasilkan keluaran atau output walaupun data yang kita input kurang tepat, sehingga hasil analisis tetap harus di lihat kembali dan di tinjau dari kondisi permasalahan di lapangan. Untuk contoh perhitungan output dan nilai faktor aman dengan program *plaxis 2D* dapat dilihat pada Gambar 3.10 sampai Gambar 3.14 sebagai berikut.



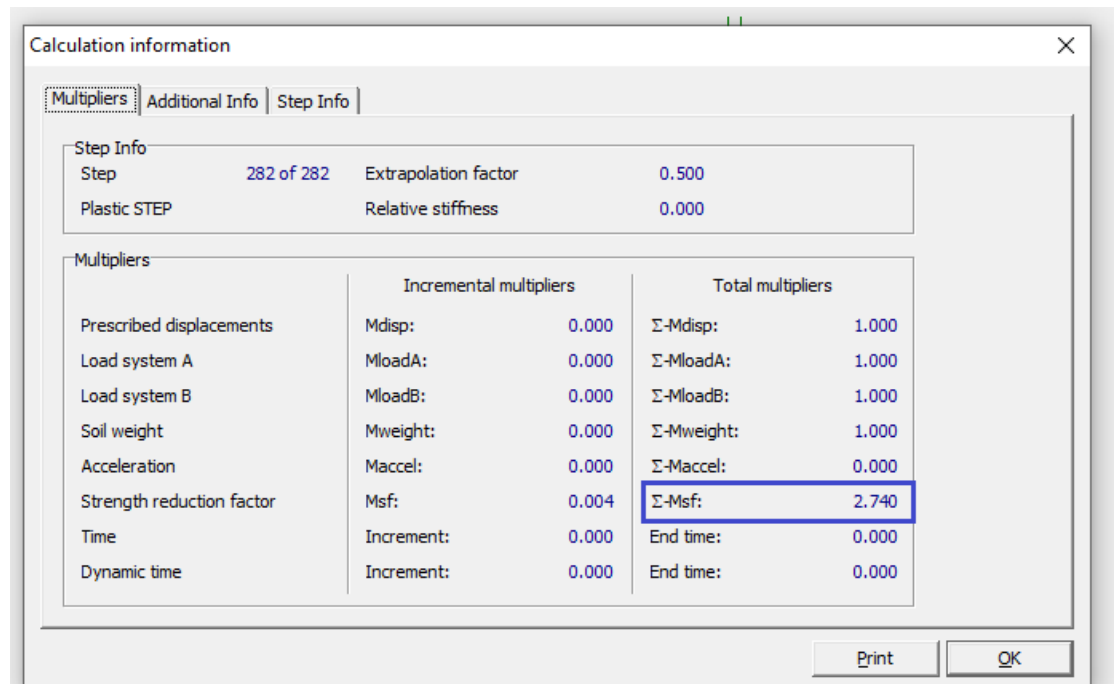
Gambar 3. 10 Jendela *Output* Perhitungan



Gambar 3.11 Output Arah Pergerakan Tanah



Gambar 3.12 Output Potensi Bidang Longsor (legend)



Gambar 3.13 Hasil Kalkulasi SF

BAB IV

METODE PENELITIAN

4.1 Metode penelitian

Analisis daya dukung pondasi dan penurunan pondasi merupakan salah satu faktor yang sangat penting dalam perencanaan pondasi beserta keseluruhan strukturnya, dengan adanya kapasitas daya dukung tanah yang besar diharapkan dapat menopang beban dari struktur di atasnya, sehingga pondasi mengalami penurunan (settlement) yang masih berada di bawah batas yang diperbolehkan. Tujuan dari dilakukannya analisis kapasitas daya dukung pondasi adalah untuk mempelajari kemampuan tanah dan pondasi dalam menopang beban di atasnya. Sebagai struktur bawah suatu konstruksi, besarnya kapasitas dukung sebuah pondasi dipengaruhi oleh beberapa faktor antara lain :

1. bentuk, jenis dan dimensi pondasi,
2. jenis struktur atas (beban struktur atas),
3. jarak antar pondasi dan,
4. kondisi tanah (propertis tanah).

Berikut ini adalah variabel – variabel yang terdapat dalam penelitian Analisis Daya Dukung dan Penurunan Pondasi tiang pancang pada Proyek Pembangunan Jembatan Kaliputih Sempor.

1. Variabel bebas, yang meliputi variasi dimensi pondasi maupun variasi pembebanan jembatan.

2. Variabel terikat, yang meliputi dari kapasitas daya dukung pondasi (kapasitas ujung, kapasitas selimut, kapasitas ultimit, kapasitas ijin), dan penurunan.
3. Variabel kontrol, yang meliputi permodelan menggunakan software Plaxis 2D dan microsoft excel sebagai alat bantu hitung.

4.2 Metode Pengumpulan Data

Berkaitan dengan analisis daya dukung pondasi dan penurunan pondasi diperlukan beberapa data yang akan di gunakan dalam penelitian analisis kapasitas dukung dan penurunan pondasi tiang mini pile terhadap tanah pasir pada jembatan Kali Putih Sempor Kebumen data yang di peroleh sebagai berikut.

1. Data Geoteknik

Data tanah yang digunakan berdasarkan hasil penyelidikan tanah pada proyek pembangunan Jembatan Kali Putih yang dilakukan di Laboratorium dan uji di lapangan sebanyak 2 titik dengan kedalaman 1,3 meter. Dari hasil penyelidikan bor mesin diperoleh 2 tipe lapisan tanah, yakni lempung warna coklat pada kedalaman $\pm 0,00$ meter hingga $-0,07$ meter dan warna abu-abu pada kedalaman $-0,70$ meter hingga $-1,30$ meter.

2. Data struktur Bangunan

Data struktur bangunan yang digunakan adalah gambar struktur, Jembatan Kali Putih yaitu berupa peta lokasi beserta titik lokasi penelitian, gambar detail jembatan berupa detail balok, detail tulangan, detail fondasi dan detail abutmen

4.3 Analisis Pondasi Tiang Pancang

Tahapan analisis dilakukan dengan menganalisis data yang telah dikumpulkan dengan metode empiris dan gaya yang akan ditopang oleh pondasi. Maka perencanaan pondasi agar kuat menopang struktur atas serta penurunan yang terjadi perlu dilakukan analisis menggunakan perhitungan manual. dan menggunakan software Plaxis 2D sebagai alat control stabilitas pada struktur jembatan tersebut.

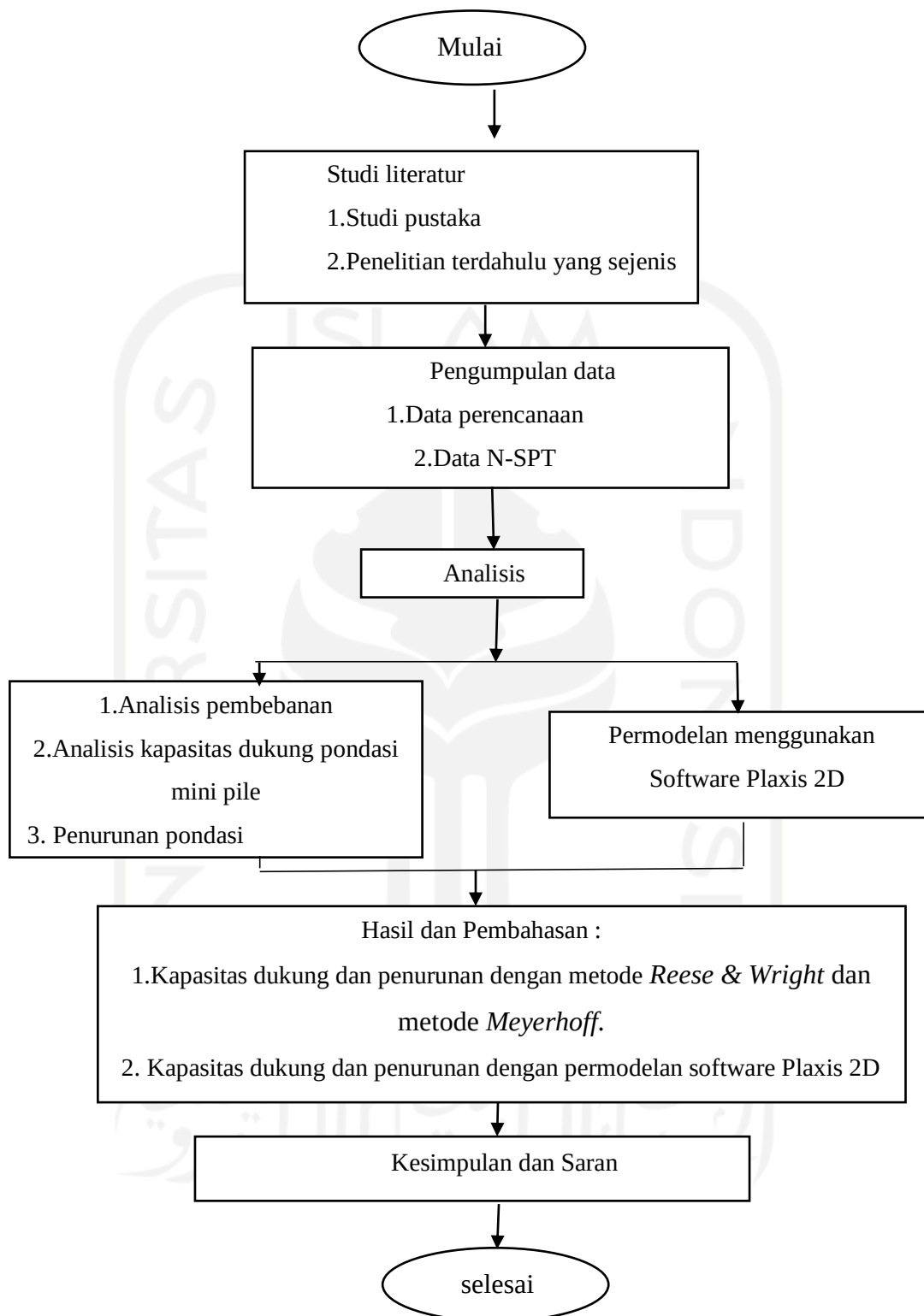
4.3.1 Analisis kapasitas dukung Mini Pile

Analisis kapasitas dukung pondasi tiang pancang dilakukan dengan perhitungan kapasitas dukung tiang tunggal dahulu , lalu menghitung kapasitas dukung kelompok tiang

1. Menghitung kapasitas daya dukung tiang pancang
 - a. Menghitung nilai daya dukung pada ujung tiang
 - b. Menghitung nilai daya dukung selimut tiang
 - c. Menghitung gaya daya dukung ultimit
 - d. Menghitung daya dukung ijin tiang
2. Menghitung kebutuhan tiang kelompok
3. Menghitung gaya vertikal dan momen yang diterima satu tiang pada tiang kelompok
4. Menghitung penurunan tiang tunggal dan kelompok
5. Simulasi menggunakan Plaxis 2D

4.4 Pelaksanaan penelitian

Pelaksanaan penelitian melalui beberapa tahapan ,mulai dari studi literatur pengumpulan data , analisis data dan perhitungan kapasitas secara empiris dan penurunan , pembahasan serta kesimpulan dan saran . diagram atau bagan alir tahapan penelitian dapat dilihat pada Gambar 4.1 berikut ini



Gambar 4.1 Flowchart Penelitian

BAB V

ANALISIS DAN PEMBAHASAN

5.1 Data Jembatan

Berikut ini adalah data- data dari proyek pembangunan jembatan KaliPutuh Sempor Kebumen Jawa tengah dari beberapa sumber yang akan digunakan dalam penelitian ini.

5.1.1 Data Umum

Berikut ini adalag data-data umum terkait Proyek pembangunan jalan dan Jembatan KaliPutih Sempor Kebumen Jawa Tengah.

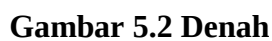
Nama Jembatan	:Jembatan KaliPutih
Bentang Jembatan	: 6,6 m
Lokasi Proyek	: Dusun Kali Putih Desa Sempor Kecamatan Sempor Kabupaten Kebumen Jawa Tengah
Kontraktor	: P.T. Aneka Dharma Persada
Konsultan Pengawas	: P.T Yodya Karya, P.T TUMOTO

5.1.2 Data Data Konstruksi Bagian Atas

Berikut ini adalah data-data konstruksi bagian atas terkait Proyek proyek Pembangunan Jembatan Kaliputih Sempor Kebumen Jawa Tengah dapat dilihat pada Gambar 5.1 dan 5.2 dibawah ini



Gambar 5.2 Denah

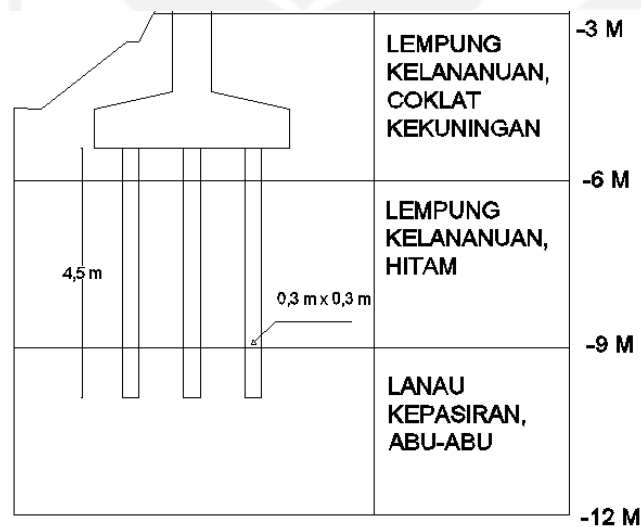


Lebar Jembatan : 5 meter

Jumlah Balok Induk	:4 buah
Jumlah Balok Diafragma	:3 buah
Lebar Perkerasan	: 4 meter
Tebal Perkerasan	: 0.15 meter
Tebal Plat Lantai	: 0.2 meter
Lebar Plat Lantai	: 4 meter
Tebal Trotoar	: 0.5 meter
Lebar Trotoar	: 0.5 meter
Lebar Sandaran	: 0.2 meter
Tinggi Sandaran	: 1.2 meter

5.1.3 Data Data Konstruksin Bagian Bawah

Berikut ini adalah data-data konstruksi bagian bawah terkait Proyek Proyek Pembangunan Jembata Kaliputih Sempor Jawa Tengah. Gambar struktur bawah dapat dilihat pada Gambar 5.3 dibawah ini.



Gambar 5.3 Pondasi Mini Pile Diamter 30 cm Jembatan

Jenis Konstruksi	: Beton Bertulang $f'c$ 30 Mpa
Diameter Pondasi	: 0.3 meter
Tinggi Pondasi	: 4.5 meter
Panjang Abutment	: 3.5 meter
Jumlah	: 18 buah

5.2 Pembebanan Jembatan

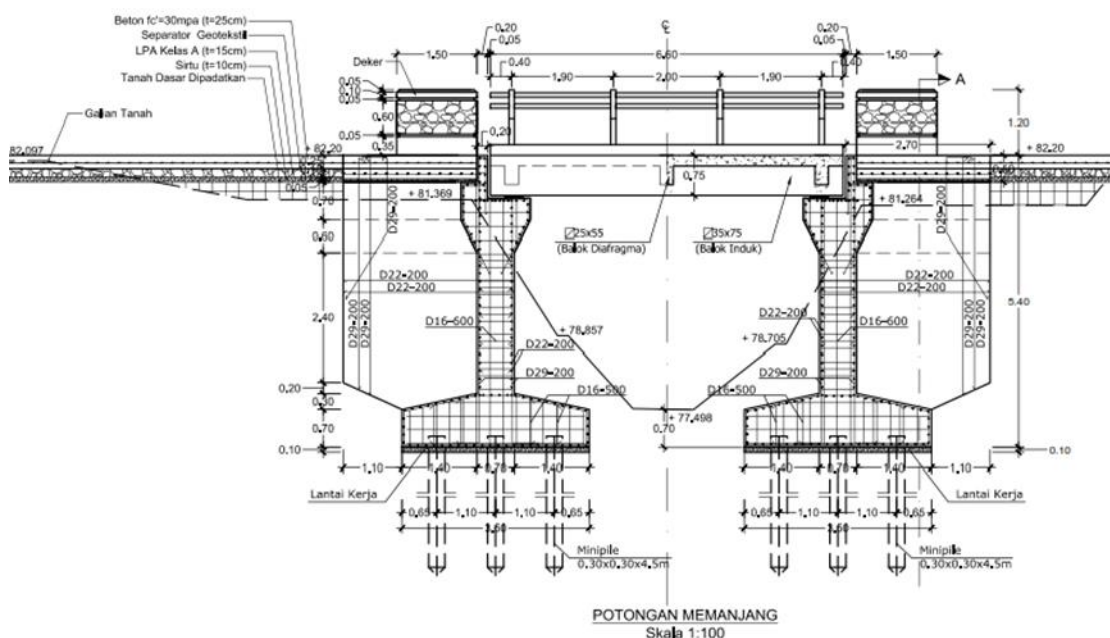
Pembabanan jembatan yang dilakukan pada penelitian kali ini dengan objek Proyek Pembangunan Jembatan Kaliputih Sempor Jawa Tengah berpedoman pada perencanaan pembebanan Jembatan Jalan Raya PPPJJR 1987 dan Standar pembebanan untuk jembatan (SNI 1725:2016)

5.2.1 Berat Sendiri

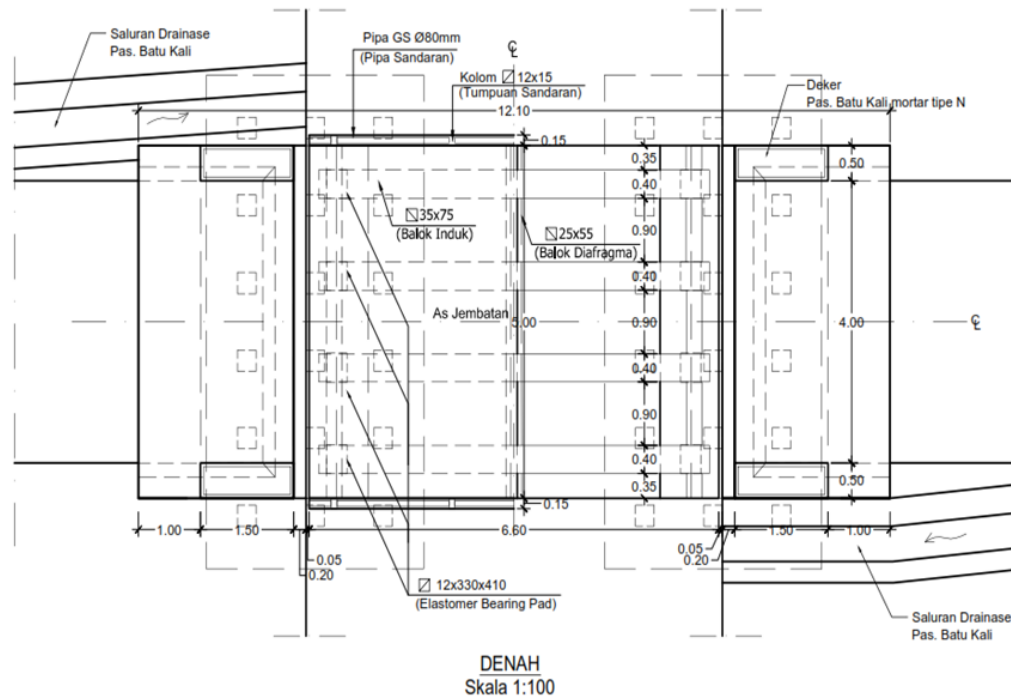
Berat sendiri (*Self Weight*) merupakan berat keseluruhan jembatan seperti elemen structural dan elemen non structural lainnya yang diampu oleh jembatan dan bersifat tetap. Berat sendiri jembatan menjadi 2 bagian yaitu berdasarkan letaknya yaitu berat sendiri struktur atas dan bawah.

1. Berat Sendiri Struktur Atas (P_{MS})

Berikut ini adalah data yang digunakan untuk perhitungan mencari beban yang terjadi terhadap struktur atas jembatan. Untuk keterangan denah , potongan memanjang dan Abutment dapat dilihat pada Gambar 5.4 sampai Gambar 5.6 dan Tabel 5.1 dan Tabel 5.2 dibawah ini.



Gambar 5.4 Potongan Memanjang Jembatan



Gambar 5.5 Denah Jembatan

Tabel 5.1 Berat Sendiri Struktur Atas

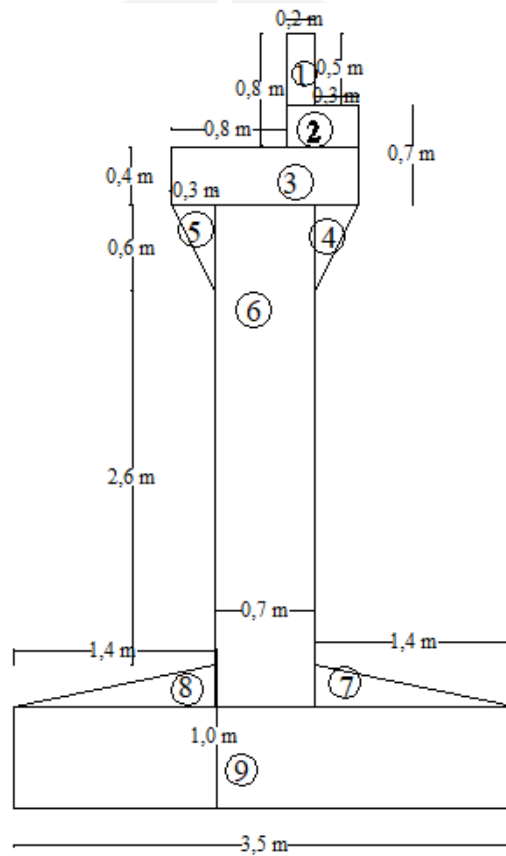
No	Beban	Lebar (m)	Tinggi (M)	Panjang (M)	Jumlah	Total Volume (M ³)	Berat Jenis (kN/m ³)	Berat (kN)
1	balok induk	0.35	0.75	6,6	4	6.93	25	173,25
2	balok diafragma	0.25	0.55	4	3	1.65	25	41,25
3	kolom tumpuan sandaran	0.1	1.2	0.2	8	0.192	25	4,6
4	parapet	0.5	1.2	1.5	4	3.6	25	90
5	pelat lantai	0.15	0.2	6.6	1	5.28	25	132

6	trottoar	0.5	0.2	6,6	2	1.32	25	33
7	Pipa sandaran	3"		6.6	4		0,0830 1	2,191
						Total berat		476,491 4

Beban pada abutment akibat berat sendiri struktur atas

$$P_{ms\ 1} = \frac{1}{2} \times 476,4914$$

$$= 238,2457 \text{ kN}$$



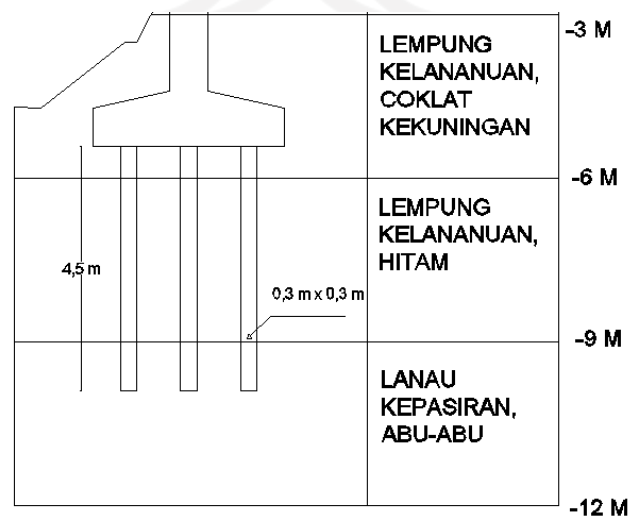
Gambar 5.6 Sketsa Abutment

Tabel 5.2 Berat Abutment

Bagian	Lebar (m)	Tinggi (m)	Panjang (m)	Luas (m)	Berat Jenis (kN/m ³)	Berat (kN)
1	0.2	0.5	7	0.1	24	17,5
2	0.5	0.3	7	0.15	24	26,25
3	1.3	0.4	7	0.52	24	91
4	0.3	0.6	7	0.9	24	15.75
5	0.3	0.6	7	0.9	24	15.75
6	0.7	3.5	7	2.45	24	428,75
7	1.4	0.3	7	0.21	24	36,75
8	1.4	0.3	7	0.3	24	36,75
9	3.5	0.7	7	0.7	24	428,75
					total	1097,25

2. Berat Sendiri pondasi

Berikut ini adalah data-data yang diperlukan untuk perhitungan mencari beban yang terjadi terhadap struktur bawah jembatan. Ilustrasi pembebanan struktur bawah dapat dilihat pada Gambar 5.7 dibawah ini.

**Gambar 5.7 Pondasi Jembatan**

Untuk berat struktur bawah dapat dilihat pada Tabel 5.3 Dibawah ini

Tabel 5. 3 Berat Struktur Bawah

Lebar (m)	Panjang (m)	Tinggi (m)	Jumlah	Berat Jenis (kN)	Berat Total (kN)
0,3	0,3	4,5	18	25	182,25

3. Total Berat Sendiri

Berikut ini adalah jumlah keseluruhan beban yang terjadi pada struktur atas dan bawah jembatan. Untuk total berat sendiri jembatan dapat dilihat pada Tabel 5.4 dibawah ini.

$$\begin{aligned}
 Pms &= Pms \text{ Struktur Atas dan abutment} + Pms \text{ Struktur Bawah} \\
 (\text{pondasi}) & \\
 &= (238,2457 + 1097,25) + 182,25 \\
 &= 1517,7 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

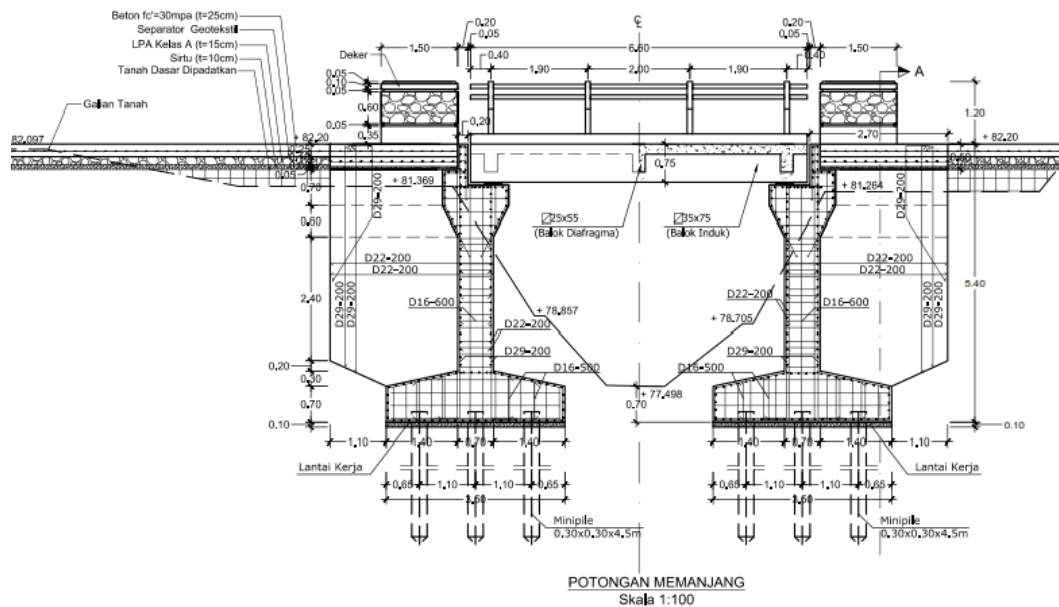
Tabel 5.4 Berat Akibat Beban Sendiri

No	Berat Sendiri	Pms
		(kN)
1	Struktur Atas dan abutment	1335,4957
2	Struktur Bawah	182,25
Total Berat Mati Sendiri		1517,75

5.2.2 Beban Mati Tambahan (MA)

Beban mati tambahan atau disebut juga (*superimposed dead load*) merupakan berat dari seluruh bagian non structural jembatan yang menimbulkan suatu gaya dan nilainya bisa berubah seiring dengan bertambahnya usia layanan jembatan. Beban-beban tambahan tersebut antara lain, pemasangan tiang listrik dan instalasi mekanikal serta elektrikal (ME), probabilitas genangan air yang terjadi saat hujan serta penambahan aspal (overlay) yang akan terjadi.

Ilustrasi pembebanan struktur beban mati tambahan (MA) dapat dilihat pada Gambar 5.8 dibawah ini dan untuk data yang diperlukan dalam menghitung beban mati tambahan dapat dilihat pada Tabel 5.5 dibawah ini.



Gambar 5.8 Ilustrasi Beban Mati Tambahan

Tabel 5.5 Beban Mati Tambahan

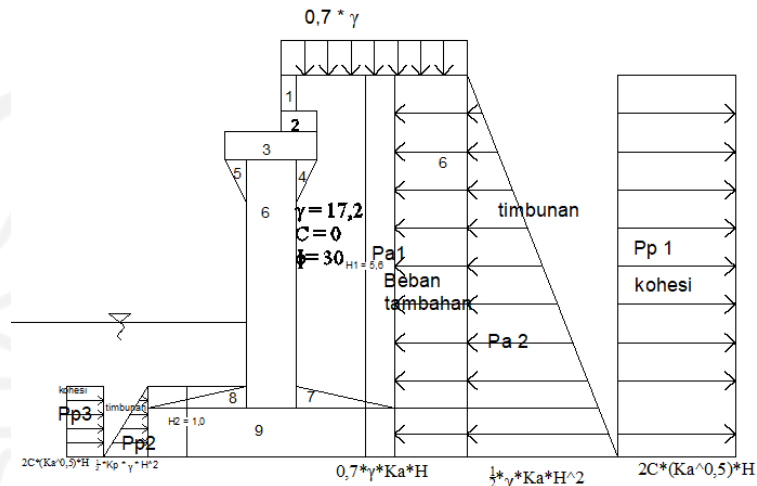
No	Jenis Beban Mati Tambahan	Tebal	Lebar	Panjang	Jumlah	W	Berat
		(m)	(m)	(m)		(kN/m^3)	(kN)
1	Lap.Aspal +Overlay	0.1	4	6,6	1	23	60.72
2	Railing,Lights,dll	W=	0.5	6,6	2		6,6
3	Instalasi ME	W=	0.1	6,6	2		1,32
4	Air Hujan	0.05	5	6,6	1	9.8	1,65
						W_{MA}	70,29

Beban pada Abutment akibat beban mati tambahan

$$\begin{aligned}
 P_{ma} &= \frac{1}{2} \times W_{MA} \\
 &= \frac{1}{2} \times 70,29 \\
 &= 35.145 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

5.2.3 Tekanan Tanah (TA)

Perhitungan tekanan tanah dapat dilihat pada perhitungan di bawah ini dan untuk diagram tekanan tanah aktif dan pasif dapat dilihat pada Gambar 5.9 dibawah ini.



Gambar 5.9 Tekanan Tanah Aktif dan Pasif

Untuk menghitung tekanan tanah aktif dan pasif digunakan data berikut ini.

Jenis timbunan yang digunakan campuran antara kerikil dan pasir.

Berat volume tanah timbunan $\gamma = 17,2 \text{ kN/m}^3$

Sudut gesek tanah $\phi = 35^\circ$

Tinggi tanah aktif $H1 = 5,6 \text{ meter}$

Tinggi tanah pasif $H2 = 1 \text{ meter}$

Lebar abutment total $B_y = 7 \text{ m}$

Kohesi timbunan $c = 0 \text{ kPa}$

Untuk hasil perhitungan Tekanan tanah aktif dan pasif dapat dilihat pada Tabel 5.6 berikut ini.

Tabel 5.6 Beban dan Momen Akibat Tekanan Tanah Aktif dan Pasif

No	Gaya akibat Tekanan Tanah	$T_{TA} \text{ (kN)}$	$Y \text{ (m)}$	$M_{TA} \text{ (kNm)}$
1	Beban Tambahan Merata (Pa 1)	127,897	2,8	358,1116
2	Beban Akibat Timbunan (Pa 2)	511,595	1,86	954,977
3	Kohesi (c)	0	2,8	0

Lanjutan Tabel 5.6 Beban dan Momen Akibat Tekanan Tanah Aktif dan Pasif

4	Beban Akibat Timbunan (Pp)	-222,18	0,333	-73,9859
5	Kohesi (c)	0	0,5	0

5.2.4 Beban Lajur “D” (TD)

Beban kendaraan yang berupa beban lajur “D” terdiri dari beban terbagi rata (BTR) dan beban garis terpusat (BGT). UDL memiliki intensitas q (KPa), besarnya nilai q tersebut bergantung pada panjang total jembatan yang akan dilalui beban lalu lintas dan menurut SNI 1725 :2016 dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut.

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

$$BGT \ (q) = 49,0 \text{ kN/m (SNI 1725 :2016 hal 66)}$$

$$FBD = 40\%$$

Diketahui data jembatan Kaliputih Sempor Kebumen Jawa tengah sebagai berikut:

$$\text{Bentang Jembatan, } L = 6.6 \text{ M}$$

$$\text{Lebar jalur lalu-lintas, } b = 4 \text{ m}$$

Beban pada abutment akibat beban Lajur “D”

$$Wtd = 0,5 (B \times L (BTR) + FBD \times B \times (BGT))$$

$$= 0,5 (4 \times 6,6 \times (9) + 1,4 \times 4 \times (49))$$

$$= 256 \text{ kN}$$

Reaksi perletakan beban lalu lintas

$$Ptd = \frac{1}{2} \times Wtd$$

$$= \frac{1}{2} 256$$

$$= 128 \text{ kN}$$

Berikut ini adalah rekapitulasi perhitungan Beban lajur “D” dapat dilihat pada Tabel 5. 7 Berikut ini

Tabel 5.7 Beban Lajur “D”

No	Uraian	Lambang	Nilai	Satuan
1	Panjang Bentang	L	6.6	m
2	Beban terbagi rata	q	9	kPa
3	Beban garis terpusat	P	49	kN/m
4	Lebar bentang	B	4	m
5	Beban pada abutment akibat beban Lajur	Ptd	128	kN

5.2.5 Beban Pejalan Kaki / Pedestrian (TP)

Untuk perhitungan beban pejalan kaki dapat dilihat pada perhitungan dibawah ini.

Panjang trotoar tiap bentang $L = 6.6 \text{ m}$

Lebar trotoar $b_2 = 0.5 \text{ m}$

Jumlah trotoar $n = 2 \text{ sisi}$

$$\begin{aligned}
 A &= L \times n \times b_2 \\
 &= 6.6 \times 2 \times 0.5 \\
 &= 6,6 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Beban Merata pada pedestrian

$$q = 5 \text{ kPa (berdasarkan SNI 1726 :2016)}$$

Beban akibat pejalan kaki pada abutment

$$\begin{aligned}
 P_{tp} &= A/2 \times q \\
 &= 6,6/2 \times 5 \\
 &= 16.5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Berikut ini adalah rekapitulasi perhitungan beban pedestrian / pejalan kaki, dapat dilihat pada Tabel 5.8 dibawah ini

Tabel 5.8 Beban Pedestarian/ Pejalan Kaki

No	Uraian	Lambang		Satuan
1	Panjang Bentang	L	6.6	m
2	Panjang Lengan	b ₂	0.5	m
3	Jumlah	N	2	Buah
4	Luas Bidang	A	6,6	m ²
5	Beban Merata Pada Pedestarian	q	5	kPa
6	Beban Pada Abutment	P _{tp}	16.5	kN

5.2.6 Beban Rem (TB)

Pembebanan jembatan jalan raya dipengaruhi pula dengan beban rem (TB) yang diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang serta diasumsikan sebagai gaya yang bekerja terhadap permukaan (*surface*) lantai jembatan. Hasil perhitungan beban rem pada jembatan dapat dilihat pada Tabel 5.9 berikut ini

Gaya rem harus diambil dari nilai terbesar dari SNI 1726:2015

1. 25 % dari berat gandar truk desain

$$\begin{aligned}
 TB_1 &= 25\% \times (TR_2) \\
 &= 25\% \times (225) \\
 &= 56.250 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2. 5% dari berat truk rencana + beban lajur terbagi rata BTR

$$\begin{aligned}
 TB_2 &= 5\% \times (500 \times \text{FBD truk} + q_{\text{terfaktor}} \times L \times b_1) \\
 &= 5\% \times (500 \times 1,3 + 9 \times 6,6 \times 4) \\
 &= 44,38 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Gaya rem yang bekerja pada abutment diambil terbesar , $T_{TB} = 56.250 \text{ kN}$

Lengan terhadap abutment , $Y_{TB} = 5,4 \text{ m}$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen terhadap gaya rem} \quad M_{TB} &= T_{TB} \times H \\
 &= 56,250 \times 5,4 \\
 &= 303,75 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Tabel 5.9 Beban Gaya Rem Terhadap Jembatan

No	Uraian	Lambang	Hasil	Satuan
1	Gaya rem	T_{Tb}	56.250	kN
2	Panjang bentang	L	6.6	M
3	Lengan pada pondasi	Y_{TB}	5,4	M
4	Momen pada Pondasi	M_{TB}	303,75	kNm

5.2.7 Beban Angin (EW)

Pembabanan jembatan dipengaruhi pula oleh beban angin yang diasumsikan bekerja secara merata terhdap struktur atas jembatan. Besarnya beban tersebut tergantung oleh kecepatan angina rencana. perhitungan berdasarkan SNI 1725:2016

1. Beban Angin Struktur

Beban angina yang menimpa bagian samping jembatan merupakan gaya angina tambahan searah vertical yang meniup kendaraan yang berada diatas lantai jembatan. Berikut ini adalah hasil perhitungan beban angin yang menimpa samping jembatan yang dapat dilihat pada Tabel 5.10 dibawah ini

Kecepatan gesekan angin lahan terbuka $V_0 = 13.2$ km/jam

Kecepatan angina rencana $V_B = 125$ km /jam

Kecepatan angina pada elevasi 10 m $V_{10} = 90$ km/jam

Ketinggian Jembatan dari permukaan laut $Z = 140$ m

Panjang gesekan di hulu jembatan lahan terbuka $Z_0 = 70$ mm

Kecepatan angina rencana

$$\begin{aligned}
 V_{dz} &= 2,5 \times V_0 \times \left(\frac{V_{10}}{V_B}\right) \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \\
 &= 2,5 \times 13.2 \times \left(\frac{90}{125}\right) \times \ln\left(\frac{0,14}{0,00007}\right)
 \end{aligned}$$

$$V_{dz} = 180,60 \text{ km/jam}$$

Tekanan angin dasine, $P_b = 0,0024$

$$\begin{aligned}
 \text{Tekanan angin desain, } P_d &= P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_B}\right)^2 \\
 &= 0,0024 \times \left(\frac{180,60}{125}\right)^2 = 0,00501 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

Tinggi slab, dan gelagar, $H_1 = 0,8 \text{ m}$

Panjang Jembatan $L = 6.6 \text{ m}$

Tinggi parapet $H_2 = 1,2 \text{ m}$

Luas bidang samping jembatan

$$\begin{aligned} Ab &= L \times (H_1 + H_2) \\ &= 6,6 \times (0,8 + 1,2) \\ &= 13,2 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Gaya Tekan angin

$$\begin{aligned} T_{EWS} &= P_d \times A \\ &= 0,00501 \times 13,2 \times 10^6 \\ &= 66132 \text{ N} \\ &= 66,132 \text{ kN} \end{aligned}$$

Lengan terhadap fondasi

$$\begin{aligned} Y_{EWS} &= \frac{1}{2} H_a + H \\ &= (\frac{1}{2} 2) + 4,6 \\ &= 5,6 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen terhadap fondasi

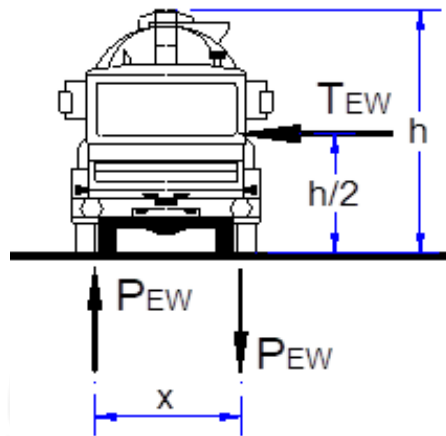
$$\begin{aligned} M_{EWS} &= T_{EWS} \times Y_{EWS} \\ &= 66,132 \times 5,6 \\ &= 370,3392 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Tabel 5.10 Rekapitulasi Beban Angin Struktur Jembatan

No	Uraian	Lambang	Hasil	Satuan
1	Kecepatan angin rencana	V_{DZ}	180,60	Km/jam
2	Panjang Bentang	L	6.6	M
3	Tinggi bidang samping	H_a	2	M
4	Luas bidang	Ab	13,2	M^2
5	Gaya akibat angin	T_{ews}	66,132	kN
6	Lengan terhadap fondasi	Y_{ews}	5,6	M
7	Momen terhadap fondasi akibat angin	M_{ews}	370,3392	kNm

2. Beban Angin Kendaraan

Beban angina yang meniup kendaraan merupakan gaya angina tambahan searah horizontal yang meniup kendaraan yang berada di atas lantai jembatan. Hasil perhitungan beban yang meniup kendaraan dapat dilihat dibawah ini dan ilustrasi pembebanan dapat dilihat pada Gambar 5.10 dibawah ini.



Gambar 5.10 Gaya Angin Meniup Kendaraan

Panjang jembatan	$L = 6600 \text{ mm}$
Panjang bentang di tumpu oleh abutment	$L/2 = 3300 \text{ mm}$
Jarak antar roda kendaraan	$x = 1750 \text{ mm}$
Lengan terhadap angin kendaraan dari samping	$h = 1800 \text{ mm}$
Beban Angin yang bekeja	

$$\begin{aligned}
 T_{EW} &= 1,46 \times (L/2) \\
 &= 1,46 \times (3300) \\
 &= 4818 \text{ N}
 \end{aligned}$$

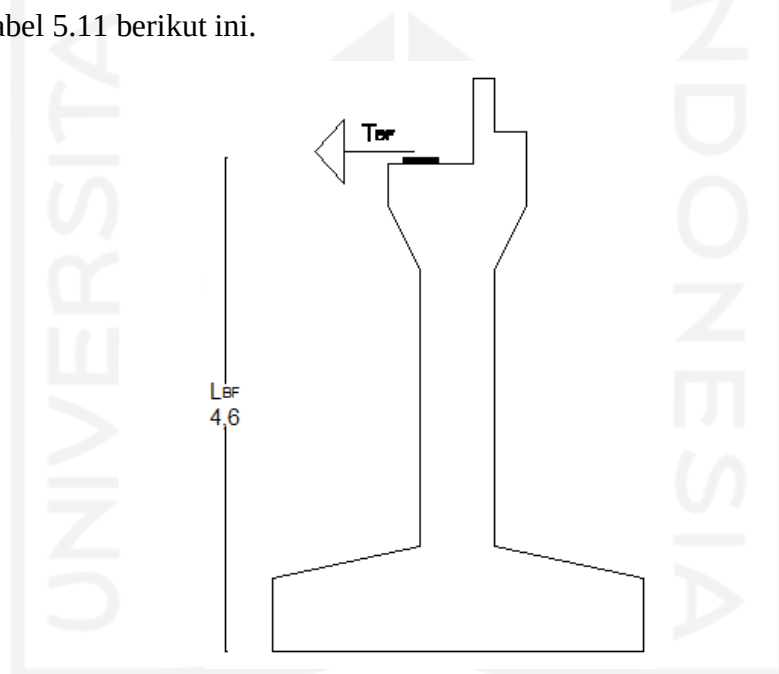
Reaksi perletakan akibat angin kendaraan

$$\begin{aligned}
 P_{EWL} &= \frac{(1,46 \times 0,5L) \times h}{x} \\
 &= \frac{(1,46 \times 3300) \times 1800}{1750} \\
 &= 4955,6571 \text{ N} \\
 &= 4,955 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

5.2.8 Gesekan pada Perletakan (FB)

Setiap bangunan jembatan khususnya bagian struktur atas (*upper structure*) terdapat suatu bagian yang disebut perletakan atau andas. Perletakan tersebut berfungsi untuk menahan beban berat vertical dan beban horizontal yang terjadi, selain itu perletakan tersebut berfungsi sebagai peredam getaran yang terjadi sehingga *abutment* dan *headstock* tidak mengalami kerusakan yang berarti.

Jembatan Kali Putih Sempor menggunakan perletakan berupa bantala elastomer bearing pad. Ilustrasi pembebanan dapat dilihat pada Gambar 5.11 berikut ini. Serta perhitungan gaya gesekan pada perletakan jembatan dapat dilihat pada Tabel 5.11 berikut ini.



Gambar 5.11 Gaya Gesekan Pada Perletakan

Gaya gesek yang timbul hanya ditinjau terhadap beban mati akibat struktur atas

$$\begin{aligned} P_T &= P_{MS} + P_{MA} \\ &= 238,25 + 35,145 \\ &= 273,39 \text{ kN} \end{aligned}$$

Koefisien gesek rata rata untuk tumpuan (*elastomer*) $\mu = 0,015$

Gaya gesek pada perletakan

$$T_{FB} = \mu \times P_T$$

$$= 0,1 \times 273,39$$

$$= 27,339 \text{ kN}$$

Lengan terhadap pondasi $y_{FB} = 4,6$

Momen terhadap pondasi

$$M_{FB} = T_{FB} \times y_{fb}$$

$$= 27,339 \times 4,6$$

$$= 125,76 \text{ kNm}$$

Tabel 5. 11 Rekap Hasil Perhtingan Beban Gesekan Perletakan

No	Uraian	Lambang	hasil	Satuan
1	Beban Mati Sediri Atas	P_{MS}	238,25	kN
2	Beban Mati Tambahan	P_{MA}	35,145	kN
3	Reaksi Akibat Beban Perletakan	P_T	273,339	kN
4	Gaya Gesekan	T_{FB}	27,339	kN
5	Momen	M_{FB}	125,76	kNm

5.2.9 Rekapitulasi Beban

Sebelumnya telah dihitung beban-beban yang harus diampu serta momen-momen yang terjadi terhadap jembatan. Hasil rekapitulasi tersebut dapat dilihat pada Tabel 5.12 berikut ini.

Tabel 5.12 Rekapitulasi beban dan momen pada pondasi

Rekap beban kerja		Arah	Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/beban	kode	P	Tx	Ty	Mx	My
			(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
A	Beban permanen						
	Struktur atas		1517,75				
	Struktur bawah		182,25				

Lanjutan Tabel 5.12 Rekapitulasi beban dan momen pada pondasi

1	Berat sendiri	MS	1517,75				
2	Beban mati tambahan	MA	35,145				
3	Tekanan tanah aktif	TA aktif		639,493		1313,093	
4	Tekanan tanah pasif	TA pasif		-222,148		-518,346	
B	Beban transien						
5	Beban D	TD	128				
6	Beban pedestarian	TP	16,5				
7	Gaya rem	TB		56,25		303,75	
8	Angin struktur	Ews			66,132		370,3992
9	Angin kendaraan	Ewl	4,956				
10	Gesekan perletakan	BF		27,34		125,76	

5.2.10 Kombinasi Pembebanan Jembatan

Untuk hasil rekapitulasi perhitungan kombinasi beban kuat dapat dilihat pada Table 5.13 sampai Tabel 5.24 dibawah ini.

Tabel 5.13 Kombinasi beban kuat I

Kuat 1		Faktor	Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/ .beban	beban	P	Tx	Ty	Mx	My
			kN	kN	kN	kNm	kNm
1	Beban Mati						
	Balok induk	1,3	112,61				
	Balok diafragma	1,3	26,81				
	Sandaran	1,3	4,54				
	Parapet	1,3	58,50				
	Tebal plat lantai	1,3	85,80				
	Trotoar	1,3	21,45				
	Abutment	1,3	1426,43				
	Str bawah	1,3	236,93				
2	Beban mati tambahan	2	70,29				
3	Tekanan Tanah Aktif	1,25		799,366		1641,366	
4	Tekanan tanah pasif	1,25		-277,685		-647,933	
5	Beban D	1,8	230,40				
6	Pedestarian	1,8	29,70				
7	Gaya rem	1,8		101,25		546,75	
8	Angin struktur						

9	Angin kendaraan						
10	Gesekan Perletakan	1		27,34		125,76	
			2303,46	650,27		1665,9428	

Tabel 5.14 Kombinasi beban kuat II

Kuat II		Faktor	Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/ .beban	beban	P	Tx	Ty	Mx	My
			kN	kN	kN	kNm	kNm
1	Beban mati						
	Balok induk	1,3	112,61				
	Balok diafragma	13	26,81				
	Sandaran	13	4,54				
	Parapet	1,3	58,50				
	Tebal plat lantai	1,3	85,80				
	Trotoar	1,3	21,45				
	Abutment	13	1426,43				
	Str bawah	1,3	236,93				
2	Beban mati tambahan	2	70,29				
3	Tekanan tanah aktif	1,25		799,37		1641,366	

Lanjutan Tabel 5.14 Kombinasi beban kuat II

4	Tekanan tanah pasif	1,25		-277,69		-647,933	
5	Beban D	1,4	179,20				
6	Pedestarian	1,4	23,10				
7	Gaya rem	1,4		78,75		425,25	
8	Angin struktur						
9	Angin kendaraan						
10	Gesekan perletakan	1		27,34		125,76	
			2245,66	627,77		1544,44	

Tabel 5. 15 Kombinasi beban kuat III

Kuat III		Faktor	Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/.beban	beban	P	Tx	Ty	Mx	My
			kN	kN	kN	kNm	kNm
1	Beban mati						
	Balok induk	1,3	112,6125				
	Balok diafragma	1,3	26,8125				
	sandaran	1,3	4,544383				
	Parapet	1,3	58,5				
	Tebal plat lantai	1,3	85,8				
	Trotoar	1,3	21,45				
	Abutment	1,3	1426,425				

Lanjutan Tabel 5.15 Kombinasi beban kuat III

	Str bawah	1,3	236,925				
2	Beban mati tambahan	2	70,29				
3	Tekanan tanah aktif	1,25		799,37		1641,37	
4	Tekanan tanah pasif	1,25		-277,69		-647,93	
5	Beban D						
6	Pedestaria n						
7	Gaya rem						
8	Angin struktur	1,4			92,58		518,45
9	Angina kendaraan						
10	Gesekan Perletakan	1		27,34		125,76	
			2043,315	549,02	92,58	1119,1928	518,45

Tabel 5. 16 Kombinasi beban kuat IV

Kuat IV		Faktor	Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/.beban	beban	P	Tx	Ty	Mx	My
			kN	kN	kN	kNm	kNm
1	Beban mati						
	Balok induk	1,3	112,61				

Lanjutan Tabel 5.16 Kombinasi beban kuat IV

	Balok diafragma	1,3	26,81				
	sandaran	1,3	4,544383				
	Parapet	1,3	58,5				
	Tebal plat lantai	1,3	85,8				
	Trotoar	1,3	21,45				
	Abutment	1,3	1426,425				
	Str bawah	1,3	236,93				
2	Beban mati tambahan	2	70,29				
3	Tekanan Tanah aktif	1,25		799,37		1641,37	
4	Tekanan tanah pasif	1,25		-277,69		-647,93	
5	Beban D						
6	Pedestarian						
7	Gaya rem						
7	Angin struktur						
9	Angin kendaraan						
10	Gesekan Kendaraan	1		27,34		125,76	
			2043,36	549,02		1119,19	

Tabel 5.17 Kombinasi beban kuat V

Kuat V		Faktor	Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/ .beban	beban	P	Tx	Ty	Mx	My
			kN	kN	kN	kNm	kNm
1	Beban mati						
	Balok induk	1,3	112,61				
	Balok diafragma	1,3	26,81				
	Sandaran	1,3	4,54				
	Parapet	1,3	58,50				
	Tebal plat lantai	1,3	85,80				
	Trotoar	1,3	21,45				
	Abutment	1,3	1426,43				
	Str bawah	1,3	236,93				
2	Beban mati tambahan	2	70,29				
3	Tekanan tanah aktif	1,25		799,37		234,48	

Lanjutan Tabel 5.17 Kombinasi beban kuat V

4	Tekanan tanah pasif	1,25		-277,69		-647,93	
5	Beban D						
6	Pedestaria n						
7	Gaya rem						
8	Angin struktur	0,4			26,45		148,13
9	Angina kendaraan	1	4,96				
10	Gesekan Perletakan	1		27,34		125,76	
			2048,32	549,02	26,45	1119,19	148,13

Tabel 5.18 Kombinasi beban ekstrem I

EKSTREM 1		Faktor	Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/.beban	beban	P	Tx	Ty	Mx	My
			kN	kN	kN	kNm	kNm
1	Beban mati						
	Balok induk	1,3	112,61				
	Balok diafragma	1,3	26,81				
	Sandaran	1,3	4,54				
	Parapet	1,3	58,50				

Lanjutan Tabel 5.18 Kombinasi beban ekstrem I

	Tebal plat lantai	1,3	85,80				
	Trotoar	1,3	21,45				
	Abutment	1,3	1426,43				
	Str bawah	1,3	236,93				
2	Beban mati tambahan	2	70,29				
3	Tekanan tanah aktif	1,25		799,37		1641,37	
4	Tekanan tanah pasif	1,25		-277,69		-647,93	
5	Beban D						
6	Pedestaria n						
7	Gaya rem						
8	Angin struktur						
9	Angina kendaraan						
10	Gesekan Perletakan	1		27,34		125,76	
			2043,36	549,02		1119,19	

Tabel 5.19 Kombinasi beban ekstrem II

EKSTREM II		Faktor	Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/ .beban	beban	P	Tx	Ty	Mx	My
			kN	kN	kN	kNm	kNm

Lanjutan Tabel 5.19 Kombinasi beban ekstrem II

1	Beban mati						
	Balok induk	1,3	112,61				
	Balok diafragma	1,3	26,81				
	Sandaran	1,3	4,54				
	Parapet	1,3	58,50				
	Tebal plat lantai	1,3	85,80				
	Trotoar	1,3	21,45				
	Abutment	1,3	1426,43				
	Str bawah	1,3	236,93				
2	Beban mati tambahan	2	70,29				
3	Tekanan tanah	1,25		799,37		1641,37	
4	Tekanan tanah pasif	1,25		-277,69		-647,93	
5	Beban D	0,5	64,00				
6	Pedestaria n	0,5	8,25				
7	Gaya rem	0,5		28,13		151,88	

Lanjutan Tabel 5.19 Kombinasi beban ekstrem II

8	Angin struktur						
9	Angina kendaraan						
10	Gesekan Perletakan	1		27,34		125,76	
			2115,61	577,15		1271,07	

Tabel 5.20 Kombinasi beban layan I

LAYAN I		Faktor	Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/ .beban	beban	P	Tx	Ty	Mx	My
			kN	kN	kN	kNm	kNm
1	Beban mati						
	Balok induk	1	86,63				
	Balok diafragma	1	20,63				
	Sandaran	1	3,50				
	Parapet	1	45,00				
	Tebal plat lantai	1	66,00				
	Trotoar	1	16,50				
	Abutment	1	1097,25				
	Str bawah	1	182,25				
2	Beban mati tambahan	1	35,15				
3	Tekanan tanah	1		639,49		1313,09	

Lanjutan Tabel 5.20 Kombinasi beban Layan I

4	Tekanan tanah pasif	1		-222,15		-518,35	
5	Beban D	1	128,00				
6	Pedestarian	1	16,50				
7	Gaya rem	1		56,25		303,75	
8	Angin struktur	0,3			19,84		111,10
9	Angin kendaraan	1	4,96				
10	Gesekan Perletakan	1		27,34		125,76	
			1702,35	500,93	19,84	1224,256	111,10

Tabel 5.21 Kombinasi beban layan II

LAYAN II		Faktor	Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/.beban	beban	P	Tx	Ty	Mx	My
			kN	kN	kN	kNm	kNm
1	Beban mati						
	Balok induk	1	86,63				
	Balok diafragma	1	20,63				
	Sandaran	1	3,50				
	Parapet	1	45,00				
	Tebal plat lantai	1	66,00				
	Trotoar	1	16,50				
	Abutment	1	1097,25				

Lanjutan Tabel 5.21 Kombinasi beban layan II

	Str bawah	1	182,25				
2	Beban mati tambahan	1	35,15				
3	Tekanan tanah aktif	1		639,493		1313,09	
4	Tekanan tanah pasif	1		-222,148		-518,35	
5	Beban D	1,3	166,40				
6	Pedestaria n	1,3	21,45				
7	Gaya rem	1,3		73,13		394,88	
8	Angin struktur						
9	Angin kendaraan						
10	Gesekan Perletakan	1		27,34		125,76	
			1740,74	517,81		1315,381	

Tabel 5.22 Kombinasi beban layan III

LAYAN III		Faktor	Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/ .beban	beban	P	Tx	Ty	Mx	My
			kN	kN	kN	kNm	kNm
1	Beban mati						
	Balok induk	1	86,63				
	Balok diafragma	1	20,63				
	Sandaran	1	3,50				
	Parapet	1	45,00				
	Tebal plat lantai	1	66,00				
	Trotoar	1	16,50				
	Abutment	1	1097,25				
	Str bawah	1	182,25				
2	Beban mati tambahan	1	35,15				
3	Tekanan tanah aktif	1		639,49		1313,09	
4	Tekanan tanah pasif	1		-222,15		-518,35	
5	Beban D	0,8	102,40				
6	Pedestarian	0,8	13,20				
7	Gaya rem	0,8		45,00		243,00	
8	Angin struktur						
9	Angina kendaraan						
10	Gesekan Perletakan	1		27,34		125,76	
			1668,49	489,68		1163,51	

Tabel 5.23 Kombinasi Beban Layan IV

LAYAN IV		Faktor	Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/ .beban	beban	P	Tx	Ty	Mx	My
			kN	kN	kN	kNm	kNm
1	Beban mati						
	Balok induk	1	86,63				
	Balok diafragma	1	20,63				
	Sandaran	1	3,50				
	Parapet	1	45,00				
	Tebal plat lantai	1	66,00				
	Trotoar	1	16,50				
	Abutment	1	1097,25				
	Str bawah	1	182,25				
2	Beban mati tambahan	1	35,15				
3	Tekanan tanah aktif	1		639,49		1313,09	
4	Tekanan tanah pasif	1		-222,15		-518,35	
5	Beban D						
6	Pedestarian						
7	Gaya rem						
8	Angin struktur	0,7			46,29		259,22
9	Angin kendaraan	0					
10	Temperature	1		27,34		125,76	
			1552,89	444,68	46,29	920,51	259,22

Tabel 5. 24 Kombinasi Beban Fatig

LAYAN IV		Faktor	Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/ .beban	beban	P	Tx	Ty	Mx	My
			kN	kN	kN	kNm	kNm
1	Beban mati						
	Balok induk	1	86,63				
	Balok diafragma	1	20,63				
	Sandaran	1	3,50				
	Parapet	1	45,00				
	Tebal plat lantai	1	66,00				
	Trotoar	1	16,50				
	Abutment	1	1097,25				
	Str bawah	1	182,25				
2	Beban mati tambahan	1	35,15				
3	Tekanan tanah aktif	1		91,36		187,58	
4	Tekanan tanah pasif	1		-31,74		-10,58	
5	Beban D						
6	Pedestarian						
7	Gaya rem						
8	Angin struktur	0,7			46,29		259,22
9	Angin kendaraan	0					
10	Temperature	1		27,34		125,76	
			1552,89	86,96	46,29	302,77	259,22

Untuk rekapitulasi kombinasi beban dapat dilihat pada Tabel 5.25 dibawah ini.

Tabel 5.25 Rekapitulasi Kombinasi Beban

No	Kombina si Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Kuat -1	2303,46	650,27	0,00	1665,94	0,00
2	Kuat -2	2245,66	627,77	0,00	1544,44	0,00
3	Kuat -3	2043,36	549,02	92,58	1119,19	518,45
4	Kuat -4	2043,36	549,02	0,00	1119,19	0,00
5	Kuat -5	2048,32	549,02	26,45	1119	148,13
6	Ekstrem I	2043,36	549,02	0,00	1119,2	0,00
7	Ektrem II	2115,61	577,15	0,00	1271,07	0,00
8	Layan -I	1702,35	500,93	19,84	1224,26	111,10
9	Layan -II	1740,74	517,81	0,00	1315,38	0,00
10	Layan – III	1668,49	489,68	0,00	1164	0,00
11	Layan – IV	1552,89	444,68	46,29	921	259,22
12	Fatig	108,38	42,19	0,00	228	0,00

5.3 Stabilitas Abutment

Berikut ini adalah analisis perhitungan stabilitas abutment pada proyek pembangunan Jembatan KaliPutih Sempor Jawa Tengah, adapapun beban yang bekerja antara lain.

5.3.1 Stabilitas Terhadap Guling

Stabilitas terhadap guling berkaitan dengan momen-momen yang terjadi karena adanya gaya-gaya lateral tanah baik aktif maupun pasif terhadap titik guling struktur. Analisis perhitungan stabilitas abutment terhadap gaay guling dibagi menjadi 2 arah, yaitu arah x dan arah y.

1. Stabilitas Terhadap Guling pada arah x

Analisis perhitungan terhadap guling arah x dilakukan pada setiap kombinasi beban yang terjadi. Salah satu perhitungan stabilitas terhadap guling arah x dapat dilihat Berikut ini.

$$\text{Momen penahan guling } M_{px} = p \times \frac{Bx}{2} \times (1 - k)$$

$$\text{Angka aman terhadap guling} = \frac{M_{px}}{M_x}$$

Keterangan :

M_{px} = Momen penahan guling arah x

K = persentasi kelebihan beban yang diijinkan (%)

P Kuat 5 = 2048,32 kN

$$\text{Tiitk guling terhadap pusat fondasi} = \frac{Bx}{2} = \frac{3,5}{2} = 1,75 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_{px} &= 2048,32 \times 1,75 \times (1+0\%) \\ &= 3584,6 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} SF &= \frac{3584,6}{347,02} \\ &= 10,3 > 2 \text{ (Aman)} \end{aligned}$$

Adapun hasil rekapitulasi Perhitungan SF selanjutnya dapat dilihat pada Rekapitulasi Tabel 5.26 Berikut ini.

Tabel 5.26 Rekapitulasi Stabilitas Terhadap guling pada arah x

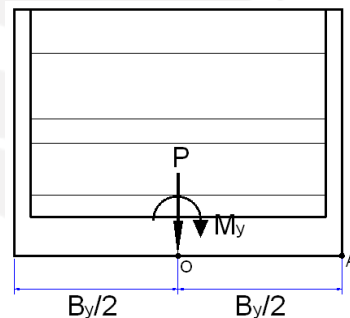
No	Kombinasi beban	P	M_x	M_{px}	SF
		(kN)	(kNm)	(kNm)	
1	KUAT – I	2303,46	1665,94	4031,1	2
2	KUAT – II	2245,66	1544,44	3929,9	3
3	KUAT – III	2043,36	1119,19	3575,9	3,2
4	KUAT – IV	2043,36	1119,19	3575,9	3,2
5	KUAT - V	2048,32	1119,19	3584,6	3,2
6	EKSTRIM I	2043,36	1119,19	3575,9	3,2
7	EKSTRIM II	2115,61	1271,07	3702,3	2,9

Lanjutan Tabel 5.26 Rekapitulasi Stabilitas Terhadap guling pada arah X

8	LAYAN I	1702,35	1224,26	2979,1	2
9	LAYAN II	1740,74	1315,38	3046,3	2
10	LAYAN III	1668,49	1163,51	2919,9	3
11	LAYAN IV	1552,89	920,51	2717,6	3
12	FATIQ	108,38	227,81	189,7	0,83

2. Stabilitas Terhadap Guling pada arah Y

Analisis perhitungan stabilitas terhadap guling arah y dilakukan pada setiap kombinasi beban yang terjadi, salah satu perhitungan stabilitas terhadap guling arah y dengan ilustrasi pada Gambar 5.12 Sebagai berikut ini.

**Gambar 5.12 Stabilitas terhadap guling arah Y**

$$M_{py} = p \times \frac{B_y}{2} \times (1 + k)$$

$$SF = \frac{M_{py}}{M_y}$$

Keterangan :

M_{py} : momen guling arah y

K : persentase kelebihan beban yang diijinkan (%)

P Layan I = 1702,35 kN

Titik guling terhadap pusat fondasi

$$= \frac{B_y}{2} = \frac{7}{2} = 3,5 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_{py} &= 1702,35 \times 3,5 \times (1 + 0\%) \\ &= 5958,2 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 SF &= \frac{5958,2}{111,10} \\
 &= 53,63 > 2 \text{ (Aman)}
 \end{aligned}$$

Adapun hasil Rekapitulasi Perhitungan SF selanjutnya dapat dilihat pada rekapitulasi Tabel 5.27 Berikut ini.

Tabel 5. 27 Rekapitulasi Stabilitas Terhadap Guling Pada Arah Y

No	Kombinasi Beban	P	M _y	M _{py}	SF
		(kN)	(kNm)	(kNm)	
1	KUAT - 3	043,32	518,45	7151,8	13,79
2	KUAT - 5	2048,32	148,13	7169,1	48,40
3	LAYAN I	1702,35	111,10	5958,2	53,63
4	LAYAN IV	1552,89	259,22	5435,1	20,97

5.3.2 Stabilitas Terhadap Geser

Stabilitas terhadap geser berkaitan dengan gaya-gaya transversal yang nantinya dapat menggeser struktur. Abutment dikatakan aman terhadap gaya geser bila nilai safety faktor (SF) lebih besar dari 2

1. Stabilitas geser arah X

Untuk perhitungan stabilitas dan ilustrasi stabilitas geser arah x dapat dilihat pada Gambar 5.14 berikut ini

Parameter tanah dasar dibawah Pile cap

Sudut gesek $\phi : 30^\circ$

Kohesi $c : 15,64 \text{ kN/m}^2$

Ukuran dasar pile cap

Bx : 3,5 m

By : 7 m

Gaya total Layan I $P = 1702,35 \text{ kN}$

Gaya penahan geser pada Layan I

$$\begin{aligned}
 H &= (C * Bx * By + P * \tan \pi) * (1 + k) \\
 &= 15,05 \times 3,5 \times 7 + 1702,35 \times \tan \pi (1 + 0\%) \\
 &= 1366,03 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Gaya horizontal yang bekerja

$$T_x = 500,93 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} SF &= \frac{H}{T_x} \\ &= \frac{1366,03}{143,21} \\ &= 9,54 > 2 \text{ (Aman)} \end{aligned}$$

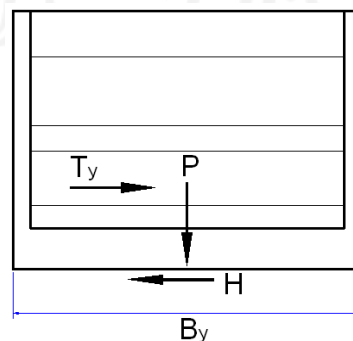
Untuk menahan geser abutment perlu di satukan dengan pondasi *mini pile* sehingga menaikkan angka aman struktur abutment sehingga aman terhadap geser. Adapun Rekapitulasi perhitungan kontrol stabilitas geser abutment arah X secara lengkap disajikan pada Tabel 5.28 berikut ini.

Tabel 5.28 Rekapitulasi Stabilitas Arah X

No	Kombinasi beban	T_x (kN)	P (kN)	H (kN)	SF
1	Kuat 1	650,27	2303,46	1713,08	2,63
2	Kuat 2	627,77	2245,66	1679,71	2,68
3	Kuat 3	549,02	2043,36	1562,91	2,85
4	Kuat 4	549,02	2043,36	1562,91	2,85
5	Kuat 5	549,02	2048,32	1565,78	2,85
6	Extrem 1	549,02	2043,36	1562,91	2,85
7	Extrem 2	577,15	2115,61	1604,63	2,78
8	Layan 1	500,93	1702,35	1366,03	2,73
9	Layan 2	517,81	1740,74	1388,20	2,68
10	Layan 3	489,68	1668,49	1346,48	2,75
11	Layan 4	444,68	1552,89	1279,74	2,88
12	Fatig	42,19	108,38	445,75	11

2. Stabilitas Geser Arah Y

Untuk perhitungan stabilitas dan ilustrasi stabilitas geser arah Y dapat dilihat pada Gambar 5.13 berikut ini dan Tabel 5.29 berikut ini.



Gambar 5.13 Stabilitas Geser Arah Y

Parameter tanah dasar Pile cap

Sudut gesek $\phi : 30^\circ$

Kohesi $c : 15,64 \text{ Kpa}$

Ukuran dasar pile cap

$B_x : 3,5 \text{ m}$

$B_y : 7 \text{ m}$

Gaya total Layan I $P = 1702,35$

Gaya penahan geser pada Layan I

$$\begin{aligned} H &= (C * B_x * B_y + P * \tan \pi) * (1 + k) \\ &= 15,05 \times 3,5 \times 7 + 1702,35 \times \tan \pi (1 + 0\%) \\ &= 1366,03 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya horizontal yang bekerja

$$T_y = 19,84 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} SF &= \frac{H}{T_y} \\ &= \frac{1366,03}{19,84} = 68,86 > 2 \text{ (aman)} \end{aligned}$$

Adapun Rekapitulasi perhitungan kontrol stabilitas geser abutment arah Y secara lengkap disajikan pada Tabel 5.37 berikut ini.

Tabel 5.29 Rekapitulasi Stabilitas Arah Y

No	Kombinasi beban	T_x (kN)	P (kN)	H (kN)	SF
3	Kuat 3	92,58	2043,36	1562,91	16,88
5	Kuat 5	26,45	2048,32	1565,78	59,19
8	Layan 1	19,84	1702,35	1366,03	68,86
11	Layan 4	46,29	1552,89	1279,74	27,65

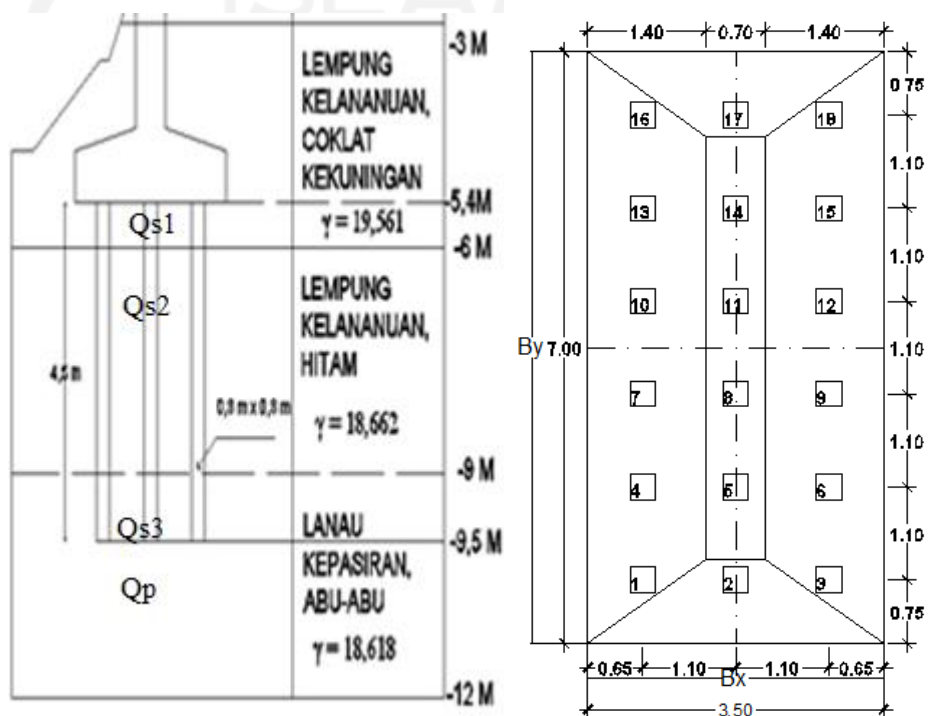
5.4 Analisis pondasi Mini pile

Analisis pondasi mini pile digunakan untuk mengetahui apakah pondasi tersebut mampu atau tidak meneruskan beban diatasnya. Analisis pondasi ada

beberapa aspek perhitungan seperti kapasitas dukung tiang tunggal, kapasitas dukung tiang kelompok, distribusi tiap tiang, kekuatan tiang dan penurunan pondasi tunggal maupun kelompok seperti analisis dibawah ini.

1. data teknis

Data teknis dan gambar untuk menghitung kapasitas dukung pondasi jembatan kaliputih Sempor Kebumen Jawa Tengah dengan tanah lempung dapat dilihat pada Gambar 5.14 dibawah ini.



Gambar 5.14 Formasi Mini Pile

a. material fondasi

Kuat tekan beton (f'_c) = 30 MPa

Mutu baja tulangan U-390

Tegangan leleh baja (f_y) = 390 MPa

Berat beton tulangan (W_c) = 25 kN/m³

Modulus elastis beton (E_s) = 25742960 KPa

Berat volume tanah (w_s) = 17 kN/m³

Sudut gesek dalam (ϕ) = 30°

Koheis tanah (c) = 4,8 KPa

Untuk susunan data mini pile yang digunakan pada abutment 02 jembatan Kaliputih Sempor Kebumen Jawa tengah kedalaman 5,8 m dengan susunan 6 x 3 tiang dengan jarak x dan y 1,1 m

b. Data Mini pile

Lebar arah x = 0,3 m

Jarak arah x = 1,1 m

Lebar arah y = 0,3 m

Jarak arah y = 1,1 m

Panjang pondasi mini pile = 4,5 m

Berdasarkan pengujian lapangan diperoleh nilai N-SPT pada kedalaman 12 m, berikut hasil pengujian N-SPT dapat dilihat pada Tabel 5.30 berikut ini

Tabel 5.30 Data N-SPT

Kedalaman	N-SPT
1,5	12
3	18
4,5	26
6	33
7,5	50
9	50
10.5	50
12	50

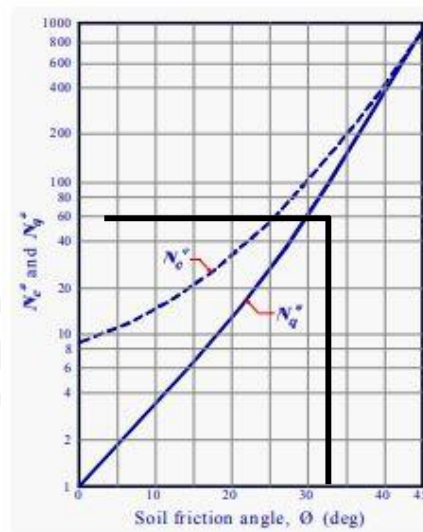
(sumber PT. Aneka Dharma Persada)

5.4.1 Kapasitas dukung berdasarkan data Laboratorium

Sebelum menghitung kapasitas dukung berdasarkan data laboratorium perlu dilakukan perhitungan berat tiang terlebih dahulu, untuk perhitungan berat tiang dapat dilihat pada perhitungan berikut ini.

a. Mini Pile ukuran 30 cm

1) Kapasitas dukung ujung tiang



Gambar 5.15 Faktor Kapasitas Dukung N_c dan N_q
(sumber: Meyerhoff)

$$N_q = 60 \text{ (Gambar 5.15)}$$

$$\begin{aligned} W_p &= S^2 \times L \times \text{Berat Jenis Beton Bertulang} \\ &= 0,3^2 \times 4,5 \times 25 \\ &= 10,125 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$Q_p = A_p \times q_t = A_p \times 5 \times N_{q*} \times \tan \phi$$

$$\begin{aligned} Q_p &= A_p \times 5 \times N_q \times \tan \phi \\ &= 0,09 \times 5 \times 60 \times \tan (30,8) \\ &= 160,9523 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) Kapasitas Dukung Selimut Tiang

Tekanan efektif tanah untuk masing masing lapisan tanah dapat dilihat pada Tabel 5.31 berikut ini.

Tabel 5.31 Tekanan Efektif Tanah

Kedalaman	Tekanan <i>overburden</i> Efektif
5,4-6	11,292 kN/m
6-9	55,987 kN/m
9-9,9	16,756 kN/m

a) Lapisan 1 (5,4 s/d 6)

$$\text{Tinggi lapisan} = 0,6 \text{ m}$$

$$\text{Sudut geser dalam} = 30^\circ$$

$$\text{Koef tekanan tanah} = 1,4 (1 - \sin 30)$$

$$= 0,7$$

$$\delta = \frac{3}{4} \varphi$$

$$= 22,5$$

$$\sigma_1 = 11,292 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{s1} = F_s \times A_s$$

$$= K_1 \times \sigma_1 \times \tan \delta \times A_s$$

$$= 0,7 \times 11,737 \times 0,4142 \times 0,72$$

$$= 2,45 \text{ kN}$$

b) Lapisan 2 (6 s/d 9)

$$\text{Tinggi Lapisan} = 3 \text{ m}$$

$$\text{Sudut geser dalam} = 30,27^\circ$$

$$\text{Koef tekanan tanah} = 1,4 (1 - \sin 30,27)$$

$$= 0,6944$$

$$\delta = \frac{3}{4} \varphi$$

$$= 22,7$$

$$\sigma_2 = 55,987 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{s2} = F_s \times A_s$$

$$= K_2 \times \sigma_2 \times \tan \delta \times A_s$$

$$= 0,6944 \times 55,987 \times 0,4183 \times 3,6$$

$$= 58,54282 \text{ kN}$$

c) Lapisan 3 (9m sd 9,9m)

$$\text{Tinggi Lapisan} = 0,9 \text{ m}$$

$$\text{Sudut geser dalam} = 30,08^\circ$$

$$\text{Koef tekanan tanah} = 1,4 (1 - \sin 30,08)$$

$$= 0,6474$$

$$\delta = \frac{3}{4} \varphi$$

$$= 23,1$$

$$\sigma_3 = 16,756 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{s3} = F_s \times A_s$$

$$= K_1 \times \sigma_3 \times \tan \delta \times A_s$$

$$= 0,6831 \times 16,756 \times 0,4265 \times 1,08$$

$$= 5,273 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} Q_s \text{ Total} &= Q_{s1} + Q_{s2} + Q_{s3} \\ &= 2,4503 + 58,5428 + 5,2731 \\ &= 66,2662 \text{ kN} \end{aligned}$$

3) Kapasitas dukung ultimit tiang

$$\begin{aligned} Q_{ult} &= Q_p + Q_s - W_p \\ &= 160,9523 + 66,2662 - 10,125 \\ &= 217,0935 \end{aligned}$$

4) Kapasitas dukung izin tiang

$$\begin{aligned} Q_{all} &= \frac{Q_{ult}}{SF} \\ &= \frac{217,0935}{3} \\ &= 72,36449 \text{ kN} \end{aligned}$$

b. Mini Pile ukuran 0,45 meter

1) Kapasitas dukung ujung tiang

$$N_q = 60 \text{ (Gambar 5.16)}$$

$$\begin{aligned} W_p &= S^2 \times L \times \text{Berat Jenis Beton Bertulang} \\ &= 0,45^2 \times 4,5 \times 25 \\ &= 22,7813 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$Q_p = A_p \times q = A_p \times 5 \times N_q^* \times \tan \phi$$

$$\begin{aligned} Q_p &= A_p \times 5 \times N_q \times \tan \phi \\ &= 0,2025 \times 50 \times 60 \times \tan (30,8) \\ &= 362,147 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) Kapasitas Dukung Selimut Tiang

a) Lapisan 1 (5,4 s/d 6)

$$\text{Tinggi lapisan} = 0,6 \text{ m}$$

$$\text{Sudut geser dalam} = 30^\circ$$

$$\text{Koef tekanan tanah} = 1,4 (1 - \sin 30)$$

$$= 0,7$$

$$\delta = \frac{3}{4} \varphi$$

$$= 22,5$$

$$\sigma_1 = 11,292 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{s1} = F_s \times A_s$$

$$= K_1 \times \sigma_1 \times \tan \delta \times A_s$$

$$= 0,7 \times 11,737 \times 1,08$$

$$= 3,6754 \text{ kN}$$

a) Lapisan 2 (6 s/d 9)

$$\text{Tinggi Lapisan} = 3 \text{ m}$$

$$\text{Sudut geser dalam} = 30,27^\circ$$

$$\text{Koef tekanan tanah} = 1,4 (1 - \sin 30,27)$$

$$= 0,6944$$

$$\delta = \frac{3}{4} \varphi$$

$$= 22,7$$

$$\sigma_2 = 55,987 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{s2} = F_s \times A_s$$

$$= K_1 \times \sigma_2 \times \tan \delta \times A_s$$

$$= 0,6944 \times 55,987 \times 5,4$$

$$= 87,8142 \text{ kN}$$

b) Lapisan 3 (9m sd 9,9m)

$$\text{Tinggi Lapisan} = 0,9 \text{ m}$$

$$\text{Sudut geser dalam} = 30,08^\circ$$

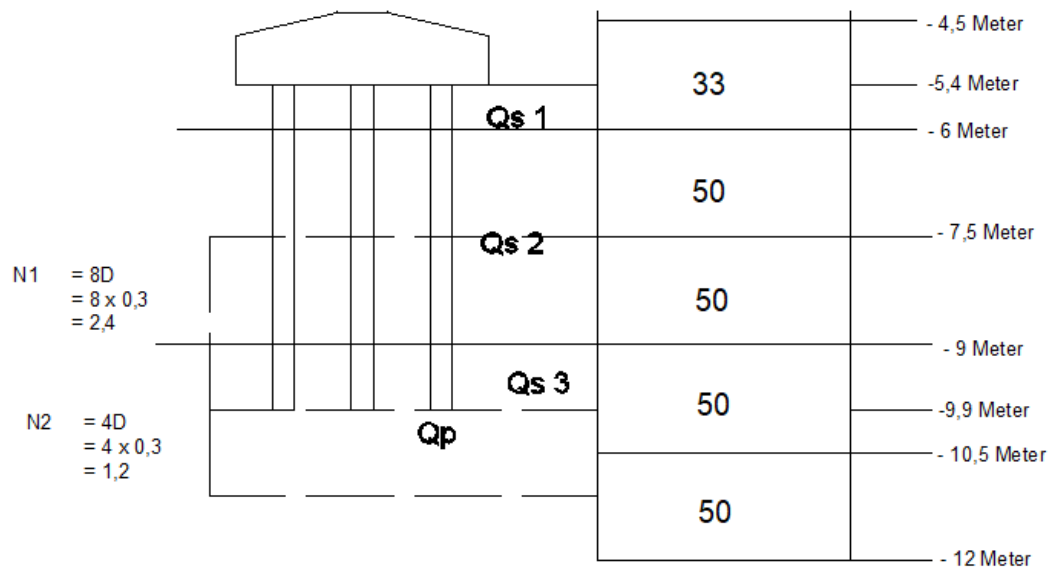
$$\text{Koef tekanan tanah} = 1,4 (1 - \sin 30,08)$$

$$= 0,6474$$

$$\delta = \frac{3}{4} \varphi$$

$$\begin{aligned}
 &= 23,1 \\
 \sigma_3 &= 16,756 \text{ kN/m}^2 \\
 Q_{s3} &= F_s \times A_s \\
 &= K_1 \times \sigma_3 \times \tan \delta \times A_s \\
 &= 0,6831 \times 16,756 \times 1,62 \\
 &= 7,9096 \text{ kN} \\
 Q_s \text{ Total} &= Q_{s1} + Q_{s2} + Q_{s3} \\
 &= 3,6754 + 87,8142 + 7,9096 \\
 &= 99,3993 \text{ kN} \\
 3) \quad &\text{Kapasitas dukung ultimit tiang} \\
 Q_{ult} &= Q_p + Q_s - W_p \\
 &= 362,1427 + 99,3993 - 22,7813 \\
 &= 438,7607 \\
 4) \quad &\text{Kapasitas dukung izin tiang} \\
 Q_{all} &= \frac{Q_{ult}}{SF} \\
 &= \frac{438,7607}{3} \\
 &= 146,2536 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Sebelum menghitung kapasitas dukung tiang pancang menggunakan metode *Resse& Wright* dan metode *Meyerhoff* maka perlu menghitung Nilai N-SPT rata-rata. Nilai N-SPT rata-rata hingga kedalaman 12 meter dapat dilihat pada Gambar 5.16 Berikut ini.



Gambar 5.16 Letak N1 dan N2 Mini Pile

Perhitungan nilai N-SPT rata-rata adalah sebagai berikut.

$$\text{N-SPT rata-rata} = \frac{\sum (h \times \text{N-SPT})}{\sum h}$$

$$\text{N-SPT rata-rata} = \frac{(1,5 \times 50) + (1,5 \times 50) + (0,6 \times 50)}{1,5 + 1,5 + 0,6}$$

$$\begin{aligned} \text{N-SPT rata-rata} &= \frac{180}{3,6} \\ &= 50 \end{aligned}$$

5.4.2 Kapasitas dukung Mini Pile Tunggal menggunakan metode Reese & Wright

1. Kapasitas dukung ujung tiang

$$N = 50$$

$$C_u = 4 \cdot N$$

$$= 4 \cdot 50$$

$$= 20 \text{ kPa}$$

$$q_p = 9 \cdot C_u$$

$$= 9 \cdot 20$$

$$= 1800 \text{ kN}$$

$$A_p = S^2$$

$$= 0,3^2$$

$$= 0,09 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 Q_p &= q_p \times A_p \\
 &= 1800 \times 0,09 \\
 &= 162 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2. kapasitas dukung selimut tiang

$$\begin{aligned}
 \alpha &= 0,55 \\
 p &= 5,4 \text{ m} \\
 f &= \alpha \times C_u \\
 &= 0,55 \times 200 \\
 &= 110 \text{ kPa} \\
 Q_s &= f.p \\
 &= 110 \times 5,4 \\
 &= 594 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

3. kapasitas dukung ulimit tiang

$$\begin{aligned}
 Q_u &= Q_p + Q_s - W_p \\
 &= 162 + 594 - 10,125 \\
 &= 745,875 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

4. kapasitas dukung ijin

$$\begin{aligned}
 Q_a &= \frac{Q_u}{SF} \\
 &= \frac{745,875}{2,5} \\
 &= 298,35 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

5.4.3 Kapasitas dukung Mini Pile Tunggal menggunakan metode *Meyyehof*

Perhitungan tegangan efektif setiap lapis tanah pada kedalamann tertentu dianalisis meggunakan formula $\gamma \cdot h$ sehingga diperoleh hasil seperti pada Tabel 5.32 Berikut ini

Tabel 5.32 Hasil Perhitungan Tegangan Efektif (*Overburden*)

Kedalaman	$\sigma'_v = \gamma \cdot h$ (kN/m ²)
0-3	56,8798
3-6	115,5647
6-9	142,1216
9-12	168,5456

1 Menghitung kapasitas dukung ujung tiang

$$\begin{aligned}
 N_q &= 22,5 \\
 \text{Tegangan efektif} &= 164,51 \\
 q_b &= \text{teg.efektif} \times N_q \\
 &= 168,5456 \times 22,5 \\
 &= 3792,277 \\
 A_b &= S^2 \\
 &= 0,3^2 \\
 &= 0,09 \text{ m}^2 \\
 Q_b &= q_b \times A_b \\
 &= 3792,277 \times 0,09 \\
 &= 341,3049 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2. Menghitung kapasitas dukung selimut tiang

$$\begin{aligned}
 A_{s1} &= D \times L \\
 &= (0,3 \times 4) \times 0,6 \\
 &= 0,72 \text{ m}^2 \\
 K_1 &= 1,4(1 - \sin \phi) \\
 &= 0,7 \\
 q_{s1} &= K \times \gamma' h \times \tan \phi \\
 &= 0,7 \times 115,5647 \times \tan 22,5 \\
 &= 33,5079 \text{ kN/m}^2 \\
 A_{s2} &= D \times L \\
 &= (0,3 \times 4) \times 3 \\
 &= 3,6 \text{ m}^2 \\
 K_2 &= 1,4(1 - \sin \phi) \\
 &= 0,6944 \\
 q_{s2} &= K \times \gamma' h \times \tan \phi \\
 &= 0,6944 \times 142,1216 \times \tan 22,7
 \end{aligned}$$

$$= 41,2805 \text{ kN/m}^2$$

$$As3 = D \times L$$

$$= (0,3 \times 4) \times 0,9$$

$$= 1,08 \text{ m}^2$$

$$K3 = 1,4 (1 - \sin \phi)$$

$$= 0,6831$$

$$qs3 = K \times \gamma' h \times \tan \phi$$

$$= 0,6831 \times 168,5456 \times \tan 23,1$$

$$= 49,1115 \text{ kN/m}^2$$

$$Qs = As \times qs$$

$$= (0,72 \times 33,5079) + (3,6 \times 41,2805) + (1,08 \times 49,1115)$$

$$= 225,7759$$

3. Menghitung kapasitas dukung ultimit tiang

$$Qu = Qb + Qs - Wp$$

$$= 341,3049 + 225,7759 - 10,125$$

$$= 556,9558 \text{ kN}$$

4. menghitung kapasitas dukung ijin tiang

$$SF = 3$$

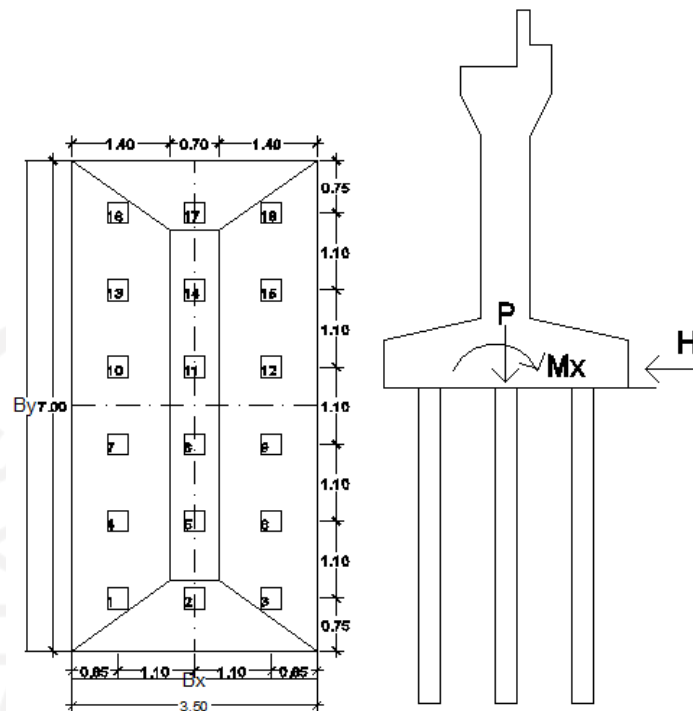
$$Qa = \frac{Qu}{SF}$$

$$= \frac{556,9558}{3}$$

$$= 185,6519 \text{ kN}$$

5.4.4 Kapasitas dukung kelompok tiang

Perhitungan kapasitas dukung pondasi kelompok tidak jauh berbeda dengan analisis pondasi tunggal, hal yang membedakan hanya pengalihan dengan faktor efisiensi kelompok (E_g) dan jumlah pondasi yang digunakan. Menurut AASHTO (2002) pada pondasi tiang pancang nilai efisiensi (E_g) dianggap sebesar 1,0 dengan jarak antar tiang 3D-4D (Paulus, 2016). Skema kapasitas dukung kelompok dapat dilihat pada Gambar 5.17 berikut ini.



Gambar 5.17 Kapasitas Pondasi Tiang Kelompok

$m = 6$ (jumlah baris Mini Pile)

$n = 3$ (dalam satu baris)

$n_{total} = 18$ mini pile

$s = 1,1$ m

Efisiensi Kelompok tiang Pancang menurut (*coverse-labarre*)

$E_g = 1$

1. Perhitungan menggunakan metode Laboratorium

a. Lebar ukuran 30 cm

$E_g = 1$

$n \times m = 18$

$Q_{ult} = 217,0935$

$Q_{upg} = E_g \times n \times m \times Q_{ult}$

$= 1 \times 18 \times 217,0935$

$= 3907,6825$ kN

$Q_{allg} = Q_{upg}/SF$

$= 3907,6825/3$

$$= 1302,5608 \text{ kN}$$

b. Lebar ukuran 45 cm

$$E_g = 1$$

$$N = 18$$

$$Q_{ult} = 438,7607$$

$$Q_{upg} = E_g \times N \times Q_{ult}$$

$$= 1 \times 18 \times 438,7607$$

$$= 7897,6924 \text{ kN}$$

$$Q_{allg} = Q_{upg}/SF$$

$$= 7897,6924/3$$

$$= 2632,5641 \text{ kN}$$

2. Perhitungan menggunakan metode Resse & Wright

$$E_g = 1$$

$$N = 18$$

$$Q_{ult} = 745,875$$

$$Q_{upg} = E_g \times N \times Q_a$$

$$= 1 \times 18 \times 745,875$$

$$= 13425,750 \text{ kN}$$

$$Q_{allg} = Q_{upg}/SF$$

$$= 13425,750/3$$

$$= 4475,250 \text{ kN}$$

3. . Perhitungan menggunakan metode Meyerhoff

$$E_g = 1$$

$$N = 18$$

$$Q_a = 556,9558$$

$$Q_{upg} = E_g \times N \times Q_a$$

$$= 1 \times 18 \times 556,9558$$

$$= 10025,2053 \text{ kN}$$

$$Q_{allg} = Q_{upg}/SF$$

$$= 10025,2053/3$$

$$= 3341,7351 \text{ kN}$$

5.4.5 Analisis Distribusi Beban Ke Tiap Mini Pile

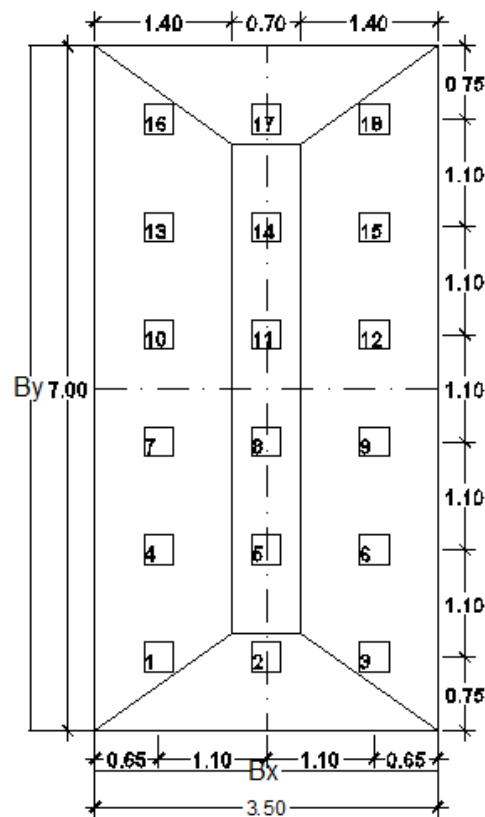
Dari analisis kelompok tiang beban yang diterima tiang tiang (P) pada kelompok tiang pancang dapat ditentukan rumus berikut.

$$P = \frac{V}{N} \pm \frac{My \cdot Xi}{\sum X^2} \pm \frac{Mx \cdot Yi}{\sum y^2}$$

Beban-beban diatas kelompok tiang dapat dihitung sebagai berikut.

N tiang	= 18
Nx	=3
Ny	= 6
$\sum x^2$	= $3 \times (1,2)^2 = 4,32\text{m}$
$\sum y^2$	= $6 \times (1,2)^2 = 8,64 \text{ m}$
Berat aksial <i>abutment</i> (P)	= 2303,4594 kN
Berat tiang	= $A_p \times \gamma \times n \times L$
	= $0,09 \times 25 \times 18 \times 4,5$
	= 182,2500 kN
Berat total (V)	= P + berat tiang
	= $2303,4594 + 182,25$
	= 2485,7094 kN
Momen arah x (Mx)	= 1098,16 kNm
Momen arah y(My)	= 518,45 kNm

Jarak antar tiang berdasarkan Dirjen Bina Marga Departemen P.U.T.L. disyaratkan $2,5D \leq S \leq 3D$. Susunan mini pile dapat dilihat pada Gambar 5.18 berikut ini.



Gambar 5.18 Susunan Jarak Antar Mini Pile

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

Diambil beberapa contoh perhitungan pada tiang no 1 dan nomor 18 sebagai berikut

$$P_1 = \frac{2485,7094}{18} + \frac{518,45 \cdot (-1,1)}{4,32} + \frac{2221,31 \cdot (-2,75)}{8,64}$$

$$= 700,9342 \text{ kN}$$

$$P_{18} = \frac{2485,7094}{18} + \frac{518,45 \cdot (1,1)}{4,32} + \frac{2221,31 \cdot 2,75}{8,64}$$

$$= 977,1223 \text{ kN}$$

Hasil dari beban vertikal dan momen direkapitulasi dalam Tabel 5.33 berikut ini

Tabel 5.33 Rekap Beban Vertikal dan Momen

No	X	Y	P
1	-1.1	-2.75	700,9324
2	0	-2.75	568,9204
3	1.1	-2.75	436,9084
4	-1.1	-1.65	418,1262
5	0	-1.65	286,1142
6	1.1	-1.65	154,1023
7	-1.1	-0.55	135,3201
8	0	-0.55	3,3081
9	1.1	-0.55	128,7039
10	-1.1	0.55	147,4861
11	0	0.55	279,4980
12	1.1	0.55	411,5100
13	-1.1	1.65	430,2922
14	0	1.65	562,3042
15	1.1	1.65	694,3162
16	-1.1	2.75	713,0983
17	0	2.75	845,1103
18	1.1	2.75	977,1223
nilai Max			977,1223

Berdasarkan Tabel 5.41 didapatkan nilai beban maksimum yang diterima oleh tiang adalah mo 18 yaitu sebesar 977,1223 kN.

5.4.6 Analisis Kekuatan Tiang Pancang

Dengan mutu beton $f'c$ 30, kekuatan tiang dihitung dengan rumus berikut.

$$\sigma = \frac{P}{A} < \sigma \text{ ijin}$$

Maka kekuatan tiang Pancang dapat dihitung sebagai berikut.

$$P = 977,1223 \text{ kN (beban maks yang diterima satu tiang)}$$

$$A = S^2 = 0,3^2 = 0,09 \text{ m}^2$$

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

$$= \frac{977,1223}{0,09}$$

$$= 10856,9144 \text{ kN/m}^2$$

$$= 110,7097 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ijin} = f'_c \cdot 30 \text{ mPa}$$

$$= (30 \times 10) / 0,83$$

$$= 361,4458 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = 110,7097 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ijin} = 361,4458 \text{ kg/cm}^2 \text{ (AMAN)}$$

Berdasarkan perhitungan di atas didapatkan nilai $\sigma < \sigma_{ijin}$ maka kekuatan mini pile tersebut aman digunakan

5.4.7 Analisis Penurunan Pondasi tiang

Penurunan tiang pondasi harus diperhitungkan dengan penurunan pondasi tiang tunggal dan penurunan pondasi kelompok tiang yang di peroleh dengan perhitngan berikut.

1. Penurunan tiang tunggal

Penurunan tiang tunggal dihitung dengan metode empiris sebagai berikut.

$$\text{Berat aksial } abutment (P) = 2303,4594 \text{ kN}$$

$$\text{Berat tiang} = A_p \times \gamma_{\text{beton bertulang}} \times n \times L$$

$$= 0,09 \times 25 \times 18 \times 4,5$$

$$= 182,25 \text{ kN}$$

$$\text{Berat total (V)} = P + \text{berat tiang}$$

$$= 2303,4594 + 182,25$$

$$= 2485,7094 \text{ kN}$$

$$D = 0,3 \text{ m}$$

$$Q = 2485,7094 \text{ kN}$$

$$L = 4,5 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 A_p &= 0,09 \text{ m}^2 \\
 E_p &= 4700 \sqrt{f'c} \\
 &= 4700 \sqrt{30} \\
 &= 25742960 \text{ kN/m}^2 \\
 S &= \frac{D}{100} + \frac{Q \times L}{A_p \times E_p} \\
 &= \frac{11,81}{100} + \frac{91085,93 \times 177,165}{3,54 \times 25742960} \\
 &= 0,295 \text{ inc} \\
 &= 0,749 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

2. Penurunan Pondasi Kelompok

$$\begin{aligned}
 S &= 0,749 \text{ inc} \\
 B_g &= 1,1 + 0,3 \\
 &= 1,4 \text{ m} = 55,1181 \\
 S_g &= s \sqrt{\frac{B_g}{D}} \\
 &= 0,295 \sqrt{\frac{55,1181}{11,81}} \\
 &= 0,637 \text{ inc} \\
 &= 1,618 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

3. Penurunan yang Diizinkan

Syarat perbandingan penurunan yang aman untuk penurunan izin pada kelompok tiang menurut Resse & Wright (1997) adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 S_{izin} &= 10\%D \\
 &= 10\% 0,3 \text{ m} \\
 &= 0,03 \text{ m} = 3 \text{ cm} \\
 &= 3 \text{ cm} > 1,983 \text{ cm (AMAN)}
 \end{aligned}$$

5.5 Analisis Menggunakan Software Plaxis 2D

Analisis yang dalam penelitian ini dilakukan menggunakan program computer Plaxis V8.6 dengan pembebanan yang dilakukan sesuai dengan beban rencana. Pondasi yang digunakan adalah pondasi tiang pancang dengan diameter 0,3 m dan kedalaman 4,5 m dengan menggunakan beban jembatan sebesar 2666,48

kN. Berikut ini adalah langkah-langkah dalam menganalisis menggunakan Plaxis V8.6

5.5.1 Permodelan Geometri

Permodelan geometri struktur pondasi dan pilecap menggunakan material beton lalu digambarkan node yang telah ditentukan yaitu-node 15 dan model yang digunakan adalah plan strain dengan penggambaran ilustrasi pondasi hingga kedalaman 5,8 m dengan spacing 0,05m

Sebelum melakukan permodelan dengan aplikasi Plaxis 2d v8.6, diperlukan adanya perhitungan nilai inersia dan nilai EA dan EI sebagai parameter untuk abutment dan mini pile, setelah itu baru dilakukan analisis menggunakan aplikasi computer plaxis 2d V8.6 dapat dilakukan.

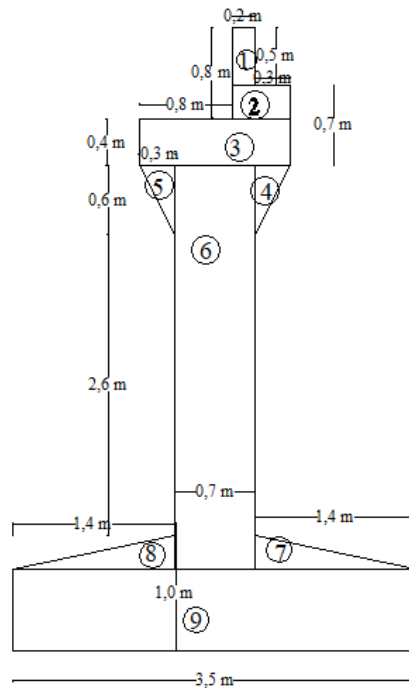
1. Mencari nilai luasan fondasi

$$\begin{aligned}\text{Luasan pondasi} &= S^2 \\ &= 0,3^2 \text{ m} \\ &= 0,09 \text{ m}^2\end{aligned}$$

2. Inersia pondasi $= 1/12 \times b \times h^3$
 $= 1/12 \times 0,3 \times 0,3^3$
 $= 0.000675 \text{ m}^4$

3. Mencari nilai luasan Abutment

Untuk gambar penampang abutment dapat dilihat pada Gambar 5.19 berikut ini



Gambar 5.19 Penampang Abutment

4. Luasan Abutment dan Inersia

Untuk perhitungan luas dan inersia abutment dapat dilihat pada Tabel 5.42 berikut ini.

Tabel 5.34 Perhitungan luas dan inersia Abutment

bagian	b (m)	h(m)	A	satuan	inersia	satuan
1	0.2	0.5	0.1	m ²	0.0021	m ⁴
2	0.5	0.3	0.15	m ²	0.0011	m ⁴
3	1.3	0.4	0.52	m ²	0.0069	m ⁴
4	0.3	0.6	0.09	m ²	0.0018	m ⁴
5	0.3	0.6	0.09	m ²	0.0018	m ⁴
6	0.7	3.5	2.45	m ²	2.5010	m ⁴
7	1.4	0.3	0.21	m ²	0.0011	m ⁴
8	1.4	0.3	0.21	m ²	0.0011	m ⁴
9	3.5	0.7	2.45	m ²	0.1000	m ⁴
			6.27	m ²	2.617	m ⁴

5. Mencari nilai EA dan EI Pondasi

$$\begin{aligned}
 E \text{ beton} &= 4700 \sqrt{f'c} \\
 &= 4700 \sqrt{30} \\
 &= 25742,9602 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 25742960,2 \text{ kN/m}^2 \\
 EI &= E \text{ beton} \times I \\
 &= 25742960,2 \times 0,000675 \\
 &= 17376,498 \text{ kN/m}^2 \\
 EA &= E \text{ beton} \times \text{Luas} \\
 &= 25742960,2 \times 0,09 \\
 &= 2316866,418 \text{ kN/m}^2 \\
 6. \text{ Mencari nilai EA dan EI abutment} \\
 E \text{ beton} &= 4700 \sqrt{f'c} \\
 &= 4700 \sqrt{30} \\
 &= 25742,9602 \text{ Mpa} \\
 &= 25742960,2 \text{ kN/m}^2 \\
 EI &= E \text{ beton} \times I \\
 &= 25742960,2 \times 2,617 \\
 &= 67367396,13 \text{ kN/m}^2 \\
 EA &= E \text{ beton} \times \text{Luas} \\
 &= 25742960,2 \times 6,27 \\
 &= 161408360,5 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

5.5.2 Input Material dan Data

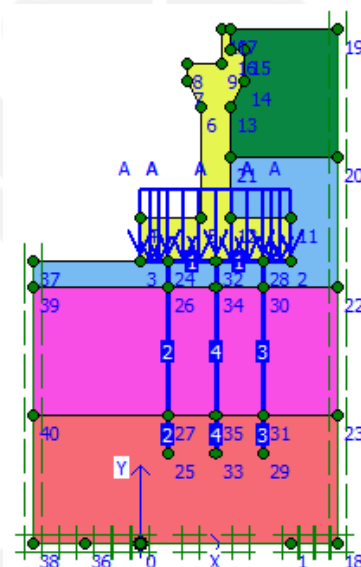
1. Model Geometri Analisis

Analisis pondasi bisa dilakukan dengan menggunakan model regangan dari bidang dengan 15 titik nodal (15 node), regangan bidang yang digunakan untuk penampang sebuah geometri yang memiliki penampang melintang yang relative seragam dengan kondisi tegangan dan kondisi 110 pembebanan yang cukup panjang dalam arah tegak lurus terhadap penampang tersebut yaitu arah z.

Satuan dasar yang digunakan harus diselaraskan pula baik untuk besarnya satuan gaya, yaitu kilo Newton (kN), material waktu yaitu dalam hari dan satuan panjang berupa meter (M). jenis material yang digunakan dalam penelitian ini adalah model tanah Mohr-Coulomb. Model tanah Mohr-Coulomb

diasumsikan sebagai perilaku tanah yang bersifat relative plastis sempurna, serta untuk mendeterminasi suatu nilai tegangan batas yang mana pada suatu titik tersebut tegangan sudah tidak dipengaruhi lagi oleh regangnya sendiri.

Dimensi yang digunakan disesuaikan dengan dimensi rencana, untuk struktur pondasi disederhakan dengan menggunakan model plate dengan kedalaman hingga lapisan kedua, sama halnya dengan pilecap dimodelkan pula menggunakan plate. Pembangunan yang diletakan diatas pondasi (beban vertikal) berupa beban merata (distributed load-Load System A), sedangkan gaya lateral berupa beban titik terpusat(pointed load A – Load System A) yang terletak disamping kiri pondasi. Berikut ini adalah model geometri dari penelitian ini yang dapat dilihat pada Gambar 5.20 berikut ini.



Gambar 5.20 Geometri Struktur dan Lapisan Tanah

2. Kondisi Batas

Kondisi batas atau disebut juga Standart Fixities digunakan untuk membentuk adanya struktur kondisi batas standar baik untuk beban normal ataupun beban gempa, untuk membentuk kondisi batas, tekan ikon Jepit standar pada toolbar. Secara otomatis program akan membentuk berupa bagian jepit penuh pada bagian dasar dan jepit rol pada sisi kiri dan kanan model geometri.

3. Data dan Parameter Tanah

Data serta parameter tanah yang dimasukkan dalam analisis ini adalah material model yang digunakan dalam analisis ini merupakan data yang didapat dari beberapa sumber, seperti data teknis pekerjaan peningkatan jalan dan jembatan Sempor Kebumen Jawa tengah, serta beberapa nilai koefisien dari beberapa beberapa literature.

Berikut ini adalah data yang dimasukkan dalam permodelan diatas yang dapat dilihat pada Tabel 5.35 sampai Tabel 5.39 dibawah ini

Tabel 5. 35 Data lapisan Tanah 0,0m-3 m

No	Parameter Data	Simbol	Nilai	Satuan
1	Berat jenis tanah <i>saturated</i>	γ sat	18,95993	kN/m ³
2	Berat jenis tanah <i>unsaturated</i>	γ unsat	14,0059	kN/m ³
3	Permeabilitas arah X	Kx	1×10^{-3}	m/detik
4	Permeabilitas arah Y	Ky	1×10^{-3}	mm/detik
5	Modulus elastis	Eref	10000	kN/m ²
6	<i>Poisson ratio</i>	V	0,3	
7	Kohesi tanah	C	30	kN/m ²
8	Sudut geser dalam	ϕ	14,94	°
9	Sudut dilatasi	Ψ	0	

Tabel 5. 36 Data lapisan Tanah 3 m-6 m

No	Parameter Data	Simbol	Nilai	Satuan
1	Berat jenis tanah <i>saturated</i>	γ sat	19,56164	kN/m ³
2	Berat jenis tanah <i>unsaturated</i>	γ unsat	14,37538	kN/m ³
3	Permeabilitas arah X	Kx	1×10^{-3}	mm/detik
4	Permeabilitas arah Y	Ky	1×10^{-3}	mm/detik
5	Modulus elastis	Eref	20000	kN/m ²

Lanjutan Tabel 5. 37 Data lapisan Tanah 3 m-6 m

6	<i>Poisson ratio</i>	V	0,32	
7	Kohesi tanah	C	15,64	kN/m ²
8	Sudut geser dalam	ϕ	30	°
9	Sudut dilatasi	Ψ	0	

Tabel 5.38 Data lapisan Tanah 6 m-9 m

No	Parameter Data	Simbol	Nilai	Satuan
1	Berat jenis tanah <i>saturated</i>	γ sat	18,95993	kN/m ³
2	Berat jenis tanah <i>unsaturated</i>	γ unsat	14,0059	kN/m ³
3	Permeabilitas arah X	Kx	1×10^{-3}	Mm/detik
4	Permeabilitas arah Y	Ky	1×10^{-3}	Mm/detik
5	Modulus elastis	Eref	10000	kN/m ²
6	<i>Poisson ratio</i>	V	0,24	
7	Kohesi tanah	C	17,32	kN/m ²
8	Sudut geser dalam	ϕ	30,27	°
9	Sudut dilatasi	Ψ	0	

Tabel 5. 39 Data lapisan Tanah 9 m-12 m

No	Parameter Data	Simbol	Nilai	Satuan
1	Berat jenis tanah <i>saturated</i>	γ sat	18,66229	kN/m ³
2	Berat jenis tanah <i>unsaturated</i>	γ unsat	13,75381	kN/m ³
3	Permeabilitas arah X	Kx	1×10^{-3}	Mm/detik
4	Permeabilitas arah Y	Ky	1×10^{-3}	Mm/detik
5	Modulus elastis	Eref	40000	kN/m ²

6	<i>Poisson ratio</i>	V	0,32	
7	Kohesi tanah	C	15,05	kN/m ²
8	Sudut geser dalam	ϕ	30,8	°
9	Sudut dilatasi	Ψ	0	

Perhitungan menggunakan program plaxis dilakukan setelah semua data dan analisis yang dilakukan sebelumnya telah selesai dimasukan. Kemudian secara otomatis, *tollbar calculate* akan muncul setelah pada akhir *input program*, perhitungan yang dilakukan dalam analisis ini terdiri dari empat tahap, pertama pemasangan pondasi, kedua tahap pemasangan pilecap, ketiga tahap pembebanan pondasi dan tahap terakhir adalah tahap faktor aman atau *safety factor*. Berikut adalah penjelasan dalam masing-masing phase tersebut.

1. Tahap Pemasnagan Pondasi

Tahap pertama adalah pemasangan pondasi, pada tab general, loading input kemudian pilih adlaah stage construction. Masukan jenis kalkulasi yang digunakan adalah plastic analysis, lalu tekan tombol parameter untuk mengaktifkan pondasi, setelah itu tekan tombol define lalu tekan satu kali padastruktur pondasi yang diinginkan sampai warna pondasi berubah menjadi biru.

2. Tahap Pemasangan Pilecap

Tahap kedua adalah pemasangan pilecap, pada tab general, loading input kemudian pilih adalah stage construction. Input jenis kalkulasi yang digunakan adalah plastic analysis, lalu tekan tombol parameter untuk mengaktifkan strutkur pilecap, setelah itu tekan tombol define lalu tekan satu kali pada struktur pilecap yang diinginkan sampai warna struktur menajdi biru.

3. Tahap Pembebanan Pondasi

Tahap ketiga adalah pembebanan pondasi, pada tab general, loading input kemudian pilih adalah stage construction, masukan jenis kalkulasi yang digunakan adalah total multiplers, kemudian tekan tombol parameter untuk mengaktifkan pembebanan pondasi. Dalam halaman parameter dilakukan pengaktifan kemudian input nilai beban yang diterima oleh pondasi, yaitu

dengan cara tekan define kemudian dilakukan tekan dua kali pada profil struktur beban untuk memasukan total beban yang akan diampumserta tekan datu kali pada profil beban untuk pengaktifan beban.

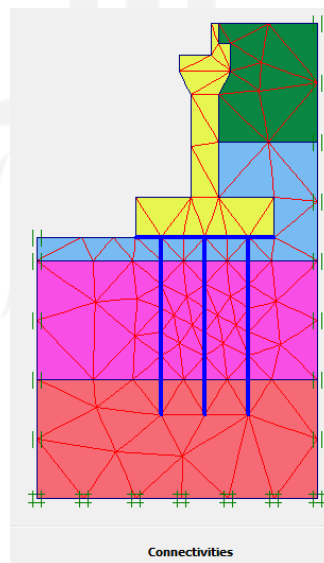
4. tahap faktor aman atau safety factor

Tahap keempat adalah faktor aman atau angka aman. Pada tab general, loading input yang digunakan adalah phi/c reduction dengan jenis kalkulasi incremental multipliers.

5.5.3 Arah Pergerakan Tanah

1. Jaringan Elemen (*Generate Mesh*)

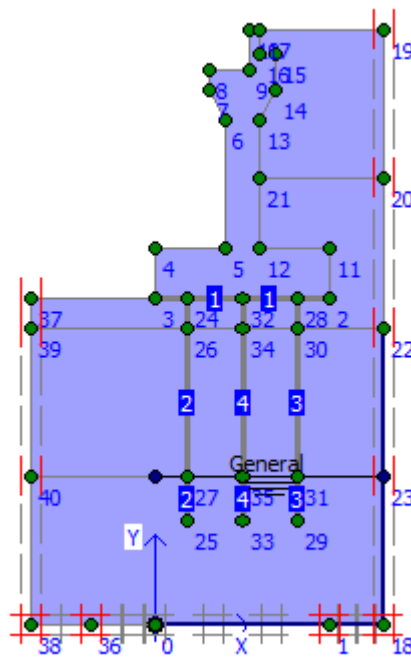
Setelah semua data dimasukan ke dalam program analisis secara lengkap, selanjutnya dibuat jaringan elemen untuk membagi menjadi beberapa elemen agar dapat dilakukan perhitungan metode alemen hingga (*finite element method*). Caranya untuk melakukan *Generate meshing* adalah dengan menekan smbol *generate mesh* pada *toolbar*, maka akan muncul jendela baru lalu tekan tombol *update* secara otomatis aplikasi akan membentuk jaringan elemen dan *interface*. *Generate meshing* dapat diperhalus untuk mendapatkan hasil analisis yang lebih optimal. Berikut adalah gambarhasil dari penyusunan jarring elemen yang dapat dilihat pada Gambar 5.21 berikut ini.



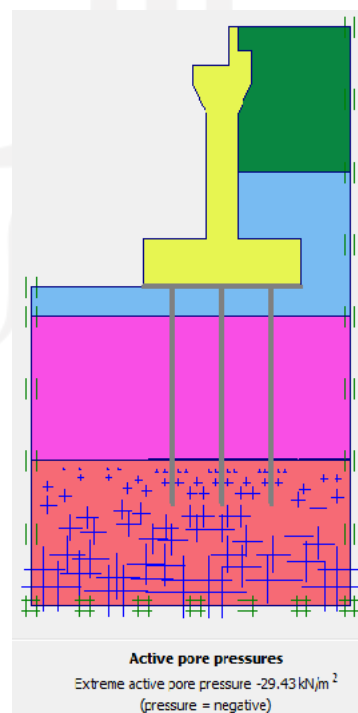
Gambar 5. 21 Hasil *Generate Meshing* pada Struktur Pondasi

2. Kondisi Awal (*Initial Condition*)

Permukaan air tanah tidak dilewati karena muka air tanah mengenai struktur pondasi, karena muka air tanah berada di kedalaman 5 m dibawah permukaan tanah. Berikut ini adalah hail dari konsolidasi awal (initial condition) yang dapat dilihat pada Gambar 5.22 dan Gambar 5.23 berikut ini.



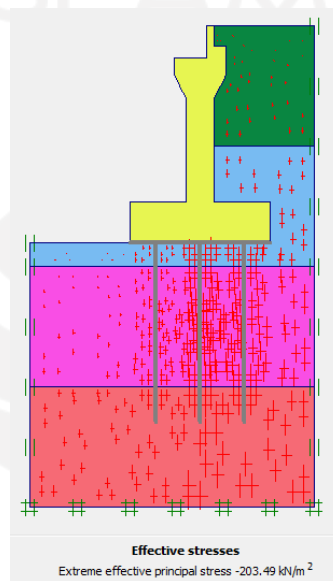
Gambar 5.22 Initial Condition dan posisi Muka Air Tanah



Gambar 5.23 Hasil Tekanan Air Pori (*Generate Water Pressure*)

3. Tegangan Awal

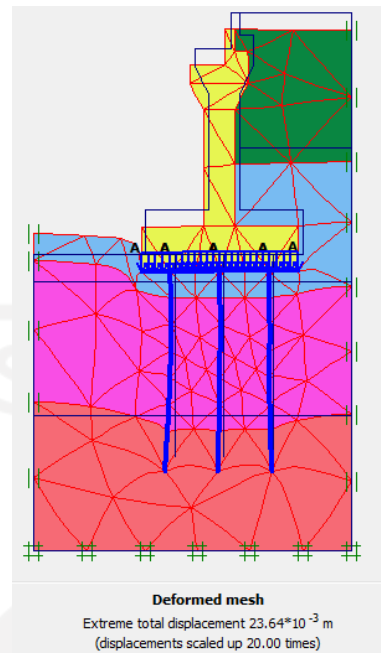
Setelah tekanan air pori *generate water pressure* telah diaktifkan (*active pore pressure*), kemudian tekan *initial stresses* untuk mengetahui tegangan yang terjadi pada lapisan tanah. Setelah muncul nilai *effective stresses* tekan *update* untuk menyimpan hasil analisis tersebut. Berikut adalah hasil dari tegangan awal yang dapat dilihat pada Gambar 5.24 berikut ini.



Gambar 5. 24 Hasil Tegangan Awal pada Lapisan Tanah

4. *Deformed Mesh*

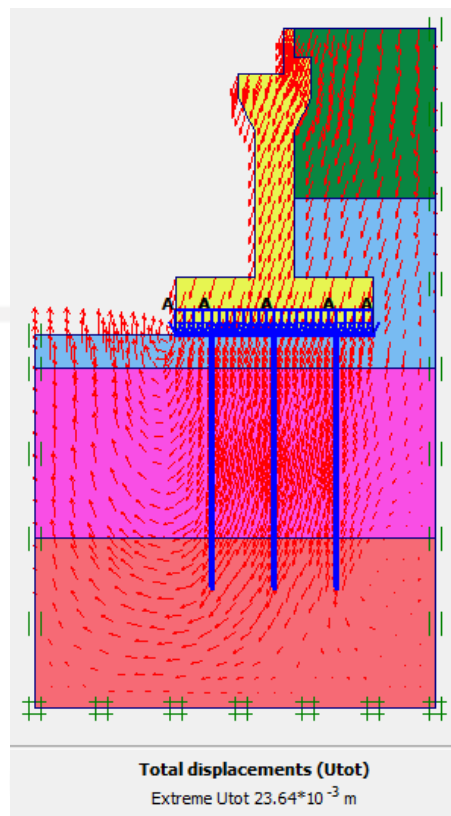
Untuk hasil *deformed mesh* dengan beban kendaraan didapatkan nilai *total displacement* atau nilai penurunan sebesar $23,64 \times 10^{-3}$ m seperti pada Gambar 5.25 berikut ini.



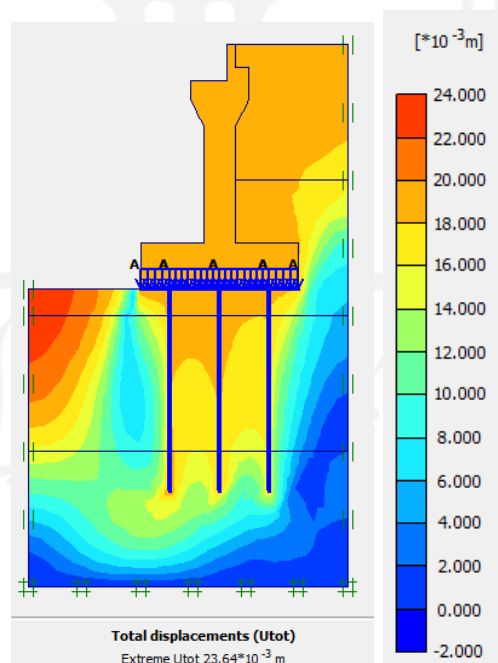
Gambar 5.25 Deformed Mesh

5. Arah Pergerakan dan daerah Potensial Longsor

Arah pergerakan dan daerah potensial longsor lereng *abutment* dan *mini pile* dilihat seperti Gambar 5.26 dan Gambar 5.27 berikut ini.



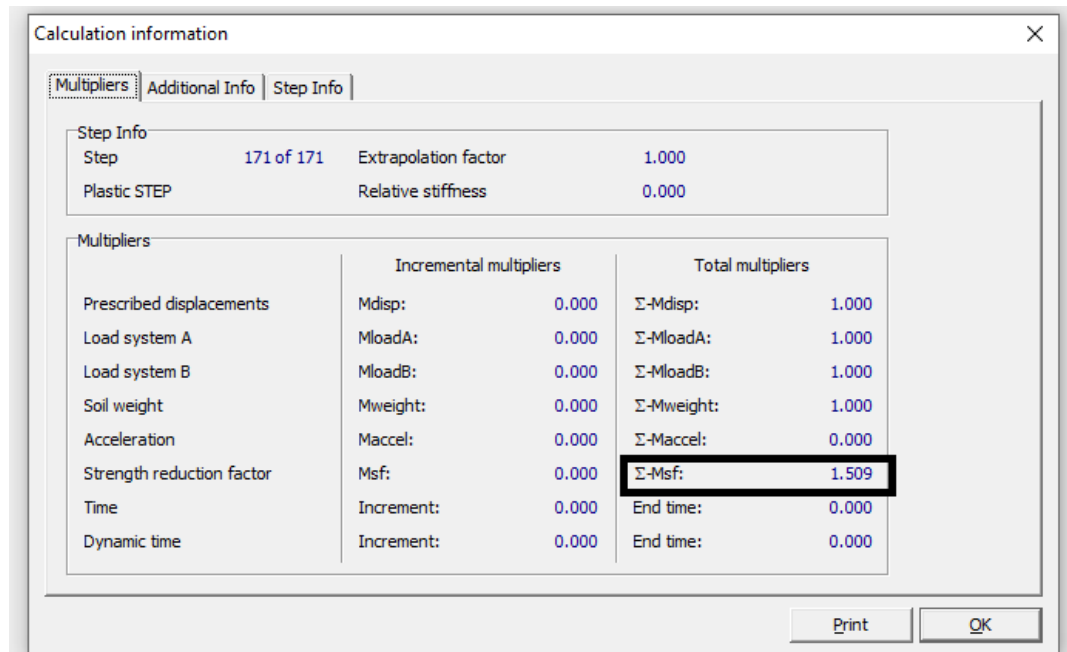
Gambar 5.26 Arah Pergerakan Tanah



Gambar 5.27 Daerah Potensial Keruntuhan

6. Angka Aman

Nilai angka aman pada lereng *Abutment* dan *Minipile* sebesar 3,042. Gambar angka aman keseluruhan analisis beban gempa dapat dilihat pada Gambar 5.33 Berikut ini.



Gambar 5. 28 Angka Aman Lereng *Abutment* dan Mini Pile

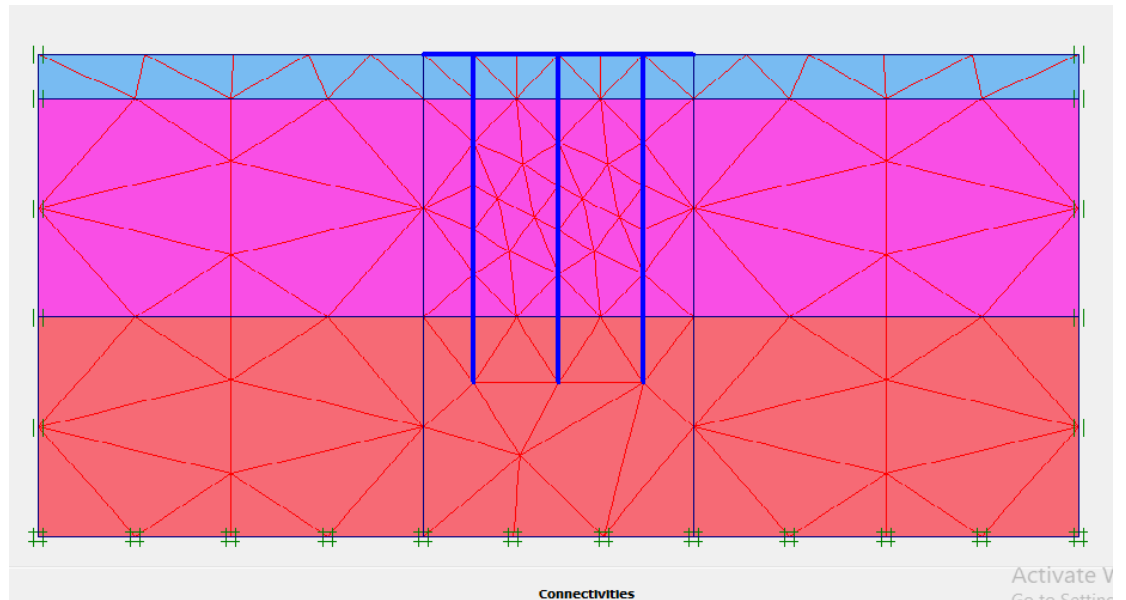
5.4.4 Analisis Kapasitas Dukung dan Penurunan Menggunakan Plaxis 2D

Setelah melakukan permodelan geometri dan input material data maka langkahs selanjutnya proses *running* dan *calculate* dengan langkah-langkah sebagai berikut.

1. Jaringan Elemen (*Generate Mesh*)

Setelah semua data di masukan ke dalam program analisis secara lengkap, selanjutnya dibuat jaringan elemen (*generate mesh*) untuk membagi menjadi beberapa elemen agar dapat dilakukan perhitungan metode elemen hingga (*finite element method*). Caranya untuk melakukan *generate meshing* adalah dengan menekan simbol *generate mesh* pada *toolbar*, maka akan muncul jendela baru lalu tekan tombol *update*, secara otomatis aplikasi akan membentuk jaringan elemen dan *interface*. *Generat meshing*

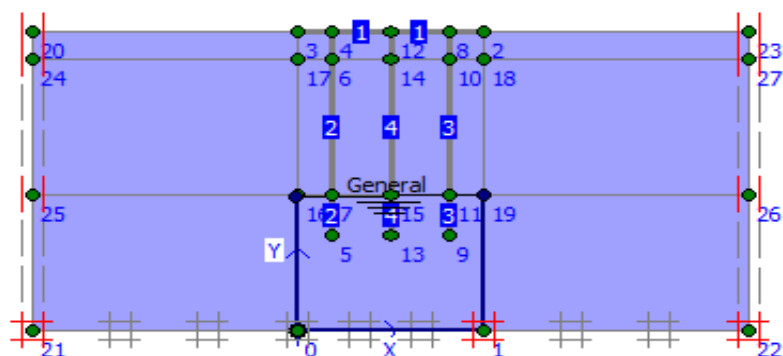
dapat diperhalus untuk mendapatkan hasil analisis yang lebih optimal. Berikut adalah gambar hasil dari penyusunan jaring elemen yang dapat dilihat pada Gambar 5.29 Berikut ini.



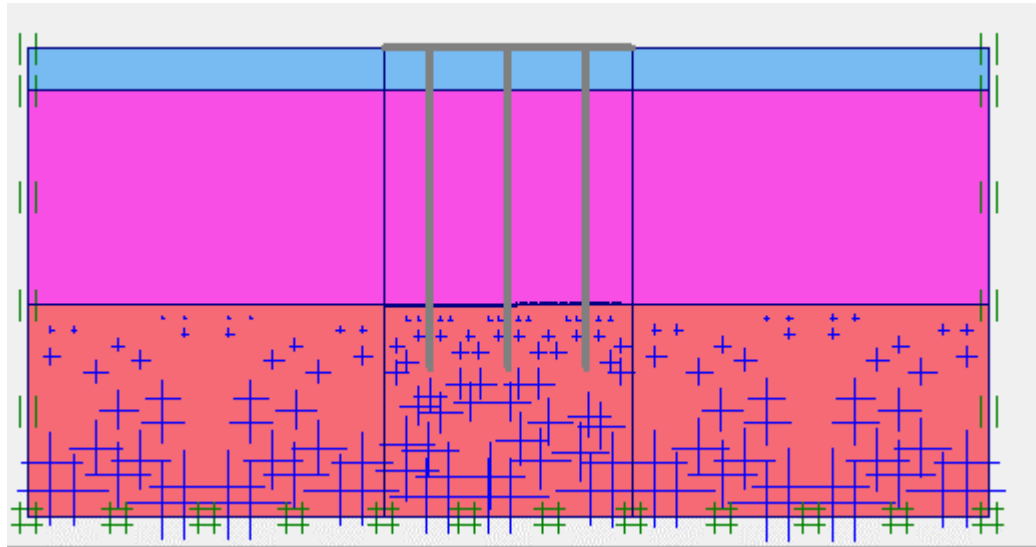
Gambar 5.29 Hasil *Generate Meshing*

2. Kondisi Awal (*Initial Condition*)

Permukaan air tanah tidak dilewati karena muka air tanah mengenai struktur pondasi, karena muka air tanah berada di kedalaman 5 m dibawah permukaan tanah. Berikut ini adalah hasil dari kondisi awal (*initial condition*) dan tekanan air pori yang dapat dilihat pada Gambar 5.30 dan Gambar 5.31 berikut ini.



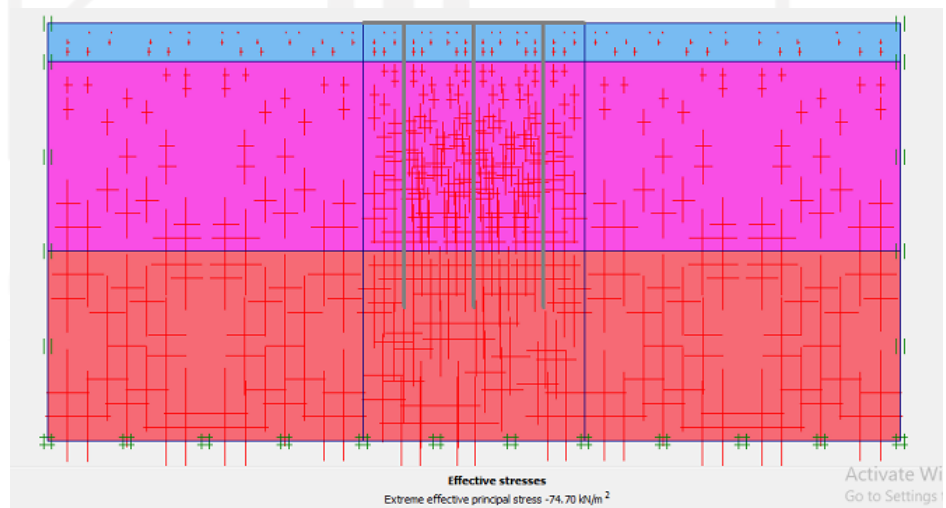
Gambar 5.30 *Initial Condition* dan Posisi Muka Air Tanah



Gambar 5.31 Hasil Tekanan Air Pori (*Generate Water Pressure*)

3. Tegangan Awal

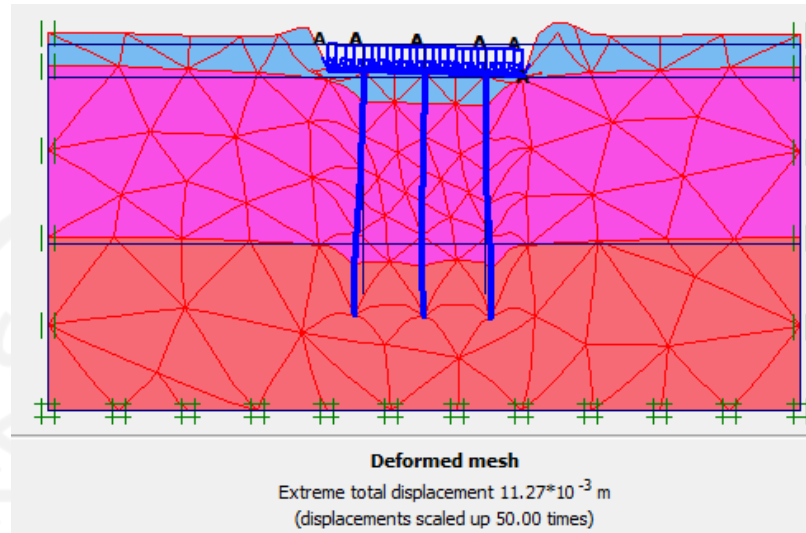
Setelah tekanan air pori generate water pressure telah diaktifkan (active pore pressure), kemudian tekanan initial pore pressure akan muncul jendela baru lalu tekan generate initial stress untuk mengetahui tegangan yang terjadi pada lapisan tanah. Setelah muncul nilai effective stress tekan update untuk menyimpan hasil analisis tersebut. Berikut adalah hasil dari tegangan awal yang dapat dilihat pada Gambar 5.32 berikut ini.



Gambar 5.32 Hasil Tegangan Awal Pada Lapisan Tanah

4. Deformed Mesh

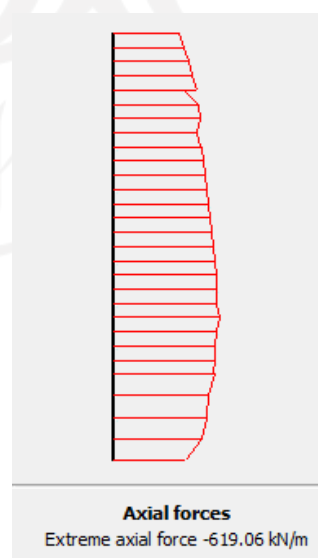
Untuk hasil deformed mesh didapatkan nilai total displacement sebesar $11,27 \times 10^{-3}$ Gambar 5.33 Berikut ini.



Gambar 5.33 Deformed Mesh

5. Analisis Kapasitas Dukung

Kapasitas dukung tiang dapat dilihat pada software Plaxis 2D dengan cara tekan dua kali pada tiang pondasi kemudian pilih menu axial forces dan tekan axial forces untuk melihat tegangan maksimum yang dapat diberikan. Berdasarkan hasil analisis tersebut didapatkan hasil axial forces yang diperoleh sebesar 619,06 kN/m, hasil analisis dapat dilihat pada Gambar 5.34 berikut ini.



Gambar 5.34 Hasil Axial Forces

6. Angka Aman

Nilai angka aman pada lereng abutment dan mini pile sebesar 1,056. Gambar angka aman keseluruhan analisis beban gempa dapat dilihat pada Gambar 5.35 berikut ini.



Calculation information			
Multipliers			
Step Info			
Step	144 of 144	Extrapolation factor	1.000
Plastic STEP		Relative stiffness	0.004
Multipliers			
	Incremental multipliers		Total multipliers
Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	Σ-Mdisp: 1.000
Load system A	MloadA:	0.000	Σ-MloadA: 1.000
Load system B	MloadB:	0.000	Σ-MloadB: 1.000
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ-Mweight: 1.000
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ-Maccel: 0.000
Strength reduction factor	Msf:	0.001	Σ-Msf: 1.056
Time	Increment:	0.000	End time: 0.000
Dynamic time	Increment:	0.000	End time: 0.000

Gambar 5.35 Angka Aman Kapasitas Dukung

Berdasarkan Gambar 5.41 didapatkan angka aman sebesar $\Sigma\text{-Msf} = 1,056$

7. Hasil Analisis Kapsitas Dukung

Berikut adalah analisis perhitungan kapasitas dukung berdasarkan hasil analisis *safety faktor* dari *Software Plaxis 2D*

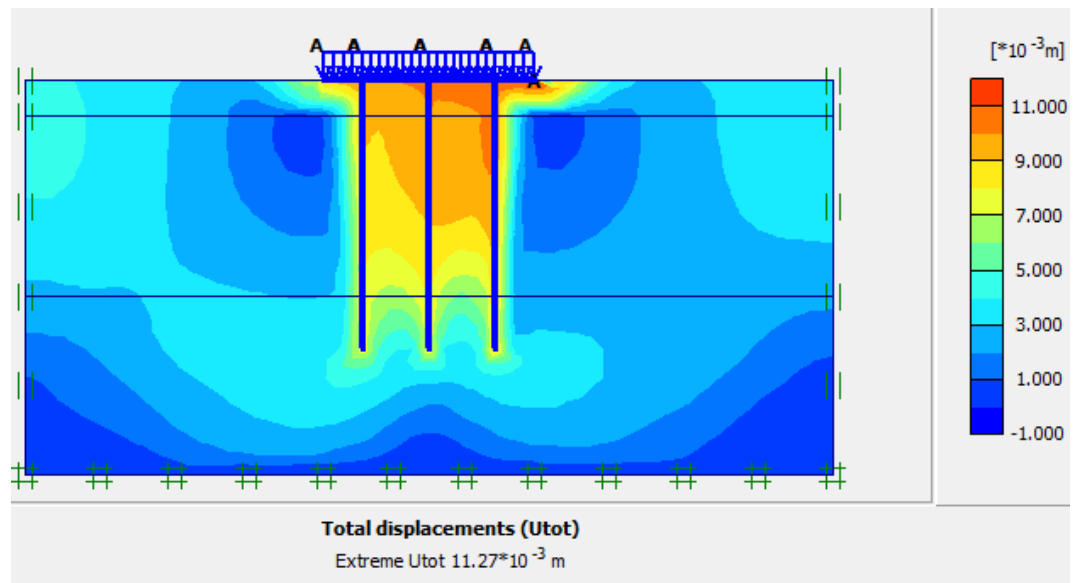
$$Q_a = P_{\text{allowble}} = \frac{Q_u}{\Sigma\text{-Msf}}$$

$$\begin{aligned} Q_u &= P_{\text{allowble}} \times \Sigma\text{-Msf} \times n \\ &= 619,06 \times 1,056 \times 18 \\ &= 11765,952 \text{ kN} > 2303,46 \text{ kN (aman)} \end{aligned}$$

Kapasitas dukung pondasi hasil analisis *Software Plaxis 2D* adalah sebesar 11765,925 kN, yang aman karena mampu menahan beban diatasnya.

8. Hasil Analisis Penurunan

Dari hasil analisis menggunakan program komputer *Plaxis 2D* diperoleh nilai penurunan $11,27 \times 10^{-3} \text{ m}$. dapat dilihat pada Gambar 5.36 Berikut ini.



Gambar 5.36 Hasil Analisis

5.6 Pembahasan

5.6.1 Kondisi Umum

Perencanaan sebuah struktur pondasi dalam suatu bangunan past membutuhkan sebuah dukungan struktur bawah yang kuat, agar dapat mendukung beban struktur atas tersebut. Struktur bawah atau fondasi berfungsi untuk perletakan bangunan dan meneruskan beban yang ditopang ke lapisan tanah yang keras, serta dapat menahan gaya-gaya yang terjadi seperti beban mati dan beban hidup. Pondasi tersebut harus mampu menahan penurunan yang terjadi maupun kerusakan sesuai batas yang telah ditentukan. Pondasi juga harus dirancang sedemikian rupa agar dapat menahan beban hingga maksimum yang mungkin akan terjadi karena beban di atasnya sampai batas aman tertentu. Pada proyek ini menggunakan pondais *mini pile* dengan panjang sisi 30 cm dan panjang tiang 450 cm dengan jumlah tiang 18 tiang dengan formasi tiang 3x6 tiang.

Data yang digunakan untuk analisis pada penelitian ini diperoleh dari berbagai sumber, untuk data tanah di dapat dari data N-SPT di lapangan. Dari hasil penyelidikan bo mesin diperoleh lapisan tanah, yakni lempung kepasiran berwarna coklat teguh pada kedalaman $\pm 0,0$ meter hingga -3 meter, lempung kelanauan berwarna coklat kekuningan pada kedalaman -3 meter hingga 6 meter,

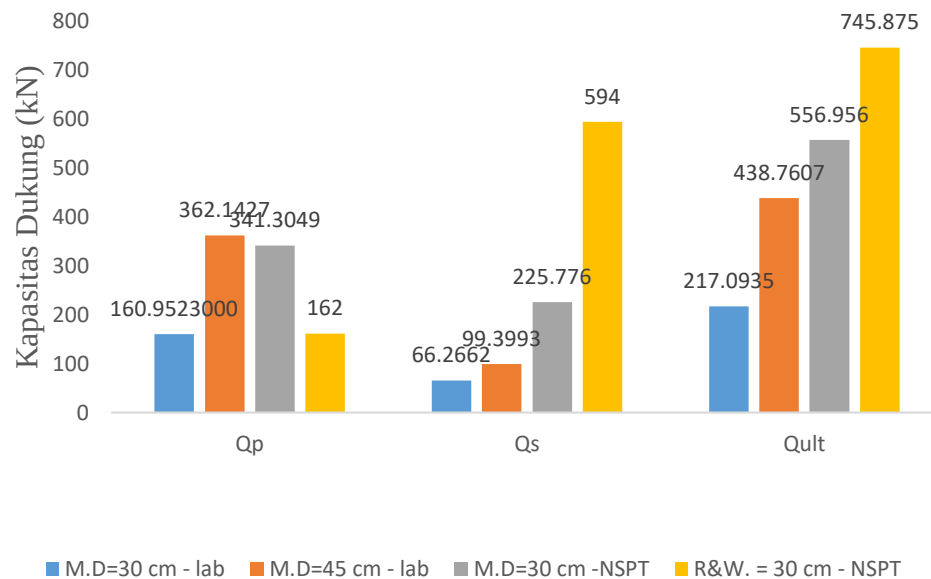
lempung kelanauan berwarna hitam pada kedalaman -6 meter hingga -9 meter, lanau kepasiran berwarna abu-abu pada kedalaman -9 meter hingga 12 meter. Untuk data struktur dan gambar teknis didapatkan dari P.T Aneka Dharma Persada sebagai kontraktor pembangunan jembatan.

5.6.2 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal

Kapasitas dukung pondasi *mini pile* yang dihitung pada penelitian ini menggunakan diameter tiang 0,3 m dengan kedalaman di 4,5 m. Analisis yang kapasitas dukung *mini pile* menggunakan data hasil dari N-SPT. Kapasitas dukung pondasi didapatkan dari kapasitas ujung tiang dan kapasitas dukung selimut tiang. Rekapitulasi hasil analisis kapasitas dukung *mini pile* dapat dilihat pada Tabel 5.40 dan Gambar 5.37 berikut ini

Tabel 5.40 Rekapitulasi Analisis kapasitas Dukung Ultimit Pondasi *Mini Pile*

	Mini Pile			
	Data Lab (kN)		Data N-Spt	
	M.D=30cm- Lab (kN)	M.D=45cm - Lab (kN)	M.D=30 cm - NSPT (kN)	R&W.D=30cm - NSPT (kN)
D	30 cm	45 cm	30 cm	30 cm
Qp	160,9523	362,1427	341,305	162
Qs	66,2662	99,3993	225,776	594
Qult	217,0935	438,7607	556,956	745,875



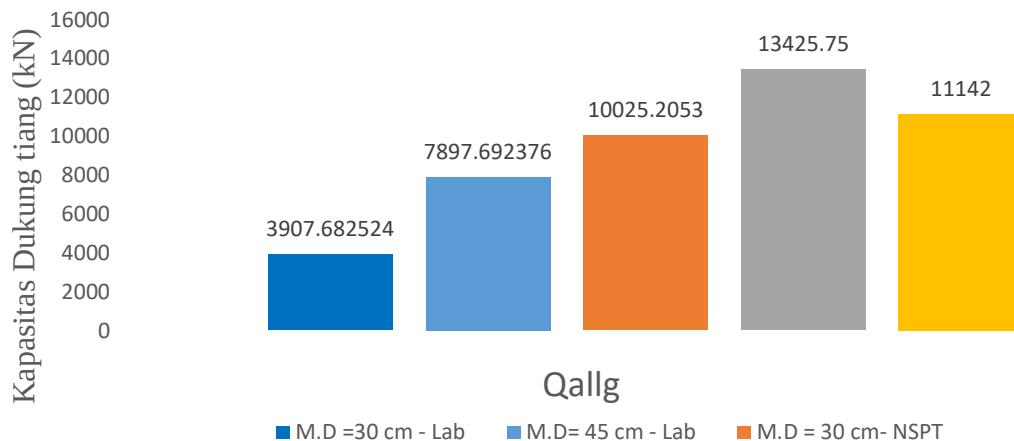
Gambar 5.37 analisis Kapasitas Dukung Ultimit Tiang Tunggal

5.6.3 Kapasitas Dukung Tiang Kelompok

Berdasarkan analisis kapasitas dukung pondasi tiang tunggal dengan jumlah tiang sebanyak 18 tiang dengan diameter 0,3 m. Rekapitulasi hasil analisis kapasitas dukung kelompok pondasi Minipile dapat dilihat pada Tabel 5.41 dan Gambar 5.38 berikut ini.

Tabel 5.41 Rekapitulasi Analisis Kapasitas Dukung Ultimit Pondasi *Mini Pile*

		Mini Pile				
	Beban yang bekerja	M. D=30 cm- Lab	M. D=45cm- Lab	Data N-SPT		Plaxis 2D. D= 30 cm
				M. D=30 cm-NSPT	M.R&W. D=30 cm	
Satuan	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
D	2302	30 cm	45 cm	30 cm	30 cm	30 cm
Qult		3907,6825	7897,6924	10025,2053	13425,75	11142,00
Q ijin		1302,5608	2632,5641	3341,7351	4475,25	3714,0
cek		Tidak aman	Aman	Aman	Aman	Aman



Gambar 5. 38 Kapasitas Dukung Kelompok Tiang

Penelitian ini bertujuan untuk mengetahui bagaimana kapasitas dukung pondasi terhadap beban akibat gaya gempa yang terjadi baik menggunakan perhitungan empiris maupun menggunakan Software Plaxis 2D, untuk Qult plaxis nilai SF di samakan dengan perhitungan Qult perhitungan Resse & Wright dan Meyerhoff dikarenakan hasil SF dari Software Plaxis lebih kecil dari Perhitungan Meyerhoff dan Resse & Wright. Dari tabel diatas diperoleh hasil kapasitas dukung menggunakan perhitungan Resse & wright lebih besar dibandingkan perhitungan metode Meyerhoff dan Software Plaxis 2D dikarena perbedaan kapasitas tiang tunggal yang didapatkan oleh metode Resse & Wright lebih tinggi dengan metode Mayerhoff dan Software Plaxis.

5.6.4 Hasil Analisis Kekuatan Mini Pile

Hasil analisis kekuatan *Mini Pile* yang dilakukan dengan ukuran 0,3 x 0,3m dan jumlah tiang sebanyak 18 buah menghasilkan nilai tegangan sebesar 110,7097 kg/cm². Nilai tegangan ini lebih kecil dari tegangan ijin yang dipengaruhi oleh mutu beton f'_c 30 Mpa sebesar 361,4458 kg/cm². Hal ini dapat disimpulkan bahwa pondasi mini pile dengan ukuran 0,3 x 0,3 m dan jumlah tiang sebanyak 18 tiang aman digunakan untuk pembangunan jalan dan Jembatan Kaliputih Sempor Kebumen yang telah dikerjakan.

5.6.5 Hasil Analisis Penurunan Pondasi *Mini Pile*

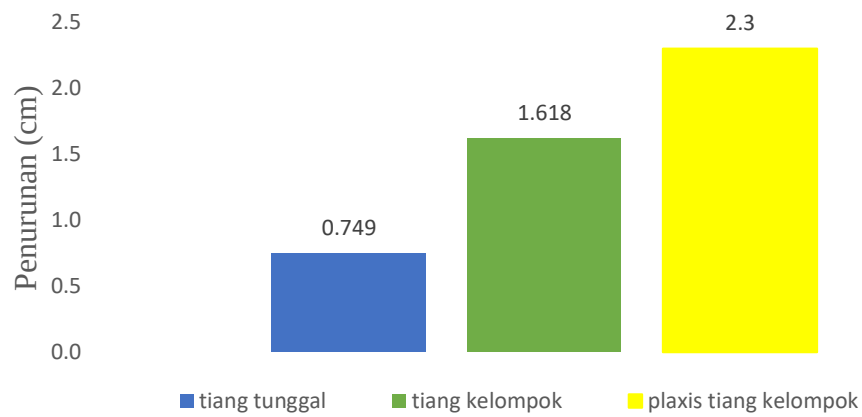
Penurunan pondasi tiang sangat dipengaruhi oleh beberapa faktor diantaranya yaitu beban yang terjadi pada suatu bangunan, diameter tiang, jumlah tiang, dimensi pile cap formasi kelompok tiang, jenis material dan kondisi tanah yang ada di lapangan. Besarnya penurunan tiang pada umumnya dipengaruhi oleh nilai banding tahanan ujung dengan beban tiang itu sendiri. Semakin besar beban yang di dukung oleh suatu tiang maka semakin besar juga penurunannya. Penurunan yang terjadi pada pondasi kelompok tiang pada umumnya lebih besar dari penurunan pondasi tiang tunggal karena dipengaruhi oleh tegangan pada daerah yang cakupan yang lebih luas.

Penelitian ini menggunakan Metode Vesic untuk menganalisis penurunan yang terjadi pada pondasi, di peroleh hasil sebesar 0,749 cm untuk tiang tunggal dan 1,983 cm untuk tiang kelompok. Hasil tersebut telah memenuhi syarat pondasi untuk jembatan yakni sebesar 1,8 cm dan dinyatakan aman.

Hasil analisis menggunakan program computer Plaxis 2D V8.6 diatas diperoleh nilai penurunan sebesar $11,27 \times 10^{-3}$ m. berikut adalah perbandingan hasil penurunan dengan metode vesic dan hasil analisis Software Plaxis 2D yang dapat dilihat pada Tabel 5.42 dan Gambar 5.39 berikut ini

Tabel 5.42 Rekapitulasi Analisis Penurunan Metode Versic

<i>Mini Pile</i>		Satuan	S izin (Cm)	Keterangan
D	0,3	Cm		Aman
N	18	Buah		Aman
Penurunan tiang tunggal	0,749	Cm	3	Aman
Penurunan tiang kelompok	1,618	Cm		Aman
Penurunan Plaxis 2D	2,3	Cm		Aman



Gambar 5.39 Perbandingan Hasil Penurunan Metode Visec dan Plaxis

BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 kesimpulan

Berdasarkan hasil analisis diatas dapat disimpulkan sebagai berikut ini.

1. Kapasitas dukung ultimate pondasi mini pile kelompok pada struktur Jembatan Kali Putih Sempor menggunakan *metode Resse & Wright* mendapatkan hasil sebesar 13425,75 kN sedangkan pada metode *meyerhoff* didapatkan hasil sebesar 10025,2053 kN. Untuk kapasitas dukung izin menggunakan metode *Resse& Wright* didapatkan nilai sebesar 4475,250 kN, sedangkan metode *Meyerhoff* didapatkan nilai sebesar 3341,7351 kN . Dan untuk penurunan menggunakan metode Vesic dan didapatkan hasil sebesar 0,749 cm untuk tiang tunggal dan 1,618 cm untuk tiang kelompok .
2. Kapasitas dukung ultimate Pondasi mini pile dari perhitungan Plaxis 2D didapatkan hasil sebesar 11142,00 kN dan untuk Penurunan pada pondasi mini pile pada struktur Jembatan Sempor menggunakan Software Plaxis 2D didapatkan nilai sebesar $23,64 \times 10^{-3}$ m. Hasil tersebut masih di batas aman karena Sizin penurunan pondasi sebesar 10%D yaitu 3 cm.

6.2 Saran

Kritik dan saran sangat diperlukan sebagai masukan supaya dalam suatu penelitian dapt lebih dikembangkan kembali, tanpa terkecuali penelitian ini. Nantinya diharapkan bahwa kritik dan saran tersebut dapat membantu dalam penelitian selanjutnya dengan tema yang sama, adapun masukan-masukan tersebut sebagai berikut.

1. penyelidikan tanah di lapangan harus lebih ditingkatkan lagi dan untuk jarak pondasi *mini pile* sebaiknya lebih di rapatkan lagi atau bisa juga membesarkan dimensi *mini*

pile dan mengurangi jumlahnya supaya terpenuhi syarat jarak antar tiang berdasarkan dari Dirjen Bina Marga Departemen P.U.T.L.

2. perlu dilakukan analisa menggunakan metode empiris yang lain seperti metode terzaghi dan bisa juga menggunakan program-program di computer seperti Software Geo5, L-Pile, Plaxis 3D, dan masih banyak lagi Software yang lain



DAFTAR PUSTAKA

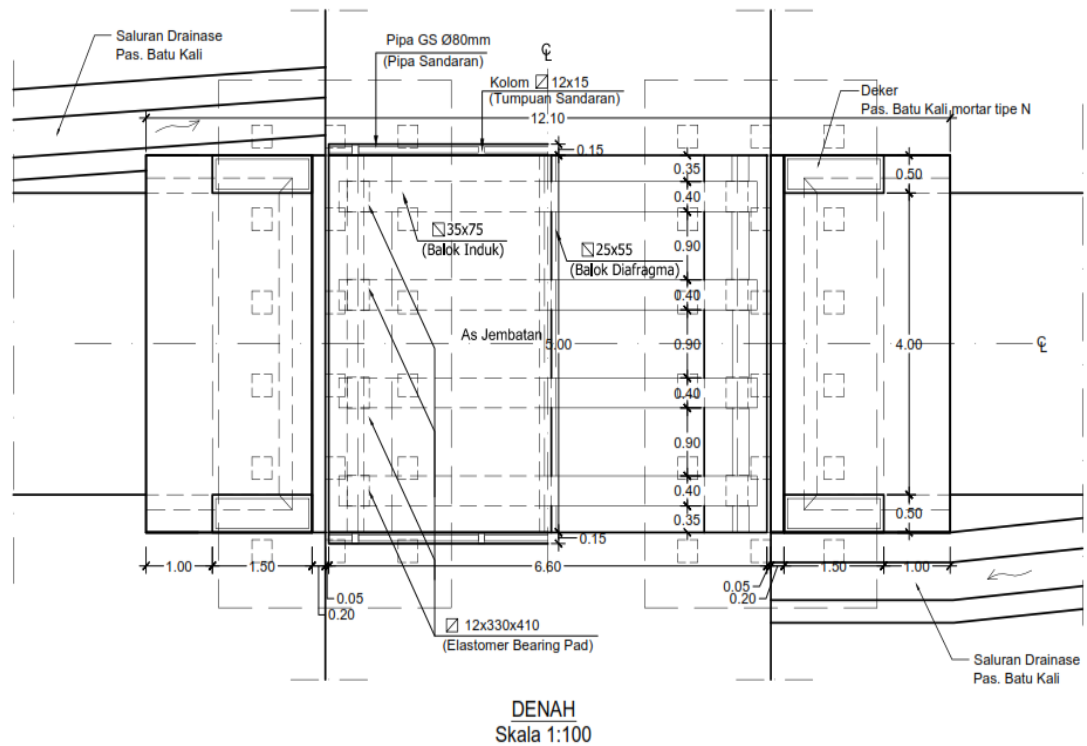
- Aisya.A.F (2017). *Perencanaan Ulang Struktur Bawah Abutment Dengan Pondasi Bored Pile Overpass STA 0+716.213 Proyek Jalan Tol Solo-Kertosono Seksi I Multi Years, Karanganyar,Jawa Tengah Tugas Akhir*. Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta
- Badan Standarisasi Nasional. (2008). SNI 2827:2008 *Cara Uji Penetrasi Lapangan Dengan Alat Sondir*.
- Badan Standarisasi Nasional (2016). SNI 1725:2016 *Pembebanan Untuk Jembatan*: Jakarta
- Bowles, J.E. (1986). *Sifat-sifat Fisis dan Geoteknik Tanah (Mekanika Tanah) Jilid 1*. Erlangga, Jakarta
- Bowles, J. E. (1991). *Analisis dan Desain Pondasi*, Jilid 1, Edisi Keempat. Erlangga, Jakarta
- Christady H.H (2008) *Teknik Fondasi II*, Edisi ke empat. Beta Offset, Yogyakarta
- Das.B.M. (1998) *Mekanika Tanah (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknik)*. Erlangga, Jakarta
- G, Djatmiko Soedarmo & S.J. Edy Purnomo (1993) *Mekanika Tanah 1 Edisi 1*, Kanisius, Jakarta
- Hairina R. (2018). *Analisis Perhitungan Kapasitas Daya Dukung Pondasi Mini Pile Berdasarkan Data Sondir Pada Pembangunan Gedung Aula Serbaguna Kabupaten Hulu Sungai Tengah* . Universitas Islam Kalimantan Muhammad Arsyad Al Banjari. Banjarmasin.
- Hardiyatmo, H.C. (2002). *Mekanika Tanah 1*. Gajah Mada University Press. Yogyakarta.
- Hardiyatmo, H.C. (2010). *Mekanika Tanah 2*. Gajah Mada University Press. Yogyakarta.

- Hardiyatmo, H.C.(2011). *Analisis dan Perancangan Fondasi 1*. Gajah Mada University Press. Yogyakarta.
- Hardiyatmo, H.C. 2012. *Mekanika Tanah 1*. Edisi keenam, Gajah Mada University Press. Yogyakarta.
- Herman H.W. (2019). *Analisis Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang dan Tiang Bor Terhadap tanah Lempung Berdasarkan Pembebanan Jembatan SNI 1726: 2016 Pada Jembatan Sirnobojo Pacitan*
- Muhammad O.H. (2019). *Analisis Kapasitas Daya Dukung Dan Penurunan Fondasi Mini Pile Dengan Berbagai Dimensi Pada Proyek Penataan Prasarana Pendukung Situ Pondok Jagung Tangerang Selatan (Bearing Capacity And Sattlement Analysis Of Mini Pile Foundation With Various Dimensions On Infrastructure Project Situ Pondok Jagung Tangerang Selatan)*. Tugas Akhir. Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta
- Palxis 2D, Material Models Manual Versi 8.6*
- Prakas A.G. (2016). *Analisis Daya Dukung dan Penurunan Tiang Bor (Bor Pile) Tunggal dengan Metode Plaxis*. Tugas Akhir.Universitas Majalengka. Majalengka.
- Sardjono,H.S. (1991). *Pondasi Tiang Pancang*, Jilid 2 edisi 1.Sinar Jaya, Surabaya
- Standar Nasional Indonesia. 2016. *Pembebanan Untuk Jembatan (SNI 1725:20016)* .Jakarta:Badan Standarisasi Nasional
- Standar Nasional Indonesia. 2008. *Cara uji penetrasi lapangan dengan SPT (SNI 4152:2008)* .Jakarta:Badan Standarisasi Nasional

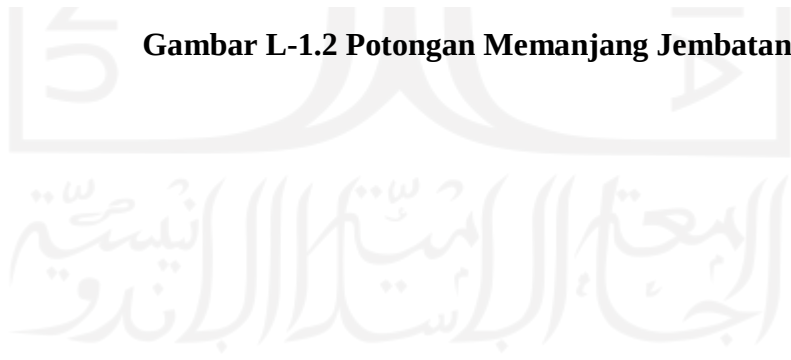


LAMPIRAN

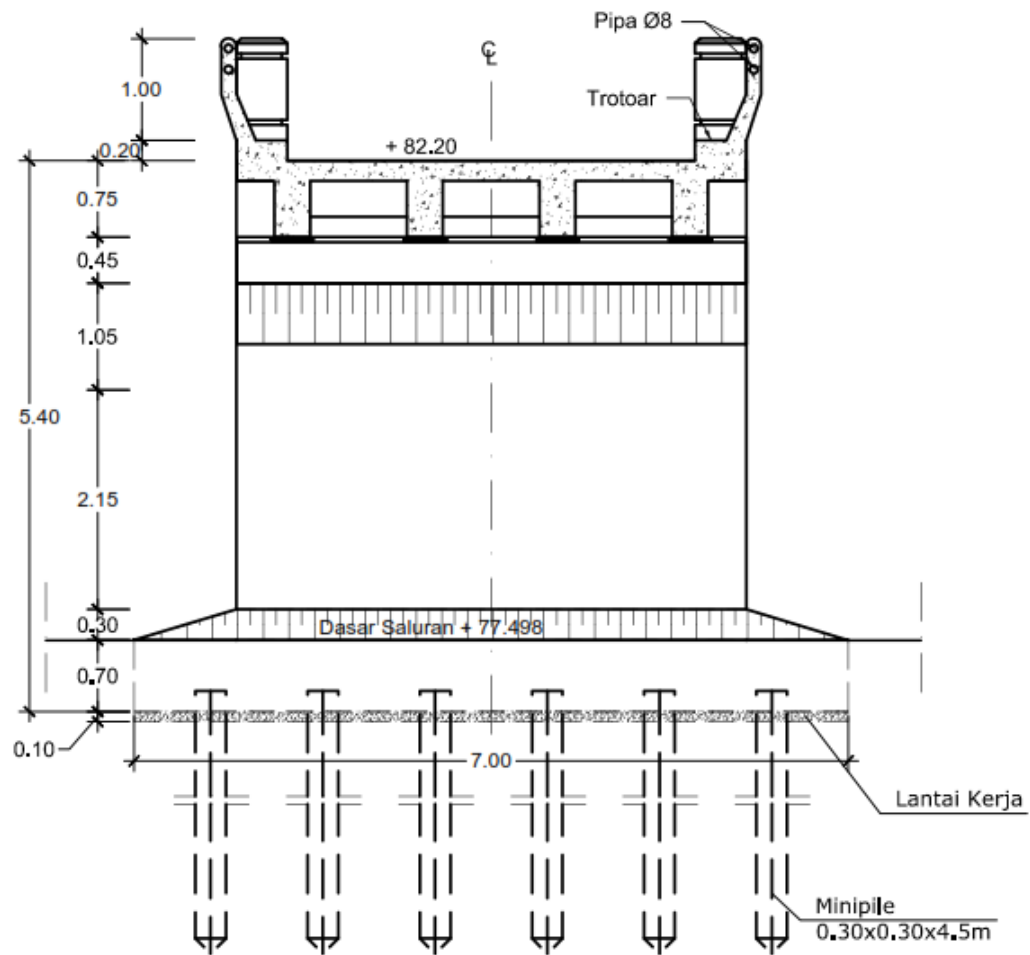




Gambar L-1.1 Denah Jembatan Kaliputih



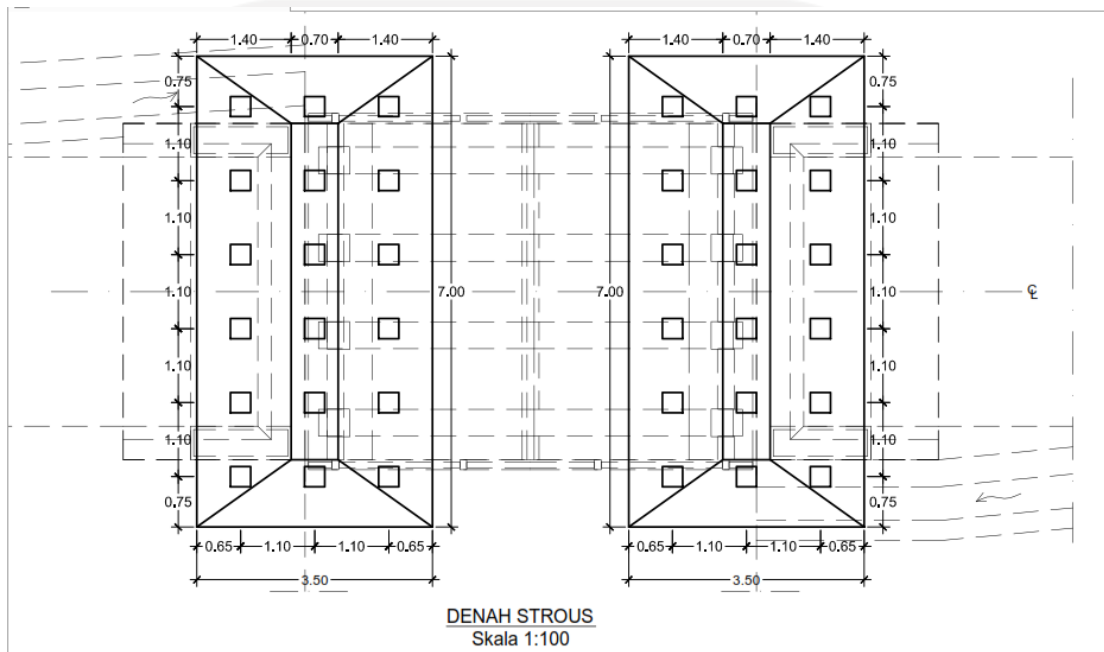
Gambar L-1.2 Potongan Memanjang Jembatan



POTONGAN MELINTANG
Skala 1:100

Activate Windows
Go to Settings to activate Window

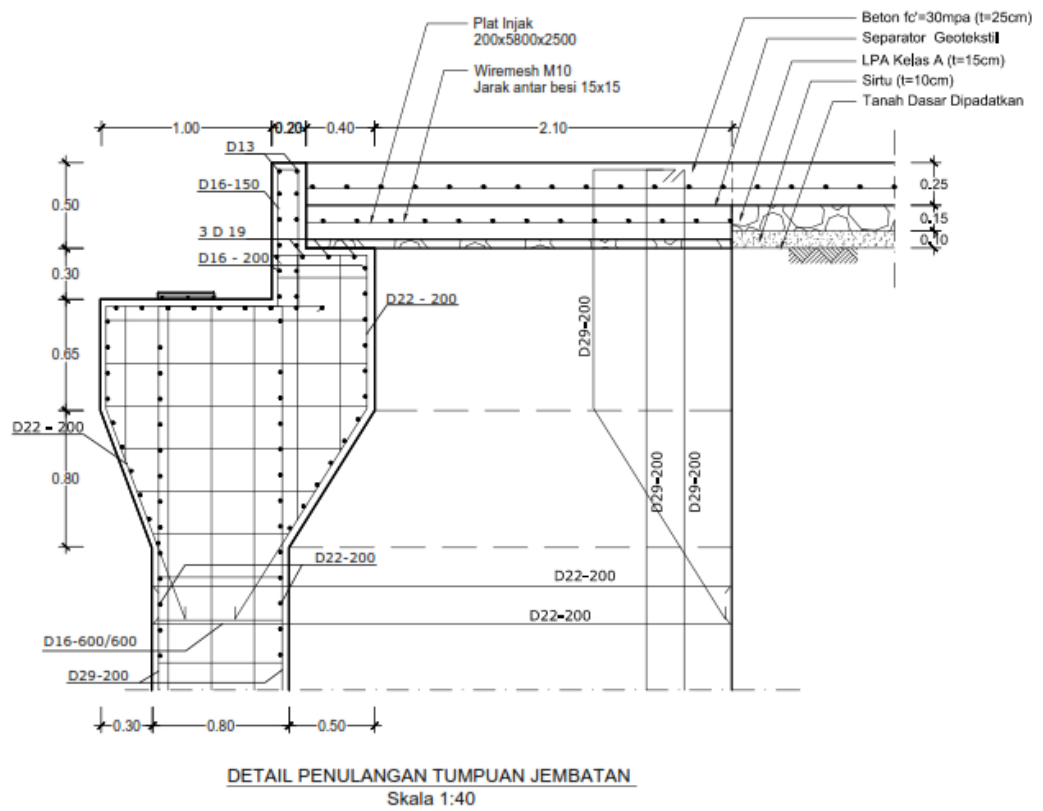
Gambar L-1.3 Potongan Melintang Jembatan



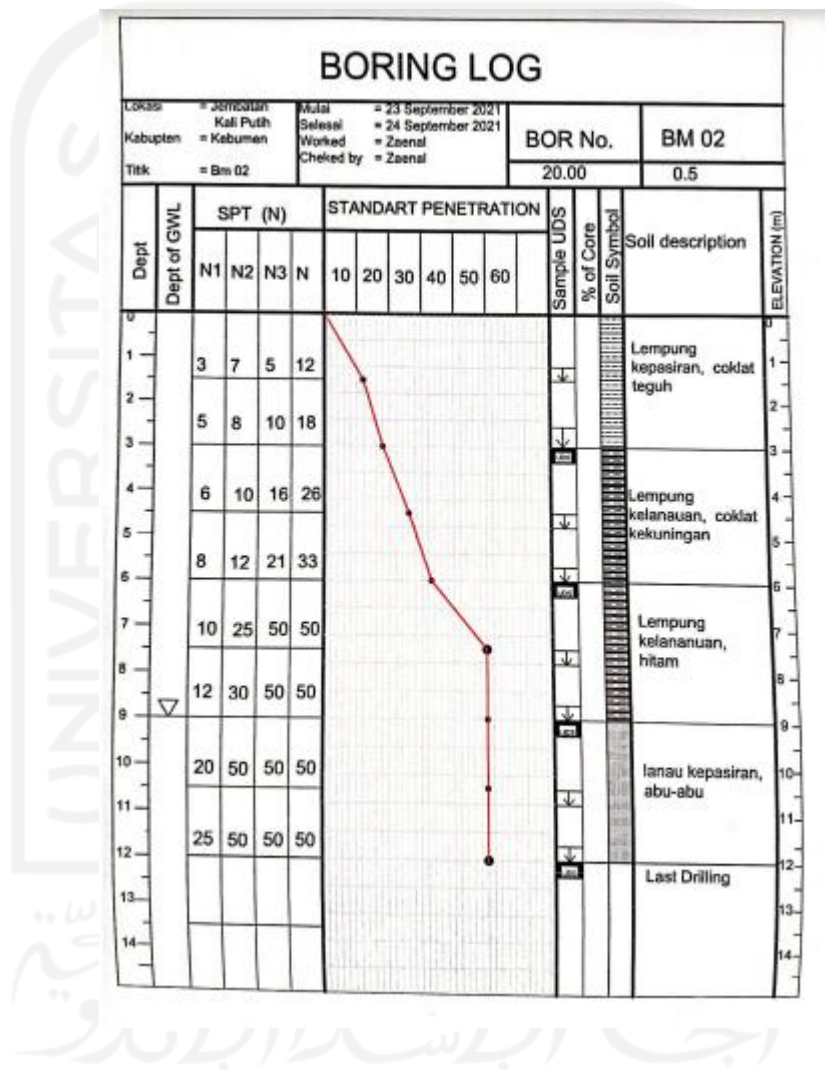
Gambar L-1.4 Denah Strous Jembatan



Gambar L-1.5 Potongan Penulangan Lantai dan Tumpuan Sandaran



Gambar L-1.6 Detail Penulangan Tumpuan Jembatan



Gambar L-1.7 Data Boring Log Abutment BM 02

Keterangan Sampel	3,00 m		
Spesific	2.52		
kode cawan		40	12
Berat cawan + tanah basah	gram	92.6	95.2
berat cawan +tanah kering	gram	69.2	71.6
Berat cawan	gram	3.94	3.95
Berat air	gram	23.4	23.6
Berat tanah kering	gram	65.26	67.65
kadar air	%	35.85657	34.88544
Average		35.371	
Berat tanah basah + alat	gram	500.85	
Berat alat	gram	190.4	
Berat tanah basah	gram	310.45	
volume ring	cm3	160.629	
berat volume basah	gr/cm3	1.9327	
berat volume kering	gr/cm3	1.4277	
void ratio		1.0284	
porosity		0.452	

Gambar L-1.8 Data Pengujian tanah di Lab Abutment BM 02 kedalaman 3 meter

Keterangan Sampel	6 m		
Spesific	2.531		
kode cawan	gram	15	7
Berat cawan + tanah basah	gram	89.4	94.1
berat cawan +tanah kering	gram	66.1	70.9
Berat cawan	gram	3.97	3.95
Berat air	gram	23.3	23.2
Berat tanah kering	gram	62.13	66.95
kadar air	%	37.50201	34.65273
Average		36.077	
Berat tanah basah + alat	gram	496.74	
Berat alat	gram	180.32	
Berat tanah basah	gram	316.42	
volume ring	cm3	158.682	
berat volume basah	gr/cm3	1.9941	
berat volume kering	gr/cm3	1.4654	
void ratio		1.0476	
porosity		0.465	

Gambar L-1.9 Data Pengujian tanah di Lab Abutment BM 02 kedalaman 6 Meter

Keterangan Sampel	9 m		
Spesific	2.612		
kode cawan		23	9
Berat cawan + tanah basah	gram	93.1	96.8
berat cawan +tanah kering	gram	70.3	71.67
Berat cawan	gram	3.85	3.87
Berat air	gram	22.8	25.13
Berat tanah kering	gram	66.45	67.8
kadar air	%	34.31151	37.0649
Average		35.688	
Berat tanah basah + alat	gram	495.35	
Berat alat	gram	186.1	
Berat tanah basah	gram	309.25	
volume ring	cm3	162.56	
berat volume basah	gr/cm3	1.9024	
berat volume kering	gr/cm3	1.4020	
void ratio		1.0730	
porosity		0.452	

Gambar L-1.10 Data Pengujian tanah di Lab Abutment BM 02 kedalaman 9 Meter

Keterangan Sampel	12 m		
Spesific	2.628		
kode cawan		32	5
Berat cawan + tanah basah	gram	91.4	91.8
berat cawan +tanah kering	gram	67.5	70.6
Berat cawan	gram	3.97	3.95
Berat air	gram	23.9	21.2
Berat tanah kering	gram	63.53	66.65
kadar air	%	37.620022	31.80795
Average		34.714	
Berat tanah basah + alat	gram	499.35	
Berat alat	gram	192.5	
Berat tanah basah	gram	306.85	
volume ring	cm3	161.682	
berat volume basah	gr/cm3	1.8979	
berat volume kering	gr/cm3	1.4088	
void ratio		1.0540	
porosity		0.452	

Gambar L-1. 11 Data Pengujian tanah di Lab Abutment BM 02 kedalaman 12 Meter