TUGAS AKHIR

ANALISIS KAPASITAS DUKUNG DAN PENURUNAN PONDASI TIANG BOR (STUDI KASUS: JEMBATAN KENET BANTUL)

(ANALYSIS OF BEARING CAPACITY AND SETTLEMENT OF BORED PILE FOUNDATIONS)
(CASE STUDY: BRIDGE KENET BANTUL)

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

ANDI APRIANTO

16511191

PROGRAM STUDI SARJANA TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN

UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

2022

TUGAS AKHIR

ANALISIS KAPASITAS DUKUNG DAN PENURUNAN PONDASI TIANG BOR (STUDI KASUS: JEMBATAN KENET BANTUL)

(ANALYSIS OF BEARING CAPACITY AND SETTLEMENT OF BORED PILE FOUNDATIONS) (CASE STUDY: BRIDGE KENET BANTUL)

Disusun Oleh

ANDI APRIANTO
16511191

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

Diuji pada tangal 8 juni 2022
Oleh Dewan Penguji

Pembimbing	Penguji I	Penguji II
Edy Purwanto Dr. Ir. CES., DEA.	**M.Rifqi Abdurrozak, S.T., M.Eng.**	**Hanindya Kusuma Artati. S.T., M.T.**
NIK: 855110101	**NIK: 135111101**	**NIK: 045110407**

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 Sarjana Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia merupakan hasil karya saya sendiri. Adapun bagian-bagian tertentu dalam penulisan 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 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, 8 juni 2022
Yang membuat pernyataan,



Andi Aprianto
(16511191)

KATA PENGANTAR

Puji syukur penulis panjatkan kepada Tuhan Yang Maha Esa karena penulis dapat menyelesaikan tugas akhir yang berjudul Analisis Kapasitas Dukung dan Penurunan Pondasi Tiang Bor (Studi Kasus : Jembatan Kenet Bantul).

Tugas Akhir ini merupakan salah satu syarat akademik dalam menyelesaikan studi tingkat strata satu di Program Studi Sarjana Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia Yogyakarta.

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

1. Bapak Edy Purwanto Dr. Ir. CES., DEA selaku dosen pembimbing.
2. Bapak Muhammad Rifqi Abdurrozak, S.T., M.Eng Selaku dosen penguji 1.
3. Hanindya Kusuma Artati. S.T., M.T.Selaku dosen penguji 2.
4. Ibu Dr. Ir. Sri Amini Yuni Astuti, M. T Selaku Ketua Program Studi Sarjana Teknik Sipil .
5. Bapak Sarmidi, ibu Tarti, dan keluarga saya yang telah berkorban begitu banyak, baik moral maupun materil, hingga selesainya Tugas Akhir ini.
6. Sdr Mahmud try yudha S.T , yang selalu membantu dalam penyelesaian tugas akhir ini.
7. Sdr Zaqiyatul Fatihah yang selalu memberikan dukungan dalam segi moral untuk saya menyelesaikan tugas akhir ini.

Yogyakarta, 8 juni 2022
Penulis,



Andi Aprianto
16511191

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL i
HALAMAN PENGESAHAN ii
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI iii
KATA PENGANTAR iv
DAFTAR ISI v
DAFTAR TABEL ix
DAFTAR GAMBAR xii
DAFTAR LAMPIRAN xv
DAFTAR NOTASI xvi
ABSTRAKSI xviii
ABSTRACT xix
BAB 1 PENDAHULUAN 2
1.1 Latar Belakang 2
1.2 Rumusan Masalah 2
1.3 Tujuan Penelitian 2
1.4 Manfaat Penelitian 3
1.5 Batasan Penelitian 3
1.6 Lokasi Penelitian 4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA 6
2.1 Pondasi Tiang Bor 6
2.2 Analisis Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Bor 6
2.3 Analisis Kapasitas Dukung dan Penurunan Pondasi Tiang Bor dengan metode Mayerhoff dan metode Reese & Wright 7
2.4 Analisis Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Bor berdasarkan Pembebanan SNI 1725 : 2016 8
2.5 Analisis Kapasitas Dukung dan Penurunan Pondasi Tiang Bor menggunakan Program Plaxis 9

2.6 Perbandingan Penelitian Terdahulu Terhadap Penelitian yang akan dilakukan 10
BAB III LANDASAN TEORI 13
3.1 Tanah 13
3.1.1 *Properties* Tanah 13
3.2 Penyelidikan Tanah 18
3.3 Pembebanan Jembatan Berdasarkan SNI 1725-2016 21
3.3.1 Beban Mati 21
3.3.2 Beban Lalu Lintas 24
3.3.3 Beban Aksi Lingkungan 27
3.3.4 Faktor Beban dan Kombinasi Beban 34
3.4 Pondasi Tiang Bor 42
3.4.1 Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Bor 43
3.4.2 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal berdasarkan Data Laboratorium 44
3.4.3 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal berdasarkan Data Uji *Standart Penetration Test* (SPT) 46
3.4.4 Kapasitas Dukung Kelompok Tiang 53
3.4.5 Kapasitas Dukung Lateral 57
3.4.6 Penurunan Pondasi Tiang Bor 62
3.5 *Plaxis 2D* 64
BAB IV METODE PENELITIAN 67
4.1 Metode Penelitian 67
4.2 Metode Pengumpulan Data 68
4.3 Analisis Pondasi Tiang Bor 69
4.3.1 Analisis kapasitas dukung dan penurunan tiang bor 69
4.3.2 Analisis Menggunakan *Software Plaxis* 69
4.4 Pelaksanaan penelitian 70
BAB V ANALISIS DAN PEMBAHASAN 72
5.1 Data Jembatan 72

5.1.1 Data Struktur Atas Jembatan 72
5.1.2 Data Struktur *Abutment* Jembatan 74
5.2 Pembebanan Jembatan 76
5.2.1 Berat Sendiri 76
5.2.2 Beban Mati Tambahan 81
5.2.3 Tekanan Tanah (TA) 82
5.2.4 Beban Lajur "D" (TD) 83
5.2.5 Beban Pedestrian / Pejalan Kaki 85
5.2.6 Gaya Rem 86
5.2.7 Pengaruh Temperatur (PET) 88
5.2.8 Beban angin 89
5.2.9 Beban Gempa (EQ) 96
5.2.10 Tekanan Tanah Dinamis Akibat Gempa 104
5.2.11Gesekan pada Perletakan (FB) 106
5.3.1 Stabilitas Terhadap Guling 127
5.2.12 Rekapitulasi Beban kerja pada fondasi 108
5.2.13 Kombinasi Pembebanan Jembatan 109
5.3 Stabilitas *Abutment* 127
5.3.2 Stabilitas Terhadap Geser 131
5.3.3 Stabilitas terhadap kapasitas dukung 134
5.4 Analisis Pondasi Tiang bor 134
5.4.1 Data Fondasi Tiang Bor 134
5.4.2 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal 136
5.4.3 Kapasitas Dukung Tiang Kelompok 144
5.4.4 Analisis Distribusi Beban Setiap Tiang Bor 147
5.4.5 Analisis Kekuatan Tiang Bor 149
5.4.6 Kapasitas Dukung Lateral 149
5.4.7 Analisis Penurunan Pondasi Tiang 153
5.5 Analisis Menggunakan *Software* Plaxis 2D 156
5.5.1 Permodelan Geometri 156

5.5.2 Input Material dan Data 159
5.5.3 Arah Pergerakan Tanah 162
5.5.4 Analisis Kapasitas Dukung dan Penurunan Menggunakan Plaxis 2D 170
5.6 Pembahasan 177
5.6.1 Kondisi umum 177
5.6.2 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal 178
5.6.3 Kapasitas Dukung Tiang Kelompok 179
5.6.4 Hasil Analisis Kekuatan Tiang Bor 180
5.6.5 Hasil Analisis Kapasitas Dukung Lateral 181
5.6.6 Hasil Analisis Penurunan Pondasi Tiang Bor 181
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN 183
6.1 Kesimpulan 183
6.2 Saran 183
DAFTAR PUSTAKA 185
LAMPIRAN 187

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan penelitian sekarang 11
Tabel 3.1 Kisaran Nilai Permeabilitas Tanah 16
Tabel 3.2 Nilai Perkiraan Modulus Elastisitas Tanah 17
Tabel 3.3 Hubungan Jenis Tanah dan *Poisson Ratio* 17
Tabel 3. 4 Nilai sudut geser dalam (φ) 18
Tabel 3. 7 Berat untuk Beban Mati 21
Tabel 3. 8 Berat Sendiri 22
Tabel 3. 9 Beban Mati Tambahan 22
Tabel 3. 10 Faktor Beban Lajur "D" 25
Tabel 3. 11 Faktor Beban Truk "T" 26
Tabel 3. 12 Temperatur Jembatan Rata-Rata Nominal 28
Tabel 3. 13 Sifat Rata-Rata Akibat Pengaruh Temperatur 29
Tabel 3. 14 Nilai V0 dan Z0 30
Tabel 3. 15 Tekanan Angin Dasar 30
Tabel 3. 16 Komponen-komponen angin yang bekerja pada kendaraan 31
Tabel 3. 17 Kombinasi Beban dan Faktor Beban 40
Tabel 5. 1 Dimensi Awal Struktur Abutment Jembatan Kenet 75
Tabel 5. 2 Berat sendiri Girder 77
Tabel 5. 3 Berat Sendiri Stuktur Atas 78
Tabel 5. 4 Perhitungan Gaya pada *Abutment* 79
Tabel 5. 5 Berat akibat beban mati sendiri 80
Tabel 5. 6 Beban Mati tambahan 81
Tabel 5. 7 Pembebanan akibat Tekanan Tanah 83
Tabel 5. 8 Beban Lajur "D" 85
Tabel 5. 9 Beban pedestrian / pejalan kaki 86
Tabel 5. 10 Beban Gaya Rem Terhadap jembatan 88
Tabel 5. 11 Pengaruh Temperatur (PET) 89
Tabel 5. 12 Beban Angin yang Meniup Bidang Samping Jembatan 91

Tabel 5. 13 Beban Angin yang Meniup Kendaraan 93
Tabel 5. 14 Beban angin yang menimpa *abutment* 94
Tabel 5. 15 Transfer beban Angin ke lantai kendaraan 95
Tabel 5. 16 Beban Gempa Arah Memanjang (Arah X) 97
Tabel 5. 17 Hasil Perhitungan Gaya Gempa Arah x 99
Tabel 5. 18 Distribusi Beban Gempa pada *Abutment* 100
Tabel 5. 19 Perhitungan Beban gempa arah melintang (Arah Y) 104
Tabel 5. 20 Hasil Perhitungan Tekanan Tanah Dinamis Akibat Gempa 105
Tabel 5. 21 Hasil Perhitungan Beban Gesekan Perletakan (FB) 107
Tabel 5. 22 Rekapitulasi Beban dan Momen pada Pondasi 108
Tabel 5. 23 Kombinasi pembebanan jembatan 109
Tabel 5. 24 Kombinasi Beban Kuat I 111
Tabel 5. 25 Kombinasi Beban Kuat II 112
Tabel 5. 26 Kombinasi Beban Kuat III 113
Tabel 5. 27 Kombinasi Beban Kuat IV 115
Tabel 5. 28 Kombinasi Beban Kuat V 116
Tabel 5. 29 Kombinasi Beban Ekstrim I 117
Tabel 5. 30 Kombinasi Beban Ekstrim II 119
Tabel 5. 31 Kombinasi Beban Layan I 120
Tabel 5. 32 Kombinasi Beban Layan II 121
Tabel 5. 33 Kombinasi Beban Layan III 123
Tabel 5. 34 Kombinasi Beban Layan IV 124
Tabel 5. 35 Kombinasi Beban Fatiq 125
Tabel 5. 36 Rekapitulasi Kombinasi Beban 127
Tabel 5. 37 Rekapitulasi Stabilitas Terhadap guling pada arah x 128
Tabel 5. 38 Rekapitulasi Stabilitas Terhadap guling pada arah y 130
Tabel 5. 39 Rekapitulasi Stabilitas geser arah X 132
Tabel 5. 40 Rekapitulasi stabilitas arah Y 133
Tabel 5. 41 Bahan Material Fondasi tiang bor pada Abutment 134
Tabel 5. 42 Data Susunan Tiang Bor pada *Abutment* 135

Tabel 5. 43 Data *N-SPT* 135
Tabel 5. 44 Tekanan Efektif Tanah 137
Tabel 5. 45 Koordinat Antar Tiang Terhadap Pusat 148
Tabel 5. 46 Parameter Data Tanah Tiap Lapis 161
Tabel 5. 47 Rekapitulasi Analisis Kapasitas Dukung Tiang Tunggal 178
Tabel 5. 48 Rekapitulasi Analisis Kapasitas Dukung Tiang Kelompok 179
Tabel 5. 49 Rekapitulasi Analisis Penurunan 182

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1 lokasi pekerjaan Jembatan Kenet 4

Gambar 1.2 *Cross Section* Jembatan Kenet 5

Gambar 3.1 Diagram Fase Tanah 14

Gambar 3. 2 *Standart Penetration Test* 20

Gambar 3. 3 Tekanan tanah 24

Gambar 3. 4 Pembebanan truk "T" 500 kN 26

Gambar 3. 5 Faktor Beban Dinamis Untuk Beban Lajur "D" 27

Gambar 3. 6 Tiang Ditinjau dari Cara Mendukung Bebannya 43

Gambar 3. 7 Tahanan Ujung Ultimit Tanah Non-Kohesif (Reese & Wright,1977) 47

Gambar 3. 8 Tahanan Selimut Tiang Non-Kohesif (Reese & wright 1977) 48

Gambar 3. 9 Jarak Antar Tiang 54

Gambar 3. 10 Beban Sentris dan Momen Kelompok Tiang 55

Gambar 3. 11 Definisi tiang ujung jepit dan ujung bebas (McNulty, 1956) 57

Gambar 3. 12 Grafik Tahanan lateral ultimit tiang dalam tanah granuler (Broms, 1964) 59

Gambar 3. 13 Tiang ujung jepit dalam tanah granuler (Broms,1964) 61

Gambar 3. 14 Ilustrasi Model *axisymmetric* 65

Gambar 3. 15 Ilustrasi Model *Plane – Strain* 65

Gambar 4. 1 *Flowchart* 71

Gambar 5. 1 *Cross section* Jembatan Kenet Bantul 72

Gambar 5. 2 Tampak Atas Jembatan 73

Gambar 5. 3 *Abutment* Jembatan Kenet Bantul 74

Gambar 5. 4 Struktur *Abutment* Jembatan 75

Gambar 5. 5 Berat Sendiri Struktur Atas 76

Gambar 5. 6 Dimensi Girder 77

Gambar 5. 7 berat sendiri pada *abutment* 79

Gambar 5. 8 Beban Mati Tambahan 81

Gambar 5. 9 Pembebanan Akibat Tekanan Tanah 82
Gambar 5. 10 Gaya Rem pada Abutment 87
Gambar 5. 11 Gaya Angin yang Meniup Kendaraan 92
Gambar 5. 12 *Transfer* Beban Angin ke Lantai Kendaraan 95
Gambar 5. 13 Gaya Gempa pada *Abutment* 100
Gambar 5. 14 Beban Akibat Tekanan Tanah Dinamis 105
Gambar 5. 15 Gaya Gesekan Pada Perletakan 106
Gambar 5. 16 Stabilitas Terhadap guling arah x 128
Gambar 5. 17 Stabilitas terhadap guling arah y 129
Gambar 5. 18 Stabilitas geser arah x 131
Gambar 5. 19 Stabilitas geser arah Y 132
Gambar 5. 20 Faktor Kapasitas Dukung Nc dan Nq 136
Gambar 5. 21 Letak N1 dan N2 Tiang Bor 141
Gambar 5. 22 Kapasitas pondasi kelompok 145
Gambar 5. 23 Jarak Antar Tiang Bor 147
Gambar 5. 24 Kapasitas Dukung Ujung Batas Tiang Bor pada Tanah Granuler 152
Gambar 5. 25 Penampang *Abutment* 157
Gambar 5. 26 Geometri Struktur Lapisan Tanah 159
Gambar 5. 27 Geometri Struktur dan Lapisan Tanah 160
Gambar 5. 28 Hasil *Generate Meshing* 163
Gambar 5. 29 *Initial Condition* dan Posisi Muka Air Tanah 164
Gambar 5. 30 Hasil Tekanan Air Pori *(Generate Water Pressure)* 164
Gambar 5. 31 Hasil Tegangan Awal pada Lapisan Tanah 165
Gambar 5. 32 *Deformed mesh* tanpa Beban Gempa 166
Gambar 5. 33 *Deformed mesh* dengan Beban Gempa 166
Gambar 5. 34 Arah Pergerakan *Abutment* dan *Bored Pile* tanpa Beban Gempa 167
Gambar 5. 35 Daerah Potensial Keruntuhan tanpa Beban Gempa 168
Gambar 5. 36 Arah Pergerakan Abutment dan *Bored Pile* dengan Beban Gempa 168
Gambar 5. 37 Daerah Potensial Keruntuhan dengan Beban Gempa 169

Gambar 5. 38 Angka Aman Lereng *abutment* dan *bored pile* 169
Gambar 5. 39 Hasil *Generate Meshing* 170
Gambar 5. 40 *Initial Condition* dan Posisi Muka Air Tanah 171
Gambar 5. 41 Hasil Tekanan Air Pori *(Generate Water Pressure)* 171
Gambar 5. 42 Hasil Tegangan Awal pada Lapisan Tanah 172
Gambar 5. 43 *Deformed mesh* tanpa Beban Gempa 173
Gambar 5. 44 *Deformed mesh* dengan Beban Gempa 173
Gambar 5. 45 Hasil *Axial Forces* 174
Gambar 5. 46 Angka Aman kapasitas dukung dan penurunan 175
Gambar 5. 47 Hasil Analisis tanpa Beban Gempa 176
Gambar 5. 48 Hasil Analisis Dengan Beban Gempa 176
Gambar 5. 49 Analisis Kapasitas Dukung Tiang Tunggal 178
Gambar 5. 50 Kapasitas Dukung Tiang Kelompok 180
Gambar 5. 51 Perbandingan Hasil Penurunan Metode Vesic dengan Plaxis 182

DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1 Gambar *Cross Section* Jembatan kenet 170

Lampiran 2 Tampak depan Jembatan kenet 171

Lampiran 3 Tampak Atas Jembatan kenet 172

Lampiran 4 Data Boring Log abutment BM. 01 173

Lampiran 5 Data Pengujian tanah di laboratoium Abutment BM 01 174

DAFTAR NOTASI

V_{DZ} = kecepatan angin rencana pada elevasi rencana

V10 = kecepatan angin elevasi 10 m diatas permukaan tanah atau air

VB = kecepatan angin rencana (90– 126 km/jam)

Z = elevasi struktrur dari permukaan tanah atau air

Z0 = panjang gesekan di hulu jembatan

PB = tekanan angin dasar

EQ = gaya horizontal statis

C_{sm} = koefisien respons gempa elastis

R = faktor modifikasi respon

Wt = berat total struktur yang terdiri dari beban mati dan beban hidup

AS = Koefisien percepatan puncak muka tanah

PGA = percepatan puncak batuan dasar

F_a = faktor amplifikasi percepatan yang mewakili getaran periode 0,2 detik,

S_S = parameter respons spektra percepatan gempa untuk periode pendek (T=0.2 detik)

S_{DS} = nilai spektra permukaan tanah pada periode 0,2 detik,

Fv = faktor amplifikasi percepatan yang mewakili getaran periode 1,0 detik,

S_1 = parameter respons spektra percepatan gempa untuk periode 1.0 detik

S_{D1} = nilai spektra permukaan tanah pada periode 1,0 detik

T_{EQ} = Gaya geser dasar total dalam arah yang ditinjau

K_H = Koefisien beban gempa horizontal.

C = Koefisien geser dasar untuk daerah, waktu dan kondisi setempat

I = Faktor kepentingan.

S = Faktor tipe bangunan.

WT = Berat total bangunan yang mempengerahui percepatan

Kp = Kekakuan struktur

T = Waktu getar

Ic = Momen inersia

S = Jarak pusat ke pusat tiang.

D = Diameter tiang.

Qp = Kapasitas dukung ujung tiang

Qs = Kapasitas dukung selimut tiang

Qupg = kapasitas daya dukung ultimit tiang

$Qall$g = kapasitas daya dukung ultimit tiang yang diizinkan

Ap = Luas penampang ujung tiang

As = Luas selimut tiang

A = Luas penampang selimut tiang

SF = Faktor keamanan

fs = unit Tekanan gesek

K = Koefisien tekanan tanah

Eg = Efisiensi kelompok tiang

Mx = Momen arah x

My = Momen arah y

n = Jumlah tiang

nx = Jumlah baris pondasi

ny = jumlah dalam satu baris pondasi

ε_x^2 = jumlah kuadrat absis tiang

ε_y^2 = jumlah kuadrat ordinat tiang

N = Jumlah tiang dalam kelompok

N = NSPT rata-rata dari 8D di atas dan 4D di bawah dasar pondasi

Ws = Berat volume tanah

C = Kohesi tanah

Φ = Sudut gesek dalam

ABSTRAKSI

Jembatan Kenet adalah salah satu jembatan yang termasuk jalan provinsi yang menghubungkan antara kabupaten Bantul dengan kabupaten Gunung kidul. Jembatan kenet dalam beberapa tahun terakhir telah terjadi kerusakan. sehingga diperlukan analisis mengenai kekuatan atau kapasitas dukung pondasi dalam menopang beban diatasnya serta memperkirakan penurunan *(settlement)* yang terjadi. Penelitian ini bertujuan untuk mengetahui besarnya kapasitas dukung dari berbagai metode serta penurunan yang terjadi akibat pembebanan dari struktur atas.

Metode yang digunakan dalam penelitian tugas akhir ini menggunakan pembebanan sesuai SNI 1725-2016 serta kapasitas dukung dan penurunan pondasi menggunakan data laboratorium dengan diameter eksisting 1 m dan aleternatif dimensi yaitu 1,6 m serta data N-SPT yaitu metode Meyerhoff serta Reese and Wright dengan diameter 1 m . Selain itu dilakukan permodelan mengunakan *Software* Plaxis 2D V.8.6 untuk mengetahui nilai kapasitas dukung dan penurunan dengan metode elemen hingga *(Finite Element Method)*,

Hasil analisis kapasitas dukung dengan formasi tiang 2 x 4 berdasarkan data laboratorium di peroleh hasil 6,127 kN untuk diameter 1 m dan sebesar 14.003 kN untuk diameter 1,6 m. Sedangkan hasil analisis kapasitas dukung dengan metode Meyerhoff diperoleh hasil sebesar 14.764 kN dan Reese and Wright diperoleh hasil sebesar 22.770 kN. Hasil analisis penurunan dengan menggunakan metode vesic didapatkan hasil 3,78 cm dan hasil Analisis Penurunan dengan menggunakan metode Permodelan Plaxis 2D didapatkan hasil 8,652 cm dengan begitu dapat dinyatakan memenuhi syarat aman karena lebih kecil dari 10 cm dengan nilai Faktor aman hasil analisis menggunakan Software Plaxis 2D sebesar 2,279. Dengan hasil analisis kapasitas dukung lateral menggunakan metode Broms diperoleh nilai sebesar 470,697 kN.

Kata Kunci : Pondasi tiang bor,Kapasitas dukung, Penurunan, Plaxis 2D

ABSTRACT

The Kenet Bridge is one of the bridges that includes a provincial road that connects the Bantul district with the Gunung Kidul district. The kenet bridge in recent years has been in disrepair. So it is necessary to analyze the strength or bearing capacity of the foundation in supporting the load on it and to estimate the settlement that occurs. This study aims to determine the magnitude of the bearing capacity of various methods and the settlement that occurs due to the loading of the superstructure.

The method used in this final project is loading according to SNI 1725-2016 and bearing capacity and foundation settlement using laboratory data with an existing diameter of 1 m and an alternative dimension of 1.6 m and N-SPT data, namely the Meyerhoff and Reese and Wright methods with 1m in diameter. In addition, modeling was carried out using Plaxis 2D Software V.8.6 to determine the value of the bearing capacity and settlement using the Finite Element Method.

The results of the analysis of the bearing capacity with the 2 x 4 pile formation based on laboratory data obtained the results of 6.127 kN for a diameter of 1 m and of 14,003 kN for a diameter of 1.6 m. While the results of the analysis of the carrying capacity with the Meyerhoff method obtained the results of 14.764 kN and Reese and Wright obtained the results of 22.770 kN.The results of the settlement analysis using the vesic method obtained results of 3.78 cm and the results of the Impairment Analysis using the Plaxis 2D Modeling method obtained the results of 8.652 cm so that it can be declared to meet the safe requirements because it is smaller than 10 cm with the value of the safe factor analysis results using Plaxis 2D Software of 2,279. With the results of the analysis of lateral bearing capacity using the Broms method obtained a value of 470.697 kN.

Keywords *: bored pile foundation, load-bearing capacity, settlement, Plaxis 2D*

BAB 1
PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Jembatan adalah suatu konstruksi yang berguna untuk menyambungkan dua bagian jalan yang terputus dari sehingga dapat melalui suatu rintangan yang berada diantara dua jalan tersebut. Rintangan ini berupa jalan air atau jalan lalu lintas biasa . Jembatan merupakan bagian dari jalan dan sangat diperlukan dalam sistem jaringan transportasi darat dimana jalan dan jembatan dapat menunjang pembangunan pariwisata pada daerah tersebut. Jembatan Kenet adalah merupakan akses Jalan provinsi yang menghubungkan antar wilayah yaitu kabupaten Bantul dan kabupaten Gunung kidul. Tujuan pembangunan jembatan Kenet ini adalah untuk melengkapi bagian dari jalur lintas wilayah khususnya di Kabupaten Bantul. Sebagaimana diketahui daerah istimewa yogyakarta terkenal akan pariwisata alamnya maka untuk itu perlu dibangunlah infrastruktur yang bagus sesuai standar yang sudah ada diharapkan pembangunan ini dapat mengembangkan daerah dan menunjang pariwisata agar lebih baik lagi.

Dalam pembangunan suatu pekerjaan 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 abutment dalam proyek ini ialah pondasi *bored pile.*

Pondasi *bored pile* adalah jenis pondasi dalam yang berbentuk tabung yang berfungsi meneruskan beban struktur bangunan yang berada diatasnya dari permukaan tanah hingga lapisan tanah dibawahnya. Pondasi *bored pile* memiliki fungsi yang sama dengan pondasi tiang *kaisson* dan pondasi dalam lainnya. Interaksi antara pondasi *bored pile* dengan tanah diharapkan dapat menghasilkan kapasitas dukung yang

mampu menopang dan memberikan keamanan pada struktur jembatan diatasnya. Ada dua metode yang dapat digunakan untuk menentukan kapasitas daya dukung pada *bored pile*, yakni metode statis dan metode dinamis.

Jembatan Kenet adalah salah satu jembatan yang termasuk jalan provinsi yang menghubungkan antara kabupaten Bantul dengan kabupaten Gunungkidul. Hal ini mengakibatkan arus kendaraan dari Bantul menuju Gunungkidul maupun sebaliknya harus memutar dan melewati jalan yang lebih jauh lagi karna jembatan terputus. Pada tahun 2019 dibangun jembatan *balley* di jembatan kenet.Namun pada awal 2020 talut dibawah jembatan mengalami kelongsoran, Dinas Pekerjaan Umum, Perumahan dan Energi Sumber Daya Mineral, Daerah Istimewa Yogyakarta Tahun 2020 berencana membangun ulang struktur atas dan struktur bawah jembatan agar dapat berfungsi kembali . Oleh karna itu diperlukan analisis kapasitas dukung dan penurunan dari desain yang sudah direncanakan.

Berdasarkan uraian latar belakang diatas, judul penelitian Tugas Akhir ini adalah "Analisis Kapasitas Dukung dan Penurunan Pondasi Tiang Bor (Studi Kasus : Pada Jembatan Kenet Bantul".

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan uraian latar belakang di atas, maka rumusan masalah yang digunakan dalam penelitian tugas akhir ini adalah sebagai berikut.

1. Bagaimana kapasitas dukung pondasi tiang bor dan penurunan pada struktur Jembatan Kenet Bantul?.
2. Bagaimana kapasitas dukung pondasi tiang bor dan penurunan pada struktur Jembatan Kenet menggunakan *Software Plaxis 2D* sebagai alat bantu hitung?
3. Bagaimana kapasitas dukung lateral pada pada struktur Jembatan Kenet Bantul?.

1.3 Tujuan Penelitian

Berdasarkan rumusan masalah diatas maka tujuan dalam penelitian ini adalah sebagai berikut.

1. Mengetahui kapasitas dukung pondasi tiang bor dan penurunan pada struktur Jembatan Kenet Bantul.
2. Mengetahui kapasitas dukung pondasi tiang bor dan penurunan pada struktur Jembatan Kenet menggunakan *Software Plaxis 2D* sebagai alat bantu.
3. Mengetahui kapasitas dukung lateral pada pada struktur Jembatan Kenet Bantul.

1.4 Manfaat Penelitian

Berdasarkan tujuan penelitian diatas maka manfaat penelitian dalam tugas akhir ini adalah sebagai berikut.

1. Dapat dijadikan referensi bagi pembaca dan mahasiswa yang mempelajari suatu topik tentang daya dukung dan penurunan pondasi dengan permodelan menggunakan *Software Plaxis 2D*.
2. Pembaca mengetahui kapasitas dukung, penurunan dan angka aman yang terjadi pada Jembatan Kenet
3. Pembaca mengetahui Arah pergerakan tanah terhadap *abutment* dan Pondasi pada jembatan kenet.

1.5 Batasan Penelitian

Batasan penelitian tugas akhir ini tidak meluas dari permasalahan dan dapat lebih terarah dengan baik sesuai tujuan awal penelitian tugas akhir ini, maka perlu ditetapkan batasan.

Batasan-batasan dalam penelitian tugas akhir ini antara lain sebagai berikut.

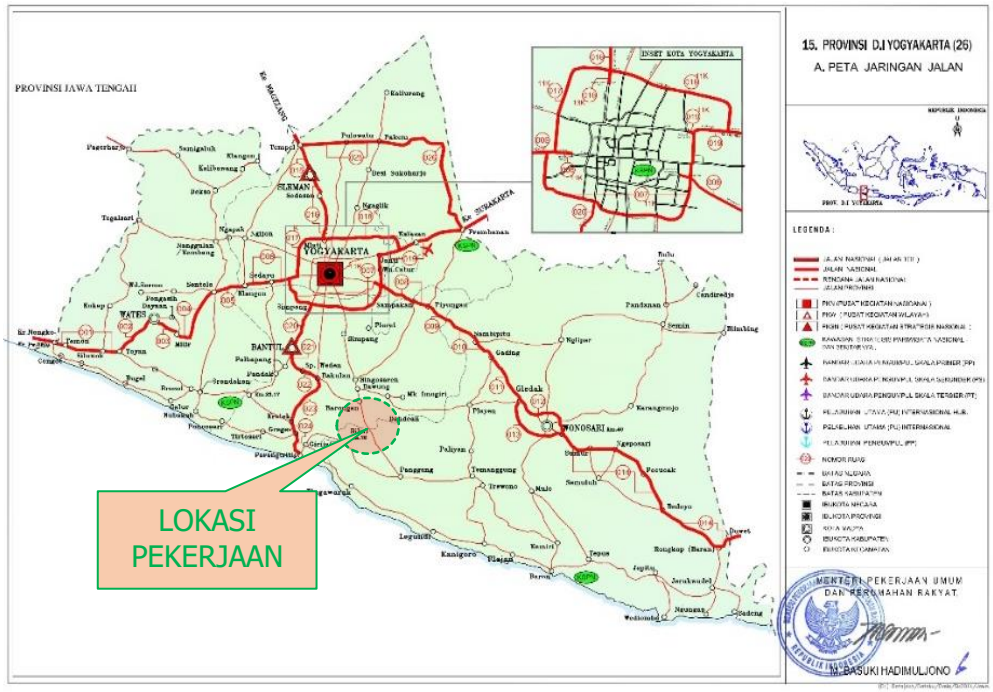
1. Lokasi penelitian abutmen BM.01 Jembatan Kenet Imogiri, Bantul, DIY.
2. Data geoteknik yang digunakan adalah hasil penyelidikan tanah dan *bor log* tiang bor pada *abutment* BM.1 Jembatan Kenet, didapatkan dari Bina Marga DIY data tahun 2019.
3. Struktur pondasi yang digunakan adalah pondasi tiang bor dengan diameter 1 meter dan mutu beton K-350 serta panjang tiang bor yaitu sebesar 12 meter.
4. Pembebanan struktur jembatan menggunakan SNI 1725:2016 dan data gempa 2011

didapatkan dari cv.kadung karya konsultan.

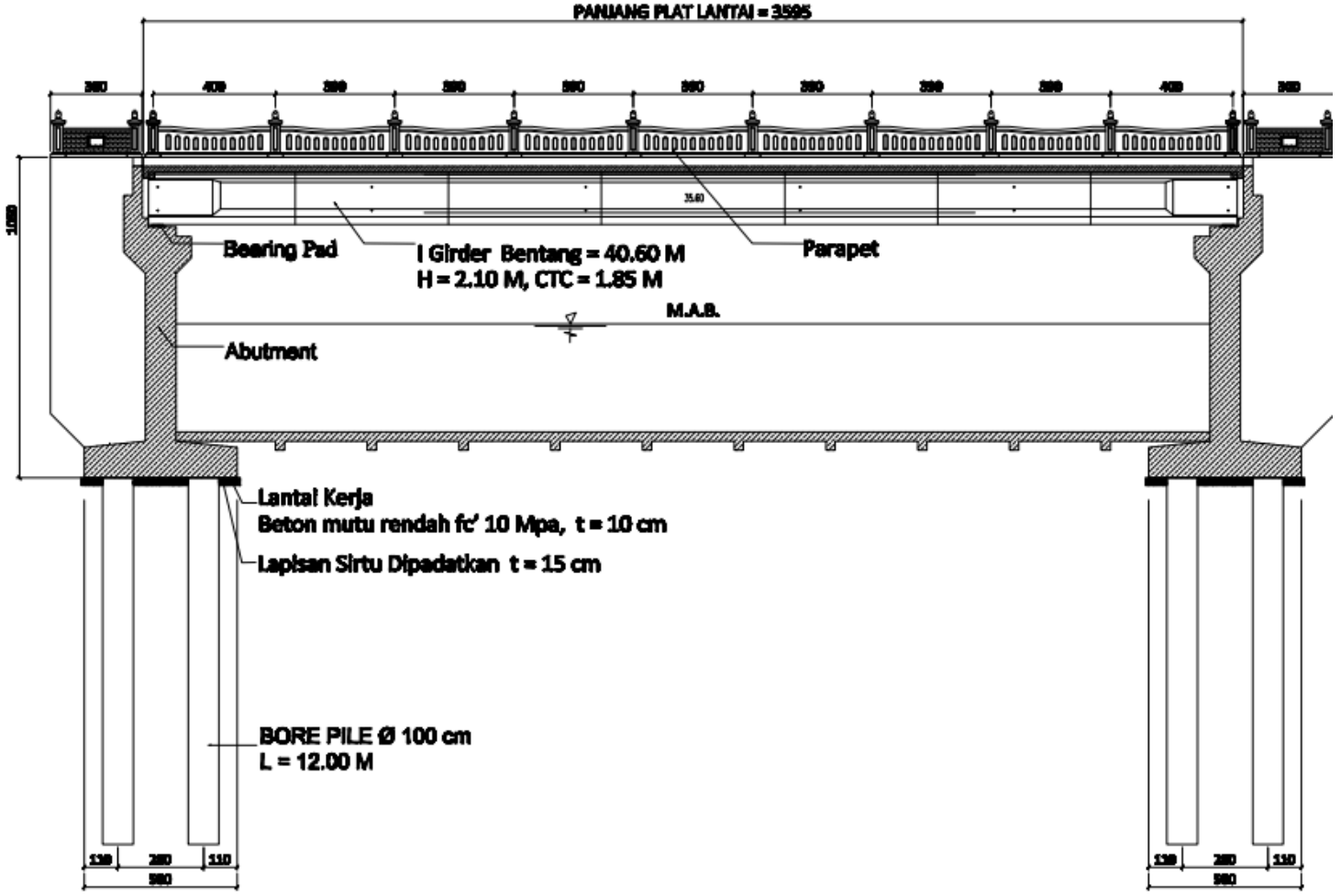
5. Perhitungan kapasitas dukung dan penurunan pondasi Tiang bor menggunakan metode *Reese & Wright (1977)* dan *Mayerhoff (1976)*.
6. Analisis kapasitas dukung pondasi tiang bor dan penurunan pada struktur Jembatan Kenet menggunakan *Software Plaxis 2D* sebagai alat bantu permodelan.

1.6 Lokasi Penelitian

Jembatan Kenet ini adalah jembatan yang berada di Desa Selopamioro,Imogiri, kabupaten Bantul, DIY. Jembatan ini dibangun untuk melengkapi bagian jalan provinsi yang menghubungkan antara Kabupaten Bantul dan Kabupaten Gunung Kidul. Lokasi dapat dilihat pada Gambar 1.1 dan Gambar *Cross section* dapat dilihat pada Gambar 1.2 berikut ini.



Gambar 1.1 lokasi pekerjaan Jembatan Kenet
(sumber : Cv Kadung Karya, 2020)



Gambar 1.2 *Cross Section* Jembatan Kenet

(sumber : Cv Kadung Karya, 2020)

BAB II
TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Pondasi Tiang Bor

Tiang bor adalah pondasi tiang yang pemasangannya dilakukan dengan mengebor tanah terlebih dahulu. Tiang bor sebelum dipasang ke dalam tanah dilakukan cara mengebor tanah dahulu, baru kemudian di masukkan tulangan yang telah dirangkai ke dalam lubang bor dan kemudian dicor beton (Hardiyatmo H.C, 2010).

Pondasi tiang bor sering dipakai pada tanah yang stabil dan kaku, sehingga memungkinkan untuk membentuk lubang yang stabil dengan alat pengeboran. Jika tanah mengandung air, maka pengeboran perlu menggunakan pipa besi berlubang untuk menahan dinding lubang dan pipa ini ditarik ke atas pada waktu pengecoran beton. Pada tanah yang keras atau batuan lunak, dasar tiang dapat dibesarkan untuk menambah tahanan dukung ujung tiang (Hardiyatmo H.C, 2003).

2.2 Analisis Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Bor

Annizaar (2015) melakukan penelitian dengan judul "Perencanaan Pondasi Tiang Pancang Dan Tiang Bor Pada Pekerjaan Pembuatan Abutment Jembatan Labuhan Madura" yang bertujuan untuk melakukan perbandingan total biaya yang dibutuhkan dalam suatu pekerjaan konstruksi untuk *abutment* Jembatan Labuhan Madura. maka dua tipe dasar yang dapat digunakan adalah desain dengan menggunakan perhitungan daya dukung tanah secara statis. Berdasarkan hasil penyelidikan tanah, diketahui bahwa jenis tanahnya adalah pasir. Jadi estimasi kapasitas dukung tanah timbunan berasal dari data uji lapangan, seperti tes N-SPT. Dari perencanaan diperoleh jumlah tiang untuk kelompok tiang adalah 70 buah (Qijin = 556.686 kN / tiang) dengan perkiraan biaya Rp.1.974.102.300 dan untuk tumpukan gergaji adalah 56 buah (Qijin

= 684.1668 kN / tiang) dengan perkiraan biaya Rp. 9.460.902.248, -. Jadi pondasi yang direncanakan memiliki biaya yang lebih ekonomis.

2.3 Analisis Kapasitas Dukung dan Penurunan Pondasi Tiang Bor dengan metode Mayerhoff dan metode Reese & Wright

Fitri (2017) melakukan penelitian dengan judul Tugas Akhir "Perencanaan Ulang fStruktur Bawah Abutment Dengan Pondasi *Bored Pile* (*Redesign Bottom Structure Abutment with Bord Pile Foundation*)". Penelitian tersebut meneliti tentang analisis daya dukung tiang dari desain yang sudah ada (tiang pancang) penyangga A1 RAMP 2 melewati jalan Sta. 0 + 716.523 Solo-Kertosono I Multi Tahun *Surveillance* Divisi Toll kartasura, dan merancang dan menganalisis kapasitas pendukung desain tiang pancang dengan desain alternatif untuk sulam pangkalan beberapa diameter menggunakan metode *Mayerhoff* dan *Reese & Wright*. Tujuan dari penelitian yang dilakukan oleh Fitri adalah untuk mengetahui kekuatan komparatif dari desain yang sudah ada (tiang yang sudah digunakan pada proyek) dengan desain alternatif berbasis tiang dengan metode *Mayerhoff* dan *Reese & Wright*. Berdasarkan analisis polaritas bantalan pondasi, kesimpulan yang diperoleh meliputi analisis kekuatan tumpukan 60 cm dari kelompok tiang yang diperoleh 15160.904 kN lebih besar dari P = 13720.895 kN. Daya dukung Reese & Wright dari kelompok berdiameter 40 cm diperoleh 12756.173 kN lebih kecil dari P = 13720.895 kN tetapi diameter lubang 60 cm dan 80 cm adalah 15452.069 kN dan 14648.798 kN lebih besar dari nilai P. = 13720.895 kN. Kemudian hasil analisis kapasitas penyimpanan kelompok Mayerhoff dengan diameter 40 cm, 60 cm dan 80 cm diperoleh pada 14451.955 kN, 16771.756 kN, dan 15995.843 kN lebih besar dari nilai P = 13784.9 kN.

Nurmawaty (2017) melakukan penelitian dengan judul "Perencanaan Ulang Struktur Bawah Dengan Pondasi *Bored Pile* (*Redesign Bottom Structure with Bord Pile Foundation*)".Penelitian tersebut meneliti tentang merancang dan menganalisis kapasitas daya dukung tiang pancang alternatif untuk desain tiang pancang dengan diameter dasar menggunakan metode Aoki & DeAlencar, Mayerhoff, dan Reese &

Wright. Tujuan dari penelitian yang dilakukan oleh Nurmawaty adalah untuk mengetahui kekuatan komparatif kapasitor desain yang sudah ada (tiang yang sudah digunakan pada proyek) dengan desain basis bordir alternatif menggunakan metode Aoki & De Alencar, Mayerhoff, dan Reese & Wright. Berdasarkan analisis kapasitas dukung tiang yang diperoleh , dapat disimpulkan bahwa daya tahan ultimeter dari diameter PDA 25 cm yang ada menghasilkan 755 kN lebih besar dari hasil metode Aoki & De Alencar pada tiang bor berdiameter 25 cm dan 30 cm, yaitu 382.109 kN. , 512.891 kN, akan tetapi lebih besar dari tiang bor berdiameter 40 cm, 828.817 kN, kapasitas penyimpanan ultimit dari metode Mayerhoff pada tiang bor 25 cm, 30 cm dan 40 cm, yang 1269.203 kN, 1758.644 kN lebih besar dari kolom hasil tes PDA saat ini adalah diameter 25 cm, dan kapasitas dukungan metode Reese & Wright pada tiang bor dengan diameter 25 cm, 30 cm dan 40 cm, adalah 1232.093 kN, 1519.745 kN, dan 2136.283 kN besar dari hasil uji PDA yang ada dengan diameter 25 cm. Alternatif adalah metode alternatif Mayerhoff dengan diameter 40 cm dengan jumlah 2 kolom dalam satu kolom. Hal Ini didasarkan pada jumlah kutub yang digunakan lebih sedikit, untuk menghemat waktu pelaksanaan kerja dan biaya konstruksi. Selain itu, kapasitas penyimpanan kelompok tiang (Qg) lebih besar dari beban aksial (P) dan total beban aksial (Pt) yang diterima, 2973,2 kN> 2702,4 kN dan 2973,2 kN> 2823,4502 kN, sehingga beban struktural bangunan pada fondasi dapat dipegang oleh kelompok pilar.

2.4 Analisis Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Bor berdasarkan Pembebanan SNI 1725 : 2016

Herman (2019) melakukan penelitian dengan judul " Analisis Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang Dan Tiang Bor Pada Tanah Lempung Berdasarkan Pembebanan Jembatan SNI 1725 : 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 sirnoboyo 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 Sirnoboyo 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 Tx maupun Ty.

2.5 Analisis Kapasitas Dukung dan Penurunan Pondasi Tiang Bor menggunakan Program Plaxis

Prakasa (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 Qu, Qs,

dan Qp yang memiliki nilai terbesar menggunakan metode Reese & Wright sebesar Qu (max) = 2939.98 ton, Qs (max) = 88.78 ton, Qp (max) = 2851.20 ton , sedangkan nilai Qi yang memiliki nilai terbesar menggunakan metode mayerhoff sebesar Qi (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 menggunaka 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.

2.6 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

Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan penelitian sekarang

Penelitian terdahulu						**Penelitian yang dilakukan**
Peneliti	**Annizaar (2015)**	**Fitri (2017)**	**Herman (2019)**	**Nurmawaty (2017)**	**Prakasa (2016)**	**Aprianto (2022)**
Judul	"Perencanaan Pondasi Tiang Pancang Dan Tiang Bor Pada Pekerjaan Pembuatan Abutment Jembatan Labuhan Madura"	"Perencanaan Ulang Struktur Bawah Abutment Dengan Pondasi *Bored Pile* (*Redesign Bottom Structure Abutment with Bord Pile Foundation*)"	"Analisis Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang Dan Tiang Bor Pada Tanah Lempung Berdasarkan Pembebanan Jembatan SNI 1725 : 2016 "	Perencanaan Ulang Struktur Bawah Dengan Pondasi *Bored Pile* (*Redesign Bottom Structure with Bord Pile Foundation*)"	Analisa Daya Dukung dan Penurunan Pondasi Tiang Bor (*Bored pile)* Tunggal Dengan Menggunakan Program Plaxis	Analisis Kapasitas Dukung Dan Penurunan Pondasi Tiang bor *Analysis Of Bearing Capacity and Settlement Of Bor Pile Foundations* (Studi Kasus : Jembatan Kenet Bantul)
Tujuan	perbanding total biaya yang dibutuhkan dalam pekerjaan konstruksi untuk Abutment Jembatan Labuhan Madura	Mengatahui perbandingan kapasitas dukung hasil desain yang sudah ada (tiang pancang) dengan alternatif desain pondasi bore pile	Mengetahui pembebanan Jembatan, daya dukung pondasi dan membandingkan pondasi rencana pondasi tiang pancang maupun tiang bor	Mengetahui perbandingan kapasitas dukung hasil desain yang sudah ada (tiang pancang terpasang pada proyek) dengan alternatif desain pondasi bordpile	mengetahui kapasitas dukung dan besarnya penurunan (*settlement*) tanah yang terjadi pada pondasi tiang bor tunggal dengan permodelan tanah mohr coulumb dengan menggunakan aplikasi Plaxis	Mengetahui kapasitas dukung dan penurunan tanah yang terjadi dan pondasi di permodelkan dengan menggunakan aplikasi plaxis 8.6

Lanjutan Tabel 2.2 Perbandingan penelitian terdahulu dengan penelitian sekarang

Penelitian terdahulu						Penelitian yang dilakukan
Peneliti	**Annizaar (2015)**	**Fitri (2017)**	**Herman (2019)**	**Nurmawaty (2017)**	**Prakasa (2016)**	**Aprianto (2021)**
Metode	Perhitungan kapasitas dukung ultimit secara statis	Metode mayerhoff dan Reese & Wright	• Tiang pancang metode U.S Army Corps dan Tomlinson • Tiang Bor metode Reese & Wright dan Skempton	Metode Aoki & De Alencar, Mayerhoff, dan Reese & Wright. Berdasarkan analisis kapasitas dukung pondasi tiang	Metode reese & wright dan metode mayerhoff	Metode reese & wright dan metode mayerhoff
Hasil	• 70 buah tiang daya dukung sebesar 556,6786 kN/tiang dan biaya sebesar 1.974.102.300,- • 56 buah tiang daya dukung sebesar 684,1668 kN/tiang dan biaya sebesar 9.460.902.248,-	• Pondasi tiang pancang Diameter 60 cm daya dukung lebih besar dari P = 13720,895 • Pondasi tiang Bor metode *Reese & Wright* Diameter 40,60 dan 80 cm daya dukung lebih kecil dari P = 13720,895 • Pondasi tiang pancang metode *Mayerhoff* Diameter 40,60 dan 80 cm daya dukung lebih kecil dari P = 13720,895	• Kapasitas pondasi tiang pancang metode U.S Army Corps dan Tomlinson sebesar 1950,49 kN dan 1598,26 kN • Kapasitas pondasi tiang bor metode Reese & Wright dan Skempton sebesar 1950,49 kN dan 1598,26 kN	•Metode Aoki & De diameter 25 dan 30 daya dukung lebih besar dari kapsitas dukung metode mayerhoff •metode Mayerhoff pada tiang bor diameter 25 cm, 30 cm, dan 40 cm, yakni 1269,203 kN, 1758,644 kN lebih besar dibanding dengan tiang eksisting hasil uji PDA diameter 25 cm	•penurunan pondasi tiang bor metode empiris sebesar 6.6674 mm – 6.6854 mm •penurunan dengan software Plaxis 2D sebesar 0.10078 mm (Cal.Phase 3) dan 0.0181 mm (Cal.Phase 2),	• Kapasitas dukung tiang kelompok data laboratorium sebesar 6.127 kN untuk diameter 1 m dan 14.003 kN untuk diameter 1,6 m, metode Mayerhoff 14.764 kN dan Reese and Wright sebesar 23.153 kN dengan penurunan metode vesic sebesar 3.78 cm. • Kapasitas dukung dengan *software plaxis* 2D sebesar 14.471,65 kN dengan penurunan sebesar 1,789 cm untuk penurunan tanpa beban gempa dan sebesar 2,143 cm dan penurunan dengan beban gempa, dengan nilai SF sebesar 2.279. • Kapasitas dukung lateral di peroleh nilai 470,697 kN

sumber: Annizaar (2015), Fitri (2017), Herman (2019), Nurmawaty (2017), Prakasa(2016)

BAB III
LANDASAN TEORI

3.1 Tanah

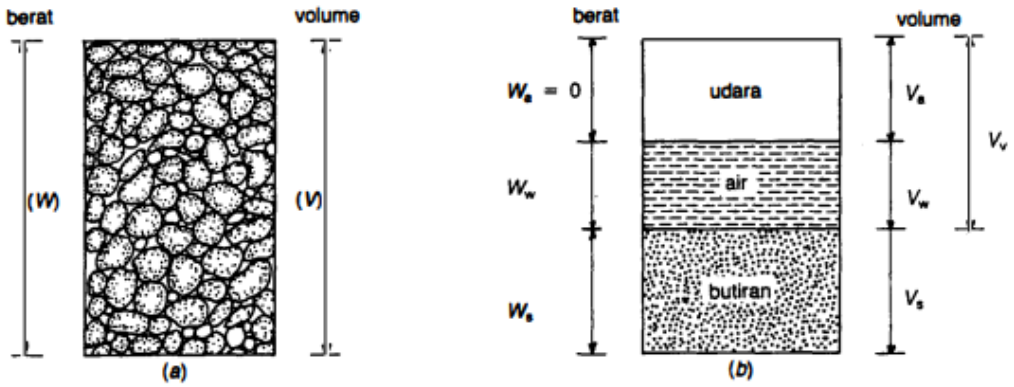
Tanah adalah himpunan mineral, bahan organik, dan endapan yang relatif lepas (*loose*), yang terletak di bebatuan dasar (*bedrock*). Ikatan antar butiran relatif lemah yang disebabkan oleh karbonat, zat organik, atau oksida yang mengendap di antara partikel - partikel. Spasi di antara partikel dapat berisi air, udara maupun keduanya .proses pelapukan batuan atau proses geologi lainya 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 kontruksi dari bangunan itu sendiri contohnya 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 dan di bawah permukaan tanah, sehingga diperlukan sistem dasar untuk memindahkan beban dari bangunan ke tanah (Bowless, 1986).

3.1.1 *Properties* 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 tanah tersebut 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.

$$W = Ws + Ww \quad (3.1)$$

$$V = Vs + Vw + Va \quad (3.2)$$

$$Vv = Vw + Va \quad (3.3)$$

Keterangan :

W = berat total
Ws = berat butiran padat
Ww = berat air V = volume total
Vs = volume butiran padat
Vw = volume air
Va = volume udara
Vv = volume rongga

1. Berat Volume Basah (γb)

   Berat tanah basah dalam satu satuan volume tanah atau perbandingan antara berat tanah basah (W) dengan volume tanah (V) dan dapat dinyatakan dalam Persamaan 3.4 sebagai berikut.

$$\gamma b = \frac{W}{V}$$

$$\gamma b = \frac{Gs\ \gamma w\ (1+w)}{1+e} \quad (3.4)$$

2. Berat Volume Kering ($\gamma\ d$)

   Berat tanah kering dalam satu satuan volume tanah atau perbandingan antara berat tanah kering (*Ws*) dengan volume tanah (V) dan dapat dinyataka dalam Persamaan 3.5 sebagai berikut.

$$\gamma\ d = \frac{Ws}{V}$$

$$\gamma\ d = \frac{Gs\ \gamma w}{1+e} \quad (3.5)$$

3. Berat Volume Butiran Padat ($\gamma\ s$)

   Berat tanah butiran tanah kering dalam satu satuan volume butiran tanah atau perbandingan antara berat butiran padat (*Ws*) dengan volume butiran padat (*Vs*) dan dapat dinyatakan dalam Persamaan 3.6 sebagai berikut.

$$\gamma s = \frac{Ws}{Vs} \quad (3.6)$$

4. Berat volume tanah dalam keadaan jenuh air (S=1)

   Berat volume tanah dalam keadaan jenuh air dapat dinyatakan dalam Persamaan 3.7 sebagai berikut.

$$\gamma\ sat = \frac{\gamma\ w(Gs+e)}{1+e} \quad (3.7)$$

5. Bila tanah terendam air, maka berat volume efektif dinyatakan dengan *γ'* Berat volume efektif dapat dinyatakan dalam Persamaan 3.8 sebagai berikut.

$$\gamma' = \frac{(Gs-1)\,\gamma\, w}{1+e}$$

$$\gamma' = \gamma sat - \gamma w \quad (3.8)$$

dengan γw = 1 t/m^3 atau 9,81 kN/m^3

6. Permeabilitas

Permeabilitas didifinisikan sebagai sifat bahan berpori yang memungkinkan terjadinya aliran rembesan dari cairan yang berupa air atau minyak mengalir melewati rongga pori. Pori – pori pada tanah saling terhubung, sehingga air dapat mengalir dari tekanan tinggi menuju tekanan yang lebih rendah. Pada tanah, permeabilitas artikan sebagai sifat tanah yang mengalirkan air melalui rongga rongga pori tanah. Menurut Das (1983) pada buku Mekanika Tanah 1 Hardiyatmo Edisi Ke Enam untuk kisaran nilai permeabilitas pada jenis – jenis tanah dapat dilihat pada Tabel 3.1 sebagai berikut.

Tabel 3.1 Kisaran Nilai Permeabilitas Tanah

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

(sumber : Hardiyatmo,2012)

7. Modulus Elastisitas

Modulus elastisitas merupakan nilai yang menunjukan besarnya angka elastisitas tanah dari perbandingan antara tegangan yang terjadi terhadap regangan.

Perkiraan nilai ini dapat ditentukan dari jenis tanah seperti pada Tabel 3.2 sebagai berikut.

Tabel 3.2 Nilai Perkiraan Modulus Elastisitas Tanah

No	Jenis Tanah		E (kN/m2)
1	Lempung :	Sangat lunak	300 - 3000
		Lunak	2000 - 4000
		Sedang	4500 – 9000
		Keras	7000 - 20000
		Berpasir	30000 – 42500
2	Pasir :	Berlanau	5000 - 20000
		Tidak padat	10000 - 25000
		Padat	50000 – 100000
3	Pasir dan kerikil :	Padat	80000 - 200000
		Tidak padat	50000 – 140000
4	Lanau		2000 – 20000
5	Loses		15000 – 60000
6	Cadas		140000 - 1400000

(Sumber : Bowles, 1986)

8. Poisson Ratio

Nilai *poisson ratio* ditentukan sebagai rasio kompresi poros terhadap regangan pemuaian lateral. Nilai ini dapat ditentukan berdasarkan jenis tanah seperti pada Tabel 3.3 sebagai berikut.

Tabel 3.3 Hubungan Jenis Tanah dan *Poisson Ratio*

No	**Jenis Tanah**	**Poisson Ratio**
1	Lempung jenuh	0,4 – 0,5
2	Lempung tak jenuh	0,1 – 0,3
3	Lempung berpasir	0,2 – 0,3
4	Lanau	0,3 – 0,35
5	Pasir padat	0,2 – 0,4
6	Pasir tidak padat	0,15
7	Pasir halus	0,25
8	Batu	0,1 – 0,4
9	Loose	0,1 – 0,3

(Sumber : Hardiyatmo, 2018)

9. Sudut Geser Dalam

Sudut geser dalam (φ) merupakan karakteristik yang sangat diperlukan baik pada analisis maupun desain pekerjaan pondasi. Tanah pasir memiliki nilai sudut geser dalam (φ) cenderung sangat besar. Sudut geser dalam merupakan parameter yang dapat digunakan untuk menentukan kestabilan tanah pasir. Pasir dengan sudut geser dalam yang besar akan jauh lebih stabil daripada pasir dengan sudur geser dalam yang kecil. Faktor yang mempengaruhi sudut geser dalam tanah pasir diantaranya ukuran butir, kandungan air (w), kekasaran permukaan butiran, angka pori (v), kepadatan relatif (Dr), distribusi ukuran butir dan bentuk partikel butiran. Didalam analisis, tanah sering dianggap betul pasir murni ataupun lempung murni. Walaupun sudah dianggap berupa 15 pasir murni namun nilai sudut geser dalam (φ) pasir dari beberapa tempat tidaklah sama. Nilai sudut geser dalam (φ) untuk berbagai jenis tanah dapat dilihat pada Tabel 3.4 dibawah ini.

Tabel 3. 4 Nilai sudut geser dalam (φ)

Jenis Tanah	Sudut Geser Dalam
Sand	30 – 40
Loose Sand	30 – 35
Medium Sand	40
Dense Sand	35 – 45
Silt	26 – 35
Clay	30

(Sumber : Hardiyatmo,2012)

3.2 Penyelidikan Tanah

Penyelidikan tanah adalah kegiatan pengujian tanah yang bertujuan untuk mengetahui karakteristik tanah , sifat sifat tanah , kondisi tanah dan kapasitas 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. Pemboran (*Drilling*)

   Pemboran 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*). Tanah tidak terganggu adalah tanah yang masih menunjukkan sifat asli dari tempat asalnya, yaitu tanah yang belum mengalami perubahan struktur, kepadatan atau ikatan antar butiran tanah, kadar air, atau susunan kimianya. Tanah tidak terganggu digunakan untuk penelitian kekuatan (kuat geser tanah dan kohesi), kompresibilitas, dan permeabilitas. Contoh tanah terganggu adalah tanah yang diambil tanpa usaha mempertahankan sifat-sifat asli tanah, biasanya hanya digunakan untuk penelitian atau analisis distribusi ukuran butiran, *Atterberg limit* (batas cair dan *index plastisitas*), klasifikasi tanah, dan pengujian pemadatan di laboratorium.

3. Pengujian Penetrasi (*Penetration Test*)

   pengujian penetrasi dapat dibagi menjadi 2 yaitu tes penetrasi statis dan tes penetrasi dinamis.

   a. Pengujian Penetrasi Statis

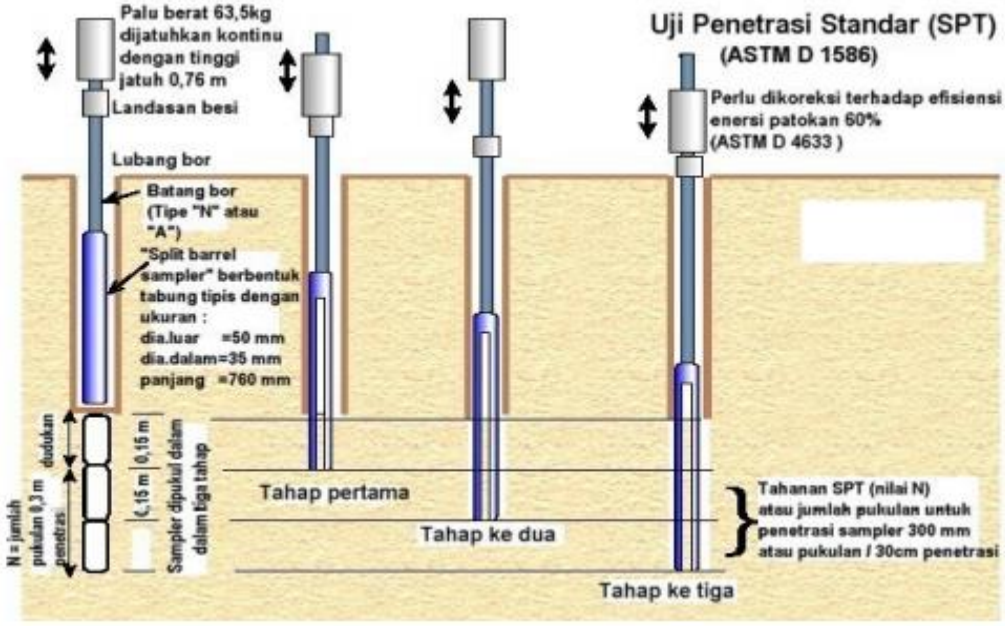
      Pengujian penetrasi statis yang umum dilaksanakan di Indonesia dengan menggunakan alat sondir *(Dutch Static Penetrometer),* cara kerjanya adalah ujung alat sondir yang berupa konus ditekan masuk kedalam tanah, gaya yang

digunakan untuk menekan konus sondir kebawah diukur dengan suatu alat pengukur tekanan (*manometer-gauge*) yang menunjukan nilai tahanan konus dalam Kg/cm^2, nilai tahanan konus sondir yang terbaca pada manometer menunjukan kepadatan relative (*relative density*) dari lapisan lapisan tanah yang dijumpai.

b. Pengujian Penetrasi Dinamis

Pengujian penetrasi dinamis dikenal dengan sebuatan SPT *(Standard Penetration Tes*t), prinsip cara kerjanya ialah tabung silinder contoh standar *(standard split spoon sampler*) dipukul masuk kedalam tanah dengan menggunakan alat penumbuk seberat 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 di lapangan dapat dilihat pada Gambar 3.2 berikut ini.



Gambar 3. 2 *Standart Penetration Test*
(Sumber : SNI 4153-2008)

Penyelidikan tanah pada proyek jembatan Kenet Bantul menggunakan metode pengeboran (*drilling)* untuk mengambil sampel tanah pada setiap lapisan dan pengujian penetrasi dinamis (SPT) sedalam 20 meter atau hingga tanah keras di 2 titik sampel penyelidikan yang berbeda dengan interval kedalaman 5 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 dan efisien.

3.3.1 Beban Mati

Beban mati adalah 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 komponen jembatan secara struktural dan non struktural yang dianggap konstan berada di jembatan. Untuk besarnya massa dan berat isi untuk berbagai macam bahan berdasarkan SNI 1725:2016 Pasal 7.1 dapat dilihat pada Tabel 3.7 dibawah ini.

Tabel 3. 5 Berat untuk Beban Mati

No	Bahan	Berat isi (kN/m^3)	Kerapatan masssa (kg/m^3)
1	Lapisan permukaan beraspal (*bituminous wearing surfaces)*	22	2245
2	Besi tulangan (castiron)	71	7240
3	Timbunan tanah dipadatkan (*compacted sand, silt or clay)*	17,2	1744
4	Kerikil dipadatkan(*rolled gravel macadam or ballast)*	18,8 – 22,7	1920 - 2315
5	Beton aspal *(asphalt concrete)*	22	2245
6	Beton ringan *(Low density)*	12,25 – 19,6	11250-2000
7	BetonF'c < 35 Mpa	22,25	2320
	35 < f'c <`05 Mpa	22 + 0,022 fc'	2240 + 2,29 fc'

Lanjutan Tabel 3. 6 Berat untuk Beban Mati

No	Bahan	Berat isi (kN/m^3)	Kerapatan masssa (kg/m^3)
8	Baja (*steel)*	78,5	7850
9	Kayu ringan	7,8	800
10	Kayu keras	11	1125

(Sumber: SNI 1725 : 2016)

Dari berat sendiri tesebut terdapat faktor beban yang ditunjukkan pada Tabel 3.8 berikut ini.

Tabel 3. 7 Berat Sendiri

Tipe beban	Faktor beban (Y'ms)			
	Keadaan batas layan (Y^SMS)		Keadaan batas ultimit (Y^uMS)	
	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 struktural dan besarnya berubah- ubah selama umur jembatan dapat di lihat Tabel 3.9 dibawah ini.

Tabel 3. 8 Beban Mati Tambahan

Tipe beban	Faktor beban (Y'mA)			
	Keadaan batas layan (Y^SMA)		Keadaan batas ultimit (Y^uMA)	
	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. Tekanan tanah

Tekanan tanah mempunyai hubungan yang tidak linear dengan sifat-sifat bahan tanah. Tekanan tanah daya layan dihitung berdasarkan harga nominal dari ws, c dan φ dapat dilihat pada Persamaan 3.9, 3.10, 3.11 dan Gambar 3.3 berikut ini.

Koefisien tekanan tanah aktif

$$Ka = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.9)$$

Koefisien tekanan tanah pasif

$$Kp = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.10)$$

Gaya akibat tekanan tanah

$$T_{TA} = (0{,}60 \times Ws) \times H \times Ka \times By \quad (3.11)$$

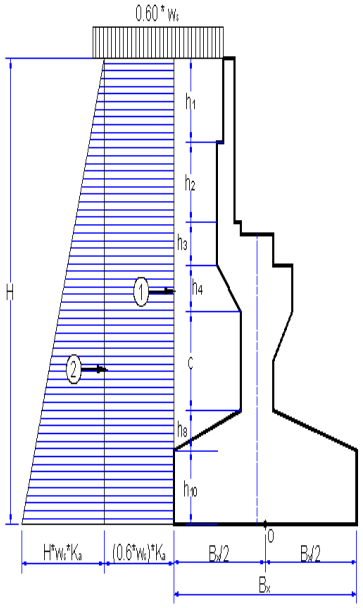
Keterangan :

Ws = Berat volume tanah,

C = Kohesi tanah, dan

Φ = Sudut gesek dalam.

Tanah dibelakang dinding penahan biasanya mendapatkan beban tambahan yangbekerja apabila beban lalu lintas bekerja pada bagian daerah keruntuhan aktif teoritis. Besarnya beban tambahan ini adalah setara dengan tanah setebal 0,6m yang bekerja secara merata pada bagian tanah yang dilewati oleh beban lalu lintas tersebut. Beban merata, q = 0,6 x ws



Gambar 3. 3 Tekanan tanah
(sumber: Cv.Kadung Karya)

3.3.2 Beban Lalu Lintas

Beban lalu lintas sebagai perencanaan jembatan meliputi dari lajur "D" dan beban truk "T". Beban lajur "D" bekerja disepanjang jembatan dan selebar melintang jembatan. Besarnya total beban lajur "D" yang bekerja tergantung dari lebar jalur kendaraan. Untuk beban truk "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, L dan dihitung dengan Persamaan 3.12 berikut ini.

   q = 9,0 kPa untuk L ≤ 30 m

q = 9,0 x (0,5+ $\frac{15}{L}$) kPa untuk L > 30 m

Faktor beban dinamis (Dinamic Load Allowance) untuk KEL diambil sebagai berikut:

DLA = 0,4 untuk L ≤ 50 m

DLA = 0,4 – 0,0025 x (L-50) untuk 50 < L < 50 m

DLA = 0,3 untuk L ≥ 90 m

Beban terbagi merata (Uniformly Distributed Load) UDL

$$Wtd = \frac{q\ x\ L\ (5{,}5+b)}{2} + \frac{p\ x\ DLA\ (5{,}5+b)}{2} \quad (3.12)$$

Keterangan :

q = nilai intensitas beban terbagi rata (BTR) dalam arah memanjang jembatan (kPa)

L= panjang total jembatan yang dibebani dalam satuan (m)

Untuk besar beban garis terpusat (BGT) adalah 49 kN/m harus ditempatkan kondisi tegak lurtus terhadap arah lalu lintas pada jembatan. Untuk memperoleh nilai momen lentur negatif maksimum di jembatan menerus, BGT ditempatkan dalam posisi arah melintang jembatan pada bentang lainnya.Pada klasifikasi beban lalu lintas dapat dikalikan faktor pengurangan 70% yang diterapkan 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 3.10 dibawah ini.

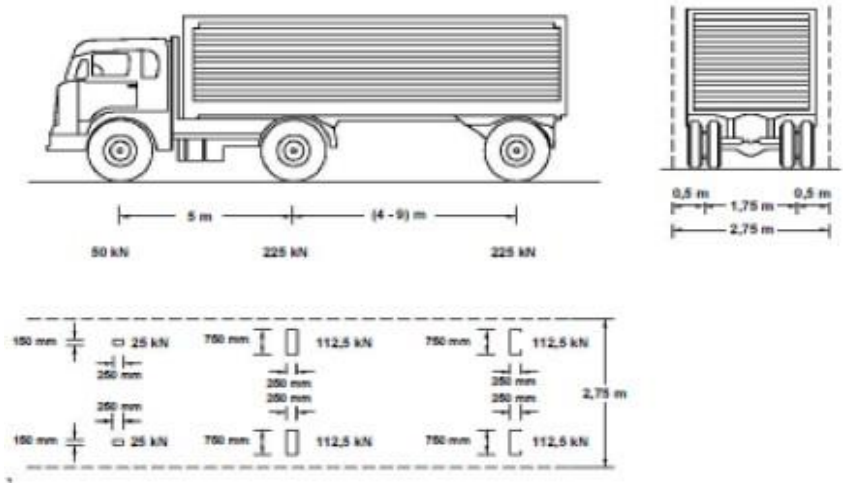
Tabel 3. 9 Faktor Beban Lajur "D"

Jembatan	**Faktor beban**	
	K^sTD	**K^uTD**
Beton	1,0	1,8
Boks Girder Baja	1,0	2,0

(Sumber: SNI 1725:2016)

2. Beban Truk “T”

Beban truk “T” mencakup kendaraan truk *semi-trailer* yang memiliki susunan dan berat gandar seperti Gambar 3.4 di bawah. Berat dari tiap-tiap gandar didistribusikan menjadi 2 beban merata yang sama besar di bidang kontaknya antara roda dengan permukaan lantai.Jarak antara 2 gandar tersebut dapat diubah-ubah 4 m – 9 m untuk memperoleh pengaruh terbesar pada arah memanjang jembatan. Sedangkan untuk faktor pengali beban truk “T” dilihat pada Tabel 3.11 berikut.



Gambar 3. 4 Pembebanan truk “T” 500 kN
(Sumber: SNI 1725:2016)

Tabel 3. 10 Faktor Beban Truk “T”

Jembatan	Faktor beban	
	K’TD	K’’TD
Beton	1,0	1,8
Boks Girder Baja	1,0	2,0

(Sumber: SNI 1725:2016)

3. Beban Pejalan Kaki (TP)

Bangunan trotoar yang besarnya lebih dari 600 mm harus direncanakan untuk memikul beban pejalan kaki dengan nilai intensitas sebsar 5 kN/m^2 dan bekerja bebarengan dengan beban kendaraan di masing-masing lajur jalan. Sedangkan untuk kendaraan ringan diambil 17 kN/m

4. Beban Rem (TB)

Gaya Rem diambil yang terbesar dari kondisi berikut.

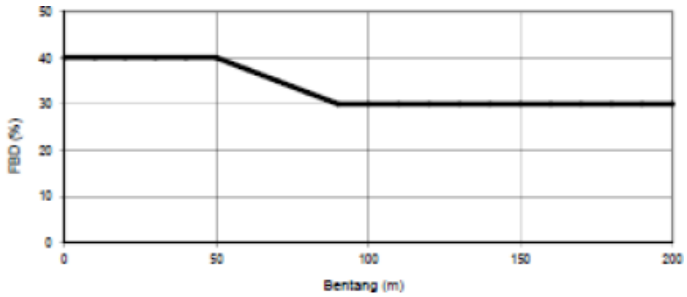
a. 25% dari berat gandar truk desain

b. 5% dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi rata

Gaya rem tersebut diletakkan 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.

5. Faktor Beban Dinamis

Faktor beban dinamis (FBD) adalah hasil interaksi antara kendaraan bergerak dengan jembatan. Besarnya FBD tergantung dari frekuensi dasar dari suspensi kendaraan, biasanya terjadi 2 Hz – 5 Hz untuk kendaraan berat, dan frekuensi pada getaran lentur Jembatan. Untuk beban truk "T" nilai FBD diambil nilai sebesar 30% atau 0,3. Sedangkan nilai FBD dapat diperoleh berdasarkan dari Gambar 3.5 grafik hubungan antara nilai Faktor Beban Dinamis dengan panjang bentang ekivalen berikut.



Gambar 3. 5 Faktor Beban Dinamis Untuk Beban Lajur "D"

(Sumber: SNI 1725:2016)

3.3.3 Beban Aksi Lingkungan

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

1. Pengaruh Temperatur (PET)

Perbedaan temperatur maksimum dan minimum yang terjadi di jembatan dengan temperatur nominal yang direncanakan harus dipertimbangkan dalam pengaruh akibat deformasi yang terjadi karena perbedaan suhu.Untuk nilai temperatur jembatan dipengaruhi oleh bangunan atas dapat dilihat di Tabel 3.12 berikut ini

Tabel 3. 11 Temperatur Jembatan Rata-Rata Nominal

Tipe Bangunan Atas	**Temperatur jembatan rata- rata minimum**	**Temperatur jembatan rata-rata maksimum**
Lantai beton di atas gelagar atau boks beton.	15 °C	40°C
Lantai beton di atas gelagar, boks atau rangka baja.	15 °C	40°C
Lantai pelat baja di atas gelagar, boks atau rangka baja.	15 °C	40 °C
Catatan: Temperatur jembatan rata-rata minimum bisa dikurangi 50C untuk lokasi yang terletak pada ketinggian lebih besar dari 500m di atas permukaan		

(Sumber: SNI 1725:2016)

Sedangkan untuk besaran rentang simpang akibat beban temperatur (ΔT) dihitung berdasarkan tinggi temperatur minimum dan maksimum dengan Persamaan 3.13 dan 3.14 berikut.

$$\Delta T = \alpha \, L \, (T_{maxdesign} - T_{mindesign}) \quad (3.13)$$

$$T_{ET} = \frac{\alpha \times \Delta T \times k \times L}{2} \quad (3.14)$$

Keterangan:

α = Koefisien muai temperatur (mm/mm/0C)

k = Kekakuan geser tumpuan rol

L = Panjang komponen jambatan (mm)

Nilai koefisien muai temperatur dipengaruhi oleh material bahan yang digunakan berdasarkan Tabel 3.13 berikut ini.

Tabel 3. 12 Sifat Rata-Rata Akibat Pengaruh Temperatur

Bahan		**Koefisien perpanjangan akibat suhu (α)**	**Modulus Elastis (Mpa)**
Baja		12 x 10^{-6} per °C	200000
Beton	fc' < 30	10 x 10^{-6} per °C	4700√fc'
	fc' > 30	11 x 10^{-6} per °C	4700√fc'

(Sumber: SNI 1725:2016)

2. Beban Angin

Perencananaan jembatan semakin tinggi dari permukaan tanah atau sungai menjadi pertimbangan dalam memasukkan 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 angin (VDZ) dihitung dengan Persamaan 3.15 berikut ini.

$$V_{DZ} = 2{,}5\ V_0 \left(\frac{VDZ}{VB}\right) \ln\left(\frac{Z}{Z0}\right) \qquad (3.15)$$

Keterangan:

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

V10 = kecepatan angin elevasi 10 m diatas permukaan tanah atau air (m)

VB = kecepatan angin rencana (90– 126 km/jam)

Z = elevasi struktrur dari permukaan tanah atau air

Z0 = panjang gesekan di hulu jembatan yang ditentukan pada Tabel 3.16

V10 dapat diperoleh dengan cara berikut ini.

a. Grafik kecepatan angin dasar berdasarkan periode ulang
b. Survei angin di lokasi jembatan
c. Jika tidak terdapat data yang lebih baik,maka perencana dapat mengambil nilai V10= VB =90– 126 km/jam.

Tabel 3. 13 Nilai V0 dan Z0

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 denga Persamaan 3.16 berikut.

$$P_D = P_B \left(\frac{VDZ}{VB} \right)^2 \quad (3.16)$$

Keterangan :

PB = tekanan angin dasar yang diambil dalam Tabel 3.15

Tabel 3. 14 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)

Selain itu tedapat ketentuan bahwa gaya total beban angin 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 masukkan baik pada struktur jembatan maupun pada kendaraan yang melintasi jembatan. Berdasarkan 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 di atas permukaan jalan. Sedangkan angin yang tidak bekerja secara tegak lurus pada kendaraan besarnya dapat diambil berdasarkan arah angin sudut dapat dilihat Tabel 3.16 berikut ini.

Tabel 3. 15 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. Beban Gempa

a. Gaya Gempa Lateral

Beban gempa jembatan diambil gaya horizontal berdasarkan Pasal 9.7 SNI 1725:2016,nilai tersebut dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.17 berikut .

$$E_Q = \frac{CSM}{R} \text{ x Wt} \qquad (3.17)$$

Keterangan :

EQ = gaya horizontal statis (kN)

C_{sm} = koefisien respons gempa elastis

R = faktor modifikasi respon

Wt = berat total struktur yang terdiri dari beban mati dan beban hidup (kN)

Koefisien respon elastik, C_{sm} didapatkan dari peta percepatan batuan dasar dan spektra percepatan sesuai dengan daerah.

b. Respon Spektra

Menurut SNI 2833:2016 respon spektra ,yaitu nilai yang menggambarkan respon maksimum sistem berderajat kebebasan tunggan di berbagai frekuensi alami terendam akibat goyangan tanah. Respon spektra dipermukaan tanah dipengaruhi oleh tiga faktor nilai percepatan puncak yang mengacu berdasarkan peta gempa Indonesia dengan probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun (PGA, SS, S1),

serta faktor nilai F_{PGA}, F_V , Fa. Parameter-parameter yang diperlukan dalam respon spektra dapat dihitung dengan Persamaan 3.18, 3.19 dan 3.20 berikut.

$AS = F_{PGA\ X}\ PGA$ (3.18)

$S_{DS} = Fa \times Ss$ (3.19)

$S_{D1} = Fv \times S1$ (3.20)

Keterangan :

AS = Koefisien percepatan puncak muka tanah

PGA = percepatan puncak batuan dasar mengacu pada Peta Gempa Indonesia dengan probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun,

F_a = faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 0,2 detik,

SS = parameter respons spektra percepatan gempa untuk periode pendek (T=0.2 detik) mengacu pada Peta Gempa Indonesia dengan probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun,

SDS = nilai spektra permukaan tanah pada periode 0,2 detik,

F_V = faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1,0 detik,

S1 = parameter respons spektra percepatan gempa untuk periode 1.0 detik mengacu pada Peta Gempa Indonesia 2017 dengan probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun,

S_D1 = nilai spektra permukaan tanah pada periode 1,0 detik

c. Gaya Gempa

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

1) 10% reaksi beban permanen dengan beban permanen beban mati sendiri dan

beban mati tambahan.

2) 120% dari perbedaan antara gempa vertikal dan reaksi beban permanen.

Berikut rumus yang digunakan untuk menghitung Beban gempa yang digunakan pada perencanaan jembatan dapat dilihat pada Persamaan 3.2, 3.22 berikut ini .

$T_{EQ} = K_H \, . \, I \, . \, W_T$ (3.21)

$K_H = C \, . \, S$ (3.22)

Keterangan:

T_{EQ} = Gaya geser dasar total dalam arah yang ditinjau (kN).

K_H = Koefisien beban gempa horizontal.

C = Koefisien geser dasar untuk daerah, waktu dan kondisi setempat yang sesuai,

I = Faktor kepentingan.

S = Faktor tipe bangunan.

WT = Berat total nominal bangunan yang mempengerahui percepatan gempa, diambil sebagai beban mati ditambah beban mati tambahan (kN).

Untuk bangunan yang mempunyai satu derajat kebebasan yang sederhana, bisa menggunakan waktu getar struktur dihitung dengan Persamaan 3.23 dan 3.24.

$T = 2\,\pi \sqrt{\frac{Wtp}{g \; x \; Kp}}$ (3.23)

$Kp = \frac{3 \; x \; E \; x \; Ic}{h\text{^}3}$ (3.24)

Keterangan :

Kp = Kekakuan struktur (t/m)

T = Waktu getar (detik)

WT = Berat total bangunan yang mempengaruhi percepatan gempa diambil sebagai beban mati ditambah beban mati tambahan (ton/m2)

E = Modulus elastisitas beton (ton/m2)

H = Tinggi struktur (m)

G = gravitasi (9,81 m/s2)

Ic = Momen inersia (m^4)

3.3.4 Faktor Beban dan Kombinasi Beban

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

1. Kuat I

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

2. Kuat II

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

3. Kuat III

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

4. Kuat IV

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

5. Kuat V

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

6. Ekstrem I

   Kombinasi pembebanan gempa .Faktor hidup Υ_{EQ} 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 angin berkecepatan 90 km/jam hingga 126 km/jam. Kombinasi ini juga digunakan untuk mengontrol lendutan pada gorong-gorong baja, pelat pelapis teorowongan, pipa termoplastik serta untuk mengontrol lebar retak struktur beton bertulang, dan juga untuk analisis regangan tarik pada penampang melintang jembatan beton segmental. Kombinasi pembebanan ini juga harus digunakan untuk stabilitas lereng.

9. Layan II

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

10. Layan III

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

11. Layan IV

    Kombinasi pembebanan untuk menghitung tegangan tarik pada klom 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 3.17. Kondisi ekstrim beban yang bekerja perlu

diketahui dari faktor beban yang ada.Setiap kombinasi pembebanan perlu diselidiki kondisi ekstrim maksimum dan minimum untuk memberikan keamanan pada jembatan. Sedangkan beban permanen , harus dipilih faktor beban yang menghasilkan pembebanan kritis.

Untuk kombinasi beban dan faktor beban dapat dilihat pada tabel 3.17 dibawah ini

Tabel 3. 16 Kombinasi Beban dan Faktor Beban

Keadaan batas	*MS* *MA* *TA* *PR* *PL* *SH*	*TT* *TD* *TB* *TR* *TP*	*EU*	*EWs*	*EWL*	*BF*	*EUn*	*TG*	*ES*	*EQ*	*TC*	*TV*
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*	-	-	-

(sumber: SNI 1725:2016)

Lanjutan Tabel 3. 17 Kombinasi Beban dan Faktor Beban

Daya Layan I	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	*γTG*	*γES*	-	-	-
Daya Layan IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1	-	-	-
Fatik (TD dan TR)	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

(Sumber: SNI 1725 : 2016)

Catatan : *γp* dapat berupa *γMS, γMA, γTA, γPR, γPL, γSH* tergantung beban yang ditinjau

γEQ adalah faktor beban hidup kondisi gempa

Keterangan :

MS	:	Berat sendiri	TP	:	Beban pejalan kaki
MA	:	Beban Mati tambahan	EU	:	Beban arus
TA	:	Gaya akibat tekanan tanah	EWL	:	Beban angin kendaraan
PR	:	Prategang	BF	:	Gaya friksi
PL	:	Beban pelaksanaan	EUn	:	Gaya akibar temperatur seragam
SH	:	Beban akibat susut	TG	:	Gaya akibat temperatur gradien
TT	:	Beban truk	ES	:	Beban akibat penurunan
TD	:	Beban lajur D	EQ	:	Beban akibat gempa
TB	:	Gaya akibat rem	TC	:	Beban akibat tumbukan
TR	:	Gaya sentrifugal	TV	:	Gaya akibat tumbukan kapal

3.4 Pondasi Tiang Bor

Pondasi tiang bor *(bored pile)* adalah pondasi tiang yang dalam pemasanganya dilakukan dengan cara pengeboran tanah pada awal pengerjaanya. Tiang bor dipasang ke dalam tanah dengan cara mengebor tanah terlebih dahulu lalu kemudian diisi tulangan dan dilakukan pengecoran dengan beton. Tiang bor sering dipakai pada tanah yang stabil dan kaku, sehingga memnungkinkan untuk membentuk lubang yang stabil. Jika lubang mengandung air pipa besi dibutuhkan untuk menahan dinding lubang dan pipa di tarik ke atas pada saat pengecoran beton. Pada tanah yang relatif keras atau batuan dasar tiang dapat dibesarkan untuk menambah tahanan dukung ujung tiang.

Berikut keuntungan menggunakan pondasi tiang bor antara lain.

1. Pada saat pemasangan tidak menimbulkan getaran dan suara yang dapat membahayakan bangunan dan lingkungan sekitar.
2. Tanah dapat diperiksa dan bisa dicocokan dengan data laboratorium.
3. Penulangan tidak dipengaruhi oleh tegangan pada saat pengangkutan.
4. Tidak beresiko kenaikan muka tanah.
5. Diameter tiang dan ujung tiang bisa dibuat besar guna untuk memperkuat daya dukungnya.

Berikut kekurangan menggunakan pondasi tiang bor antara lain.

1. Proses pengecoran pondasi tiang bor tergantung kondisi cuaca.
2. Proses pengecoran beton sulit apabila dipengaruhi air tanah karena mutu beton tidak dapat dikontrol dengan baik.
3. Pengeboran dapat mengakibatkan gangguan kepadatan tanah.
4. Air yang mengalir ke lubang dapat mengakibatkan ganguan tanah dan mampu mengurangi kapasitas dukung tiang.
5. Mutu beton hasil dari pengecoran tidak terjamin keseragamanya di sepanjang badan tiang bor dan dapat mengurangi kapasitas dukung tiang bor.

3.4.1 Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Bor

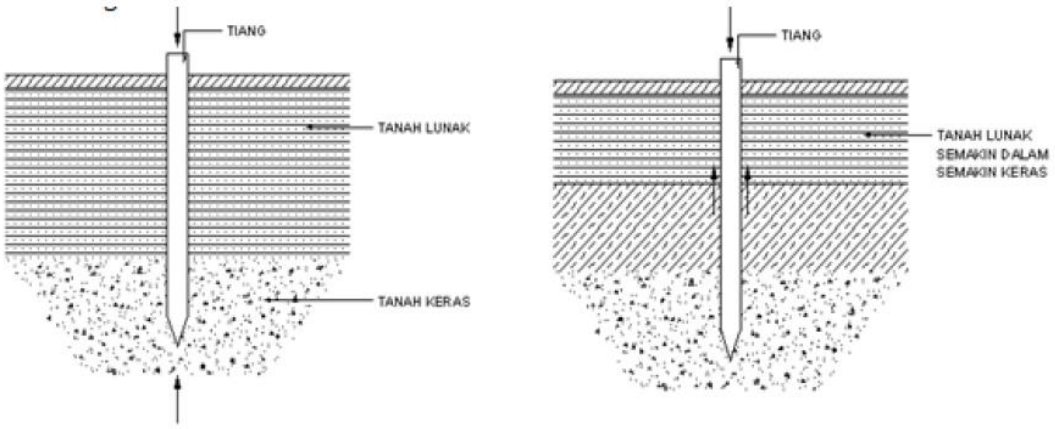
Menurut Hardiyatmo (2002) cara mendukung beban ditinjau dari kapasitas dukung tiang, dapat dibagi menjadi 2 (dua) macam yaitu:

1. Tiang gesek (*fraction pile*)

   Tiang gesek (*fraction pile*) adalah tiang yang kapasitas dukungnya ditentukan oleh perlawan gesek antara dinding tiang dan tanah disekitarnya.

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

   Tiang dukung ujung (*end bearing pile*) adalah tiang yang kapasitas dukungnya ditentukan oleh tahanan ujung tiang.pada umumnya tiang dukung ujung berbeda dalam zona tanah yang lunak yang berada diatas tanah keras. Tiang-tiang dipancang sampai mencapai batuan dasar atau lapisan keras lain yang dapat mendukung beban yang diperkirakan tidak mengakibatkan penurunan berlebihan. Kapasitas tiang sepenuhnya ditentukan dari tahanan dukung lapisan keras yang berada dibawah ujung tiang. Hal ini dapat dilihat pada Gambar 3.6 tiang ditinjau dari cara mendukung bebannya.



Gambar 3. 6 Tiang Ditinjau dari Cara Mendukung Bebannya
(Sumber: Hardiyatmo, 2008)

3.4.2 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal berdasarkan Data Laboratorium

Kapasitas dukung ultimit pondasi tiang berdasarkan data laboratorium didapat dengan memperhitungkan dari nilai tahanan ujung tiang (QP) dan nilai tahanan selimut tiang (Qs).

1. Kapasitas dukung berdasarkan data laboratorium
   a. Tahanan ujung (QP)

      Tahanan ujung (QP) untuk tanah pasir dapat ditentukan dengan formula menurut Mayerhoff (1976) pada Persamaan 3.25 dan 3.26 berikut ini.

      $$QP_1 = Ap.\ qP \quad (3.25)$$

      $$qP = q.\ Nq* \quad (3.26)$$

      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 3.27 berikut ini.

      $$QP = Ap.\ 50\ .\ Nq*\ .tan\phi \quad (3.27)$$

      Keterangan :

      QP : tahanan ujung tiang

      Ap : 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 pasir dapat dilihat pada Persamaan 3.28 dan 3.29 berikut ini.

      $$Qs = As \text{ x } qs \quad (3.28)$$

      $$Qs = \Sigma p \text{ x } \Delta L \text{ x } fs \quad (3.29)$$

Keterangan :

p : perimeter atau keliling tiang

ΔL : panjang tiang

Σp . ΔL : luas selimut tiang (As)

fs : gesek selimut satuan

Nilai tahanan friksi dapat ditentukan berdasarkan jenis tanahnya. Rumus yang digunakan untuk mencari nilai fs atau unit tahanan gesek pada tanah jenis kohesif dapat dilihat pada Persamaan 3.30 berikut ini.

fs = K x σ'x tan δ (3.30)

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 3.18 berikut ini.

Tabel 3.18 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 pasir dapat dilihat pada Persamaan 3.31, 3.32, dan 3.33 berikut ini.

$$Qult = Qp + Qs - \text{Wp} \quad (3.31)$$

$$Qult = Ap \,.\, qp + As \,.\, qs \quad (3.32)$$

$$Qall = \frac{Qult}{SF} \quad (3.33)$$

Keterangan :

Qp : tahanan ujung (end bearing)

Qs : tahanan gesek (friction resistance)

qp : unit kapasitas dukung ujung (tekanan konus)

qs : unit tahanan gesek

SF : angka keamanan

3.4.3 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal berdasarkan Data Uji *Standart Penetration Test* (SPT)

1. Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Metode *Reese & Wright (1977)*

   a. Tahanan Ujung (Q_p)

   Pada penerapannya didalam perencanaan, nilai Cu tiap lapisan didapatkan berdasarkan hasil pengujian laboratorium tanah sehingga mendapatkan Persamaan 3.34 dan Persamaan 3.35 sebagai berikut.

   $$Qp = qp \; x \; Ap \quad (3.34)$$

   $$\text{qp} = \text{Nc} \; x \; Cu \quad (3.35)$$

   Keterangan:

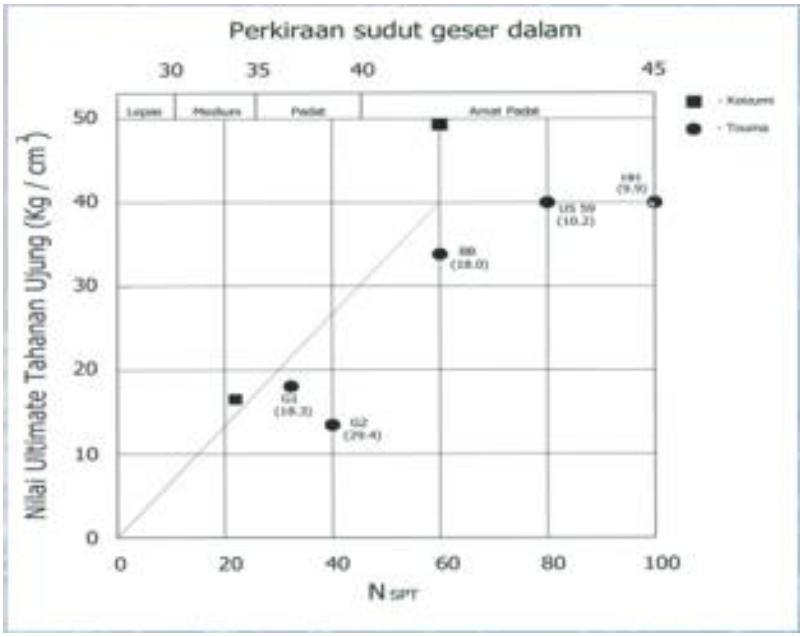
   Q_p = Tahanan ujung (kN).

   q_p = daya dukung tanah (kN/m^2) Syarat < 4000 kN/m^2,

   N_c = 9 faktor kapasitas dukung

   C_u = nilai kohesi dasar tiang rencana

Pada tanah kohesif, besarnya tahanan ujung per satuan luas, dapat diambil sebesar 9 kali kuat geser tanah (9.Cu). pada tanah non kohesif, besarnya qp mengusulkan hubungan dengan NSPT seperti yang ditunjukkan pada Gambar 3.7 berikut ini



Gambar 3. 7 Tahanan Ujung Ultimit Tanah Non-Kohesif (Reese & Wright,1977)
(sumber : Hardiyatmo, 2010)

b. Tahanan Selimut (Qs)

diperoleh dari Persamaan 3.36 dan Persamaan 3.37 berikut ini

$$Qs = fs \times As \times L \qquad (3.36)$$

Keterangan:

Q_s = Tahanan selimut (kN),

f_s = adhesi antara tiang dan tanah disekitarnya (kN/m^2)

L = panjang tiang bor (m),

A_s = keliling tiang bor (m).

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

a. Tanah kohesif

$$fs = \alpha \; x \; Cu \qquad (3.37)$$

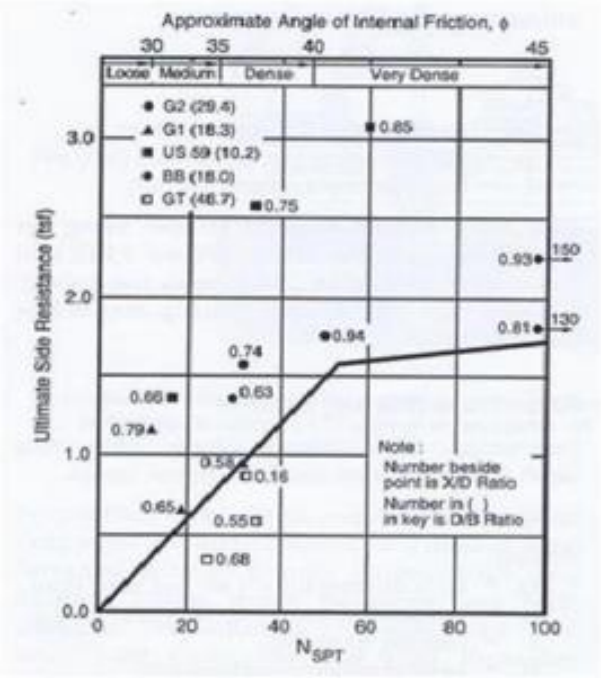
Keterangan:

α = faktor adhesi gesek sisi tiang bor menurut *Reese & Wright* yaitu 0,55

Cu = kohesi tanah pada kondisi undrained

b. Tanah Non-Kohesif

Besarnya nilai f dapat diperoleh dari korelasi lansung dengan NSPT pada grafik, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 3.8 berikut ini



Gambar 3. 8 Tahanan Selimut Tiang Non-Kohesif (Reese & wright 1977)
(sumber : Hardiyatmo, 2010)

c. Kapasitas Dukung Ultimit (Qu)

Kapasitas Dukung Ultimit dihitung dengan Persamaan 3.38 berikut ini.

$$Qu = Qp + Qs - Wp \quad (3.38)$$

Keterangan:

Q_u = Tahanan ultimit (kN)

Q_p = Tahanan ujung (kN)

Q_s = Tahanan selimut (kN)

Wp = Berat sendiri tiang (kN)

d. Tanahan Ijin (Qall) diperoleh dari Persamaan 3.39 berikut ini.

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{SF} \quad (3.39)$$

Keterangan:

Q_a = Kapasitas daya dukung ijin pondasi,(kN)

Q_u = Kapasitas ultimit pondasi, (kN)

SF = Angka aman untuk tahanan ujung (SF = 2)

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

a. untuk non kohesif

Kapasitas ultimit tiang dapat dihitung berdasarkan nilai N hasil uji SPT di lapangan. Menurut Mayerhoff (1976) perhitungan kapasitis ultimit berdasarkan data uji SPT terbagi menjadi dua yaitu persamaan untuk tanah kohesif dan tanah non-kohesif. Karena jenis tanah yang ada di lapangan berjenis tanah pasir, maka persamaan yang digunakan adalah persamaan untuk tanah non-kohesif.

b. Tahanan Ujung (Qp)

Nilai tahanan ujung untuk tanah nonkohesif dapat dilihat pada Persamaan 3.40 dan 3.41.

$Qp = qb.AP$ (3.40)

$Qp = 40.\ N.\ AP$ (3.41)

Keterangan :

Qp : kapasitas dukung ujung tiang (kN)

N : NSPT rata-rata dari 10D di atas dan 4D di bawah dasar pondasi

AP : luas penampang dasar tiang bor (m^2)

c. Tahanan Gesek (Qs)

Nilai tahanan gesek tiang bor pada tanah non kohesif dapat dilihat Persamaan 3.42 dan 3.43.

$Qs = \Sigma(fs\ .\ p.\ \Delta L)$ (3.42)

$Qs = \Sigma\ (2.\ N.\ p.\ \Delta L)$ (3.43)

Keterangan :

Qs: kapasitas dukung gesek tiang (kN)

N : NSPT rata-rata dari 8D di atas dan 4D di bawah dasar pondasi

fs : unit tahanan gesek

P : keliling tiang ($m^{2)}$

ΔL: panjang unit tiang (m)

d. Kapasitas Ultimit Tiang Tunggal (Qu)

Rumus untuk menentukan nilai kapasitas ultimit tiang tunggal berdasarkan hasil uji SPT dengan menggunakan Persamaan 3.44 dan 3.45.

$Qult = Qp + Qs$ - Wp (3.44)

$Qall = \frac{\text{Qult}}{\text{SF}}$ (3.45)

Keterangan :

Qp: tahanan ujung (end bearing) (kN)

Qs: tahanan gesek (friction resistance) (kN)

$Qult$: kapasitas daya dukung ultimit tiang (kN)

$Qall$: kapasitas daya dukung ultimit tiang yang diizinkan (kN)

SF : angka keamanan.

e. Untuk Tanah Kohesif

Kapasitas dukung tiang tunggal berdasarkan data uji N-SPT dapat menggunakan Persamaan 3.46 berikut ini.

$$Qu = Qb + Qs = Ab.qb + \Sigma As .qs - wp \quad (3.46)$$

Keterangan:

Qu = Kapasitas daya dukung tiang tunggal. (kN)

Qb = Kapasitas dukung pada ujung tiang. ((kN)

Qs = Kapasitas dukung pada selimut tiang. (kN)

Ab = Luas penampang tiang. (m^2)

qb = Tahanan ujung per satuan luas. (kN)

As = Luas selimut tiang. (m^2)

qs = Tahanan sisi tiang. (kN).

Kapasitas dukung ujung per satuan luas (qb) didapat dari Persamaan 3.47 berikut.

$$qb = \sigma'v . Nq' \leq 50. Nq' . \tan \Phi \quad (3.47)$$

Keterangan:

qb = Tahanan ujung per satuan luas (kNm2).

σ'v = Tegangan efektif (*overburden*) (kNm2).

Nq' = Faktor kapasitas dukung koreksi.

Φ = Sudut geser dalam tanah.

Luas selimut Tiang (As) diperoleh dari Persamaan 3.48 berikut ini.

$As = \Theta i \, . \, Li$ (3.48)

Keterangan :
As = Luas selimut tiang (m2).

Θi = Keliling pada selang Li (m).

Li = Panjang bagian tiang dengan keliling Θi (m).

Tahanan sisi tiang (qs) diperoleh dari Persamaan 3.49 dan pemilihan parameter tanahan sisi tiang dapat dilihat pada Tabel 3.20 berikut ini.

$qs = K \, . \, \sigma' v \, . \tan \Phi$ (3.49)

Keterangan :

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

σ'v = Tegangan efektif (*overburden*) (kNm2).

Φ = Sudut geser dalam tanah.

Tabel 3. 19 Pemilihan Parameter Tahanan Sisi Tiang

Jenis Konstruksi	**Parameter Tahanan Sisi**	
	Batas bawah	**Batas atas**
Tiang bor (*bored pile*)	K = 1 – sin Φ	
Low displacement driven piles	K = 1 – sin Φ	K = 1,4(1 – sin Φ)
Low displacement driven piles, Mayerhoff (1976)	-	qs = N-spt (kN/m2)
High displacement driven piles	K = 1 – sin Φ	K = 1,8(1 – sin Φ)
High displacement driven piles, Bhusan (1982)	K = 0,5 + 0,008 Dr = Kerapatan relatif (%)	-
High displacement driven piles, Mayerhoff (1976)	-	qs = 2.N-spt (kN/m2)

(sumber: Hardiyatmo 2018)

3.4.4 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 dapat dilihat pada Persamaan 3.50 berikut ini.

$$n = \frac{\sum Pmax}{Qall} \tag{3.50}$$

   Keterangan:

   n = jumlah tiang kelompok

   ∑Pmax = beban maksimal yang berada diatas pondasi rencana (kN)

   Qall = 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 akn terjadi.

2. Efisiensi Kelompok Tiang

   Efisiensi kelompok tiang dibutuhkan karena dapat terjadi penyusutan kapasitas kelompok tiang (reduksi). Hal ini disebabkan karna faktor penyebaran yang tumpang tindih (*overlapping*) dari tegangan (*bulb of pressure*) yang terjadi di sekeliling pondasi di dalam tanah. Kejadian ini disebut efek efesiensi (*grup action*), oleh sebab itu harus dilakukan pemeriksaan dengan nilai koreksi atau efisiensi terhadap daya dukung tersebut. Efisiensi kelompok tiang dapat dihitung dengan rumus *Converse – Labarre* pada Persamaan 3.51 berikut ini.

$$Eg = 1 - \theta \frac{(m-1)n' + (n'-1)m}{90\ m.n'} \tag{3.51}$$

Keterangan :

Eg = Efisiensi kelompok tiang

m = Jumlah baris pondasi

n = Jumlah pondasi dalam satu baris

Θ = *Arc tg d/s (o)*

d = Diameter (m)

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

3. Jarak tiang

Jarak antar tiang menurut Dirjen Bina Marga Departemen P.U.T.L. disyaratkan dengan Persamaan 3.52 dan Persamaan 3.53 berikut ini:

$$S \geq 2{,}5\ D \qquad (3.52)$$

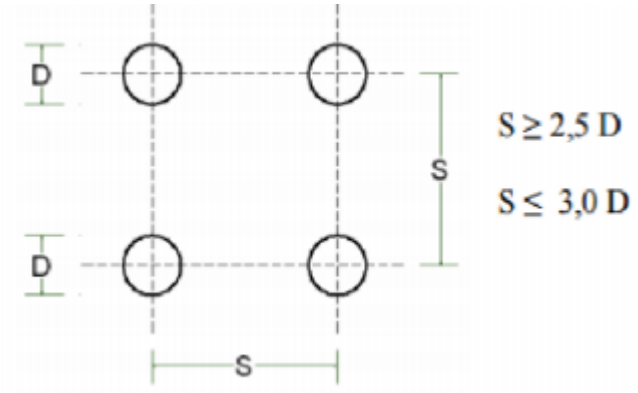
$$S \leq 3\ D \qquad (3.53)$$

Keterangan :

S = Jarak pusat ke pusat tiang.

D = Diameter tiang.

Jarak antar tiang dapat dilihat pada Gambar 3.9 berikut ini.



Gambar 3. 9 Jarak Antar Tiang
(Sumber: Sardjono, 1988)

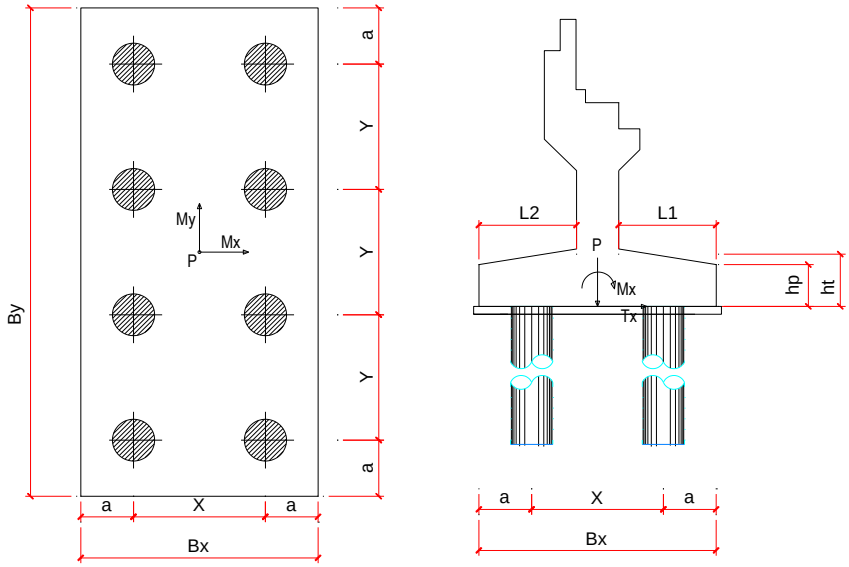
Ketentuan ini berdasarkan pada pertimbangan sebagai berikut.

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 < 3 D

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

4. 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 3.10 berikut



Gambar 3. 10 Beban Sentris dan Momen Kelompok Tiang
(Sumber :CV.Kadung Karya)

selanjutnya pondasi kelompok dikontrol terhadap gaya dan momen yang akan terjadi pada disetiap pondasi, sesuai dengan Persamaan 3.54 berikut.

$$Pmaks = \frac{\sum P}{n} + \frac{Mx \,.\, ymaks}{ny \,.\, \sum y^2} + \frac{My \,.\, xmaks}{nx \,.\, \sum x^2} \quad (3.54)$$

Keterangan :

Pmaks = beban maks yang akan diterima pondasi tiang (kN)

∑P = jumlah beban aksial total (kN)

n = jumlah tiang pakai

Mx = momen arah x (kNm)

My = momen arah y (kNm)

nx = Jumlah baris pondasi

ny = jumlah dalam satu baris pondasi

ε_x^2 = jumlah kuadrat absis tiang

ε_y^2 = jumlah kuadrat ordinat tiang

5. Kapasitas Dukung Kelompok Tiang untuk Tanah Pasir

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

   a. Pada pondasi tiang bor gesekan dengan s ≤ 3,0 D, maka faktor efisiensi ikut menentukan pula besarnya nilai kapasitas dukung tersebut, untuk mengitung kapasitas tiang kelompok untuk tanah pasir digunakan Persamaan 3.55 berikut ini.

      Qpg = n . Eg . Qa (3.55)

      Keterangan :

      Qpg= Beban maksimum kelompok tiang mengakibatkan keruntuhan.

      Eg = Efisiensi kelompok tiang.

      n = Jumlah tiang dalam kelompok.

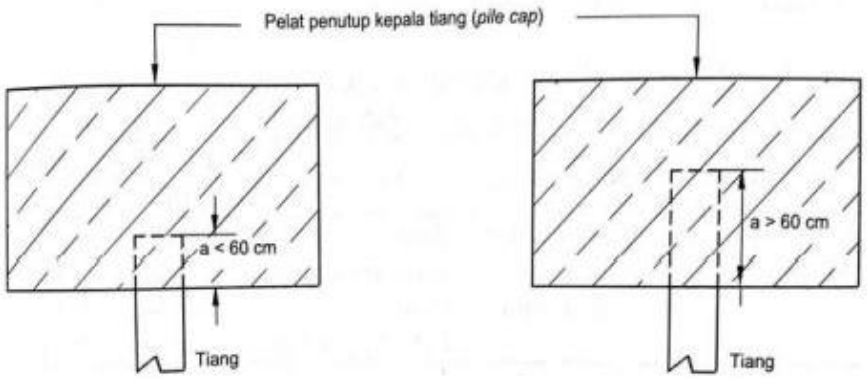
      Qa= Beban maksimum tiang tunggal.

3.4.5 Kapasitas Dukung Lateral

Beban lateral merupakan beban yang berasal dari arah horizontal. Beban arah horizontal sendiri berasal dari beban angin, tekanan tanah lateral, beban gelombang air, benturan kapal dan lain sebagainya. Gaya lateral yang terjadi pada tiang bergantung pada kekauan atau tipe tiang, macam tanah, penanaman ujung tiang ke dalam pelat penutup tiang, sifat gaya – gaya dan besar defleksi. Dalam analisis gaya lateral, tiang – tiang perlu dibedakan menurut model ikatannya dengan pelat penutup tiang. Karena, model ikatan tersebut sangat memngaruhi kekakuan tiang dalam mendukung beban lateral. Sehubungan dengan hal tersebut, tiang – tiang dibedakan menurut 2 tipe, yaitu:

1. tiang ujung jepit *(fixed end pile)*
2. tiang ujung bebas *(free end pile)*

Dalam buku (Hardiyatmo,2018) menurut McNulty (1956) mendefinisikan tiang ujung jepit *(fixed end pile)* sebagai tiang yang ujung atasnya terjepit (tertanam) dalam pelat penutup kepala tiang paling sedikit sedalam 60 cm (24 inchi) Dengan demikian, untuk tiang – tiang yang bagian atasnya tidak terjepit ke dalam plat penutup kepala tiang tetapi kurang dari 60 cm, termasuk tiang ujung bebas *(free end pile).* Tipe – tipe pada tiang dapat dilihat pada Gambar 3.2 Berikut ini .



(a) Tiang ujung Bebas (b) Tiang ujung jepit

Gambar 3. 11 Definisi tiang ujung jepit dan ujung bebas (McNulty, 1956)
(Sumber : Hardiyatmo, 2018)

Perhitungan daya dukung lateral,dalam penelitian ini menggunakan metode Broms. Untuk tiang dalam tanah granuler (c = 0), Broms (1964) dalam Hardiyatmo,2018 menyatakan sebagai berikut.

a. Tekanan tanah aktif yang bekerja dibelakang tiang, diabaikan.
b. Distribusi tekanan tanah pasif sepanjang tiang bagian depan sama dengan 3 kali tekanan tanah pasif Rankine.
c. Bentuk penampang tiang tidak berpengaruh terhadap tekanan tanah ultimit atau tahanan lateral ultimit.
d. Tahanan tanah lateral sepenuhnya termobilisasi pada gerakan tiang yang diperhitungkan.

Berikut untuk perhitungan beban lateral yang terjadi pada pondasi tiang.

a. Menentukan kriteria jenis tiang panjang atau pendek

   Menentukan kriteria pada jenis tanah berpasir (granuler) akibat beban lateral dapat diuraikan pada Persamaan 3.56 berikut ini.

$$T = \sqrt[5]{\frac{Ep \times Ip}{nh}} \qquad (3.56)$$

   Keterangan:

   T = faktor kekakuan

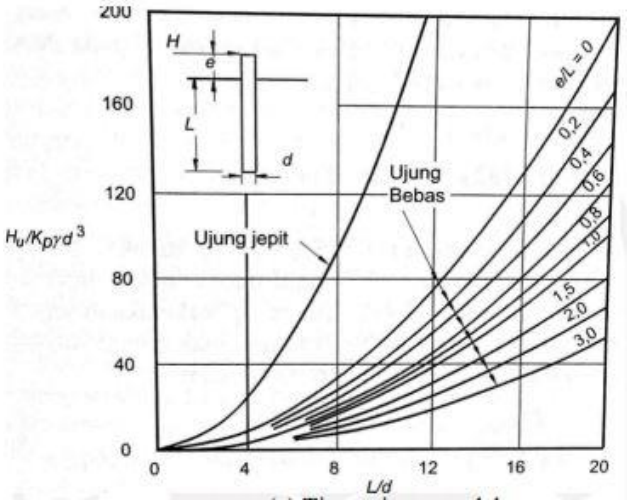
   Ep = modulus elastisitas tiang (kN/m^2)

   Ip = momen Inersia Tiang (m^4)

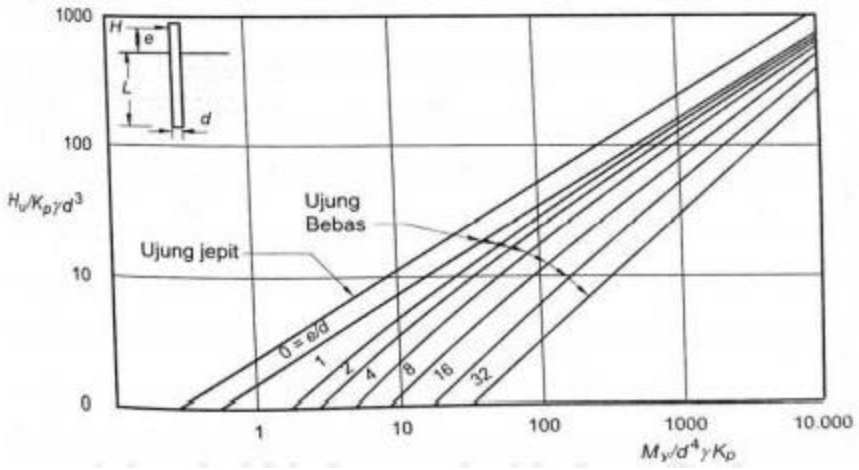
   nh = koefisien variasi modulus (kN/m^3)

   Kriteria jenis tiang ditentukan berdasarkan syarat. Bila, nilai L > 2T maka dikategorikan tiang ujung jepit yang dianggap sebagai tiang pendek (kaku) dan bila, nilai L > 4T maka dikategorikan tiang ujung jepit yang dianggap sebagai tiang panjang (tiang kaku). L merupakan nilai dari panjang pondasi .

   Grafik Tahanan lateral ultimit tiang dalam tanah granuler dapat dilihat pada Gambar 3.3 berikut ini.



(a) Tiang ujung pendek



(b) Tiang ujung pendek

Gambar 3. 12 Grafik Tahanan lateral ultimit tiang dalam tanah granuler (Broms, 1964)

(Sumber : Hardiyatmo, 2018)

b. Kapasitas dukung lateral maksimum pada tiang secara Analitis

Untuk tiang ujung jepit yang kaku,keruntuhan tiang akan berupa translasi,beban lateral ultimit dapat dinyatakan dalam Persamaan 3.57 berikut ini.

$$Hu = \left(\frac{3}{2}\right) \times \gamma \times d \times L^2 \times Kp \qquad (3.57)$$

Keterangan :

Hu = beban lateral ultimit (kN)

γ = berat volume tanah (kN/m3)

d = diameter tiang (m)

L = panjang tiang (m),

Perhitungan koefisien tekanan pasif menggunakan Persamaan 3.58 berikut ini.

$$Kp = \tan^2 \text{ x } (45 + \frac{\varphi}{2}) \quad (3.58)$$

Momen maksimum yang mampu ditahan tiang menggunakan Persamaan 3.59 berikut ini.

$$Mmax = \gamma sat \times d \times L^3 \times Kp \quad (3.59)$$

Keterangan :

γ = Berat volume tanah (kN/m^3)

d = Diameter tiang (m)

L = Panjang tiang (m),

Kp = Koefisien tekanan tanah pasif

Jika M maks > My,maka keruntuhan tiang dapat diharapkan akan berbentuk seperti yang ditunjukkan dalam Gambar 3.4b. Serta memperhatikan keseimbangan horizontal tiang pada Gambar 3.4c diperoleh menggunakan Persamaan 3.60 berikut ini.

$$F = (\frac{3}{2}) \text{ x } \gamma \text{ x } d \text{ x } L^3 \text{ x } Kp - H_u \quad (3.60)$$

Keterangan :

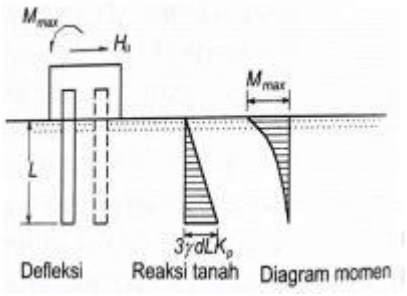
γ = berat volume tanah (kN/m^3)

d = diameter tiang (m)

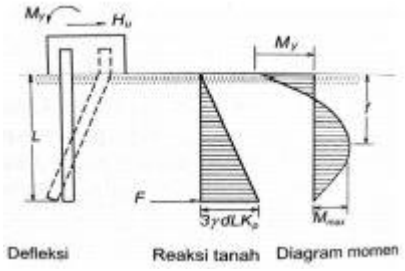
L = panjang tiang (m),

Kp = koefisien tekanan tanah pasif

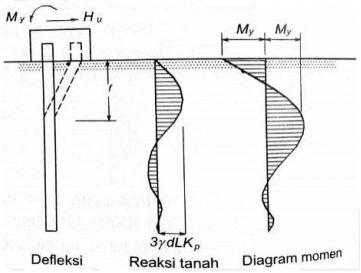
Hu =beban Lateral Ultimit (kN)



(a) Tiang pendek



(b) tiang sedang



(c) Tiang panjang

Gambar 3. 13 Tiang ujung jepit dalam tanah granuler (Broms,1964)
Sumber : Hardiyatmo (2018)

Momen yang dapat diambil pada kepala tiang (pada permukaan tanah), dan dengan mensubstitusikan F pada Persamaan 3.60, dengan diperoleh (untuk Mmaks > My) pada Persamaan 3.61 berikut ini.

$$My = \left(\frac{1}{2}\right)(\gamma d \text{ x } L^3 \text{ x } Kp - Hu \text{ x } L) \qquad (3.61)$$

Perhitungan untuk memperoleh nilai daya dukung lateral maksimum pada tiang menggunakan Persamaan 3.62 dan 3.63 berikut ini.

$$f = 0{,}82 \times \sqrt{\frac{\text{Hu}}{\text{d x kp x } \gamma\text{sat}}} \qquad (3.62)$$

$$Hu = \frac{2\ x\ my}{e + \frac{2\ x\ f}{3}} \quad (3.63)$$

Perhitungan untuk memperoleh nilai kapasitas dukung lateral izin menggunakan Persamaan 3.64 berikut ini.

$$Hijin = \frac{Hu}{SF} \quad (3.64)$$

Keterangan :

Hizin = daya dukung lateral izin tiang

Hu = daya dukung ultimit tiang

SF = faktor keamanan

c. kapasitas dukung lateral pada tiang secara grafik

Perhitungan daya dukung lateral pada tiang menggunakan grafik pada Gambar 3.4 dapat diperoleh menggunakan Persamaan 3.65 berikut ini.

$$Hu = \frac{My}{d^4\ x\ \gamma sat\ x\ Kp} \quad (3.65)$$

Nilai dari hasil persamaan 3.65 tahanan ultimit tersebut dapat diplot pada Gambar 3.12 diatas.

3.4.6 Penurunan Pondasi Tiang Bor

Menurut (Hardiyatmo,2010) pada saat pondasi tiang dibebani oleh beban diatasnya akan terjadi pemendekan dan tanah akan mengalami penurunan. Adapun beberapa sebab terjadinya penurunan diakibatkan pembebanan yang bekerja diatas tanah antara lain:

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

Berdasarkan hal-hal diatas, maka perlu dilakukan pencegahan terhadap penurunan pondasi yang berlebihan dengan melakukan perhitungan penurunan pondasi sehingga tidak terjadi kegagalan suatu struktur bangunan.

1. Penurunan Pondasi Tiang tunggal

   Perhitungan penurunan pondasi tiang tunggal dapat diselesaikan dengan menggunakan metode empiris yang dihitung dengan menggunakan Persamaan 3.66 berikut ini.

$$S = \frac{D}{100} + \frac{Q.L}{Ap.Ep} \quad (3.66)$$

   Keterangan :

   S = Penurunan Total diujung tiang (inchi)

   D = Diameter tiang (inchi)

   Q = beban yang bekerja (kN)

   Ap = Luas penampang tiang (inchi^2)

   L = panjang tiang (icnhi)

   Ep = modulus elastisitas tiang (kPa).

2. Penurunan Pondasi kelompok

   Tiang Kelompok Penurunan pondasi tiang kelompok lebih besar dari penurunan pondasi tiang tunggal. Menurut Vesic (1977) perhitungan penurunan pondasi tiang kelompok dapat dilihat pada Persamaan 3.67 berikut.

$$S_g = S\sqrt{\frac{Bg}{D}} \quad (3.67)$$

   Keterangan :

   Sg : penurunan pondasi kelompok tiang (inchi)

   S : penurunan pondasi tiang tunggal (inchi)

   Bg : lebar kelompok tiang (m)

   D : diameter tiang tunggal (m).

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 rangkak. Karena penurunan maksimum dapat diprediksi dengan ketepatan yang memadai, umumnya dapat diadakan hubungan antara penurunan diizinkan dengan penurunan maksimum.

Menurut *Reese & Wright* (1977) perbandingan penurunan tiang tunggal yang aman adalah STotal ≤ SIzin yang dapat dilihat pada Persamaan 3.68 di bawah ini.

$$S_{izin} = 10\% \text{ x } D \tag{3.68}$$

Penurunan izin pada kelompok tiang dapat dilihat pada Persamaan 3.69 berikut ini

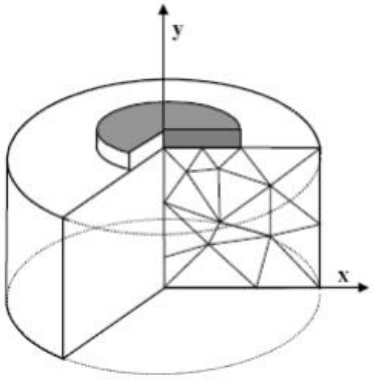
$$S_{izin} = \frac{L}{250} \tag{3.69}$$

3.5 *Plaxis 2D*

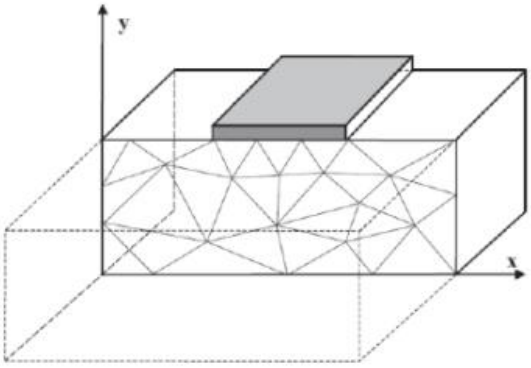
Plaxis 2D merupakan software atau aplikasi yang dibuat dengan konsep metode elemen yang digunakan untuk menganalisis deformasi ,*displacement* dan stabilitas tanah , serta simulasi suatu konstruksi terhadap perilaku dari suatu kondisi tanah. Penggunaan aplikasi ini sangat membantu seorang praktisi dalam perhitungan menggunakan metode elemen non linier yang relatif lama, *Plaxis 2D* menjadi solusi untuk menjawab permasalahan tersebut dengan desain dan perancangan yang teoritik dan sistematik yang dikemas dalam kerangka yang lebih mudah untuk digunakan .

Plaxis 2D dapat digunakan untuk menganalisis perhitungan *axisymmetric ataupun plane – strain* . model *axisymmetric* digunakan untuk menganalisis struktur berbentuk lingkaran yang memiliki potongan berbentuk radial dan pembebebanan berupa beban seragam terhadap pusat , serta tegangan dan deformasi yang dianggap

searah radial. Model *plane – strain* digunakan untuk menganalisis struktur yang memiliki potongan melintang yang pembebananya serta kondisi tegangan yang seragam, perpindahan atau deformasi searah dianggap nol . contoh dari model *axisymmetric* dan *plane* – strain dapat dilihat pada Gambar 3.14 dan Gambar 3.15 berikut ini



Gambar 3. 14 Ilustrasi Model *axisymmetric*
Sumber : Plaxis 2D



Gambar 3. 15 Ilustrasi Model *Plane – Strain*

Sumber : Plaxis 2D

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.

BAB IV
METODE PENELITIAN

4.1 Metode Penelitian

Analisis Kapasitas dukung pondasi dan penuruan pondasi merupakan salah satu faktor yang sangat penting dalam perencanaan pondasi beserta keseluruhan strukturnya, dengan adanya kapasitas dukung tanah yang besar diharapkan dapat menopang beban dari struktrur diatasnya, sehingga pondasi mengalami penurunan *(settlement)* yang masih berada di bawah batas yang diperbolehkan. Tujuan dari dilakukannya analisis kapasitas dukung pondasi adalah untuk mempelajari kemampuan tanah dan pondasi dalam menopang beban diatasnya. Kapasitas dukung pondasi dinyatakan dalam tahanan geser untuk melawan penurut akibat terjadinya pembebanan. Apabila beban struktur atasnya melampaui daya dukung batasnya, maka tegangan geser yang ditimbulkan di dalam tanah akan melampaui ketahanan geser dari pondasi tersebut, sehingga akan terjadi keruntuhan geser pada tanah pondasi.

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,
4. kondisi tanah (propertis tanah), dan
5. tinggi muka air tanah dan lain sebagainya.

Berikut ini adalah variabel – variabel yang terdapat dalam penelitian Analisis kapasitas dukung dan penurunan pondasi tiang bor pada proyek pembangunan Jembatan Kenet Bantul.

1. Variabel terikat, yang meliputi dari kapasitas dukung pondasi (kapasitas ujung, kapasitas selimut, kapasitas ultimit, kapasitas ijin), dan penurunan.

2. Variabel kontrol, yang meliputi permodelan menggunakan *software* Plaxis 2D dan microsoft excel sebagai alat bantu hitung.

4.2 Metode Pengumpulan Data

Berkaitan dengan analisis Kapasitas dukung pondasi dan penurunan pondasi diperlukan beberapa data yang akan di gunakan dalam penelitian analisis kapasitas dukung dan penurunan pondasi tiang bor terhadap tanah pasir pada jembatan Kenet Bantul data yang di peroleh sebagai berikut.

1. Data Geoteknik

   Data tanah yang digunakan berdasarkan hasil penyelidikan tanah pada proyek pembangunan jembatan Kenet yang dilakukan di Laboratorium. Uji Penyelidikan Tanah Data penyelidikan tanah berupa data tanah hasil pemboran dengan Bor Mesin (coring) sebanyak 2 titik dengan kedalaman 22 meter, Deskripsi tanah sewaktu dilakukan pemboran, Letak muka air tanah (*ground water table*) saat pengeboran dan test uji Standart Penetration Test (SPT) setiap interval 2,5 meter. Penyelidikan tanah dengan bor mesin bertujuan untuk mengetahui kondisi lapisan tanah. Dari hasil penyelidikan bor mesin diperoleh lapisan tanah, yakni pasir kasar, agak keras pada kedalaman ±0,00 meter hingga -5,00 meter, pasir kasar terdapat sedikit *boulder* pada kedalaman -5,00 meter hingga -10,00, padas terdapat pasir kerikil keras pada kedalaman -10,00 hingga -15,00 dan padas terdapat pasir dan kerikil keras warna coklat kehitaman pada kedalaman -15,00 meter hingga -20,00 meter, dan kerikil keras warna coklat kehitaman pada kedalaman -20.00 meter hingga -22.00 .

2. Data struktur Bangunan

   Data Struktur Bangunan Data struktur bangunan yang digunakan adalah gambar struktur jembatan, meliputi gambar lokasi jembatan Kenet yaitu berupa peta lokasi beserta titik lokasi penelitian, kemudian gambar detail jembatan berupa detail balok, detail tulangan, detail fondasi dan detail abutmen.

4.3 Analisis Pondasi Tiang Bor

Tahapan analisis data terbagi menjadi dua yaitu analisis data yang telah dikumpulkan dengan metode empiris dan gaya yang akan ditopang oleh pondasi sudah diketahui, maka perencanaan pondasi agar kuat menopang struktur atas serta penurunan yang terjadi perlu dilakukan analisis. dan menggunakan software Plaxis 2D sebagai alat bantu hitung kapasitas dukung pondasi sebagai perbandingan dari perhitungan manual.

4.3.1 Analisis kapasitas dukung dan penurunan tiang bor

Analisis kapasitas dukung pondasi tiang bor dilakukan dengan perhitungan kapasitas dukung tiang tunggal dahulu , lalu menghitung kapasitas dukung kelompok dukung tiang , dengan langkah berikut ini.

1. Menghitung kapasitas dukung tiang bor.
    a. Menghitung nilai kapasitas dukung pada ujung tiang.
    b. Menghitung nilai kapasitas dukung selimut tiang.
    c. Menghitung nilai kapasitas dukung ultimit.
    d. Menghitung kapasitas dukung ijin tiang.
2. Menghitung kebutuhan tiang kelompok.
3. Menghitung distribusi beban setiap tiang.
4. Menghitung kekuatan tiang bor.
5. Menghitung penurunan tiang pondasi.

4.3.2 Analisis Menggunakan *Software Plaxis*

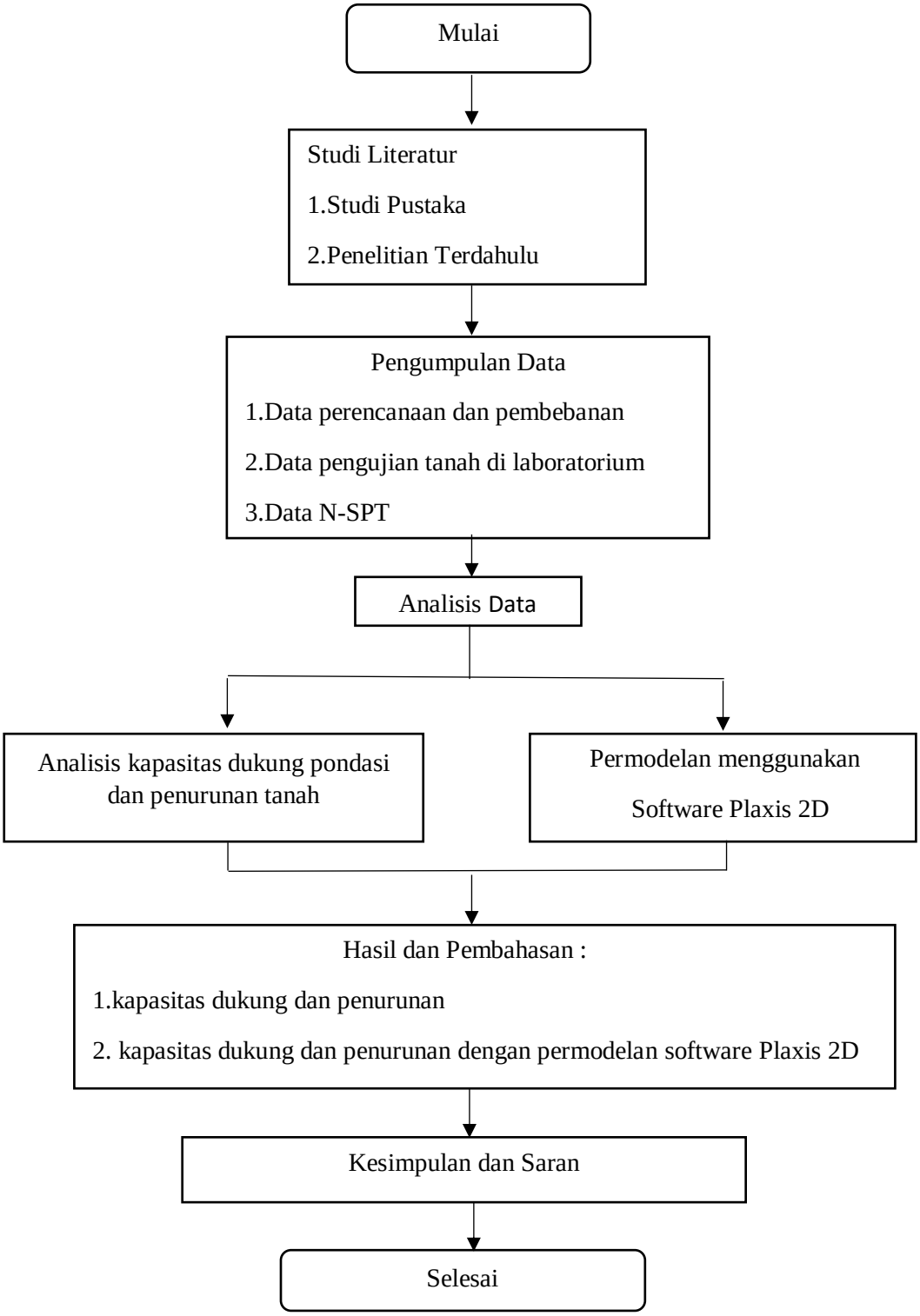
Analisis menggunakan *software plaxis* digunakan untuk mencari nilai faktor aman dan angka penurunan yang terjadi pada pondasi tiang bor, dengan langkah berikut ini.

1. Menentukan program, seperti nama file, satuan, dan dimensi.
2. Menentukan permodelan geometri tanah dan struktur.

3. Menentukan parameter parameter material seperti *borehole* atau lapisan tanah, *(soil layers)*, tiang *(pile)* dan karakteristik tanah.
4. Menentukan sususan jaringan elemen (*fine, medium,* atau *coarse).*
5. Melakukan langkah langkah perhitungan , kemudian *run calculate* program plaxis untuk mendapatkan nilai penurunan dan faktor aman.

4.4 Pelaksanaan penelitian

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



Gambar 4. 1 Flowchart

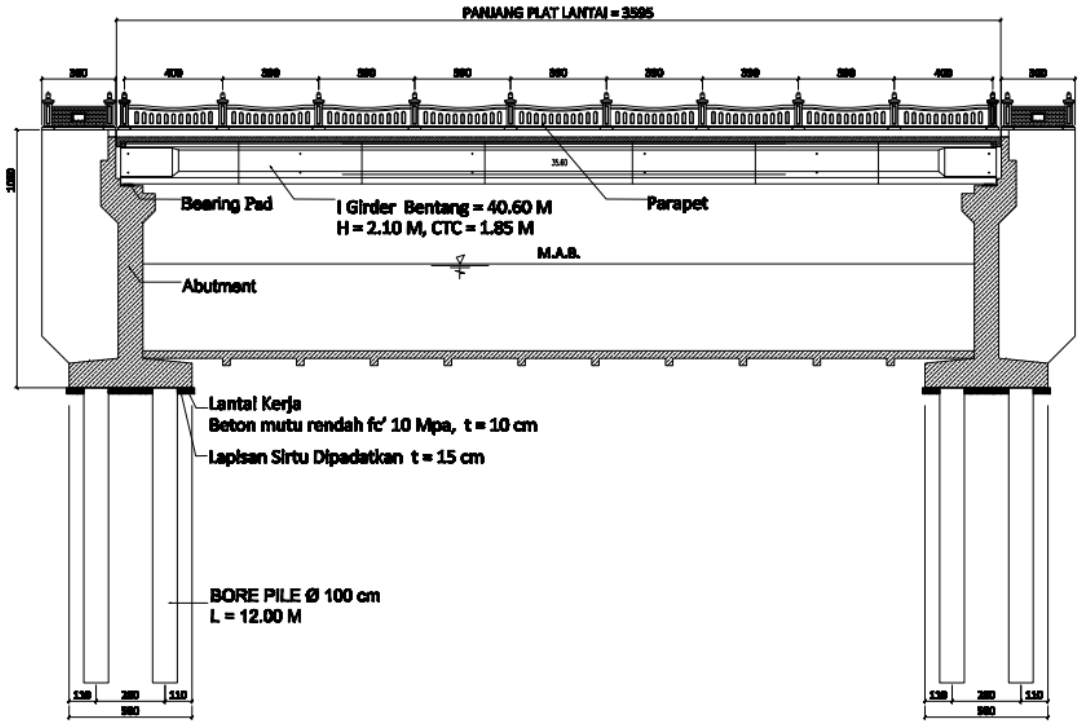
BAB V
ANALISIS DAN PEMBAHASAN

5.1 Data Jembatan

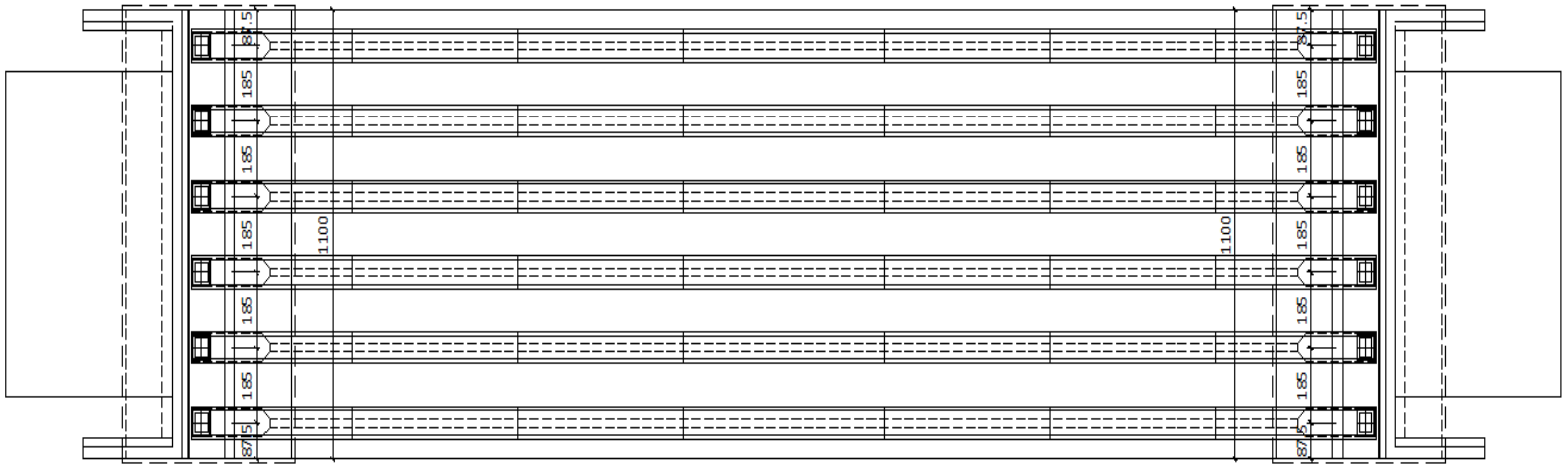
Dalam merencanakan suatu konstruksi jembatan diperlukan beberapa data-data berupa data tanah asli didapatkan dengan melakukan pengujian di lapangan dan hasil uji sampel tanah di laboratoium dan perhitungan beban struktur yang sudah dilakukan sesuai standar terbaru.

5.1.1 Data Struktur Atas Jembatan

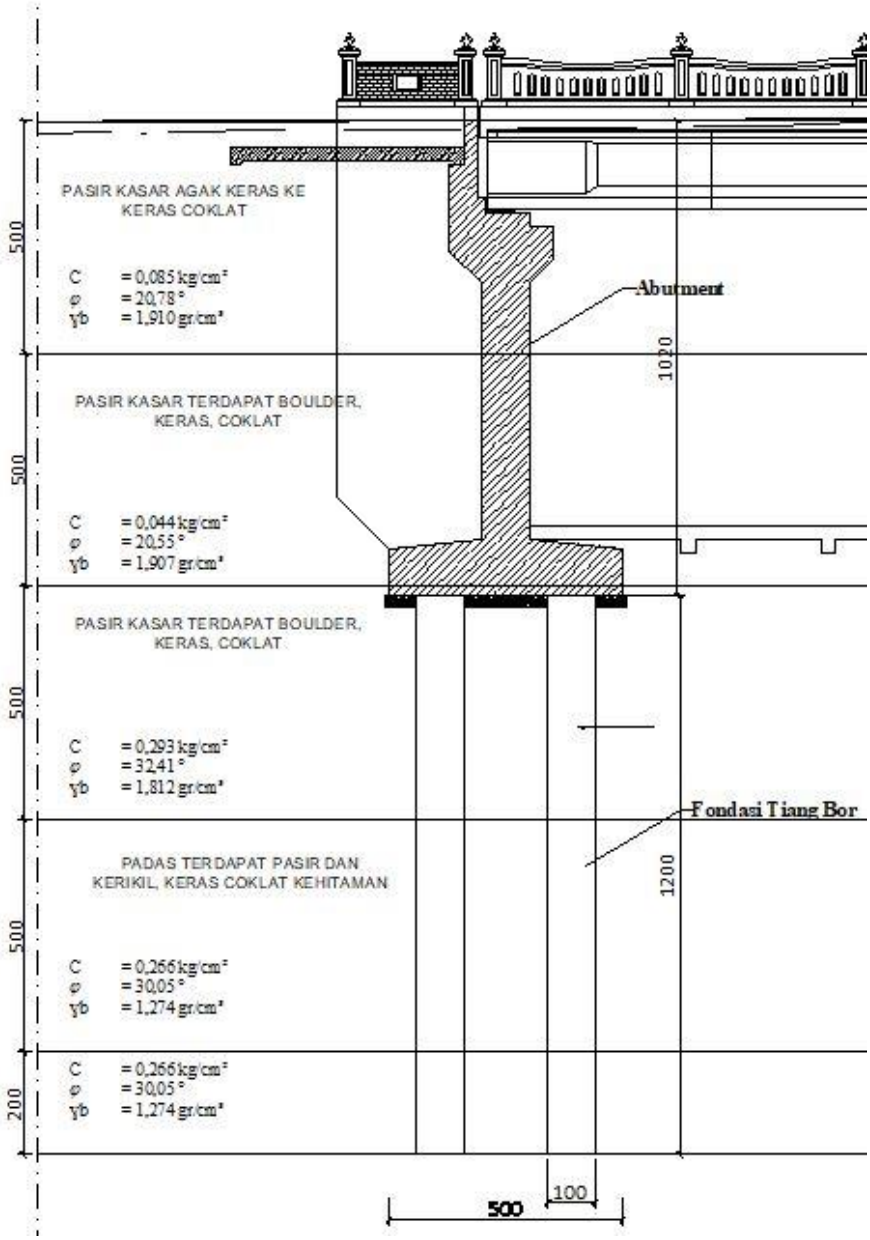
Berikut ini adalah data struktur jembatan pada pembangunan jembatan Kenet dapat dilihat pada Gambar 5.1.



Gambar 5. 1 *Cross section* Jembatan Kenet Bantul



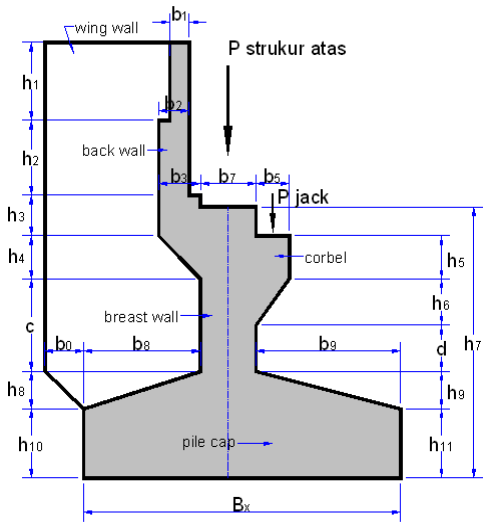
Gambar 5. 2 Tampak Atas Jembatan



Gambar 5. 3 *Abutment* Jembatan Kenet Bantul

5.1.2 Data Struktur *Abutment* Jembatan

Berikut ini adalah data struktur Abutment jembatan pada pembangunan jembatan Kenet Gambar 5.4 berikut ini.



Gambar 5. 4 Struktur *Abutment* Jembatan

Untuk dimensi *back wall, corbel, breast wall,* dan *pile cap abutment* jembatan Kenet dapat dilihat pada Tabel 5.1 dibawah ini.

Tabel 5. 1 Dimensi Awal Struktur Abutment Jembatan Kenet

NOTASI	Satuan (m)	NOTASI	Satuan (m)
h_1	0.85	b_1	0.30
h_2	0.74	b_2	0.60
h_3	1.11	b_3	0.79
h_4	0.70		
h_5	0.70	b_5	0.50
h_6	0.50		
h_7	8.21	b_7	1.00
h_8	0.20	b_8	2.00
h_9	0.20	b_9	2.00
h_{10}	1.00	b_0	1.10
h_{11}	1.00		
c	5.50	B_x	5.00
d	5.50		

5.2 Pembebanan Jembatan

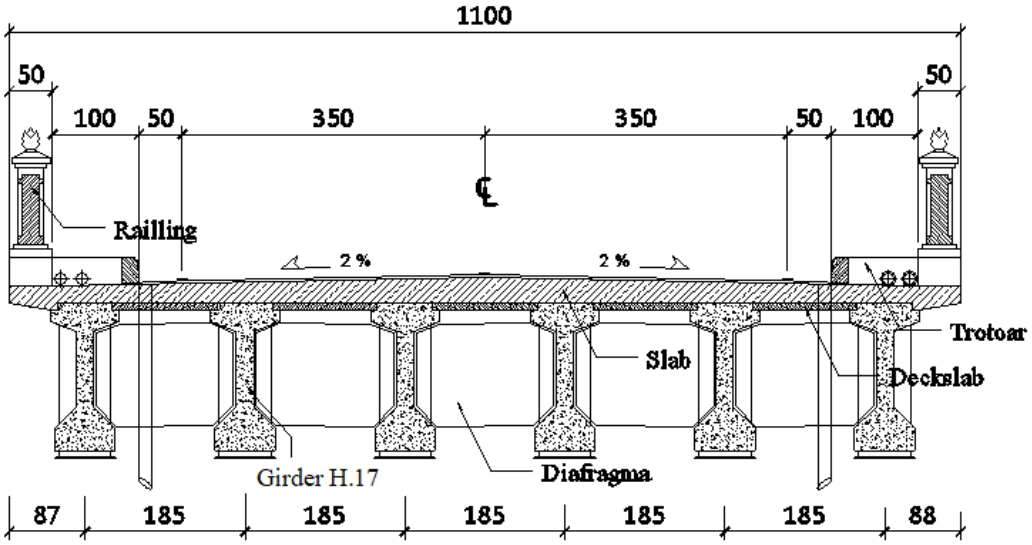
Pembebanan jembatan pada umumnya dipengaruhi oleh beban struktur atas jembatan, gaya tekanan tanah dan berat sendiri *abutment*, pada penelitian dengan obyek Pembangunan Jalan dan Jembatan Kenet sudah menggunakan Pedoman Perencanaan pembebanan Jembatan Jalan Raya PPPJJR 1987 dan standar pembebanan untuk Jembatan (SNI 1725:2016).

5.2.1 Berat Sendiri

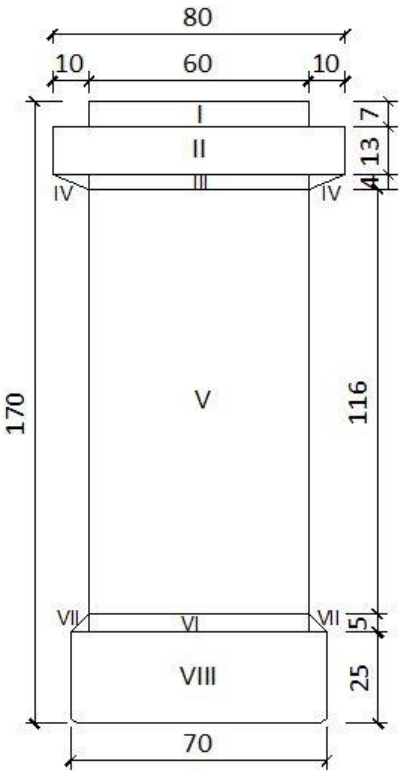
Berat sendiri adalah berat bagian jembatan yang merupakan elemen struktural, ditambah dengan elemen non struktural yang dipikulnya dan bersifat tetap. Berat sendiri dibedakan menjadi 2 macam. Yaitu berat sendiri struktur atas dan berat sendiri struktur *abutment*.

1. Berat Sendiri Struktur atas

   Berikut ini adalah data yang diperlukan untuk perhitungan mencari beban yang terjadi terhadap struktur atas jembatan. Untuk gambaran dan dimensi dapat dilihat pada Gambar 5.5 , Gambar 5.6 dan Tabel 5.2 berikut ini.



Gambar 5. 5 Berat Sendiri Struktur Atas



Gambar 5. 6 Dimensi Girder

Tabel 5. 2 Berat sendiri Girder

Girder				Luas (m^2)	n	Berat Jenis (kN/m^3)	Berat (kN)
Bagian	b(m)	t(m)	L(m)				
I	0.6	0.07	35.6	1.4952	6	25.00	224.28
II	0.80	0.13	35.6	3.7024	6	25.00	555.36
III	0.6	0.04	35.6	0.8544	6	25.00	128.16
IV	0.1	0.04	35.6	0.1424	6	25.00	21.36
V	0.60	1.16	35.6	24.7776	6	25.00	3,716.64
VI	0.60	0.05	35.6	1.068	6	25.00	160.20
VII	0.05	0.05	35.6	0.089	6	25.00	13.35
VIII	0.7	0.25	35.6	6.23	6	25.00	934.50
				38.3590			5,753.85

Tabel 5. 3 Berat Sendiri Stuktur Atas

No	Beban	Parameter Volume				Berat Jenis (kN/m^3)		Berat (kN)
		b (m)	t (m)	L (m)	n			
1	Slab	11.00	0.20	35.95	1	25.00	kN/m^3	1925.00
2	Trotoar	1.00	0.30	35.95	2	24.00	kN/m^3	517.68
3	Parapet	0.45	1	3.9	9	24.00	kN/m^3	439,83
		0.45	1.25	0.45	10	24.00	kN/m^3	
4	Dekslab	1.00	0.07	35.95	5	25.00	kN/m^3	245.00
5	Diafragma	1.59	0.2	1.3	30	25.00	kN/m^3	298.13
6	Girder	38,3590 m^2			6	25.00	kN/m^3	5753,85
Total berat sendiri struktur atas,							$W_{MS\ 1}$ =	9238,4

Beban pada abutment akibat berat sendiri struktur atas

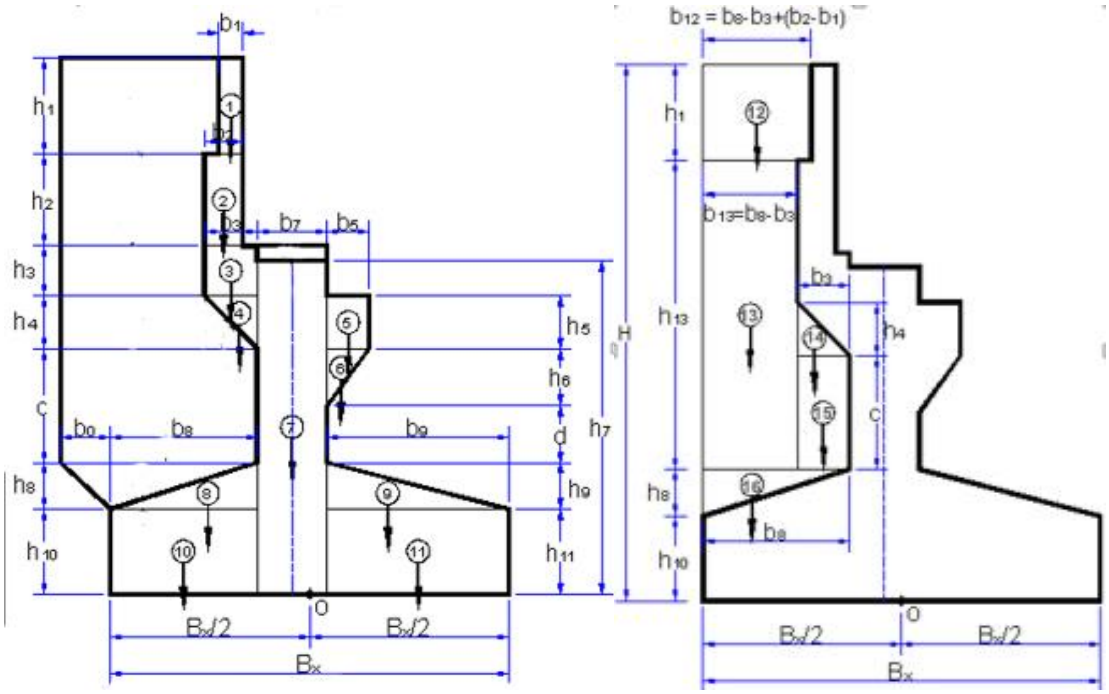
$P_{ms\ 1}$ = 1/2 x $W_{MS\ 1}$

= 1/2 x 9238,4 kN

= 4619,2 kN

2. Berat Sendiri *Abutment*

Berikut ini adalah data yang diperlukan untuk perhitungan mencari beban yang terjadi terhadap struktur bawah jembatan. Untuk ilustrasi dan dimensi dapat dilihat pada Gambar 5.7 berikut ini.



Gambar 5. 7 berat sendiri pada *abutment*

Lebar *abutment* Bx = 5 m

Dimensi *Abutment* pada jembatan Kenet dapat dilihat pada Tabel 5.4 berikut ini.

Tabel 5. 4 Perhitungan Gaya pada *Abutment*

NO	PARAMETER BERAT BAGIAN			Berat Jenis (kN/m^3)	Panjang Abutment (m)	BERAT
	b	h	Faktor pengali			(kN)
ABUTMENT						
1	0.30	0.85	1	25	11	70.125
2	0.60	0.74	1	25	11	122.100
3	0.79	1.11	1	25	11	241.148
4	0.79	0.70	0.5	25	11	76.038
5	0.50	0.70	1	25	11	96.250
6	0.50	0.50	0.5	25	11	34.375
7	1.00	8.21	1	25	11	2257.750

Lanjutan Tabel 5.4 Perhitungan Gaya pada *Abutment*

8	2.00	0.20	0.5	25	11	55.000
9	2.00	0.20	0.5	25	11	55.000
10	2.00	1.00	1	25	11	550.000
11	2.00	1.00	1	25	11	550.000
TANAH diatas Pondasi Abutment						
12	1.51	0.85	1	17	11	240.015
13	1.21	8.050	1	17	11	1821.474
14	0.79	0.70	0.5	17	11	51.706
15	0.79	5.50	1	17	11	812.515
16	2.00	0.20	0.5	17	11	37.400
				W_{MS2} =		7070,89

3. Total Berat sendiri

Berikut ini adalah jumlah keseluruhan beban dan momen yang terjadi pada sruktur atas dan struktur bawah jembatan dapat dilihat pada Tabel 5.5 dibawah ini.

Pms = Pms Struktur atas + Pms Abutment

= 4619,2 + 7070,89

=11690,09 kN

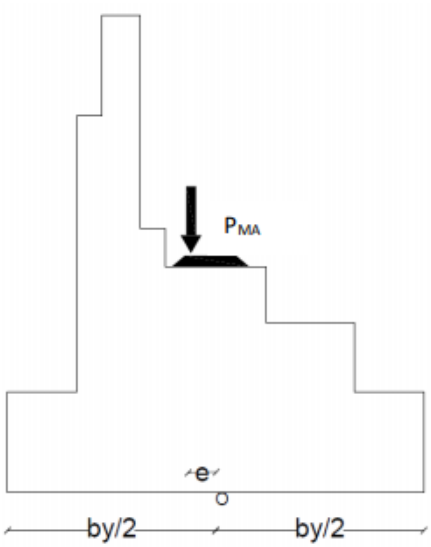
Tabel 5. 5 Berat akibat beban mati sendiri

No	**Berat sendiri**	**P_{MS}**
		(kN)
1	Struktur atas	4619,2
2	Struktur *abutment*	7070,89
Total berat mati sendiri		11690,09

5.2.2 Beban Mati Tambahan

Beban mati tambahan (*superimposed dead load)* adalah berat seluruh bahan yang menimbulkan suatu beban pada jembatan yang merupakan elemen non struktural, dan mungkin besarnya berubah selama umur jembatan. Analisis dilakukan agar mampu memikul beban tambahan seperti penambahan lapisan aspal (*overlay)* , genangan air hujan , lampu penerangan jalan dan instalasi listrik lainya .

Ilustrasi pembebanan struktur beban mati tambahan (MA) dapat dilihat pada gambar 5.8 dan untuk data yang di perlukan dalam menghitung beban mati tambahan dapat dilihat pada Tabel 5.6 berikut ini



Gambar 5. 8 Beban Mati Tambahan

Tabel 5. 6 Beban Mati tambahan

No	Jenis beban mati tambahan	Tebal (m)	Lebar (m)	Panjang (m)	Jumlah	w (kN/m^3)	Berat (kN)
1	Lap. Aspal + overlay	0.10	8.00	35.95	1	23.00	661,48
2	Railing, lights, dll.	w =	0.5	35.95	2		35,95
3	Instalasi ME	w =	0.1	35.95	2		7.19
4	Air hujan	0.05	11.00	35.95	1	9.80	193,77
						W_{MA} =	898,39

Beban pada *Abutment* akibat beban mati tambahan

Pma = ½ x W_{MA}

= ½ x 898,39

= 449,195 kN

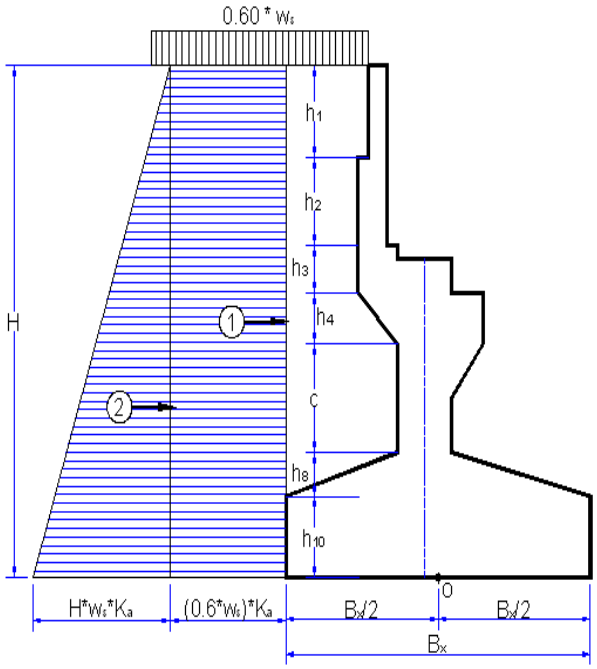
5.2.3 Tekanan Tanah (TA)

Pada bagian tanah di belakang dinding penahan biasanya mendapatkan beban tambahan yang bekerja apabila beban lalu lintas bekerja pada bagian daerah keruntuhan. Besarnya beban tambahan 0.6 , beban tersebut setara dengan tanah setebal 0,6 m yang bekerja secara merata pada bagian tanah yang dilewati oleh beban lalu lintas tersebut, adapun ilustrasi pembebanan dapat dilihat pada Gambar 5.9 dibawah ini.

Tinggi total abutment, H = 10,1 m

Panjang abutment, By = 11 m

Ekivalen beban kendaraan adalah 0,6 m x 17 kN/m^3 = 10,2 kN/m^2



Gambar 5. 9 Pembebanan Akibat Tekanan Tanah
(sumber: Cv. Kadung Karya)

Tanah yang sudah digali saat pekerjaan pembangunan abutment akan ditimbun menggunakan tanah timbunan, data *Abutment* dan data tanah timbunan yang digunakan diasumsikan memiliki propertis tanah sebagai berikut:

Berat volume pada tanah timbunan, Ws = 17 kN/m^3

Sudut gesek pada tanah timbunan ϕ = 30 °

Kohesi pada tanah timbunan c = 0 kPa

Koefisien tekanan tanah aktif Ka = $\tan^2 (45° - \Phi/2)$

= $\tan^2 (45° – 30/2)$

= 0,524

ϕ’ = $\tan^{-1} (K\phi^R \text{ x } \tan \phi)$

= $\tan^{-1} (0{,}7 \text{ x } \tan 30)$

= 18,186°

Berikut ini adalah rekapitulasi hasil beban dan momen yang diakibatkan oleh tekanan tanah dapat dilihat pada Tabel 5.7 Berikut ini

Tabel 5. 7 Pembebanan akibat Tekanan Tanah

No	Gaya akibat tekanan tanah		T_{TA} (kN)	Lengan terhadap titik 0 y (m)		M_{TA} (kNm)
1	$T_{TA} = (0.60 \text{ x } w_s) \text{ x } H \text{ x } K_a \text{ x } B_y$		594.10	y = H / 2	5.050	3000.22
2	$T_{TA} = 1/2 \text{ x } H^2 \text{ x } w_s \text{ x } K_a \text{ x } B_y$		5000.36	y = H / 3	3.367	16834.56
		T_{TA} =	5594.47		M_{TA} =	19834.77

Menurut perhitungan di atas, maka didapatkan hasil gaya total akibat tekanan tanah yang terjadi adalah sebesar 5594, 47 kN dan untuk perhitungan momen yang terjadi sebesar 19834,77 kNm.

5.2.4 Beban Lajur “D” (TD)

Beban kendaraan seperti Beban Lajur “D” terdiri dari beban terbagi merata *(Uniformly Distributed Load)* UDL dan beban garis (*Knife Edge Load*) KEL yang

dapat dilihat pada gambar 3. Sebelumnya. UDL mempunyai intesitas q (kPa) yang besarnya tergantung pada panjang bentang jembatan (L) yang dibebani dan menurut SNI 1725:2016 dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut.

q = 9,0 kPa untuk L ≤ 30 m

q = 9,0 x (0,5+ $\frac{15}{L}$ kPa untuk L > 30 m

KEL mempunyai intensitas, p = 49,0 kN/m (SNI 1725:2016 hal 66)

Faktor beban dinamis (Dinamic Load Allowance) untuk KEL diambil sebagai berikut:

DLA = 0,4 untuk L ≤ 50 m

DLA = 0,4 – 0,0025 x (L-50) untuk 50 < L < 50 m

DLA = 0,3 untuk L ≥ 90 m

Diketahui data jembatan Kenet adalah sebagai berikut:

Bentang Jembatan, L = 35,95 m

Lebar jalur lalu-lintas, b = 8 m

Beban merata (Uniformly Distributed Load) UDL

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

= 9,0 $(0,5 + \frac{15}{35,95})$

= 8,26 kPa

Wtd = $\frac{q\ x\ L\ (5,5 + b)}{2} + \frac{p\ x\ DLA\ (5,5 + b)}{2}$

= $\frac{8,26\ x\ 35,95\ (5,5 + 8)}{2} + \frac{49\ x\ 0,4\ (5,5 + 8)}{2}$

= 2153,53 kN

Beban pada abutment akibat beban lajur “D”

Ptd = 1/2 x 2153,53 kN

= 1067,77 kN

Berikut ini adalah rekapitulasi perhitungan Beban lajur "D" dapat dilihat pada tabel 5.8 berikut ini.

Tabel 5. 8 Beban Lajur "D"

NO	Uraian	Lambang	Nilai	Satuan
1	Panjang Bentang	L	35,95	m
2	Intensitas UDL	q	8,26	kPa
3	Intensitas KEL	P	49	kN/m
4	Intensitas DLA	DLA	0,4	
5	Panjang Lengan	b1	8	m
6	Beban pada abutment akibat beban Lajur	Ptd	1067,77	kN

5.2.5 Beban Pedestrian / Pejalan Kaki

Beban pejalan pedestrian / pejalan kaki bergantung pada luas trotoar yang menopangnya. Berdasarkan SNI 1725:2016 semua elemen dari trotoar atau jembatan penyeberangan yang langsung memikul pejalan kaki harus direncanakan untuk beban nominal 5 kPa. Apabila trotoar memungkinkan digunakan untuk kendaraan ringan atau ternak, maka trotoar harus direncanakan untuk bisa memikul beban hidup terpusat 20 kN. Untuk data data yang di perlukan sebagai berikut.

Panjang trotoar tiap bentang, L = 35,95 m

Lebar trotoar, b_2= 1 m

Jumlah trotoar, n = 2 sisi

Luas trotoar yang dibebani pejalan kaki,

A $= \frac{L}{2}$ x n x b_2

$= \frac{35,95}{2}$ x 2 x 1

= 35,95 m^2

Beban merata pada pedestrian,

q = 5 kPa (Berdasarkan SNI 1725:2016)

Beban akibat pejalan kaki pada abutment,

P_{tp} = A x q

=35,95 x 5

= 179,75 kN

Berikut ini adalah rekapitulasi perhitungan beban pedestrian / pejalan kaki dapat dilihat pada tabel 5.9 berikut ini

Tabel 5. 9 Beban pedestrian / pejalan kaki

NO	Uraian	Lambang	Nilai	Satuan
1	Panjang Bentang	L	35,95	m
2	Panjang Lengan	b2	1	m
3	Jumlah	N	2	Buah
4	Luas Bidang	A	35,95	m^2
5	Beban Merata Pada pedestrian	Q	5	kPa
6	Beban Pada Abutment	Ptp	179,75	kN
7	Eksentrisitas	E	0	m
8	Momen	Mtp	0	kNm

5.2.6 Gaya Rem

Gaya rem terjadi akibat adanya pengereman yang dilakukan oleh kendaraan yang berjalan pada permukaan jembatan diperhitungkan sebagai gaya dalam searah memanjang jembatan, Pengaruh pengereman dari lalu lintas diperhitungkan sebagai daya dalam arah memanjang dan dianggap bekerja pada permukaan lantai jembatan setinggi 1,8 m. Untuk data data yang di perlukan sebagai berikut

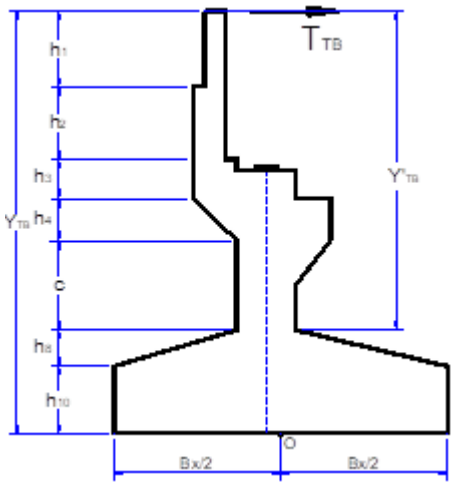
Gaya rem harus diambil dari nilai terbesar dari SNI 1725:2016

1. 25 % dari berat gandar truk desain

   25% x 225 =56,250 kN

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

   (500+ 2153,53) / 2 x 0.05 = 65,98 kN



Gambar 5. 10 Gaya Rem pada Abutment

Gaya rem yang bekerja pada abutment jembatan, T_{TB} = 65,89 kN.

Lengan terhadap abutment, H = h_1+ h_2 + h_3 + h_4 + c + h_8 + h_{10}

= 10,1 m

Momen akibat gaya rem, M_{TB} = T_{TB} x H

= 65,89 x 10,1

= 665,47 kNm

Lengan terhadap *Breastwall*, Y'_{TB} = h_1+ h_2 + h_3 + h_4 + c

= 0,85 + 0,74 + 1,11 + 0,7 + 5,50

= 8,9 m

Momen terhadap *Breastwall*, M_{TB} = T_{TB} x Y'_{TB}

= 65,89 x 8,9

= 586,41 kNm

Berikut ini adalah rekapitulasi perhitungan beban gaya rem dapat dilihat pada Tabel 5.10 berikut ini.

Tabel 5. 10 Beban Gaya Rem Terhadap jembatan

No	Uraian	Lambang	Nilai	Satuan
1	Gaya Rem	Ttb	65,89	kN
2	Panjang Bentang	L	35,95	m
3	Lengan pada pondasi	Ytb	10,01	m
4	Momen pada pondasi	Mtb	665,47	kNm
5	Lengan pada *Breastwall*	Y'tb	8,9	m
6	Momen pada *Breastwall*	M'tb	586,41	kNm

5.2.7 Pengaruh Temperatur (PET)

Kondisi iklim dan cuaca juga termasuk salah satu faktor yang dapat menyebabkan terjadinya deformasi struktur. Hal ini perlu dilakukan analisa untuk memperhitungkan tegangan maupun deformasi struktur yang timbul akibat pengaruh temperatur, diambil perbedaan temperatur yang besarnya setengah dari selisih antara temperatur maksimum dan temperatur minimum rata rata lantai jembatan.

Gaya pada abutment akibat pengaruh temperatur menurut (SNI 1725:2016)

$T_{ET} = \frac{\alpha \text{ x } \Delta T \text{ x } k \text{ x } L}{2}$

$= \frac{(0{,}000012 \; x \; 12{,}5 \; x \; 1200 \; x \; 35{,}95)}{2}$

= 3,236 kN

Lengan terhadap fondasi

Y_{ET} = h_7 = 8,21 m

Momen Terhadap fondasi

$M_{ET} = T_{ET} \text{ x } Y_{ET}$

= 3,236 x 8,21

= 26,56 kNm

Lengan terhadap *Breastwall*

$Y'_{ET} = h_7 - h_9 - h_{11}$

=8,21 – 0,2 – 1

=7,01 m

Momen terhadap *Breastwall*

M'_{ET} = $T_{ET\ x}\ Y'_{ET}$

= 3,236 x 7,01

= 22,68 kNm

Untuk rekapitulasi perhitungan pengaruh temperatur (PET) dapat dilihat pada tabel 5.11 Berikut ini

Tabel 5. 11 Pengaruh Temperatur (PET)

No	Uraian	Lambang	Nilai	Satuan
1	Suhu Maksimum Rata rata	Tmax	40 ^{o}	^{o}C
2	Suhu Minimum Rata rata	Tmin	15^o	^{o}C
3	Perbedaan Temperatur	ΔT	12,5	^{o}C
4	Koefisien Muai panjang baja	α	0.000012	^{o}C
5	Kekakuan geser untuk tumpuan rol	K	1200	kN/m
6	Panjang Bentang Jembatan	L	35,95	m
7	Gaya Abutment akibat suhu	T_{ET}	3,236	kN
8	Lengan terhadap pondasi	Y_{ET}	8,21	m
9	Momen pondasi terhadap suhu	M_{ET}	26,56	kNm
10	Lengan terhadap Breast wall	Y'_{ET}	7,01	m
11	Momen Breast wall terhadap suhu	M'_{ET}	22,68	kNm

5.2.8 Beban angin

Pembebanan jembatan dipengaruhi oleh beban angin yang dapat diasumsikan bekerja dan terdistribusi secara merata pada permukaan yang terkena oleh angin. Luas area yang diperhitungkan adalah luas area dari semua komponen, termasuk sistem lantai dan railing yang diambil tegak lurus terhadap arah angin.

1. Beban angin yang meniup bidang samping jembatan

gaya akibat angin yang bertiup pada bidang samping jembatan tergantung kecepatan angin rencana berdasarkan SNI 1725:2016 seperti dibawah ini.

Kecepatan gesekan angin, V_o = 13,2 km/jam

Kecepatan angin rencana, V_B = 125 km/jam

Kecepatan angin pada elevasi 10 km, V_{10} = 90 km/jam

Elevasi struktur, Z = 5 m

Panjang gesekan di hulu jembatan, Z_0 = 70 mm

Kecepatan angin rencana

vw = 2,5 x Vo x $(\frac{V10}{VB})$ x ln $(\frac{Z}{Zo})$

= 2,5 x 13,2 x $(\frac{90}{125})$ x ln $(\frac{0,005}{0,00007})$

= 101,42 km/jam

Vw =28,173 m/det

Panjang jembatan, L = 35,95 m

Tinggi bidang samping jembatan, ha = 3,50 m

Koefisien seret, Cw = 1,25

Luas bidang samping jembatan

Ab = 30% x ha x L/2

= 30% x 3,5 x 35,95/2

= 18,87 m^2

Beban angin pada abutment

T_{EW1} = 0,0024 x C_w x $(V_w)^2$ x A_b

= 0,0024 x 1,25 x (28,173) x 18,87

= 44,943 kN

Lengan terhadap fondasi

Y_{EW} = 1/2 x ha + h7

= 1/2 x 3,5 x 8,21

= 9,96 m

Momen akibat angin terhadap Fondasi

M_{EW} = T_{EW} x Y_{EW}

= 44,943 x 9,96

= 447,63 kNm

Lengan terhadap *Breastwall*,

$Y'_{EW1} = \frac{Y`ET + ha}{2}$

$= \frac{7,01 + 3.5}{2}$

= 8,76 m

Momen akibat angin *Breastwall*

$M'_{EW} = T_{EW1}$ x $y'_{EW\,1}$

= 44,943 x 8,76

= 393,70 kNm

Untuk rekapitulasi perhitungan Beban angin yang meniup bidang samping dapat dilihat pada tabel 5.12 Berikut ini.

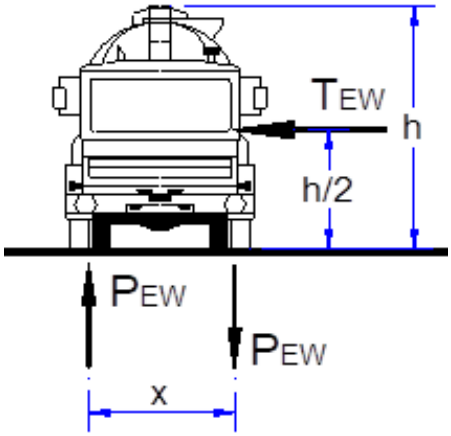
Tabel 5. 12 Beban Angin yang Meniup Bidang Samping Jembatan

No	Uraian	Lambang	Nilai	Satuan
1	Koefisien Seret	Cw	1,25	
2	Kecepatan Angin Rencana	Vw	28,173	m/det
3	Panjang Bentang	L	35,95	m
4	Tinggi Bidang Samping	Ha	3,5	m
5	Luas Bidang	Ab	18,87	m^2
6	Gaya Akibat Angin	Tew	44,943	kN
7	Lengan Terhadap Fondasi	Yew	9,96	m
8	Momen Terhadap Fondasi Akibat Angin	Mew	447,63	kNm
9	Lengan Terhadap Fondasi	$Y'ew_1$	8,76	m
10	Momen Terhadap Fondasi Akibat Angin	$M'ew_1$	393,70	kNm

2. Beban Angin yang Meniup Kendaraan

Beban garis merata tambahan arah horizontal pada permukaan lantai jembatan akibat beban angin yang meniup kendaraaan di atas lantai jembatan dihitung dengan Bidang vertical yang ditiup angin merupakan bidang samping kendaraan dengan tinggi 2.00 m di atas lantai jembatan, maka h = 2.00 m. Dapat dihitung dengan rumus:

$T_{EW2} = 0{,}0012 \times C_w \times V_w^2 \times L/2$



Gambar 5. 11 Gaya Angin yang Meniup Kendaraan
(sumber: Cv. Kadung Karya)

Beban angin yang bekerja

$T_{EW2} = 0{,}0012 \times Cw \times Vw^2 \times L/2$

$= 0{,}0012 \times 1{,}2 \times (101{,}42)^2 \times 35{,}95 / 2$

$= 266{,}266$ kN

Lengan terhadap dasar *pile cap*

$Y_{EW2} = \frac{h7 + ts + ta +}{2}$

$= \frac{8{,}21 + 0{,}2 + 0{,}1}{2}$

$= 8{,}51$ m

Momen terhadap dasar *pile cap*

M_{EW2} = T_{EW2} x Y_{EW2}

= 266,266 x 8,51

= 2265,92 kNm

Lengan terhadap *breast wall*

Y'_{EW2} = Y_{EW}^2 – h_{11} – h_9

= 8,51 – 1 – 0,20

= 7,31 m

Momen terhadap *breast wall*

M'_{EW2} = T'_{EW}^2 x Y'_{EW}^2

= 266,266 x 7,31

= 1946,402 kNm

Untuk rekapitulasi perhitungan beban angin yang meniup kendaraan dapat dilihat pada tabel 5.13 berikut ini.

Tabel 5. 13 Beban Angin yang Meniup Kendaraan

No	Uraian	Lambang	Nilai	Satuan
1	Koefisien seret	Cw	1,25	
2	Gaya akibat angin	Tew	266,266	kN
3	Lengan terhadap pondasi	Yew_2	8,51	m
4	Momen terhadap pondasi	Mew_2	2265,92	kNm
5	Lengan terhadap Breast wall	$Y'ew_2$	7,31	m
6	Momen terhadap Breast wall	$M'ew_2$	1946,401	kNm

3. Beban Angin yang Menimpa Abutment

Beban angin yang menimpa abutment merupakan akumulasi dari beban yang menimpa samping jembatan dan beban angin yang menimpa kendaraan.

Total beban angin pada *abutment*

T_{EW} = T_{ew1} + T_{EW2}

= 44,943 + 266,266

= 311,208 kN

Total momen yang terjadi terhadap fondasi

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

= 447.63 + 2206,04

= 2713,55 kNm

Total momen yang terjadi terhadp *breastwall*

$M'_{EW} = T_{EW2} + Y'_{EW}$

= 393,70 + 1946,401

= 2340,10 kNm

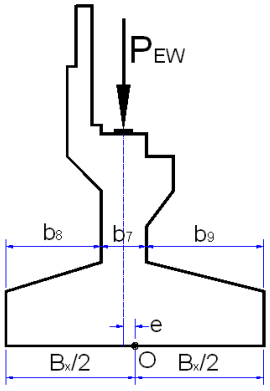
Untuk rekapitulasi perhitungan Beban angin dapat dilihat pada tabel 5.14 Berikut ini.

Tabel 5. 14 Beban angin yang menimpa *abutment*

No	Uraian	Lambang	Nilai	satuan
1	Beban angin	Tew	311,208	kN
2	Momen pondasi	Mew	2713,55	kNm
3	Momen terhadap *breast wall*	Mew	2340,10	kNm

4. *Transfer* Beban Angin ke Lantai Kendaraan

Beban angin ke lantai kendaraan merupakan beban tambahan angin yang meniup bidang samping kendaraan yang tingginya disesuaikan dengan kendaraan yang melalui jembatan tersebut. Berikut adalah hasil perhitungan *transfer* beban angin ke lantai jembatan yang data dilihat pada Tabel 5.15 serta ilustrasi pembebanan dapat dilihat pada Gambar 5.12 dibawah ini.



Gambar 5. 12 *Transfer* Beban Angin ke Lantai Kendaraan
(sumber: Cv. Kadung Karya)

Beban angin tambahan yang meniup bidang samping jembatan:

T_{EW} = 0,0012 x Cw x $(Vw)^2$

= 0,0012 x 1,25 x 302

= 15,430 kN/m

Bidang vertikal yang ditiup angin merupakan bidang samping kendaraan dengan tinggi diatas lantai jembatan h = 1,8 m

Jarak antara roda kendaraan x = 1,75 m

Gaya pada *abutment*

P_{EW} = $\left(\frac{0{,}5\ x\ \ 1{,}8}{1{,}75\ x\ 15{,}430}\right)$ x $\frac{35{,}95}{2}$

= 142,642 kN

Untuk rekapitulasi perhitungan Transfer beban Angin ke lantai kendaraan dapat dilihat pada Tabel 5.15 Berikut ini.

Tabel 5. 15 Transfer beban Angin ke lantai kendaraan

No	Uraian	Lambang	Nilai	Satuan
1	Beban angin tambahan	Tew	15,430	kN/m
2	Bidang vertikal	h	1,80	M
3	Jarak antara kendaraan	x	1,75	M
4	Gaya pada abutment	Pew	142,642	kN

5.2.9 Beban Gempa (EQ)

Pengaruh beban gempa pada jembatan dihitung sesuai dengan pengaruh suatu gaya horizontal pada sebuah konstruksi (*deadload*) yang ditinjau serta perlu ditinjau juga beban – beban lain yang berpengaruh.

1. Beban Gempa Statik Ekivalen

Pembebanan gempa pada penelitian kali ini menggunakan metode statik ekivalen. Statik ekivalen adalah suatu representasi dari beban gempa setelah disederhanakan dan modifikasi, yang mana gaya inersia yang bekerja pada suatu massa akibat gempa disederhanakan menjadi gaya horizontal (Widodo, 2001).

a. Beban Gempa Arah Memanjang Jembatan (Arah X)

Beban gempa arah X merupaa beban gempa yang searah sumbu x horizontal (arah x). Berikut adalah hasil perhitungan beban gempa arah x

Modulus Elastis Beton, *E*c = 4700 x $\sqrt{f'c}$

= 4700 x $\sqrt{29{,}05}$

= 25332,084 MPa

Tinggi *breastwall*, *Lb* = 7,31 m

Lebar *abutment*, b = By = 11 m

H = b7 = 1 m

Inersia Penampang *Breast wall*

Ic = $\frac{1}{12}\ x\ b\ x$ h^3

= $\frac{1}{12}\ x\ 11\ x\ 1^3$

= 110,92 m^4

Nilai Kekakuan

*K*p = 3 x *E*c $\frac{lc}{lb\text{^}3}$

= 3 x 25332 $\frac{110{,}92}{7{,}31\text{^}3}$

= 21579275,5 kN/m

Berat Total Struktur

W_T = P_{MS} (Atas) + P_{MS} (Bawah)

= 4619,19 + 7070,89

= 11690,09 kN

Waktu getar alami struktur

$$T = 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{Wt}{(g \times Kp)}}$$

$$= 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{11690,09}{(9,81 \times 21579275,5)}}$$

= 0,047 detik

Untuk rekapitulasi perhitungan Beban Gempa Arah x dapat dilihat pada tabel 5.16 Berikut ini.

Tabel 5. 16 Beban Gempa Arah Memanjang (Arah X)

No	Uraian	Lambang	Nilai	Satuan
1	Tinggi *Breast wall*	Lb	7.31	m
2	Panjang *Breast wall*	b	11.00	m
3	Lebar *Breast wall*	h	1.00	m
4	Inersia Penampang *Breast wall*	lc	110.92	m^4
5	Mutu beton	Fc	29.05	MPa
6	Modulus Elastis Beton	Ec	25332.084	MPa
8	Nilai kekakuan	Kp	21579275.5	kN/m
9	Percepatan Gravitasi	g	9.81	m/det^2
10	Berat sendiri struktur atas	Pms (str atas)	4619,19	kN
11	Berat sendiri Abutment	Pms (Abutment)	7070,89	kN
12	Berat total struktur	W_{TP}	11690,09	kN
13	Waktu getar alami struktur	T	0,047	detik

Proyek Pembangunan Jalan dan Jembatan Kenet berada di kondisi tanah yang keras dan berada di lokasi wilayah gempa nomor 3 . Data berupa nilai sprektral

gempa yang digunakan untuk menghitung gaya gempa arah x pada *abutment* dapat dilihat dibawah ini.

Ss = 1,501 g

S_1 = 0,531 g

PGA = 0,623 g

FA = 1 g

Nilai nilai diatas di dapatkan dari (Puskim.pu.go.id)

S_{Ds} = S_S x FA

= 1,501 x 1

= 1,501 (Nilai Spektra Pada Periode Pendek (T = 0,2 detik)

S_{D1} = FA x S_1

= 1 x 0,531

= 0,531 (Nilai spektra Permukaan Tanah periode 1 detik)

T_S = $\frac{Sd1}{Sds}$

= $\frac{0,531}{1,501}$

= 0,3537642

To = 0,2 x Ts

= 0,2 x 0,3537642

= 0, 0707528

Sa = $\frac{Sd1}{T}$

= $\frac{0,531}{0,0369}$

= 13,6165

As = FPGA x PGA

= 1 x 0,623

= 0,623

Csm = (S_{Ds} – As) x ($\frac{T}{To}$) + As

= (1,501-0,623) x ($\frac{0,0623}{0,07075284}$)

= 1,20

Nilai faktor tepi struktur (S) sebagai berikut :

S = 1 x F

F = 1,25 – (0,25 x n)

Dengan,

n = jumlah sendi plastis yang menahan deformasi arah lateral gempa

F= 1,25 – 0,025 x n

= 1,25 – 0,025 x 1 = 1,225

S= 1 x F

= 1 x 1,225 = 1,225

Besarnya koefisien beban gempa horizontal

Kh = Csm x S

= 1,20 x 1,225

= 1,473

Faktor Kepentingan Operasional

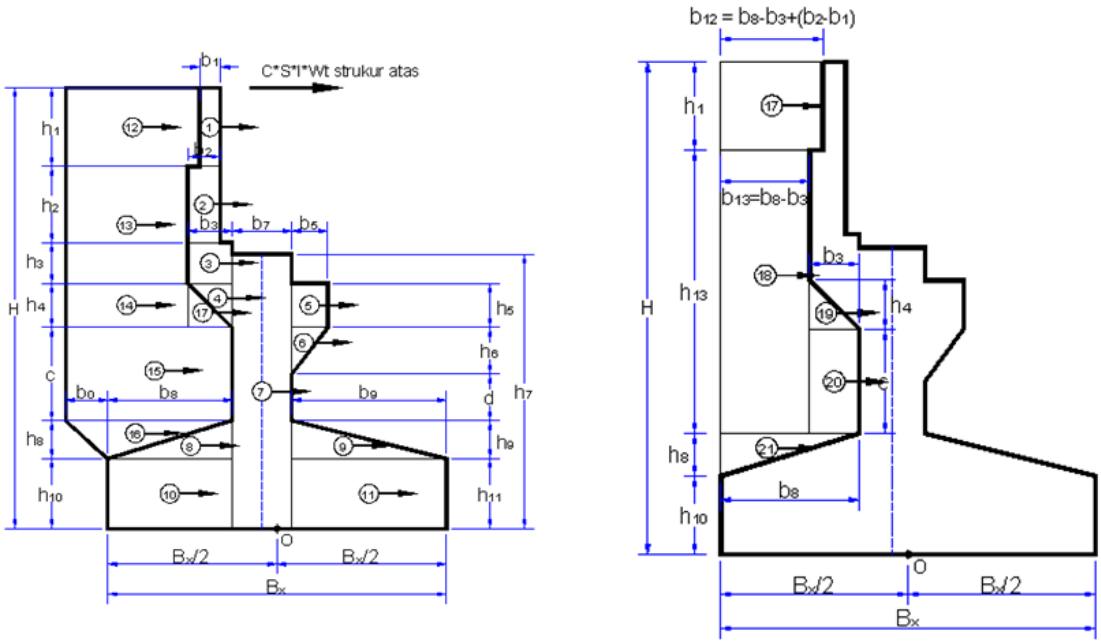
I = 1 (Faktor Modifikasi respon (R) hubungan antar elemen struktur)

Untuk rekapitulasi perhitungan gaya gempa arah x dapat dilihat pada Tabel 5.17 berikut ini.

Tabel 5. 17 Hasil Perhitungan Gaya Gempa Arah x

NO	Uraian	Simbol	Nilai
1	Koefisien geser dasar	Csm	1,106
2	Jumlah sendi plastis yang menahan deformasi arah lateral	n	1
3	Faktor Perangkaan	F	1,225
4	Faktor jenis struktur	S	1,225
5	Koefisien beban gempa horizontal	Kh	1,473
6	Faktor kepentingan	I	1

Untuk perhitungan distribusi gaya gempa pada *abutment* arah memanjang jembatan (arah X) disajikan pada Gambar 5.13 gaya gempa pada *abutment* dan untuk perhitungan distribusi beban gempa pada *abutment* arah x dapat dilihat pada Tabel 5.18.



Gambar 5. 13 Gaya Gempa pada *Abutment*
(sumber: Cv. Kadung Karya)

Tabel 5. 18 Distribusi Beban Gempa pada *Abutment*

No	Berat Wt (kN)	TEQ (kN)	Uraian lengan terhadap titik O	Besar y (m)	MEQ (kNm)
STRUKTUR ATAS					
PMS	4619.1925	6803.85371	y = H	10.1	68718.92
PMA	449.19525	661.643516	y = H	10.1	6682.6
ABUTMENT					
1	70.125	103.290833	y1 = h10+h8+c+h4+h3+h2+h1/2	9.675	999.3388
2	122.1	179.847568	y2 = h10+h8+c+h4+h3+h2/2	8.88	1597.046
3	241.1475	355.198947	y3 = h10+h8+c+h4+h3/2	7.955	2825.608
4	76.04	111.999668	y4 = h10+h8+c+2/3*h4	7.16667	802.6643
5	96.25	141.771732	y5 = h11+h9+d+h6+h5/2	7.55	1070.377

Lanjutan Tabel 5. 18 Distribusi Beban Gempa pada *Abutment*

No	Berat	TEQ	Uraian lengan terhadap titik O	Besar	MEQ
	Wt (kN)	(kN)		y (m)	(kNm)
ABUTMENT					
6	34.375	50.6327613	y6 = h11+h9+d+2/3*h6	7.03333	356.1171
7	2257.75	3325.55976	y7 = h7/2	4.105	13651.42
8	55	81.0124181	y8 = h10+1/3*h8	1.06667	86.41325
9	55	81.0124181	y9 = h11+1/3*h9	1.06667	86.41325
10	550	810.124181	y10 = h10/2	0.5	405.0621
11	550	810.124181	y11 = h11/2	0.5	405.0621
TANAH PADA *ABUTMENT*					
19	240.0145	353.530091	y19 = H - h1/2	9.675	3420.404
20	1821.4735	2682.94496	y20 = h10+h8+h13/2	5.225	14018.39
21	51.7055	76.1597742	y21 = h10+h8+c+h4/3	6.93333	528.0411
22	812.515	1196.79645	y22 = h10+h8+c/2	3.95	4727.346
23	37.4	55.0884443	y23 = h10+2/3*h8	1.13333	62.43357
T_{EQ} =		17880,591		M_{EQ} =	120444
30% x T_{EQ}		5364,1774		30% x M_{EQ}	36133,1

Letak titik tangkap gaya horizontal gempa

$Y_{EQ} = M_{EQ} / T_{EQ}$

$= \frac{36133,1}{5364,177}$

= 6,736 m

b. Beban Gempa Arah Melintang Jembatan (Arah Y)

Beban gempa melintang jembatan merupakan beban gempa yang searah sumbu y vertikal (arah y). Berikut adalah hasil perhitungan beban gempa arah y, dapat dilihat pada perhitungan dibawah ini.

Inersia Penampang *Breast wall*

$Ic = \frac{1}{12} \times b^3 \times h$

$= \frac{1}{12}$ x 11^3 x 1

= 0,92 m^4

Nilai Kekakuan

Kp = 3 x Ec x $\frac{1}{Lb\text{^}3}$

= 3 x 25332084 x $\frac{1}{7{,}31\text{^}3}$

= 178,341 kN/m

Waktu Getar Alami struktur

T =2 x π x $\sqrt{\frac{Wtp}{(\ g\ x\ Kp\ )}}$

= 2 x π x $\sqrt{\frac{11690{,}09}{(\ 9{,}81\ x\ 178{,}341\ )}}$

= 0,51 detik

S_{DS} = Fa x ss

= 1,501 x 1

= 1,501 (Nilai Spektra Pada Periode Pendek (T = 0,2 detik)

S_{D1} = Fv x S_1

= 0,531 x 1

= 0,531 (Nilai spektra Permukaan Tanah periode 1 detik)

T_S = $\frac{Sd1}{Sds}$

= $\frac{0{,}531}{1{,}501}$

= 0,3537642

T_0 = 0,2 x Ts

= 0,2 x 0,3537642

= 0, 0707528

Sa = $\frac{Sd1}{T}$

= $\frac{0{,}531}{0{,}41}$

= 1,2378

As = FPGA x PGA

= 1 x 0,623

= 0,623

Csm = S_{DS}

= 1,501 (untuk periode >= T_0 dan =< Ts)

Nilai faktor tepi struktur (S) sebagai berikut :

S = 1 x F

F = 1,25 – (0,25 x n)

Keterangan :

n = jumlah sendi plastis yang menahan deformasi arah lateral gempa

F = 1,25 – 0,025 x n

= 1,25 – 0,025 x 1 = 1,225

S = 1 x F = 1 x 1,225 = 1,225

Koefisien beban gempa horizontal

Kh = Csm x s

= 1,501 x 1,225

= 1,838725

Beban Mati total = P_{MS} + P_{MA}

= 11690,09+ 449,1952

= 12139,28 kN

Beban Gempa arah melintang jembatan

T_{EQ} = Kh x I x Wt

=1,838735 x 1 x 12139,28

= 22320,800 kN

Momen pada pondasi akibat beban Gempa

M_{EQ} = T_{EQ} x Y_{EQ}

= 22320,800 x 6,736

= 45105,87 kNm

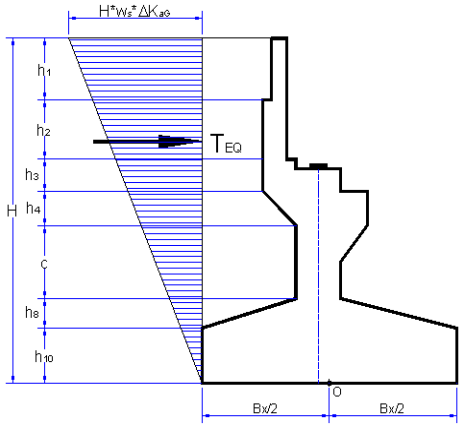
Untuk rekapitulasi perhitungan gaya gempa arah Y dapat dilihat pada Tabel 5.19 berikut ini.

Tabel 5. 19 Perhitungan Beban gempa arah melintang (Arah Y)

No	Uraian	Lambang	Nilai	Satuan
1	Inersia Penampang *breast wall*	I	0,92	m^4
2	Nilai Kekakuan	Kp	178,341	
3	Waktu getar alami	T	0,43	
4	Koefisien geser dasar	C	1,501	
5	Faktor tipe struktur	S	1,225	
6	Koef beban gempa horizontal	Kh	1,838725	
7	Faktor kepentingan	I	1	
8	Gaya gempa	T eq	1,838725	kN
9	Berat sendiri	Pms	11690,09	kN
10	Beban mati tambahan	Pma	449,195	kN
11	Beban mati total	Wt	12139,28	kN
12	Beban gempa arah melintang	Teq	22320,800	kN
13	Momen pada pondasi akibat beban gempa	Meq	45105,87	kNm

5.2.10 Tekanan Tanah Dinamis Akibat Gempa

Gaya gempa yang terjadi searah lateral bangunan terjadi akibat adanya tekanan tanah dinamis. Ilustrasi pembebanan dapat dilihat pada Gambar 5.14 berikut, serta hasil perhitungan tekanan tanah dinamis akibat gempa dapat dilihat pada Tabel 5.20 berikut ini.



Gambar 5. 14 Beban Akibat Tekanan Tanah Dinamis
(sumber: Cv. Kadung Karya)

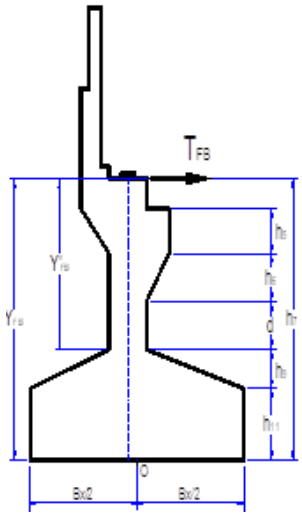
Tabel 5. 20 Hasil Perhitungan Tekanan Tanah Dinamis Akibat Gempa

No	Uraian	Lambang	Nilai	Satuan
1	Tinggi	H	10,10	m
2	Lebar	By	11	m
3	Koef beban gempa horizontal	Kh	1,4730	
4		Φ’	18,1865	Rad
5	Tekanan tanah	Ka	0,52426	
6	Berat tanah	Ws	17	kN/m^3
7	Sudut geser	θ	0,974	
8	Cos^2(ϕ- θ)		0,0044	
9	cos2 q*{ 1 + Ö (sin f' *sin (f' - q)) / cos q }		0,7556	
10	Tekanan tanah dinamis	K aG	0,005859	
11	Perbedaan tekanan tanah	Δ K aG	-0,5184	
12	Gaya gempa lateral	T eq	-4944,473	kN
13	Lengan terhadap pondasi	Yeq	6,733	m
14	Momen akibat gempa	Meq	-33293	kNm

5.2.11 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 vertikal dan beban horizontal yang terjadi, selain itu perletakan tersebut juga berfungsi sebagai peredam getaran yang terjadi sehingga *abutment* dan *headstock* tidak mengalami kerusakan yang berarti.

Jembatan Kenet menggunakan perletakan berupa bantalan karet *elastomeric bearing pads*. Bantalan karet ini juga berfungsi sebagai penghubung dan penerus gaya antara struktur atas jembatan dengan struktur bawah jembatan. Ilustrasi pembebanan dapat dilihat pada Gambar 5.15 berikut, serta hasil perhitungan gaya gesekan pada perletakan jembatan dapat dilihat pada Tabel 5.21 berikut ini.



Gambar 5. 15 Gaya Gesekan Pada Perletakan
(sumber: Cv. Kadung Karya)

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

P_T = P_{MS} + P_{MA}

= 4619,19 + 449,195

= 5068,39 kN

Koefisien gesek rata rata untuk tumpuan (*elastomer)* μ = 0,

Gaya gesek pada perletakan

T_{FB} = μ x P_T

= 0,01 x 5068,39

= 50,684 kN

Lengan terhadap pondasi y_{FB} = 9,960

Momen terhadap pondasi M_{FB} = T_{FB} x y

=50,684 x 9,960

= 504,681 kN

Lengan terhadap *Breast wall*

y'_{FB} = $h_7 - h_9 - h_{11}$

= 8,21 – 0,2 – 1 = 7,01 m

Momen pada *breast wall* akibat gesekan

M_{FB} = T_{FB} x Y'_{FB}

= 50,684 x 7,01

= 355,29 kNm

Tabel 5. 21 Hasil Perhitungan Beban Gesekan Perletakan (FB)

No	Uraian	Lambang	Nilai	Satuan
1	Koefisien gesek pada tumpuan berupa rol baja	μ	0,01	
2	Berat Sendiri Struktur Atas	Pms	4619,19	kN
3	Beban Mati Tambahan	Pma	449,195	kN
4	Reaksi Abutment Akibat Beban Tetap	PT	5068,39	kN
5	Gaya Gesek pada Perletakan	Tfb	50,6839	kN
6	Lengan Terhadap Fondasi	Y_{FB}	9,960	m
7	Momen pada Fondasi Akibat Gempa	MFB	504,81	kNm
8	Lengan terhadap Breast wall	Y'_{FB}	7,010	m
9	Momen pd Breast wall akibat gesekan	M'_{FB}	355,29	kNm

5.2.12 Rekapitulasi Beban kerja pada fondasi

Dari perhitungan di atas didapatkan rekapitulasi hasil perhitungan beban dan momen yang berpengaruh terhadap jembatan dapat dilihat Pada Tabel 5. 22 dibawah ini.

Tabel 5. 22 Rekapitulasi Beban dan Momen pada Pondasi

REKAP BEBAN KERJA		Arah	Vertikal	Horisontal		Momen	
No	Aksi / Beban	Kode	P	Tx	Ty	Mx	My
			(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
A	Beban Permanen						
1	Struktur atas		4619.2			-6466.06	
	Struktur bawah		7070.894			0	
	Berat sendiri	MS	11690.09			-6466.06	
2	Beb. mati tambahan	MA	449.1953			0	
3	Tekanan tanah	TA		5594.466		19834.77	
4	Prategang	PR					
5	Pelaksanaan	PL					
B	Beban Transien						
6	Susut Rangkak	SH					
7	Beban T	TT	500				
8	Beban D	TD	1067.766			0	
9	Beban pedestrian	TP	179.75			0	
10	Gaya rem	TB		65.888		665.4716	
11	Sentrifugal	TR					
12	Hanyutan	EU					
13	Angin Struktur	Ews	142.6423		44.9426	0	447.6283
14	Angin Kend	Ewl			266.2656		2265.921
15	Friksi	BF		50.68388		504.8114	
16	Temperatur	Eun		3.2355		26.56346	

Lanjutan Tabel 5. 23 Rekapitulasi Beban dan Momen pada Pondasi

17	Gradien Temperature	TG					
18	Penurunan	ES					
19	Gempa	EQ		12060,42	27684,98	36,133	49664,858
20	Tumbukan Kend	TC		0			
21	Tumbukan Kapal	TV					
22	Tekanan Tanah Dinamis			-4944,47		-33609.4	
			13529,439	12830,22		10939,802	

5.2.13 Kombinasi Pembebanan Jembatan

Kombinasi pembebanan digunakan agar permodelan struktur dapat menerima berbagai macam beban secara bersamaan dalam suatu analisis perhitungan kombinasi pembebanan ini berpedoman pada SNI 1725:2016 serta dalam perencanaan beban gempa mengacu pada SNI beban gempa untuk jembatan. Kombinasi yang akan digunakan dalam penelitian dapat dilihat pada Tabel 5.23 dibawah ini.

Tabel 5. 24 Kombinasi pembebanan jembatan

No	Kombinasi Beban	Uraian
1	Kuat I	Kombinasi pembebanan yang memperhitungkan gaya-gaya yang timbul pada jembatan dalam keadaan normal tanpa memperhitungkan beban angin. Pada keadaan batas ini, semua gaya nominal yang terjadi dikalikan dengan faktor beban yang sesuai.
2	Kuat II	Kombinasi pembebanan yang berkaitan dengan penggunaan jembatan untuk memikul beban kendaraan khusus yang ditentukan pemilik tanpa memperhitungkan beban angin.
3	Kuat III	Kombinasi pembebanan dengan jembatan dikenai beban angin berkecepatan 90 km/jam hingga 126 km/jam
4	Kuat IV	Kombinasi pembebanan untuk memperhitungkan kemungkinan rasio beban mati dengan beban hidup yang besar.
5	Kuat V	Kombinasi pembebanan berkaitan dengan operasional normal dengan memperhitungkan beban angin berkecepatan 90 km/jam hingga 126 km/jam.

Lanjutan Tabel 5. 25 Kombinasi pembebanan jembatan

6	Ekstrem I	Kombinasi pembebanan gempa. Faktor beban hidup γ EQ yang mempertimbangkan bekerjanya beban hidup pada saat gempa berlangsung harus ditentukan berdasarkan kepentingan jembatan.
7	Ekstrem II	Kombinasi pembebanan yang meninjau kombinasi antara beban hidup terkurangi dengan beban yang timbul akibat, tumbukan kendaraan, banjir atau beban hidrolika lainnya, kecuali untuk kasus pembebanan akibat tumbukan kendaraan (TC). Kasus pembebanan akibat banjir tidak boleh dikombinasikan dengan beban akibat tumbukan kendaraan.
8	Layan I	Kombinasi pembebanan yang berkaitan dengan operasional jembatan dengan semua beban mempunyai nilai nominal serta memperhitungkan adanya beban angin berkecepatan 90 km/jam hingga 126 km/jam. Kombinasi ini juga digunakan untuk mengontrol lendutan pada gorong baja, pelat pelapis terowongan, pipa termoplastik serta untuk mengontrol lebar retak struktur beton bertulang; dan juga untuk analisis tegangan tarik pada penampang melintang jembatan beton segmental. Kombinasi pembebanan ini juga harus digunakan untuk investigasi stabilitas lereng.
9	Layan II	Kombinasi pembebanan yang ditujukan untuk mencegah terjadinya pelelehan pada struktur baja dan selip pada sambungan akibat beban kendaraan.
10	Layan III	Kombinasi pembebanan untuk menghitung tegangan tarik pada arah memanjang jembatan beton pratekan dengan tujuan untuk mengontrol besarnya retak dan tegangan utama tarik pada bagian badan dari jembatan beton segmental.
11	Layan IV	Kombinasi pembebanan untuk menghitung tegangan tarik pada kolom beton pratekan dengan tujuan untuk mengontrol besarnya retak.
12	Fatik	Kombinasi beban fatik dan fraktur sehubungan dengan umur fatik akibat induksi beban yang waktunya tak terbatas.

Untuk hasil rekapitulasi perhitungan kombinasi beban kuat 1 dapat dilihat pada tabel 5.24 berikut ini.

Tabel 5. 26 Kombinasi Beban Kuat I

KUAT 1		Faktor	Vertikal	Horisontal		Momen	
No	Aksi / Beban	Beban	P	T_x	T_y	M_x	M_y
			(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
1	Beban Mati						
	Slab	0.75	741.47			0.00	
	Trotoar	0.75	194.13			0.00	
	Railing	0.9	197.92			0.00	
	Dekslab	0	0.00			0.00	
	Diafragma	0.9	134.16			0.00	
	Girder H 1.7	0.9	2589.23			0.00	
	Struktur bawah (abutment, pilecap, tanah)	0.75	5303.17			-4849.55	
2	Mati Tambahan	0.7	314.436675			0.00	
3	Tekanan Tanah	1.25		6993.08		24793	
4	Prategang	1	0.00			0.00	
5	Pelaksanaan	1	0.00			0.00	
6	Susut Rangkak	0.5	0				
7	Beban T	1.8	900				
8	Beban D	1.8	1921.978			0.00	
9	Rem	1.8		118.60		1197.85	
10	Sentrifugal	1.8		0.00		0.00	
11	Pedestrian	1.8	323.55			0.00	
12	Hanyutan	1		0.00			
13	Angin Struktur	0	0		0.00		0.00
14	Angin Kend	0	0.000		0.00		0.00
15	Friksi	1		50.68		504.81	
16	Temperatur	0.5/1.2		3.88		31.88	
17	Gradien Temperature	1		0.00			

Lanjutan Tabel 5. 27 Kombinasi Beban Kuat I

18	Penurunan	1		0.00			
19	Gempa	0		0.00	0.00	0.00	0.00
20	Tumbukan Kendaraan	0		0.00			
21	Tumbukan Kapal	0		0.00			
			11720,05	7166.25	0.00	21678	0.00

Untuk hasil rekapitulasi perhitungan kombinasi beban kuat II dapat dilihat pada tabel 5.25 berikut ini.

Tabel 5. 28 Kombinasi Beban Kuat II

KUAT 2		Faktor	Vertikal	Horisontal		Momen	
No	Aksi / Beban	Beban	P	T_x	T_y	M_x	M_y
			(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
1	Beban Mati						
	Slab	0.75	741.47			0.00	
	Trotoar	0.75	194.13			0.00	
	Railing	0.9	197.92			0.00	
	Dekslab	0	0.00			0.00	
	Diafragma	0.9	134.16			0.00	
	Girder H 1.7	0.9	2589.23			0.00	
	Struktur bawah (abutment, pilecap, tanah)	0.75	5303.17			-4849.55	
2	Mati Tambahan	0.7	314.437			0.00	
3	Tekanan Tanah	1.25		6993.08		24793	
4	Prategang	1	0.00			0.00	
5	Pelaksanaan	1	0.00			0.00	
6	Susut Rangkak	0.5	0				
7	Beban T	1.4	700				
8	Beban D	1.4	1494.872			0.00	

Lanjutan Tabel 5. 29 Kombinasi Beban Kuat II

9	Rem	1.4		92.24		931.66	
10	Sentrifugal	1.4		0.00		0.00	
11	Pedestrian	1.4	251.65			0.00	
12	Hanyutan	1		0.00			
13	Angin Struktur	0	0		0.00		0.00
14	Angin Kend	0	0.000		0.00		0.00
15	Friksi	1		50.68		504.81	
16	Temperatur	0.5/1.2		3.88		31.88	
17	Gradien Temperature	1		0.00			
18	Penurunan	1	0				
19	Gempa	0		0.00	0.00	0.00	0.00
20	Tumbukan Kendaraan	0		0.00			
21	Tumbukan Kapal	0		0.00			
			11221,04	7139.89	0.00	21412	0.00

Untuk hasil rekapitulasi perhitungan kombinasi beban kuat III dapat dilihat pada tabel 5.26 berikut ini.

Tabel 5. 30 Kombinasi Beban Kuat III

KUAT 3		**Faktor**	**Vertikal**	**Horisontal**		**Momen**	
No	**Aksi / Beban**	**Beban**	**P (kN)**	**T_x (kN)**	**T_y (kN)**	**M_x (kNm)**	**M_y (kNm)**
1	Beban Mati						
	Slab	0.75	741.47			0.00	
	Trotoar	0.75	194.13			0.00	
	Railing	0.9	197.92			0.00	
	Dekslab	0	0.00			0.00	
	Diafragma	0.9	134.16			0.00	

Lanjutan Tabel 5. 31 Kombinasi Beban Kuat III

	Girder H 1.7	0.9	2589.23			0.00	
	Struktur bawah (abutment, pilecap, tanah)	0.75	5303.17			-4849.55	
2	Mati Tambahan	0.7	314.437			0.00	
3	Tekanan Tanah	1.25		6993.08		24793	
4	Prategang	1	0.00			0.00	
5	Pelaksanaan	1	0.00			0.00	
6	Susut Rangkak	0.5	0				
7	Beban T	0	0				
8	Beban D	0	0.000			0.00	
9	Rem	0		0.00		0.00	
10	Sentrifugal	0		0.00		0.00	
11	Pedestrian	0	0			0.00	
12	Hanyutan	1		0.00			
13	Angin Struktur	1.4	199.6993		62.92		626.68
14	Angin Kend	0	0.000		0.00		0.00
15	Friksi	1		50.68		504.81	
16	Temperatur	0.5/1.2		3.88		31.88	
17	Gradien Temperature	1		0.00			
18	Penurunan	1	0				
19	Gempa	0		0.00	0.00	0.00	0.00
20	Tumbukan Kendaraan	0		0.00			
21	Tumbukan Kapal	0		0.00			
			9674.22	7047.65	62.92	20481	626.68

Untuk hasil rekapitulasi perhitungan kombinasi beban kuat IV dapat dilihat pada tabel 5.27 berikut ini.

Tabel 5. 32 Kombinasi Beban Kuat IV

KUAT 4		Faktor	Vertikal	Horisontal		Momen	
No	Aksi / Beban	Beban	P (kN)	T_x (kN)	T_y (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)
1	Beban Mati						
	Slab	0.75	741.47			0.00	
	Trotoar	0.75	194.13			0.00	
	Railing	0.9	197.92			0.00	
	Dekslab	0	0.00			0.00	
	Diafragma	0.9	134.16			0.00	
	Girder H 1.7	0.9	2589.23			0.00	
	Struktur bawah (abutment, pilecap, tanah)	0.75	5303.17			-4849.55	
2	Mati Tambahan	0.7	314.437			0.00	
3	Tekanan Tanah	1.25		6993.08		24793	
4	Prategang	1	0.00			0.00	
5	Pelaksanaan	1	0.00			0.00	
6	Susut Rangkak	0.5	0				
7	Beban T	0	0				
8	Beban D	0	0.000			0.00	
9	Rem	0		0.00		0.00	
10	Sentrifugal	0		0.00		0.00	
11	Pedestrian	0	0			0.00	
12	Hanyutan	1		0.00			
13	Angin Struktur	0	0		0.00		0.00
14	Angin Kend	0	0.000		0.00		0.00
15	Friksi	1		50.68		504.81	
16	Temperatur	0.5/1.2		3.88		31.88	
17	Gradien Temperature	0		0.00			

Lanjutan Tabel 5. 33 Kombinasi Beban Kuat IV

18	Penurunan	0	0				
19	Gempa	0		0.00	0.00	0.00	0.00
20	Tumbukan Kendaraan	0		0.00			
21	Tumbukan Kapal	0		0.00			
			9474.52	7047.65	0.00	20481	0.00

Untuk hasil rekapitulasi perhitungan kombinasi beban kuat v dapat dilihat pada tabel 5.28 berikut ini.

Tabel 5. 34 Kombinasi Beban Kuat V

KUAT 5		**Faktor**	**Vertikal**	**Horisontal**		**Momen**	
No	**Aksi / Beban**	**Beban**	**P**	**Tx**	**Ty**	**Mx**	**My**
			(kN)	**(kN)**	**(kN)**	**(kNm)**	**(kNm)**
1	Beban Mati						
	Slab	0.75	741.47			0.00	
	Trotoar	0.75	194.13			0.00	
	Railing	0.9	197.92			0.00	
	Dekslab	0	0.00			0.00	
	Diafragma	0.9	134.16			0.00	
	Girder H 1.7	0.9	2589.23			0.00	
	Struktur bawah (abutment, pilecap, tanah)	0.75	5303.17			-4849.55	
2	Mati Tambahan	0.7	314.437			0.00	
3	Tekanan Tanah	1.25		6993.08		24793	
4	Prategang	1	0.00			0.00	
5	Pelaksanaan	1	0.00			0.00	
6	Susut Rangkak	0.5	0				
7	Beban T	0	0				
8	Beban D	0	0.000			0.00	

Lanjutan Tabel 5. 35 Kombinasi Beban Kuat V

9	Rem	0		0.00		0.00	
10	Sentrifugal	0		0.00		0.00	
11	Pedestrian	0	0			0.00	
12	Hanyutan	1		0.00			
13	Angin Struktur	0.4	57.06		17.98		179.05
14	Angin Kend	1	0.000		266.27		2265.92
15	Friksi	1		50.68		504.81	
16	Temperatur	0.5/1.2		3.88		31.88	
17	Gradien Temperature	1		0.00			
18	Penurunan	1	0				
19	Gempa	0		0.00	0.00	0.00	0.00
20	Tumbukan Kendaraan	0		0.00			
21	Tumbukan Kapal	0		0.00			
			9531.57	7047.65	284.24	20481	2444.97

Untuk hasil rekapitulasi perhitungan kombinasi beban ekstrim I dapat dilihat pada tabel 5.29 Berikut ini.

Tabel 5. 36 Kombinasi Beban Ekstrim I

EKSTRIM I		**Faktor**	**Vertikal**	**Horisontal**		**Momen**	
No	**Aksi / Beban**	**Beban**	**P**	**Tx**	**Ty**	**Mx**	**My**
			(kN)	**(kN)**	**(kN)**	**(kNm)**	**(kNm)**
1	Beban Mati						
	Slab	0.75	741.47			0.00	
	Trotoar	0.75	194.13			0.00	
	Railing	0.9	197.92			0.00	
	Dekslab	0	0.00			0.00	
	Diafragma	0.9	134.16			0.00	
	Girder H 1.7	0.9	2589.23			0.00	

Lanjutan Tabel 5. 37 Kombinasi Beban Ekstrim I

	Struktur bawah (abutment, pilecap, tanah)	0.75	5303.17			-4849.55	
2	Mati Tambahan	0.7	314.436675			0.00	
3	Tekanan Tanah	1.25		6993.08		24793	
4	Prategang	1	0.00			0.00	
5	Pelaksanaan	1	0.00			0.00	
6	Susut Rangkak	0.5	0				
7	Beban T	0.3	150				
8	Beban D	0.3	320.330			0.00	
9	Rem	0.3		19.77		199.64	
10	Sentrifugal	0.3		0.00		0.00	
11	Pedestrian	0.3	53.925			0.00	
12	Hanyutan	1		0.00			
13	Angin Struktur	0	0		0.00		0.00
14	Angin Kend	0	0.000		0.00		0.00
15	Friksi	1		50.68		504.81	
16	Temperatur	0		3.88		31.88	
17	Gradien Temperature	0		0.00			
18	Penurunan	0	0				
19	Gempa	1		12060.42	27684.98	36133.1	49664,86
20	Tumbukan Kendaraan	0		0.00			
21	Tumbukan Kapal	0		0.00			
			9848.77	19127.83	27684.98	56813	49664,86

Untuk hasil rekapitulasi perhitungan kombinasi beban ekstrim II dapat dilihat pada tabel 5.30 Berikut ini.

Tabel 5. 38 Kombinasi Beban Ekstrim II

EKSTRIM II		Faktor	Vertikal	Horisontal		Momen	
No	Aksi / Beban	Beban	P	Tx	Ty	Mx	My
			(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
1	Beban Mati						
	Slab	0.75	741.47			0.00	
	Trotoar	0.75	194.13			0.00	
	Railing	0.9	197.92			0.00	
	Dekslab	0	0.00			0.00	
	Diafragma	0.9	134.16			0.00	
	Girder H 1.7	0.9	2589.23			0.00	
	Struktur bawah (abutment, pilecap, tanah)	0.75	5303.17			-4849.55	
2	Mati Tambahan	0.7	314.436675			0.00	
3	Tekanan Tanah	1.25		6993.08		24793	
4	Prategang	1	0.00			0.00	
5	Pelaksanaan	1	0.00			0.00	
6	Susut Rangkak	0.5	0				
7	Beban T	0.5	250				
8	Beban D	0.5	533.883			0.00	
9	Rem	0.5		32.94		332.74	
10	Sentrifugal	0.5		0.00		0.00	
11	Pedestrian	0.5	89.875			0.00	
12	Hanyutan	1		0.00			
13	Angin Struktur	0	0		0.00		0.00
14	Angin Kend	0	0.000		0.00		0.00
15	Friksi	1		50.68		504.81	
16	Temperatur	0		3.88		31.88	
17	Gradien Temperature	0		0.00			

Lanjutan Tabel 5. 39 Kombinasi Beban Ekstrim II

18	Penurunan	0	0				
19	Gempa	0		0.00	0.00	0.00	0.00
20	Tumbukan Kendaraan	1		0.00			
21	Tumbukan Kapal	1		0.00			
			10098.28	7080.59	0.00	20813	0.00

Untuk hasil rekapitulasi perhitungan kombinasi beban Layan I dapat dilihat pada tabel 5.31 Berikut ini.

Tabel 5. 40 Kombinasi Beban Layan I

LAYAN I		**Faktor**	**Vertikal**	**Horisontal**		**Momen**	
No	**Aksi / Beban**	**Beban**	**P**	**Tx**	**Ty**	**Mx**	**M_y**
			(kN)	**(kN)**	**(kN)**	**(kNm)**	**(kNm)**
1	Beban Mati						
	Slab	1	988.63			0.00	
	Trotoar	1	258.84			0.00	
	Railing	1	219.92			0.00	
	Dekslab	1	125.83			0.00	
	Diafragma	1	149.06			0.00	
	Girder H 1.7	1	2876.93			0.00	
	Struktur bawah (abutment, pilecap, tanah)	1	7070.89			-6466.06	
2	Mati Tambahan	1	449.195			0.00	
3	Tekanan Tanah	1		5594.47		19835	
4	Prategang	1	0.00			0.00	
5	Pelaksanaan	1	0.00			0.00	
6	Susut Rangkak	1	0				
7	Beban T	1	500				
8	Beban D	1	1067.766			0.00	

Lanjutan Tabel 5. 41 Kombinasi Beban Layan I

9	Rem	1		65.89		665.47	
10	Sentrifugal	1		0.00		0.00	
11	Pedestrian	1	179.75			0.00	
12	Hanyutan	1		0.00			
13	Angin Struktur	0.3	42.793		13.48		134.29
14	Angin Kend	1	0.000		266.27		2265.92
15	Friksi	1		50.68		504.81	
16	Temperatur	1/1.2		3.88		31.88	
17	Gradien Temperature	1		0.00			
18	Penurunan	1	0				
19	Gempa	0		0.00	0.00	0.00	0.00
20	Tumbukan Kendaraan	0		0.00			
21	Tumbukan Kapal	0		0.00			
			13429.59	5714.92	279.75	14571	2400.21

Untuk hasil rekapitulasi perhitungan kombinasi beban Layan II dapat dilihat pada tabel 5.32 Berikut ini.

Tabel 5. 42 Kombinasi Beban Layan II

LAYAN II		**Faktor**	**Vertikal**	**Horisontal**		**Momen**	
No	**Aksi / Beban**	**Beban**	**P**	**Tx**	**Ty**	**Mx**	**My**
			(kN)	**(kN)**	**(kN)**	**(kNm)**	**(kNm)**
1	Beban Mati						
	Slab	1	988.63			0.00	
	Trotoar	1	258.84			0.00	
	Railing	1	219.92			0.00	
	Dekslab	1	125.83			0.00	

Lanjutan Tabel 5. 43 Kombinasi Beban Layan II

	Diafragma	1	149.06			0.00	
	Girder H 1.7	1	2876.93			0.00	
	Struktur bawah (abutment, pilecap, tanah)	1	7070.89			-6466.06	
2	Mati Tambahan	1	449.19			0.00	
3	Tekanan Tanah	1		5594.47		19835	
4	Prategang	1	0.00			0.00	
5	Pelaksanaan	1	0.00			0.00	
6	Susut Rangkak	1	0				
7	Beban T	1.3	650				
8	Beban D	1.3	1388.10			0.00	
9	Rem	1.3		85.65		865.11	
10	Sentrifugal	1.3		0.00		0.00	
11	Pedestrian	1.3	233.67			0.00	
12	Hanyutan	1		0.00			
13	Angin Struktur	0	0		0.00		0.00
14	Angin Kend	0	0.000		0.00		0.00
15	Friksi	1		50.68		504.81	
16	Temperatur	1/1.2		3.88		31.88	
17	Gradien Temperature	0		0.00			
18	Penurunan	0	0				
19	Gempa	0		0.00	0.00	0.00	0.00
20	Tumbukan Kendaraan	0		0.00			
21	Tumbukan Kapal	0		0.00			
			13761,05	5734.69	0.00	14771	0.00

Untuk hasil rekapitulasi perhitungan kombinasi beban Layan III dapat dilihat pada tabel 5.33 Berikut ini.

Tabel 5. 44 Kombinasi Beban Layan III

LAYAN III		Faktor	Vertikal	Horisontal		Momen	
No	**Aksi / Beban**	**Beban**	**P (kN)**	**Tx (kN)**	**Ty (kN)**	**Mx (kNm)**	**My (kNm)**
1	Beban Mati						
	Slab	1	988.63			0.00	
	Trotoar	1	258.84			0.00	
	Railing	1	219.92			0.00	
	Dekslab	1	125.83			0.00	
	Diafragma	1	149.06			0.00	
	Girder H 1.7	1	2876.93			0.00	
	Struktur bawah (abutment, pilecap, tanah)	1	7070.89			-6466.06	
2	Mati Tambahan	1	449.19525			0.00	
3	Tekanan Tanah	1		5594.47		19835	
4	Prategang	1	0.00			0.00	
5	Pelaksanaan	1	0.00			0.00	
6	Susut Rangkak	1	0				
7	Beban T	0.8	400				
8	Beban D	0.8	854.213			0.00	
9	Rem	0.8		52.71		532.38	
10	Sentrifugal	0.8		0.00		0.00	
11	Pedestrian	0.8	143.8			0.00	
12	Hanyutan	1		0.00			
13	Angin Struktur	0	0		0.00		0.00
14	Angin Kend	0	0.000		0.00		0.00
15	Friksi	1		50.68		504.81	
16	Temperatur	1/1.2		3.88		31.88	

Lanjutan Tabel 5. 45 Kombinasi Beban Layan III

17	Gradien Temperature	1		0.00			
18	Penurunan	1	0				
19	Gempa	0		0.00	0.00	0.00	0.00
20	Tumbukan Kendaraan	0		0.00			
21	Tumbukan Kapal	0		0.00			
			13137,29	5701.74	0.00	14438	0.00

Untuk hasil rekapitulasi perhitungan kombinasi beban Layan IV dapat dilihat pada tabel 5.34 Berikut ini.

Tabel 5. 46 Kombinasi Beban Layan IV

LAYAN IV		**Faktor**	**Vertikal**	**Horisontal**		**Momen**	
No	**Aksi / Beban**	**Beban**	**P (kN)**	**Tx (kN)**	**Ty (kN)**	**Mx (kNm)**	**My (kNm)**
1	Beban Mati						
	Slab	1	988.63			0.00	
	Trotoar	1	258.84			0.00	
	Railing	1	219.92			0.00	
	Dekslab	1	125.83			0.00	
	Diafragma	1	149.06			0.00	
	Girder H 1.7	1	2876.93			0.00	
	Struktur bawah (abutment, pilecap, tanah)	1	7070.89			-6466.06	
2	Mati Tambahan	1	449.19525			0.00	
3	Tekanan Tanah	1		5594.47		19835	
4	Prategang	1	0.00			0.00	
5	Pelaksanaan	1	0.00			0.00	
6	Susut Rangkak	1	0				
7	Beban T	0	0				

Lanjutan Tabel 5. 34 Kombinasi Beban Layan IV

8	Beban D	0	0.000			0.00	
9	Rem	0		0.00		0.00	
10	Sentrifugal	0		0.00		0.00	
11	Pedestrian	0	0			0.00	
12	Hanyutan	1		0.00			
13	Angin Struktur	0.7	99.849612		31.46		313.34
14	Angin Kend	0	0.000		0.00		0.00
15	Friksi	1		50.68		504.81	
16	Temperatur	1/1.2		3.88		31.88	
17	Gradien Temperature	0		0.00			
18	Penurunan	1	0				
19	Gempa	0		0.00	0.00	0.00	0.00
20	Tumbukan Kendaraan	0		0.00			
21	Tumbukan Kapal	0		0.00			
			12239.13	5649.03	31.46	13905	313.34

Untuk hasil rekapitulasi perhitungan kombinasi beban Fatiq dapat dilihat pada tabel 5.35 Berikut ini.

Tabel 5. 47 Kombinasi Beban Fatiq

FATIQ (TD & TR)		**Faktor**	**Vertikal**	**Horisontal**		**Momen**	
No	**Aksi / Beban**	**Beban**	**P (kN)**	**Tx (kN)**	**Ty (kN)**	**Mx (kNm)**	**My (kNm)**
1	Beban Mati						
	Slab	0	0.00			0.00	
	Trotoar	0	0.00			0.00	
	Railing	0	0.00			0.00	
	Dekslab	0	0.00			0.00	

Lanjutan Tabel 5. 35 Kombinasi Beban Fatiq

	Diafragma	0	0.00			0.00	
	Girder H 1.7	0	0.00			0.00	
	Struktur bawah (abutment, pilecap, tanah)	0	0.00			0.00	
2	Mati Tambahan	0	0			0.00	
3	Tekanan Tanah	0		0.00		0	
4	Prategang	0	0.00			0.00	
5	Pelaksanaan	0	0.00			0.00	
6	Susut Rangkak	0	0				
7	Beban T	0.75	375				
8	Beban D	0.75	800.824			0.00	
9	Rem	0.75		49.42		499.10	
10	Sentrifugal	0.75		0.00		0.00	
11	Pedestrian	0.75	134.8125			0.00	
12	Hanyutan	0		0.00			
13	Angin Struktur	0	0		0.00		0.00
14	Angin Kend	0	0.000		0.00		0.00
15	Friksi	0		0.00		0.00	
16	Temperatur	0		3.88		31.88	
17	Gradien Temperature	0		0.00			
18	Penurunan	0	0				
19	Gempa	0		0.00	0.00	0.00	0.00
20	Tumbukan Kendaraan	0		0.00			
21	Tumbukan Kapal	0		0.00			
			935,64	53.30	0.00	531	0.00

Untuk hasil rekapitulasi perhitungan kombinasi beban dapat dilihat pada tabel 5.36 Berikut ini.

Tabel 5. 48 Rekapitulasi Kombinasi Beban

No	Kombinasi Beban	P	T_x	T_y	M_x	M_y
		(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
1	KUAT - 1	11720.05	7166.25	0.00	21678.46	0.00
2	KUAT - 2	11221.04	7139.89	0.00	21412.27	0.00
3	KUAT - 3	9674.22	7047.65	62.92	20480.61	626.68
4	KUAT - 4	9474.52	7047.65	0.00	20480.61	0.00
5	KUAT - 5	9531.57	7047.65	284.24	20481	2444.97
6	EKSTRIM I	9848.77	19127.83	27684.98	56813.3	49664.86
7	EKSTRIM II	10098.28	7080.59	0.00	20813.34	0.00
8	LAYAN I	13429.59	5714.92	279.75	14570.87	2400.21
9	LAYAN II	13761.05	5734.69	0.00	14770.51	0.00
10	LAYAN III	13137.29	5701.74	0.00	14438	0.00
11	LAYAN IV	12239.13	5649.03	31.46	13905	313.34
12	FATIQ	935.64	53.30	0.00	531	0.00

5.3 Stabilitas *Abutment*

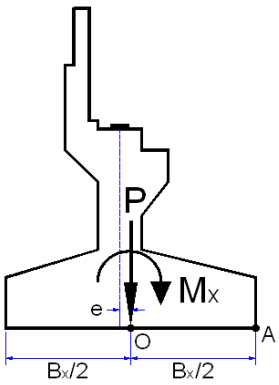
Berikut ini adalah analisis perhitungan stabilitas *abutment* pada Proyek Pembangunan Jembatan Kenet, adapun beban yang bekerja antara lain

5.3.1 Stabilitas Terhadap Guling

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

1. Stabilitas Terhadap Guling pada arah x

   Analisis perhitungan stabilitas terhadap guling arah x dilakukan pada setiap kombinasi beban yang terjadi, salah satu perhitungan stabilitas terhadap guling arah x dengan ilustrasi dapat dilihat pada gambar 5.16 sebagai berikut



Gambar 5. 16 Stabilitas Terhadap guling arah x
(sumber: Cv. Kadung Karya)

Momen penahan guling Mpx = p x $\frac{Bx}{2}$ x (1 – k)

Angka aman terhadap guling (SF) = $\frac{Mpx}{Mx}$

Keterangan :

Mpx : Momen penahan guling arah x

K : persentase kelebihan beban yang diijinkan (%)

P Layan II = 13761,59

Titik guling terhadap pusat fondasi = $\frac{Bx}{2} = \frac{5}{2}$ = 2,5 m

Mpx = 13761,05 x 2,5 x (1 + 0%)

= 33574,0

SF = $\frac{34824}{13929,59}$

= 2.30 > 2,22 (Aman)

Adapun hasil rekapitulasi perhitungan SF selanjutnya dapat dilihat pada rekapitulasi Tabel 5.37 Berikut ini

Tabel 5. 49 Rekapitulasi Stabilitas Terhadap guling pada arah x

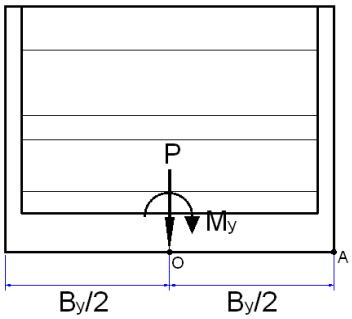
No	Kombinasi Beban	P (kN)	M_x (kNm)	M_{px} (kNm)	SF
1	KUAT - 1	11720.05	21678.46	29300.1	1.35

Lanjutan Tabel 5. 50 Rekapitulasi Stabilitas Terhadap guling pada arah x

2	KUAT - 2	11221.04	21412.27	28052.6	1.31
3	KUAT - 3	9674.22	20480.61	24185.5	1.18
4	KUAT - 4	9474.52	20480.61	23686.3	1.16
5	KUAT - 5	9531.57	20480.61	23828.9	1.16
6	EKSTRIM I	9848.77	56813.35	24621.9	0.43
7	EKSTRIM II	10098.28	20813.34	25245.7	1.21
8	LAYAN I	13429.59	14570.87	33574.0	2.30
9	LAYAN II	13761.05	14770.51	34402.6	2.33
10	LAYAN III	13137.29	14437.78	32843.2	2.27
11	LAYAN IV	12239.13	13905.40	30597.8	2.20
12	FATIQ	935.64	530.98	2339.1	4.41

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 5.17 sebagai berikut ini.



Gambar 5. 17 Stabilitas terhadap guling arah y

Mpy $= p \times \frac{By}{2} \times (1 + k)$

SF $= \frac{Mpy}{My}$

Keterangan :

Mpy : momen guling arah y

K : persentase kelebihan beban yang dijinkan (%)

P Layan I = 13429,59

Titik guling terhadap pusat fondasi

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

Mpy = 13929,59 x 5,5 x (1 + 0%)

= 33574

SF $= \frac{33441,5}{2336,78}$

= 13,99> 2,22 (Aman)

Adapun hasil Rekapitulasi Perhitungan SF selanjutnya dapat dilihat pada rekapitulasi Tabel 5.38 Berikut ini

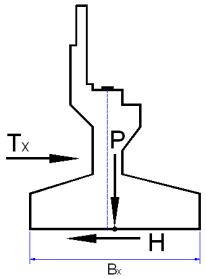
Tabel 5. 51 Rekapitulasi Stabilitas Terhadap guling pada arah y

No	Kombinasi Beban	P	M_y	M_{py}	SF
		(kN)	(kNm)	(kNm)	
1	KUAT - 1	11720.05	0.00	29300.1	
2	KUAT - 2	11221.04	0.00	28052.6	
3	KUAT - 3	9674.22	626.68	24185.5	38.59
4	KUAT - 4	9474.52	0.00	23686.3	
5	KUAT - 5	9531.57	2444.97	23828.9	9.75
6	EKSTRIM I	9848.77	49664.86	24621.9	0.50
7	EKSTRIM II	10098.28	0.00	25245.7	
8	LAYAN I	13429.59	2400.21	33574.0	13.99
9	LAYAN II	13761.05	0.00	34402.6	
10	LAYAN III	13137.29	0.00	32843.2	
11	LAYAN IV	12239.13	313.34	30597.8	97.65
12	FATIQ	935.64	0.00	2339.1	

5.3.2 Stabilitas Terhadap Geser

Stabilitas geser berkaitan dengan gaya – gaya transversal yang nantinya dapat menggeser struktur,Analisi perhitungan stabilitas abutment terhadap gaya geser, abutment dikatakan aman terhadap geser bila nilai safety factor (SF) lebih besar dari 2.

1. Stabilitas geser arah X



Gambar 5. 18 Stabilitas geser arah x

Parameter tanah dasar Pile cap

Sudut gesek ϕ : 16,2

Kohesi c : 14,68 kPa

Ukuran dasar pile cap

Bx : 5 m

By : 11 m

Gaya total Layan I P = 13429,59 kN

Gaya penahan geser pada Layan I

H = (C * Bx * By + P * tan π) * (1 + k)

= 14,68 x 5 x 11 + 13929,59 x tan π (1 + 0%)

=4709,06 kN

Gaya horizontal yang bekerja

Tx = 5714,92 kN

SF = $\frac{H}{Tx}$

= $\frac{4854,31}{5714,92}$

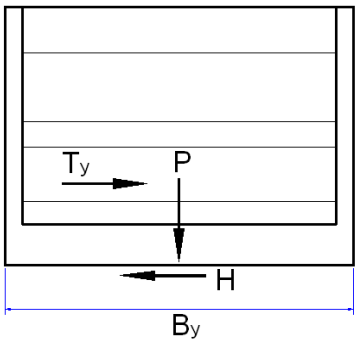
= 0,85 < 2 (Tidak aman)

Untuk menahan geser abutment perlu disatukan dengan pondasi *bored pile* sehingga menaikan angka aman struktur abutment sehingga aman terhadap geser. Adapun Rekapitulasi perhitungan kontrol stabilitas geser abutment arah x secara lengkap disajikan pada Tabel 5.39 berikut ini.

Tabel 5. 52 Rekapitulasi Stabilitas geser arah X

No	Kombinasi Beban	T_x (kN)	P (kN)	H (kN)	SF
1	KUAT - 1	7166.25	11720.05	4212.39	0.59
2	KUAT - 2	7139.89	11221.04	4067.41	0.57
3	KUAT - 3	7047.65	9674.22	3618.02	0.51
4	KUAT - 4	7047.65	9474.52	3560.00	0.51
5	KUAT - 5	7047.65	9531.57	3576.58	0.51
6	EKSTRIM I	19127.83	9848.77	3668.73	0.19
7	EKSTRIM II	7080.59	10098.28	3741.22	0.53
8	LAYAN I	5714.92	13429.59	4709.06	0.82
9	LAYAN II	5734.69	13761.05	4805.36	0.84
10	LAYAN III	5701.74	13137.29	4624.14	0.81
11	LAYAN IV	5649.03	12239.13	4363.20	0.77
12	FATIQ	53.30	935.64	1079.23	20.25

2. Stabilitas geser arah Y



Gambar 5. 19 Stabilitas geser arah Y

Parameter tanah dasar Pile cap

Sudut gesek ϕ : 16,2

Kohesi c : 14,68 Kpa

Ukuran dasar pile cap

Bx : 5 m

By : 11 m

Gaya total Layan I P = 13429,59

Gaya penahan geser pada Layan I

H = (C * Bx * By + P * tan π) * (1 + k)

= 14,68 x 5 x 11 + 13929,59 x tan π (1 + 0%)

= 3741,22 kN

Gaya horizontal yang bekerja

Tx = 279,75 kN

SF = $\frac{H}{Tx}$

= $\frac{4854,32}{279,75}$ = 16,83 > 2 (aman)

Adapun Rekapitulasi perhitungan kontrol stabilitas geser abutment arah Y secara lengkap disajikan pada Tabel 5.40 berikut ini

Tabel 5. 53 Rekapitulasi stabilitas arah Y

No	Kombinasi Beban	T_y	P	H	SF
		(kN)	(kN)	(kN)	
1	KUAT - 1	0.00	11720.05	4473.86	
2	KUAT - 2	0.00	11221.04	4270.78	
3	KUAT - 3	62.92	9674.22	3618.02	57.50
4	KUAT - 4	0.00	9474.52	3560.00	
5	KUAT - 5	284.24	9531.57	3576.58	12.58

Lanjutan Tabel 5. 54 Rekapitulasi stabilitas arah Y

6	EKSTRIM I	27684.98	9848.77	3712.31	0.13
7	EKSTRIM II	0.00	10098.28	3813.85	
8	LAYAN I	279.75	13429.59	4854.32	17.35
9	LAYAN II	0.00	13761.05	4994.20	
10	LAYAN III	0.00	13137.29	4740.35	
11	LAYAN IV	31.46	12239.13	4363.20	138.69
12	FATIQ	0.00	935.64	1188.18	

5.3.3 Stabilitas terhadap kapasitas dukung

Untuk menghitung stabilitas terhadap kapasitas dukung maka perlu dilakukan analisa perhitungan kapasitas dukung pondasi yang akan di jelaskan lebih lengkap pada sub bab 5.4 berikut ini.

5.4 Analisis Pondasi Tiang bor

Analisis pondasi tiang bor digunakan untuk mengetahui mampu atau tidak suatu pondasi menerima beban diatas nya .Analisis pondasi ada beberapa aspek perhitungan seperti kapasitas dukung tiang tunggal, tiang kelompok, distribusi setiap tiang, kekuatan tiang dan penurunan pondasi tiang bor seperti analisis dibawah ini.

5.4.1 Data Fondasi Tiang Bor

Untuk perencanaan pondasi dalam melakukan analisis yang berkaitan dengan material tanah maka diperlukan data tanah. Data tanah dapat diperoleh melalui lapangan atau laboratorium yang dapat dilihat pada tabel 5.41 berikut ini.

Tabel 5. 55 Bahan Material Fondasi tiang bor pada Abutment

BAHAN / MATERIAL PONDASI			
Uraian	**Kode**	**Nilai**	**Satuan**
Mutu beton,	K	350	
Kuat tekan beton,	f_c'	29.05	MPa

Lanjutan Tabel 5. 56 Bahan Material Fondasi tiang bor pada Abutment

Modulus elastis beton,	E_c	25332,084	MPa
Berat beton bertulang,	w_c	25	kN/m^3

Untuk data susunan tiang bor yang digunakan pada abutmen Bm 1 jembatan Kenet kedalaman 20 m dengan susunan 4 x 2 tiang dengan jarak x dan y 2,8 m dapat dilihat pada tabel 5.42 berikut ini .

Tabel 5. 57 Data Susunan Tiang Bor pada *Abutment*

Data susunan Tiang Bor			
Jumlah Baris tiang Bor	ny	4	Tiang
Jumlah tiang bor dalam satu baris	nx	2	Tiang
Jarak antar tiang arah x	X	2,80	m
Jarak antar tiang arah y	y	2,80	m

Berdasarkan pengujian lapangan diperoleh nilai *N-SPT* di titik BM 1 tanah keras hingga pada kedalaman 20 m, berikut hasil pengujian N-SPT di titik BM 1.

Tabel 5. 58 Data *N-SPT*

Kedalaman (m)	***N-SPT***
2,5	36
5	44
7,5	51
10	50
12,5	50
15	50
17,5	50
20	50
22	50

(sumber : cv kadung karya , 2019)

5.4.2 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal

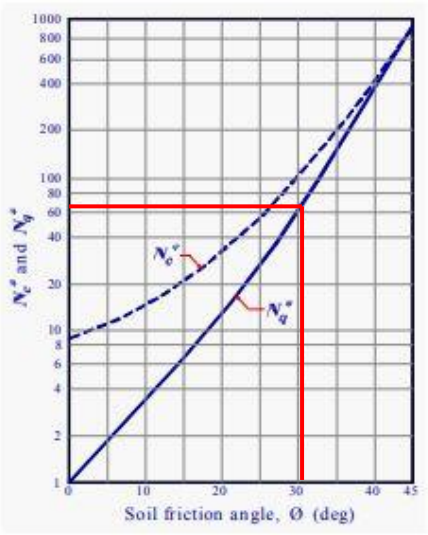
1. Kapasitas dukung berdasarkan data laboratorium

Sebelum menghitung kapasitas dukung berdasarkan data laboratorium perlu dilakukan perhitungan berat tiang dapat dilihat pada perhitungan dibawah ini.

a. Tiang bor diameter 1 m

1) Kapasitas Dukung Ujung Tiang

$QP = Ap.\ q = Ap.\ 50.\ Nq * .tan\phi$



Gambar 5. 20 Faktor Kapasitas Dukung Nc dan Nq
sumber: *Mayerhoff (1976)*

Nq = 65 (gambar 5.20)

Wp = $\frac{1}{4} x\ \pi\ x$ D^2 x L x Berat Jenis Beton Bertulang

= $\frac{1}{4} x\ \pi\ x$ 1^2 x 12 x 25

= 235,619 kN

Qp = Ap x 50 x Nq x tanϕ

= $\frac{1}{4} x\ \pi\ x$ D^2 x 50 x Nq x tanϕ

= $\frac{1}{4} x\ \pi\ x$ 1^2 x 50 x 65 x tan(30.05)

=1476,687 kN

2) Kapasitas Dukung Selimut Tiang

Tekanan efektif tanah untuk masing masing lapisan tanah dapat dilihat pada Tabel 5.44 berikut ini.

Tabel 5. 59 Tekanan Efektif Tanah

Kedalaman (m)	Tekanan Efektif Tanah
10 – 15	$\sigma v\ 1 =$ (5 x 17,78) = 88,90 kN/m^2
15 – 20	$\sigma v\ 2 =$ (5 x 17.72) = 88.58 kN/m^2
20 – 22	$\sigma v 3 =$ (2 x 17,72)= 35,44 kN/m^2

a) Lapisan 1 (10.00 s/d 15.00)

Tinggi lapisan = 5m

Sudut geer dalam =32,41°

Koef.tekanan tanah = 1 x K_0

= 1 x (1-sin32,41°)

= 0,464

δ = φ

= 32,41 °

$\sigma 1$ = 88,90 kN/m^2

Qs1 = Fs x As

= K x $\sigma 1$ x tan δ x p x h

= 0,464 x 88,90 x tan 32,41x π x 1 x 5

= 411,358 kN

b) Lapisan 2 (15.00 s/d 20.00)

Tinggi lapisan = 5m

Sudut geser dalam =30,05°

Koef.tekanan tanah = 1 x (1-sin 30,05°)

= 0,4992

δ = φ

= 30,05 °

$\sigma 2$ = 88,58 kN/m^2

Qs2 = Fs x As

= K x $\sigma 1$ x tan δ x p x h

= 0,4992 x 88,58 x tan 30,05 x π x 1 x 5

= 401,831 kN

c) Lapisan 3 (20.00 s/d 22.00)

Tinggi lapisan = 2m

Sudut geser dalam =30,05°

Koef.tekanan tanah = 1 x (1-sin 30,05°)

= 0,4992

δ = φ

= 30,05 °

$\sigma 3$ = 35,44 kN/m^2

Qs3 = Fs x As

= K x $\sigma 1$ x tan δ x p x h

= 0,4992 x 35,44 x tan 30,05x π x 1 x 2

= 64,307 kN

Qs Tot = $Qs_1 + Qs_2 + Q_{S3}$

= 411,358 + 401,831 + 64,307

= 877,496 kN

3) Kapasitas dukung ultimit tiang

Qult = Qp + Qs – Wp

= 1476,684 + 877,496 – 235,619

=2118,561 kN

4) Kapasitas dukung izin tiang

Qall = $\frac{Qult}{SF}$

= $\frac{2118,561}{2}$

=1059,280 kN

b. Tiang bor diameter 1,6 m

1) Kapasitas Dukung Ujung Tiang

Nq = 65 (gambar 5.20)

Wp = $\frac{1}{4} x \pi x$ D^2 x L x Berat Jenis Beton Bertulang

= $\frac{1}{4} x \pi x$ 1,6^2 x 12 x 25

= 603,185 kN

Qp = Ap x 50 x Nq x tanϕ

= $\frac{1}{4} x \pi x$ D^2 x 50 x Nq x tanϕ

= $\frac{1}{4} x \pi x$ 1,6^2 x 50 x 65 x tan(30.05)

=3780,31 kN

2) Kapasitas Dukung Selimut Tiang

a) Lapisan 1 (10.00 s/d 15.00)

Tinggi lapisan = 5m

Sudut geer dalam = 32,41°

Koef.tekanan tanah = 1 x K_0

= 1 x (1-sin32,41°)

= 0,464

δ = φ

= 32,41 °

σ1 = 88,90 kN/m^2

Qs1 = Fs x As

= K x σ1 x tan δ x p x h

= 0,464 x 88,90 x tan 32,41x π x 1,6 x 5

= 658,025 kN

b) Lapisan 2 (15.00 s/d 20.00)

Tinggi lapisan = 5m

Sudut geser dalam =30,05°

Koef.tekanan tanah = 1 x (1-sin 30,05°)

= 0,4992

δ = φ

= 30,05 °

$\sigma 2$ = 88,58 kN/m^2

Qs2 = Fs x As

= K x $\sigma 1$ x tan δ x p x h

= 0,4992 x 88,58 x tan 30,05 x π x 1,6 x 5

= 642,713 kN

c) Lapisan 3 (20.00 s/d 22.00)

Tinggi lapisan = 2m

Sudut geser dalam =30,05°

Koef.tekanan tanah = 1 x (1-sin 30,05°)

= 0,4992

δ = φ

= 30,05 °

$\sigma 3$ = 35,44 kN/m^2

Qs3 = Fs x As

= K x $\sigma 1$ x tan δ x p x h

= 0,4992 x 35,44 x tan 30,05x π x 1,6 x 2

= 102,892 kN

Qs Tot = $Qs_1 + Qs_2 + Q_{S3}$

= 658,025 + 642,713 + 102,892

= 1403,63 kN

3) Kapasitas dukung ultimit tiang

Qult = Qp + Qs – Wp

= 3780,31 +1403,63 – 603,185

=4542,17kN

4) Kapasitas dukung izin tiang

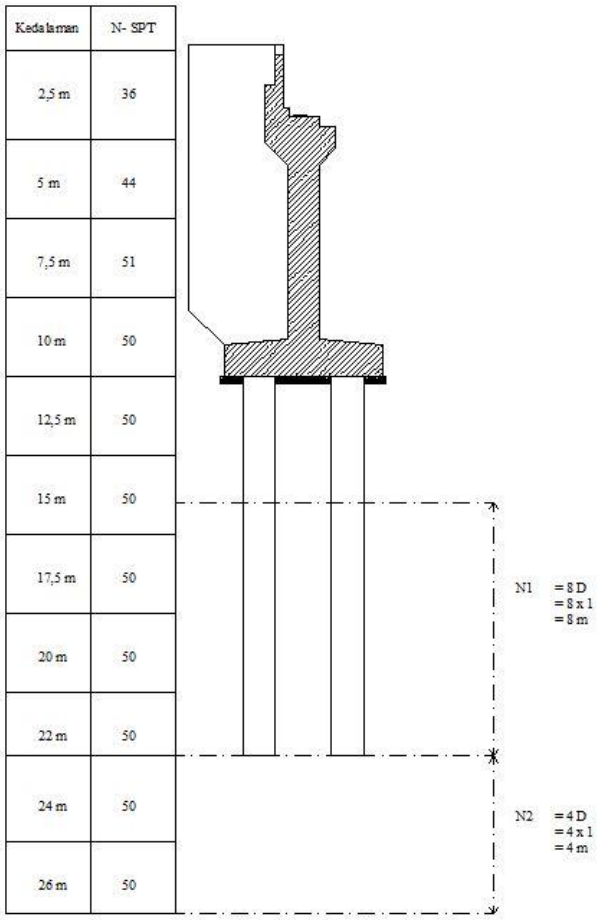
Qall $= \frac{Qult}{SF}$

$= \frac{4542,17}{2}$

=2290,3775 kN

2. Kapasitas dukung berdasarkan Data hasil N-SPT

Perhitungan kapasitas dukung tiang bor membutuhkan nilai N-SPT rata rata. Nilai N-SPT yang dihitung hingga kedalaman 20 m dapat dilihat pada gambar 5.21 berikut ini.



Gambar 5. 21 Letak N1 dan N2 Tiang Bor

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

N-SPT rata-rata $= \sum \frac{(h\ x\ NSPT}{\Sigma h}$

N-SPT rata-rata $= \frac{(1\ x\ 50)+(2{,}5x50)+(2{,}5x50)+(2x50)+(2x50)+(2x50)}{1+2{,}5+2{,}5+2+2+2}$

N-SPT rata-rata $= \frac{600}{12}$

$= 50$

a. Kapasitas dukung menurut Mayerhoff 1976

1) Kapasitas dukung ujung tiang

Qp = 40 x N-SPT rata-rata x Ap

= 40 x 50 x $\frac{1}{4}$ x π x 1^2

= 1570,8 kN

2) Kapasitas dukung selimut tiang

Qs = Fs x As

= 2 x N-SPT rata-rata x p x L

= 2 x 50 x π x 1 x 12

= 3769,911 kN

3) Kapasitas dukung ultimit tiang

Qult = Qp + Qs – Wp

= 1570,8 +3769,911 – 235,619

= 5105,092 kN

4) Kapasitas dukung ijin tiang

Qall $= \frac{Qult}{SF}$

$= \frac{5105{,}092}{2}$

=2552,546 kN

b. Kapasitas dukung menurut Reese & Wright, 1977

1) Kapasitas dukung ujung tiang

NSPT = 50

qp = 35 kg/cm^2 (Gambar 3.7)

= 3433,5 kN/m^2

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

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

= 0,7854 m2

Qp = qp× Ap

= 3433,5 ×0,7854

= 2696,77 kN

2) Kapasitas dukung selimut tiang

a. Lapisan 1 (kedalaman 10.00 – 15.00)

Tinggi lapisan (L) = 5 m

NSPT lapisan 1 = 50

Nilai fs = 1,5 tsf (dari Gambar 3.8)

= 143,640 kN/m^2

Keliling tiang (P) = π ×D

= π ×1

= 3,14 m^2

Qs_1 = fs × p × l

= 143,640 × 3,14 ×5

= 2255,148 kN

c. Lapisan 2 (kedalaman 10.00 – 15.00)

Tinggi lapisan (L) = 5 m

NSPT lapisan 2 = 50

Nilai fs = 1,5 tsf (dari Gambar 3.8)

= 143,640 kN/m^2

Keliling tiang (P) = π × D

= π ×1

= 3,14 m^2

Qs_2 = fs × p × l

= 143,640 × 3,14 ×5

= 2255,148 kN

d. Lapisan 3 (kedalaman 20.00 – 22.00)

Tinggi lapisan (L) = 2 m

NSPT lapisan 3 = 50

Nilai fs = 1,5 tsf (dari Gambar 3.8)

= 143,640 kN/m^2

Keliling tiang (P) = π ×D

= π ×1

= 3,14 m^2

Qs_3 = fs × p × l

= 143,640 × 3,14 ×2

= 902.06 kN

Qs total = 2255,148 + 2255,148 + 902.06

= 5412,356 kN

e. Kapasitas dukung ultimit tiang

Qult = Qp + Qs – Wp

= 2696,77 +5412,356 – 235,619

= 7873,507 kN

f. Kapasitas dukung ijin tiang

Qall = $\frac{Qult}{SF}$

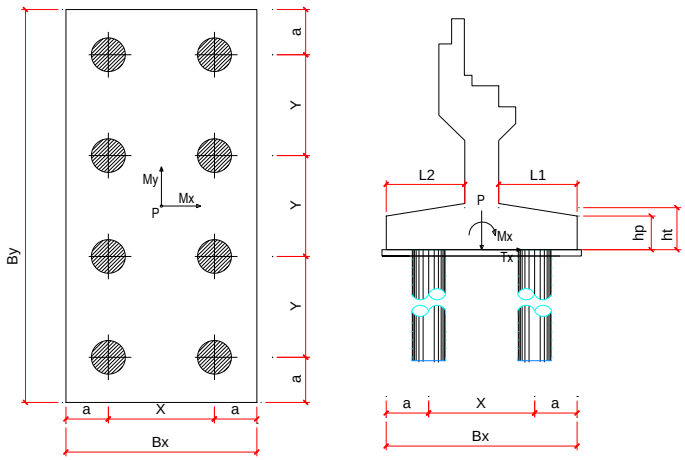
= $\frac{7873,507}{2}$

= 3936,7535 kN

5.4.3 Kapasitas Dukung Tiang Kelompok

Perhitungan kapasitas dukung pondasi kelompok tidak jauh berbeda dengan analisis pondasi tunggal, hal yang membedakan hanya pengalian dengan Faktor

Efisiensi Kelompok (Eg) dan jumlah pondasi yang digunakan (n). Efisiensi Kelompok (Eg) adalah faktor pengali adapun data yang diketahui sebagai berikut serta skema kapasitas dukung pondasi kelompok dapat dilihat pada Gambar 5.22 berikut ini.



Gambar 5. 22 Kapasitas pondasi kelompok
(sumber: Cv. Kadung Karya)

m = 4 (jumlah baris tiang bor)

n = 2 (dalam satu baris)

n total = 8 tiang bor

s = 2,8 m

Efisiensi kelompok tiang bor menurut (*coverse-labarre*)

$\theta = \tan^{-1} \frac{D}{s}$

$= \tan^{-1} \frac{1}{2{,}8} = 19.654°$

$Eg = 1 - \theta \left[\frac{(n-1)\ x\ m+(m-1)\ x\ n}{90°\ \text{mx n}}\right]$

$= 1 - 19{,}654° \left[\frac{(2-1)\ x\ 4+(4-1)\ x\ 2}{90°\ 4\ \text{x}\ 2}\right]$

$= 0{,}723$

1. Data Laboratorium
   a. Tiang bor diameter 1 m

      Qupg = Eg x n x Qult

      = 0,723 x 8 x 2118,561

      =12253,757 kN

      Qallg = Qupg / SF

      =12253,757 / 2

      = 6126,878 < 13761,05 kN (Tidak Aman)

   b. Tiang bor diameter 1,6 m

      Qupg = Eg x n x Qult

      = 0,723 x 8 x 4542,17

      =28007,112 kN

      Qallg = Qupg / SF

      = 28007,112/ 2

      = 14003,555 kN > 13761,05 kN (Aman)

2. Metode Mayerhoff

   Qupg = Eg x n x Qult

   = 0,723 x 8 x 5105,092

   =29527,852 kN

   Qallg =Qupg / SF

   =29527,852 / 2

   = 14763,926 kN > 13761,05 kN (Aman)

3. Metode Reese & Wright

   Qupg = Eg x n x Qult

   = 0,723 x 8 x 7873,507

   =45540,364 kN

   Qallg =Qupg / SF

   =45540,364 / 2

   = 22770.182 > 13761,05 kN (Aman)

5.4.4 Analisis Distribusi Beban Setiap Tiang Bor

Dari analisis kelompok tiang beban yang diterima tiap tiang (P) pada kelompok tiang bor dengan diameter 1m dan jumlah tiang 8 tiang dapat ditentukan dengan rumus berikut.

$$P = \frac{v}{n} \pm \frac{my \; x \; xi}{\varepsilon x \hat{} 2} \pm \frac{my \; x \; xy}{\varepsilon y \hat{} 2}$$

Berat aksial abutment (P) = 13761,05 kN

Berat tiang = Ap . γ . n . L

= π . 1^2 . 25 . 8 . 12

= 1884,9556 kN

Berat total = P + berat tiang

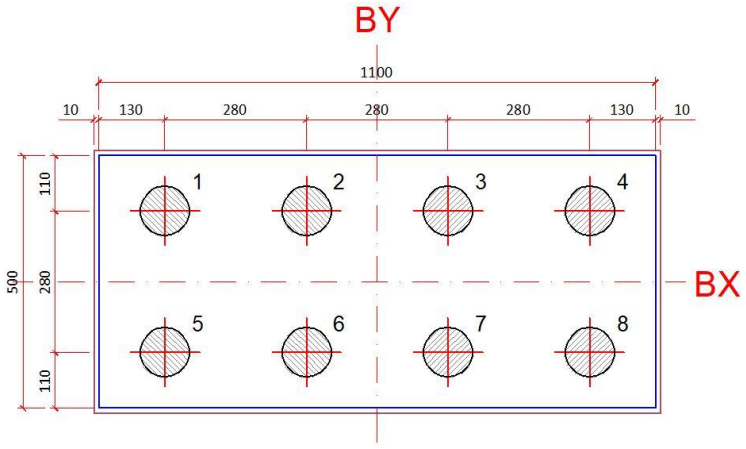
= 13761,05 + 1884,9556

= 15646,006 kN

Momen arah x (Mx) = 56813 kN

Momen arah y (My) = 49664,86 kN.

Jarak antar tiang berdasarkan Dirjen Bina Marga Departemen P.U.T.L. disyaratkan 2,5D ≤ S ≤ 3D. Digunakan jarak antar tiang sebesar 3D. Susunan tiang bor dapat dilihat pada Gambar 5.20 berikut ini.



Gambar 5. 23 Jarak Antar Tiang Bor

nx = 2

ny = 4

absis tiang terhadap pusat *pile cap* :

Σx2 = 78,4m

Σy2 = 15,68 m

$$P = \frac{v}{n} \pm \frac{my \; x \; xi}{\varepsilon x \text{^} 2} \pm \frac{mx \; x \; xy}{\varepsilon y \text{^} 2}$$

Saya ambil contoh perhitungan pada tiang P_6 dan P_4 sebagai berikut.

$$P_6 = \frac{15646{,}006}{8} - \frac{49664{,}86 \; x(4{,}2)}{78{,}4} - \frac{56813 \; x(-1.4)}{15{,}68}$$

= 456,221 kN

$$P_4 = \frac{15646{,}006}{8} - \frac{49664{,}86 \; x(4{,}2)}{78{,}4} - \frac{56813 \; x(1.4)}{15{,}68}$$

= 9688,9575 kN

Berikut hasil dari perhitungan koordinat antar tiang terhadap pusat dapat dilihat pada Tabel 5.45 berikut ini.

Tabel 5. 60 Koordinat Antar Tiang Terhadap Pusat

no	X	Y	P
1	-4.2	-1.4	5777.4561
2	1.4	-1.4	2229.9661
3	1.4	1.4	7915.2125
4	4.2	1.4	9688.9575
5	-4.2	-1.4	5777.4561
6	-1.4	-1.4	4003.7111
7	1.4	-1.4	2229.9661
8	4.2	-1.4	456.2211

Berdasarkan Tabel 5.45 didapatkan beban maksimum yang diterima oleh tiang no 4 adalah sebesar 9688,9575 kN,

5.4.5 Analisis Kekuatan Tiang Bor

Dengan mutu beton K-350 menggunakan diameter tiang 1 m dan panjang tiang 12 m maka dari itu kekuatan tiang dihitung dengan rumus sebagai berikut

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

Dengan :

P = 9688,9575 kN (Beban tertinggi yang diterima satu tiang)

A $= \frac{1}{4}$ x π x D^2

$= \frac{1}{4}$ x π x 1^2

= 0,7854 m^2

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

$= \frac{13883,631}{0,7854}$

= 12336,335 kN /m^2

= 123,363 kg/cm^2

σ ijin = k-350

= 350 x 0,83

= 290,5 kg/cm^2

σ = 123,363 kg/cm^2 < 290,5 kg/cm^2 (AMAN)

Berdasarkan perhitungan di atas didapatkan nilai $\sigma < \sigma$ ijin maka kekuatan tiang bor tersebut aman digunakan

5.4.6 Kapasitas Dukung Lateral

Berikut merupakan data karakteristik untuk menghitung daya dukung terhadap beban lateral pada pondasi tiang.

Diameter pondasi = 1 m

Panjang pondasi = 12 m

f'c = 29,05 MPa

Modulus Elastisitas(Ep) = 4700 × $\sqrt{f'c}$

$= 4700 \times \sqrt{29{,}05}$

$= 25332{,}0844$ Mpa

$= 25332084{,}4$ kN/m^2

Momen Inersia (Ip) $= \frac{1}{64} \times \pi \times d^4$

$= \frac{1}{64} \times \pi \times 1^4$

$= 0{,}0491$ m

1. Metode Broms
   a. Kriteria jenis tiang Menentukan kriteria tiang termasuk dalam jenis tiang panjang atau tiang pendek pada jenis tanah pasir (granuler) yang diakibatkan beban lateral, dapat ditentukan pada perhitungan berikut ini.

   $T = \sqrt[5]{\frac{\text{Ep} \times \text{Ip}}{\text{nh}}}$

   $T = \sqrt[5]{\frac{25332084{,}4 \times 0{,}0491}{19400}}$

   T = 2,298 m

   Syarat :

   L > 4 T

   12 > 9,192

   Dikategorikan tiang panjang dan tidak kaku (*long flexible pile)*

   b. Beban lateral maksimum pada tiang bor

      1) Lapisan 1 kedalaman 10.00 -15.00 m

         $Kp = tan2 \times (45 + \frac{\varphi}{2})$

         $Kp = tan2 \times (45 + \frac{32{,}41}{2})$

         Kp = 3,3101

      2) Lapisan 2 kedalaman 15.00 – 22.00 m

         $Kp = tan2 \times (45 + \frac{\varphi}{2})$

         $Kp = tan2 \times (45 + \frac{30{,}05}{2})$

Kp = 3,006

Keruntuhan tanah akibat beban lateral tiang :

$Mmax = \gamma sat \times d \times L^3 \times Kp$

$Mmax = 17{,}775 \times 1 \times 12^3 \times 3{,}3101$

$Mmax = 95247{,}835$ kNm

Momen maksimum yang dapat ditahan oleh tiang

$My = \frac{1}{8} \times (\frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times \gamma beton) \times L^2$

$My = \frac{1}{8} \times (\frac{1}{4} \times \pi \times 1^2 \times 25) \times 12^2$

My = 353,429 kNm

Syarat :

Mmax > My

95247,835 kNm > 353,429 kNm

Maka,tidak terjadi keruntuhan tanah,sehingga beban laeral ultimit dapat ditentukan dengan kekuatan bahan tiang dalam menahan momen My Jarak momen maksimum (My) dari permukaan tanah .

$f = 0{,}82 \times \sqrt{\frac{\text{Hu}}{\text{d x kp x } \gamma\text{sat}}}$

$= 0{,}82 \times \sqrt{\frac{\text{Hu}}{1 \text{ x } 3{,}3101 \text{ x } 17{,}775}}$

$= 0{,}82 \times \sqrt{\frac{\text{Hu}}{58{,}837}}$

$= 0{,}107 \times \sqrt{Hu}$

$= 0{,}107 \times \sqrt{461{,}357}$

= 2,2982 m

Beban lateral maksimum pada tiang bor

$Hu = \frac{2\ x\ my}{e + \frac{2\ x\ f}{3}}$

$= \frac{2\ x\ 353{,}429}{e + \frac{2\ x\ (0{,}107\ x\ \sqrt{Hu}}{3}}$

$Hu^{\frac{3}{2}}$ = 9909,2243

Hu = 461,3457 kN

Hu = 461,3457 kN

Nilai Hu disubstitusi ke nilai f

Beban lateral ijin

$Hijin = \frac{\text{Hu}}{SF}$

$Hijin = \frac{461{,}3457}{2}$

Hijin = 230,672 kN

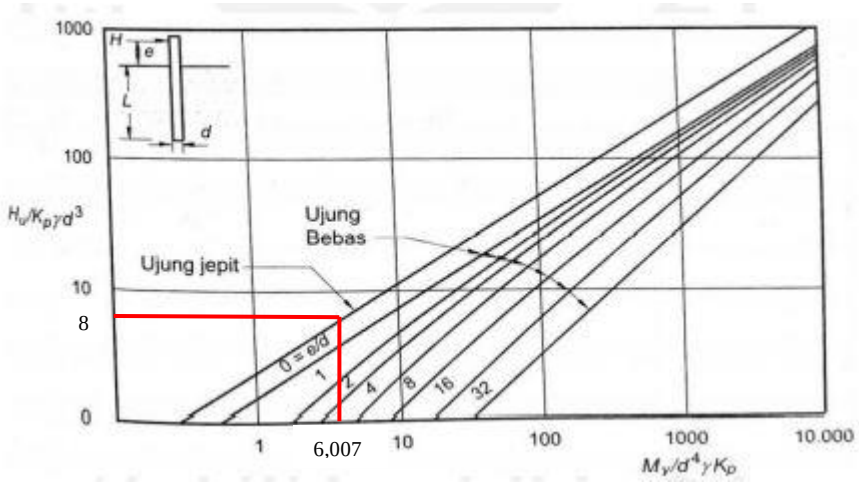
Menghitung beban lateral berdasarkan grafik

$\text{Hu} = \frac{\text{My}}{d^4 \text{ x } \gamma\text{sat x Kp}}$

$\text{Hu} = \frac{\text{My}}{1^4 \text{ x } 17{,}775 \text{ x } 3{,}3101}$

Hu = 6,007 kN

Nilai daya dukung ujung batas tiang bor pada tanah granuler dapat dilihat pada Gambar 5.12



Gambar 5. 24 Kapasitas Dukung Ujung Batas Tiang Bor pada Tanah Granuler

$$8 = \frac{\text{Hu}}{d^3 \text{ x } \gamma\text{sat x Kp}}$$

$$8 = \frac{\text{Hu}}{1^3 \text{ x } 17{,}775 \text{ x } 3{,}3101}$$

Hu = 470,697 kN

Pada grafik diatas digunakan berdasarkan tiang ujung jepit dimana dari persamaan diatas menghasilkan nilai kapasitas momen ultimit sebesar 6,007 kN, dan dihubungkan pada nilai momen ultimit lateral menghasilkan nilai 470,697 kN.

5.4.7 Analisis Penurunan Pondasi Tiang

Analisis Penurunan Tiang Tunggal dan Kelompok Penurunan pondasi tiang tunggal dipengaruhi oleh mekanisme pengalihan beban, oleh karena itu perhitungannya hanya bersifat pendekatan dengan menggunakan metode empiris. Penurunan pondasi tiang kelompok lebih besar daripada penurunan pondasi tiang tunggal. Hal ini dipengaruhi oleh tegangan pada daerah yang lebih luas dan lebih dalam. Perhitungannya menggunakan metode vesic (1977).

1. Penurunan Tiang Tunggal (s)
   a. Tiang bor diameter 1 m

P (berat aksial)	= 13761,05 kN
Ap	= 1/4 × π × D²
	= 1/4 × π × 1²
	= 0,7854 m²
Berat Tiang	= Ap × ɣ beton bertulang × n × L
	= 0,7854 × 25 × 8 × 12
	= 1884,96 kN
Q	= P + Berat Tiang
	= 13761,05 + 1884,96
	= 15646,006 kN

Ep $= 4700 \sqrt{f'c}$

$= 4700 \sqrt{29,05}$

$= 25332084,4$ kN/m^2

S $= \frac{1}{100} + \frac{15646,006\ X\ 12}{0,7854\ x\ 25332084,4}$

$= \frac{39,370}{100} + \frac{615984.488\ X\ 472.441}{30,921\ x\ 25332084,4}$

=0,765 inchi ➔ 1,94 cm

b. Tiang bor diameter 1,6 m

P (berat aksial) = 13761,05 kN

Ap $= 1/4 \times \pi \times D^2$

$= 1/4 \times \pi \times 1^2$

$= 2,0106$ m²

Berat Tiang = Ap × ɣ beton bertulang × n × L

$= 2,0106 \times 25 \times 8 \times 12$

= 4824 kN

Q = P + Berat Tiang

= 13761,05 + 4824

= 18585,05 kN

Ep $= 4700 \sqrt{f'c}$

$= 4700 \sqrt{29,05}$

$= 25332084,4$ kN/m^2

S $= \frac{1,6}{100} + \frac{18585,05\ X\ 12}{2,0106\ x\ 25332084,4}$

$= \frac{62,9921}{100} + \frac{731694,882X\ 472.441}{79,157\ x\ 25332084,4}$

=0,802 inchi ➔ 2,037 cm

2. Penurunan Tiang Kelompok (Sg)

a. Tiang bor diameter 1 m

S = 0,765 inchi

Bg = 2,8 + 1

= 3,8 m ➔ 149,6063 inchi

Sg $= s\sqrt{\frac{Bg}{D}}$

$= 0{,}765\sqrt{\frac{149{,}6063}{39{,}370}}$

= 1,49 inchi ➔ 3,78 cm

b. Tiang bor diameter 1,6 m

S = 0,802 inchi

Bg = 3,8 m ➔ 149,6063 inchi

Sg $= s\sqrt{\frac{Bg}{D}}$

$= 0{,}802\sqrt{\frac{149{,}6063}{62{,}9921}}$

= 1,236 inchi ➔ 3,137 cm

3. Penurunan yang Diizinkan

Syarat perbandingan penurunan yang aman untuk penurunan izin pada kelompok tiang menurut reese & wright (1977) dalah sebagai berikut..

a. penurunan yang diizinkan

1) Tiang bor diameter 1 m

S_{izin} = 10% x D

= 10% x 1

= 0,1 m ➔ 10 cm

Cek = 3,78 cm < 10 cm ➔ (AMAN)

2) Tiang bor diameter 1,6 m

S_{izin} = 10% x D

= 10% x 1,6

= 0,16 m ➔ 16 cm

Cek = 3,137 cm < 16 cm ➔ (AMAN)

5.5 Analisis Menggunakan *Software* Plaxis 2D

Analisis yang dalam penelitian ini dilakukan menggunakan program komputer *(software)* Plaxis 2D V8.6 dengan pembebanan yang dilakukan sesuai dengan beban rencana. Pondasi yang digunakan adalah pondasi tiang bor dengan diameter pondasi 1 m dan kedalaman 22 m dengan mengampu beban jembatan diatasnya sebesar 13761,05 kN. Berikut ini adalah langkah dalam menganalisis menggunakan Plaxis V8.6.

5.5.1 Permodelan Geometri

Permodelan geometri struktur pondasi dan *pilecap* menggunakan material pelat, kemudian digambarkan *node* yang telah ditentukan yaitu *15-node* dan model yang digunakan adalah *plane strain* dengan penggambaran ilustrasi pondasi hingga kedalaman 22 m dengan *spacing* 0,5 m.

Sebelum dilakukan permodelan dengan aplikasi komputer Plaxis 2D V8.6, diperlukan adanya perhitungan nilai inersia dan nilai EA dan EI sebagai paramater untuk abutment dan tiang bor itu sendiri , setelah itu baru dilakukan analisis menggunakan aplikasi komputer Plaxis 2D V8.6 dapat dilakukan.

1. Mencari nilai luasan dan inersia fondasi

   Luasan Pondasi $= \frac{1}{4} \text{ x } \pi \text{ x } D^2$

   $= \frac{1}{4} \text{ x } \pi \text{ x } 1^2$

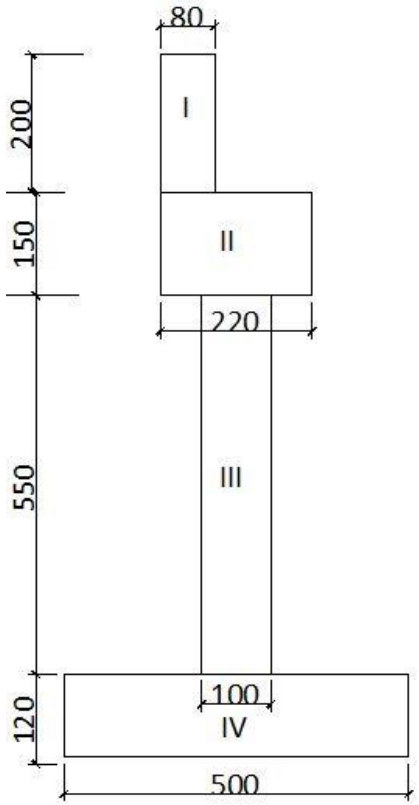
   $= 0{,}7854 \text{ m}^2$

   Inersia Pondasi $= \frac{\pi}{64} \text{ x } D^4$

   $= \frac{\pi}{64} \text{ x } 1^4$

   $= 0.0491 \text{ m}^4$

2. Mencari nilai luasan dan inersia abutment



Gambar 5. 25 Penampang *Abutment*

Luasan *abutment*

Luas I = 0.8 x 2 = 1,6 m^2

Luas II = 2,2 x 1,5 = 3,3 m^2

Luas III = 1 x 5 =5 m^2

Luas IV = 5 x 1,2 =7,5 m^2

Luas Total = 1,6 + 3,3 + 5 + 7,5 =17,4 m^2

Inersia *abutment*

Inersia I = $\frac{1}{12}$ x b x h^3

= $\frac{1}{12}$ x 0,8 x 2^3 = 0,533 m^4

Inersia II = $\frac{1}{12}$ x 2,2 x $1,5^3$ = 0,62 m^4

Inersia III = $\frac{1}{12}$ x 1,2 x $5,5^3$ = 13,865 m^4

Inersia IV $= \frac{1}{12}$ x 5 x $1{,}2^3$ = 0,72 m^4

Total Inersia abutment = 0,533 + 0,62 + 13,865 + 0,72

= 15,738 m^4

3. Mencari Nilai EI dan EA Pondasi

E beton = 4700 $\sqrt{Fc'}$

= 4700 $\sqrt{29{,}05}$

= 25332,0844 MPa

= 25332084,4 kN/m^2

EI = E beton x $I_{pondasi}$

= 25332084,4 x 0,0491

=1243805,344 kN/m^2

EA = E beton x Luas

= 25332084,4 x 0,7854

=19895819,09 kN/m^2

4. Mencari Nilai EI dan EA Abutment

E beton = 4700 $\sqrt{Fc'}$

= 4700 $\sqrt{29{,}05}$

= 25332084,4 kN/m^2

EI = E beton x $I_{abutmen}$

= 25332084,4 x 15,748

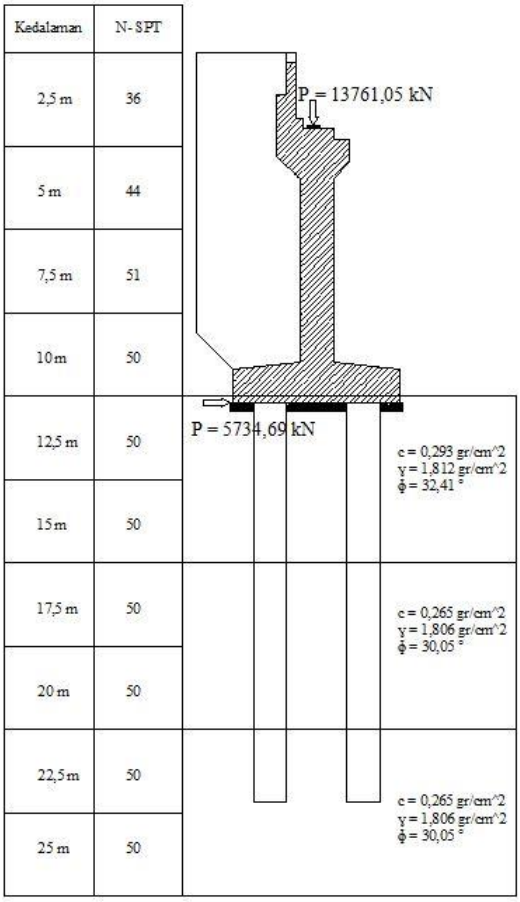
=3989299665,1 kN/m^2

EA = E beton x Luas

= 25332084,4 x 17,4 m^2

=440778268,6 kN/m^2

Berikut adalah tampilan struktur pondasi beserta data lapisan tanah yang digunakan pada penelitian ini dapat dilihat pada Gambar 5.24 di bawah ini.



Gambar 5. 26 Geometri Struktur Lapisan Tanah

5.5.2 Input Material dan Data

1. Model Geometri Analisis

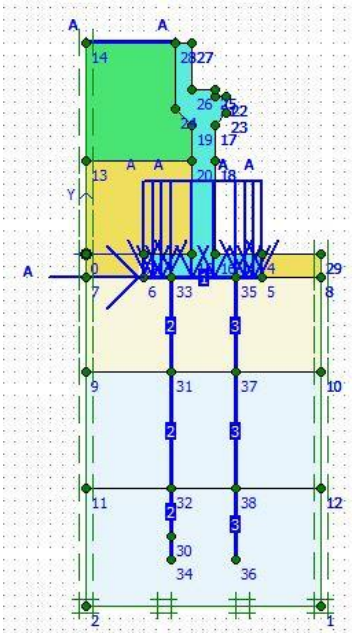
Analisa pondasi bisa dilakukan dengan menggunakan model regangan dari bidang dengan 15 titik nodal (*15 node*), regangan bidang yang digunakan untuk penampang sebuah geometri yang memiliki penampang melintang yang relatif seragam dengan kondisi tegangan dan kondisi 100 pembebanan yang cukup panjang dalam arah tegak lurus terhadap penampang tersebut yaitu arah z.

Satuan dasar yang digunakan harus diselaraskan baik untuk besarnya satuan gaya yaitu kilo Newton (kN), satuan waktu yaitu dalam hari dan satuan panjang berupa meter (m). Jenis material yang digunakan dalam penelitian ini adalah model tahah *Mohr – Coulomb*. Model tanah *Mohr – Coulomb* diasumsikan

sebagai perilaku tanah yang bersifat relatif plastis sempurna, serta untuk mendeterminasi suatu nilai tegangan batas yang mana pada suatu titik tersbeut tegangan sudah tidak dipengaruhi lagi oleh regangannya sendiri.

Dimensi yang digunakan disesuaikan dengan dimensi rencana, untuk struktur pondasi disederhanakan dengan menggunakan model plate dengan kedalaman hingga lapisan kedua, sama halnya dengan pilecap dimodelkan pula menggunakan plate. Pembebanan yang diletakkan diatas pondasi (beban vertikal) berupa beban merata *(distributed load – Load System A),* sedangkan gaya lateral berupa beban titik terpusat *(pointed load – Load System A)* yang terletak di samping kiri pondasi.

Berikut ini adalah model geometri dari penelitian ini yang dapat dilihat pada Gambar 5.27 dibawah ini.



Gambar 5. 27 Geometri Struktur dan Lapisan Tanah

2. Kondisi batas

Kondisi batas atau disebut juga *Standart Fixities* digunakan untuk membentuk adanya suatu 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 Proyek Pembangunan Jalan dan Jembatan Kenet didapatkan dari cv. Kadung karya , serta beberapa nilai koefisien dari beberapa literatur.

Berikut ini adalah data yang dimasukkan dalam permodelan diatas yang dapat dilihat pada Tabel 5.46 di bawah ini.

Tabel 5. 61 Parameter Data Tanah Tiap Lapis

No	Parameter Data	Data Tanah					Satuan
		Lapis 1	Lapis 2	Lapis 3	Lapis 4	Lapis 5	
1	Berat jenis tanah *saturated*	18,7371	18,707	17,776	17,717	17,717	kN / m^3
2	Berat jenis tanah *unsaturated*	13,9105	13,744	12,733	12,498	12,498	kN / m^3
3	Permebilitas Arah X	0,627	0,637	1,08	1,109	1,109	m/day
4	Permebilitas Arah Y	0,627	0,637	1,08	1,109	1,109	m/day
5	Modulus elastisitas	25332084,4	25332084,4	25332084,4	25332084,4	25332084,4	kN/m^2
6	*Poisson ratio*	0,20	0,20	0,20	0,200	0,200	
7	Kohesi tanah	83,385	43,164	28,743	25,114	25,114	kN/m^2
8	Sudut geser dalam	20,55	20,78	32,41	30,05	30,05	°
9	Sudut dilatasi	0	0	0	0	0	

(sumber:Cv. Kadung Karya)

Perhitungan menggunakan program plaxis dilakukan setelah semua data dan analisis yang dilakukan sebelumnya telah selesai di masukan. kemudian Secara otomatis, *toolbar calculate* akan muncul setelah pada akhir *input program*, Perhitungan yang dilakukan dalam analisis ini terdiri dari dua tahap, pertama tahap pembebanan pondasi dan tahap kedua adalah tahap faktor aman atau *safety factor*. Berikut adalah penjelasan dalam masing – masing phase tersebut.

1. Tahap Pembebanan

   Tahap pertama adalah pembebanan pondasi, pada *tab general*, loading *input* kemudian pilih adalah *stage construction*. masukan jenis kalkulasi yang digunakan adalah total *multipliers*, 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 memasukkan total beban yang akan diampu, serta tekan satu kali pada profil beban untuk pengaktifan beban.

2. Tahap Faktor Aman atau Safety Factor

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

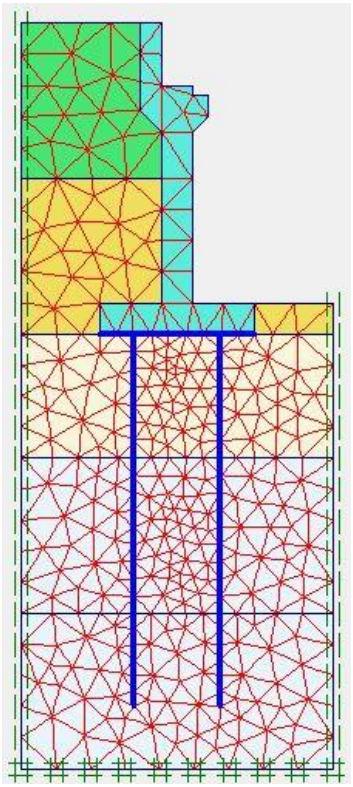
5.5.3 Arah Pergerakan Tanah

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

1. Jaringan Elemen *(Generate Mesh)*

   Setelah semua data di masukkan 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

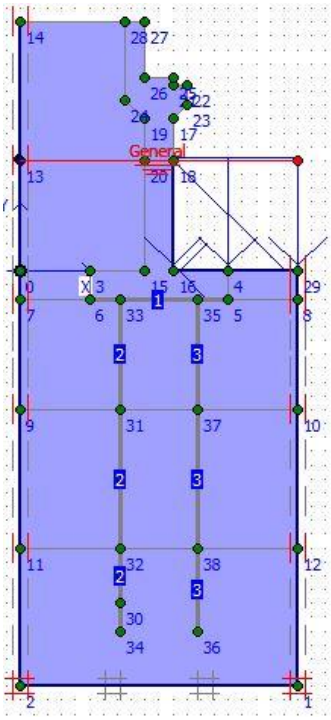
tekan tombol *update* secara otomatis aplikasi akan membentuk jaringan elemen dan *interface*.*Generate meshing* dapat diperhalus untuk mendapatkan hasil analisis yang lebih optimal. Berikut adalah gambar hasil dari penyusunan jaring elemen yang dapat dilihat pada Gambar 5.27 dibawah ini.



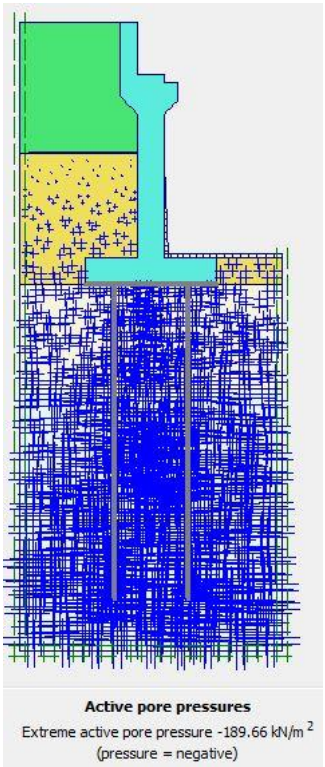
Gambar 5. 28 Hasil *Generate Meshing*

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 5.28 dan Gambar 5.29 berikut ini.



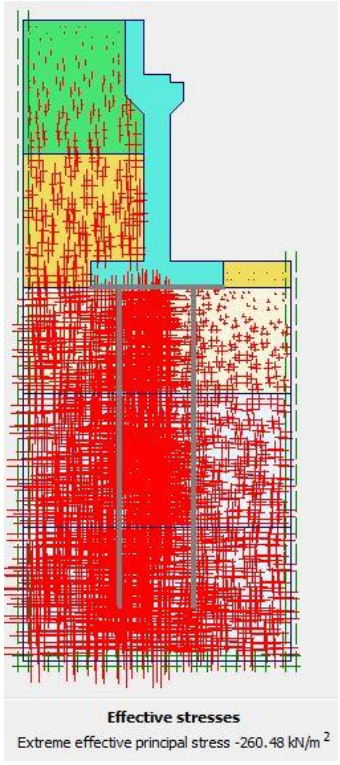
Gambar 5. 29 *Initial Condition* dan Posisi Muka Air Tanah



Gambar 5. 30 Hasil Tekanan Air Pori *(Generate Water Pressure)*

3. Tegangan Awal

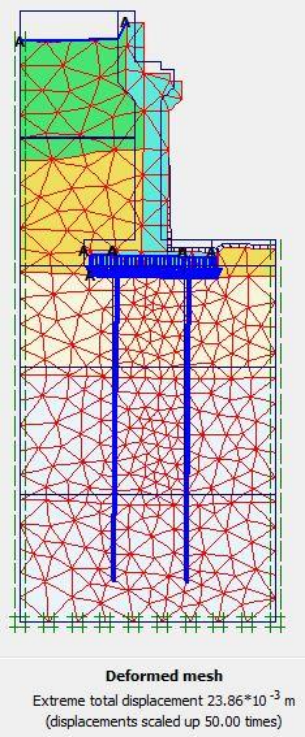
Setelah tekanan air pori *generate water pressure* telah diaktifkan *(active pore pressure)*, kemudian tekan *initial pore pressure* akan muncul jendela baru lalu tekan *generate initial stresses* untuk mengetahui tegangan yang terjadi pada lapisan tanah. setelah muncul nilai *effective stresses* tekan *update* untuk menyimpan hasil analisis tersebut. Berikut adalah hasil dari tegangan awal yang dapat dilihat pada Gambar 5.30 di bawah ini



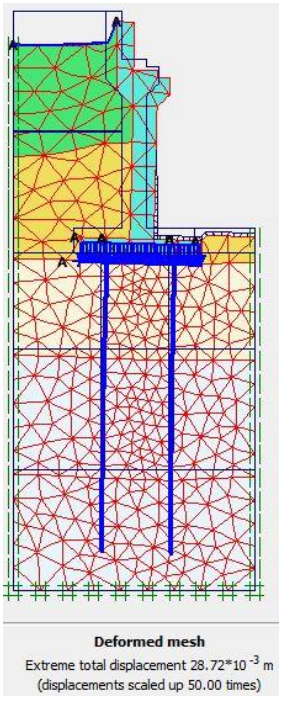
Gambar 5. 31 Hasil Tegangan Awal pada Lapisan Tanah

4. *Deformed Mesh*

Untuk hasil *deformed mesh* dengan beban kendaraan didapatkan nilai *total displacement* tanpa beban gempa adalah sebesar 288,53 x 10^{-2} m dan nilai *total displacement* dengan beban gempa adalah sebesar 291,25 x 10^{-2} m seperti pada Gambar 5.20 dan Gambar 5.21 sebagai berikut.



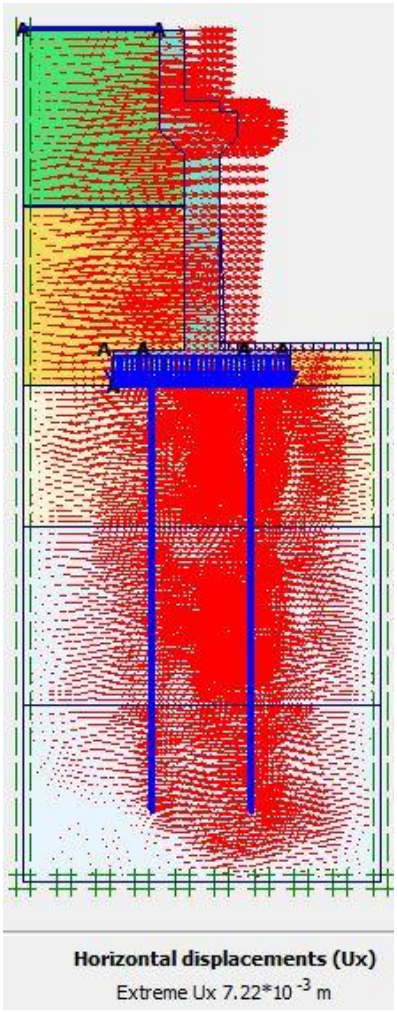
Gambar 5. 32 *Deformed mesh* tanpa Beban Gempa



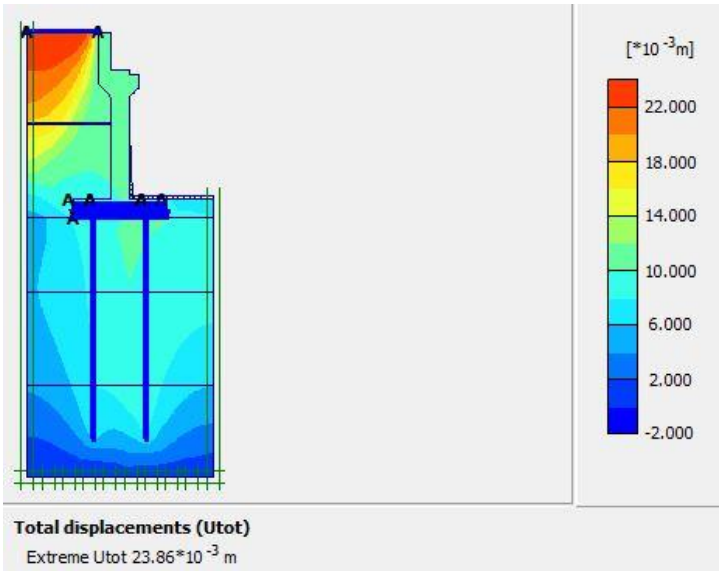
Gambar 5. 33 *Deformed mesh* dengan Beban Gempa

5. Arah Pergerakan dan Daerah Potensial Longsor

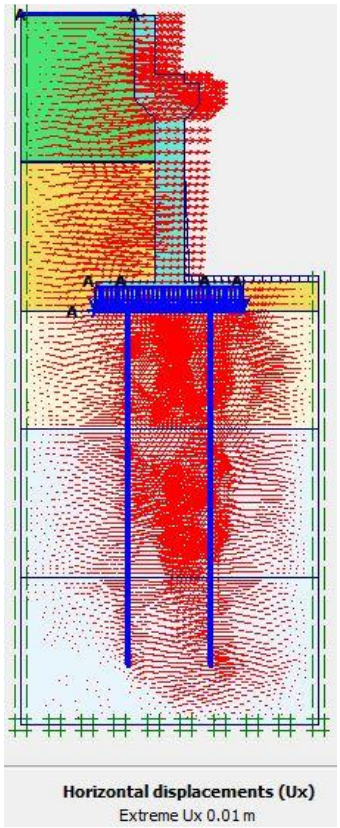
Arah pergerakan dan daerah potensial longsor lereng *abutment* dan *bored pile* tanpa beban gempa dapat dilihat seperti pada Gambar 5.34 dan Gambar 5.35 serta arah pergerakan dan daerah potensial longsor lereng *abutment* dan *bored pile* dengan beban gempa dapat dilihat seperti pada Gambar 5.36 dan Gambar 5.37 sebagai berikut.



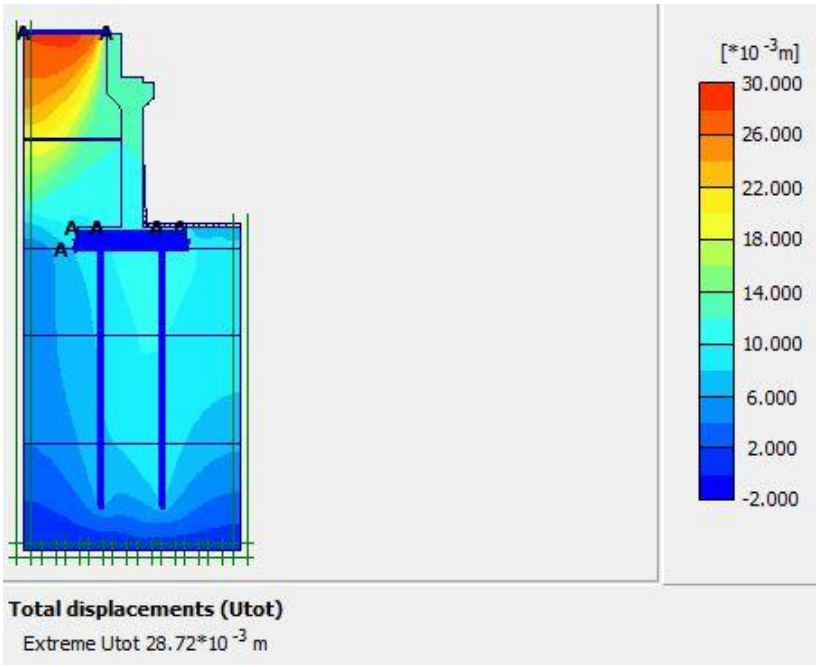
Gambar 5. 34 Arah Pergerakan *Abutment* dan *Bored Pile* tanpa Beban Gempa



Gambar 5. 35 Daerah Potensial Keruntuhan tanpa Beban Gempa



Gambar 5. 36 Arah Pergerakan Abutment dan *Bored Pile* dengan Beban Gempa



Gambar 5. 37 Daerah Potensial Keruntuhan dengan Beban Gempa

6. Angka Aman

Nilai angka aman pada lereng *abutment* dan *bored pile* keseluruhan dengan beban gempa sebesar 2,469. Gambar angka aman keseluruhan analisis beban gempa dapat dilihat pada Gambar 5.28 sebagai berikut.

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:	0.002	Σ-Msf:	2.469
Time	Increment:	0.000	End time:	0.000
Dynamic time	Increment:	0.000	End time:	0.000

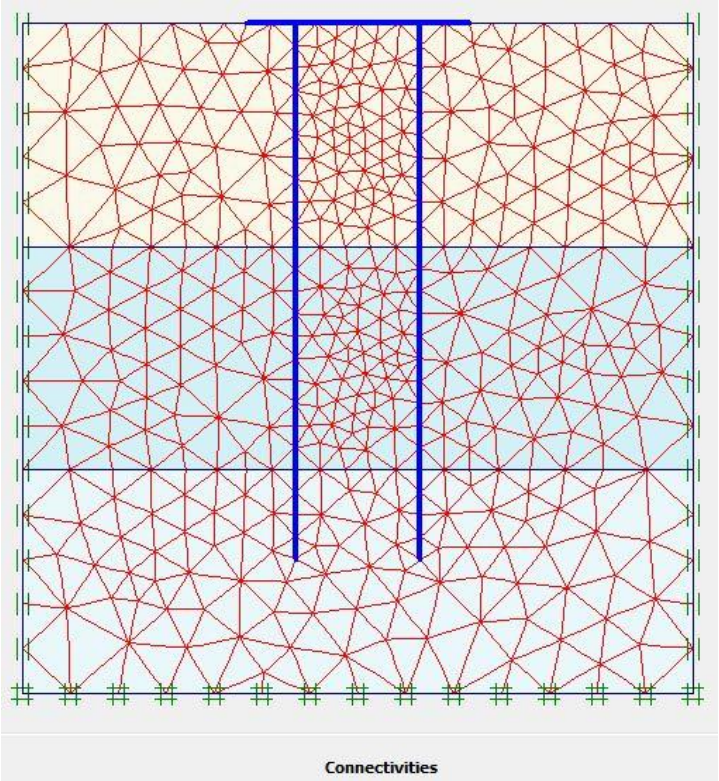
Gambar 5. 38 Angka Aman Lereng *abutment* dan *bored pile*

5.5.4 Analisis Kapasitas Dukung dan Penurunan Menggunakan Plaxis 2D

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

1. Jaringan Elemen *(Generate Mesh)*

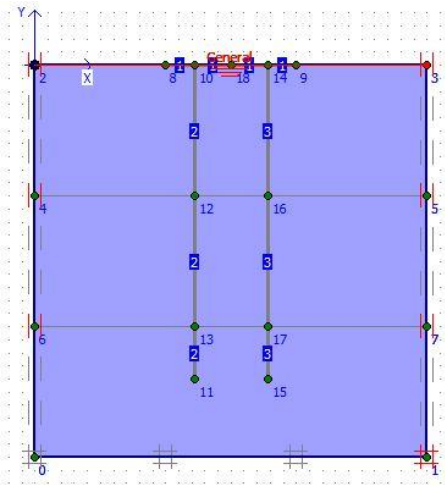
   Setelah semua data di masukkan ke dalam program analisis secara lengkap, selanjutnya dibuat jaringan elemen *(generate mesh)* untuk membagi menjadi beberapa elemen agar dapat dilakukan perhitungan metode elemen hingga *(finite element method)*. Caranya untuk melakukan *generate meshing* adalah dengan menekan simbol *generate mesh* pada *toolbar*, maka akan muncul jendela baru lalu tekan tombol *update* secara otomatis aplikasi akan membentuk jaringan elemen dan *interface*.*Generate meshing* dapat diperhalus untuk mendapatkan hasil analisis yang lebih optimal. Berikut adalah gambar hasil dari penyusunan jaring elemen yang dapat dilihat pada Gambar 5.39 dibawah ini.



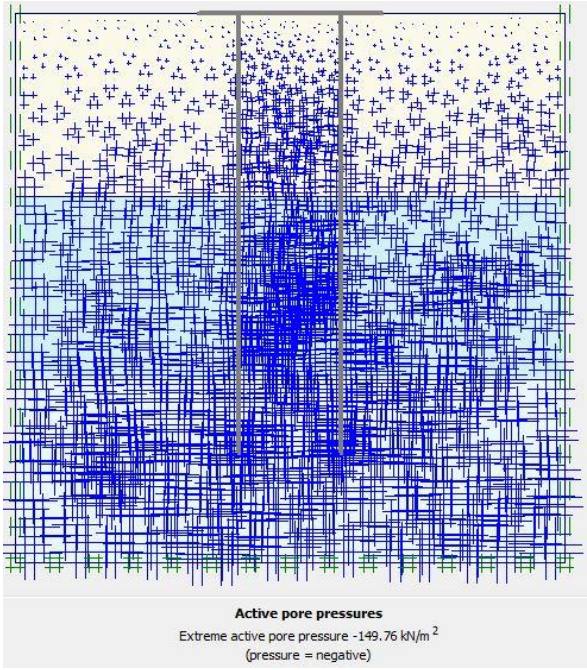
Gambar 5. 39 Hasil *Generate Meshing*

7. 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 5.40 dan Gambar 5.41 berikut ini.



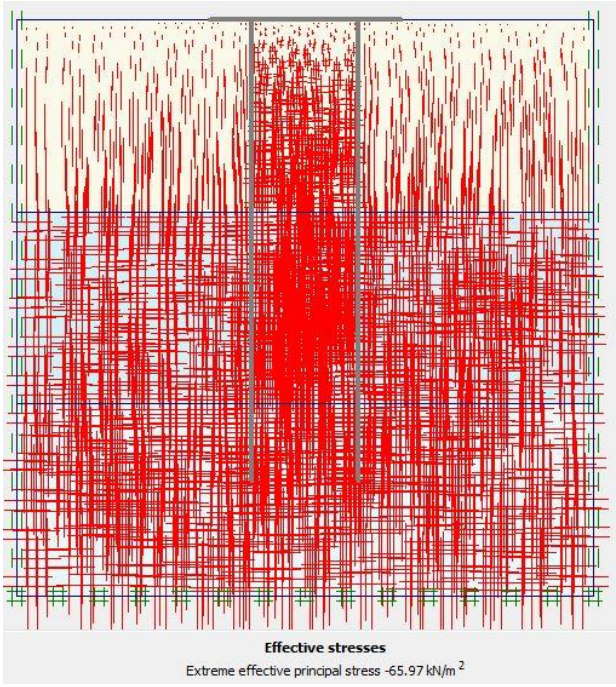
Gambar 5. 40 *Initial Condition* dan Posisi Muka Air Tanah



Gambar 5. 41 Hasil Tekanan Air Pori *(Generate Water Pressure)*

8. Tegangan Awal

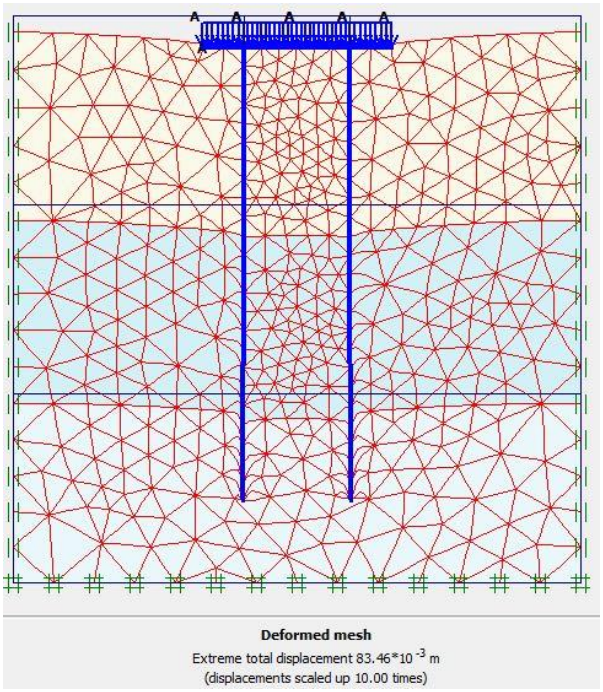
Setelah tekanan air pori *generate water pressure* telah diaktifkan *(active pore pressure)*, kemudian tekan *initial pore pressure* akan muncul jendela baru lalu tekan *generate initial stresses* untuk mengetahui tegangan yang terjadi pada lapisan tanah. setelah muncul nilai *effective stresses* tekan *update* untuk menyimpan hasil analisis tersebut. Berikut adalah hasil dari tegangan awal yang dapat dilihat pada Gambar 5.42 di bawah ini



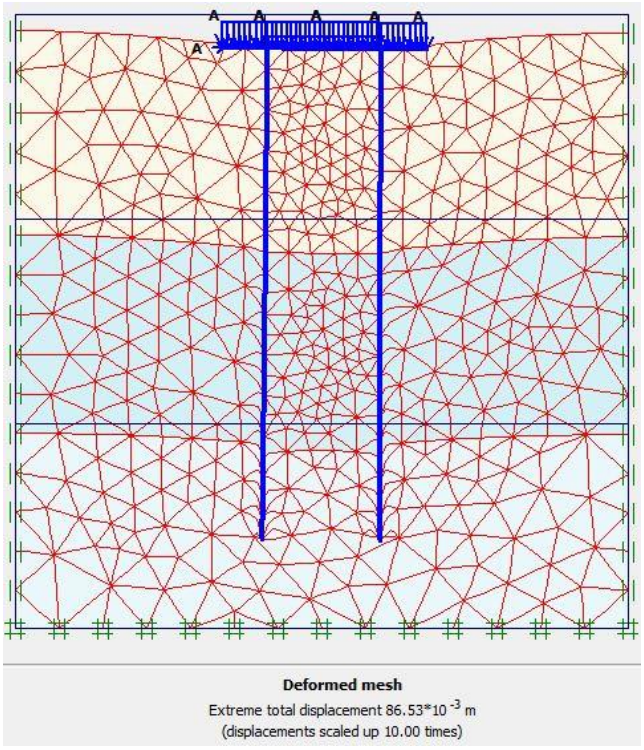
Gambar 5. 42 Hasil Tegangan Awal pada Lapisan Tanah

9. *Deformed Mesh*

Untuk hasil *deformed mesh* didapatkan nilai *total displacement* tanpa beban gempa adalah sebesar 83,46 x 10^{-3} m dan nilai *total displacement* dengan beban gempa adalah sebesar 86,53 x 10^{-3} m seperti pada Gambar 5.43 dan Gambar 5.44 sebagai berikut.



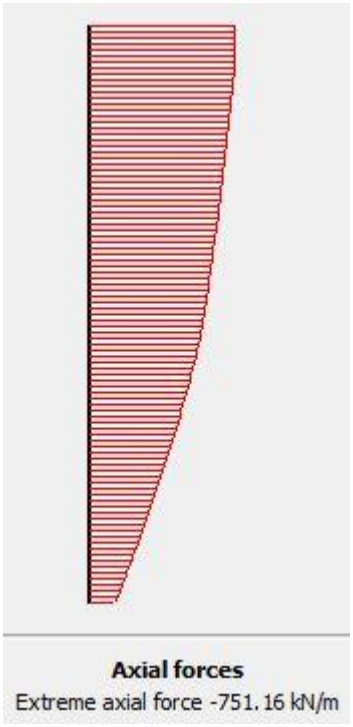
Gambar 5. 43 *Deformed mesh* tanpa Beban Gempa



Gambar 5. 44 *Deformed mesh* dengan Beban Gempa

10. Axial force

Nilai *Axial force* dapat dilihat pada *software* Plaxis 2D dengan cara tekan dua kali pada tiang pondasi kemudian pilih menu *forces* dan tekan *axial forces* untuk meihat tegangan maksimum yang dapat diberikan. Berdasarkan hasil analisis tersebut, didapat hasil *axial forces* yang diperoleh sebesar 687,47 kN/m, hasil analisis dapat dilihat pada Gambar 5.45 berikut ini.



Gambar 5. 45 Hasil *Axial Forces*

11. Angka aman

Nilai angka aman pada lereng *abutment* dan *bored pile* keseluruhan dengan beban gempa sebesar 2,319. Gambar angka aman keseluruhan analisis beban gempa dapat dilihat pada Gambar 5.46 sebagai berikut.

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:	0.016	Σ-Msf:	2.319
Time	Increment:	0.000	End time:	0.000
Dynamic time	Increment:	0.000	End time:	0.000

Gambar 5. 46 Angka Aman kapasitas dukung dan penurunan

Berdasarkan Gambar 5.46 didapatkan angka aman sebesar Σ – Msf = 2,319

12. Hasil Analisis Kapasitas dukung

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

Qa = P *allowable* = $\frac{Qu}{\Sigma - Msf}$

Qu = P *allowable* x Σ – Msf x n

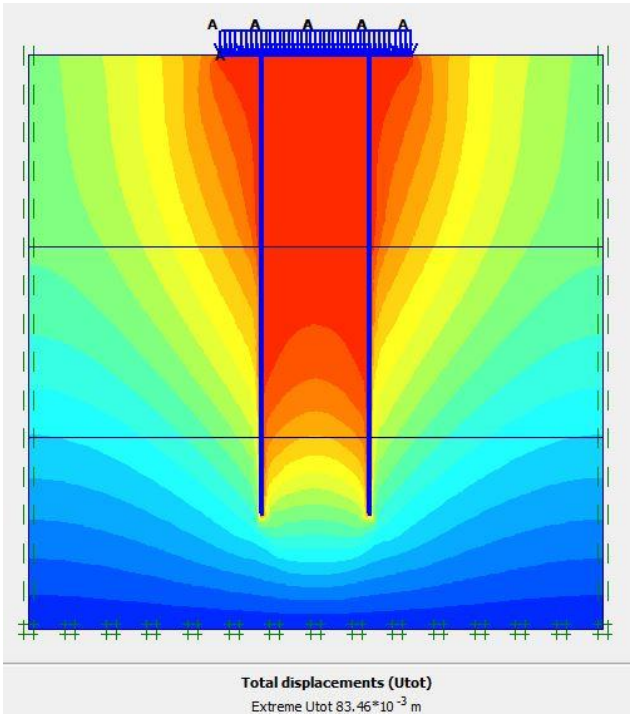
= 751,16 x 2,319 x 8

= 13935,520 kN > 13761,05 kN (Aman)

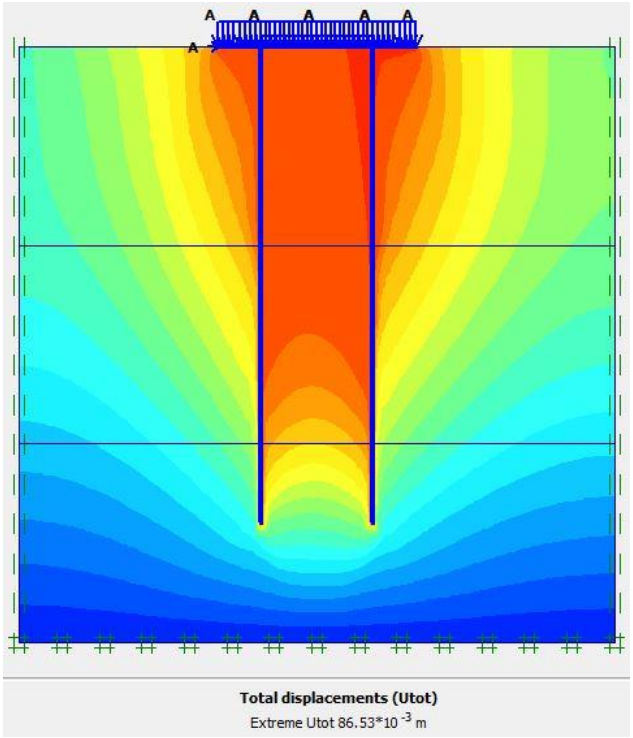
kapasitas dukung pondasi hasil analisis Software Plaxis 2D adalah sebesar 13935,520 kN yang mana aman karna mampu menahan beban di atasnya .

13. Hasil Analisis Penurunan

Hasil analisis penurunan menggunakan dua cara yaitu dengan cara tanpa menggunakan beban gempa dan menggunakan beban gempa, dengan hasil analisis dapa dilihat pada Gambar 5.30 dan 5.31 dibawah ini.



Gambar 5. 47 Hasil Analisis tanpa Beban Gempa



Gambar 5. 48 Hasil Analisis Dengan Beban Gempa

Dari hasil dari analisis menggunakan program komputer Plaxis 2D V8.6 diatas ,diperoleh nilai penurunan tanpa beban gempa sebesar 83,46 x 10^{-3} m dan penurunan menggunakan beban gempa sebesar 86,53 x 10^{-3} m.

5.6 Pembahasan

5.6.1 Kondisi umum

Perencanaan sebuah struktur pondasi dalam suatu bangunan pasti membutuhkan sebuah dukungan struktur bawah yang kuat, agar dapat mendukung beban struktur atas tersebut. Struktur bawah atau pondasi berfungsi untuk perletakkan bangunan dan meneruskan beban yang ditopang tersebut 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 diatasnya sampai batas aman tertentu.Pada proyek ini menggunakan pondasi *boredpile* dengan diameter 100 cm dan panjang tiang 1200 cm dengan jumlah 8 tiang dengan formasi tiang 2 x 4 tiang.

Data yang digunakan untuk analisis pada penelitian ini diperoleh dari berbagai sumber, untuk data propertis, parameter tanah , data penyelidikan tanah SPT *(Standard Penetration Test)*. Dari hasil penyelidikan bor mesin diperoleh lapisan tanah, yakni pasir kasar, agak keras pada kedalaman ±0,00 meter hingga -5,00 meter, pasir kasar terdapat sedikit *boulder* pada kedalaman -5,00 meter hingga -10,00, padas terdapat pasir kerikil keras pada kedalaman -10,00 hingga -15,00 dan padas terdapat pasir dan kerikil keras warna coklat kehitaman pada kedalaman -15,00 meter hingga -20,00 meter, dan kerikil keras warna coklat kehitaman pada kedalaman -20.00 meter hingga -22.00 .Data struktur dan gambar teknis didapat dari CV.Kadung Karya, sebagai konsultan yang bersangkutan.

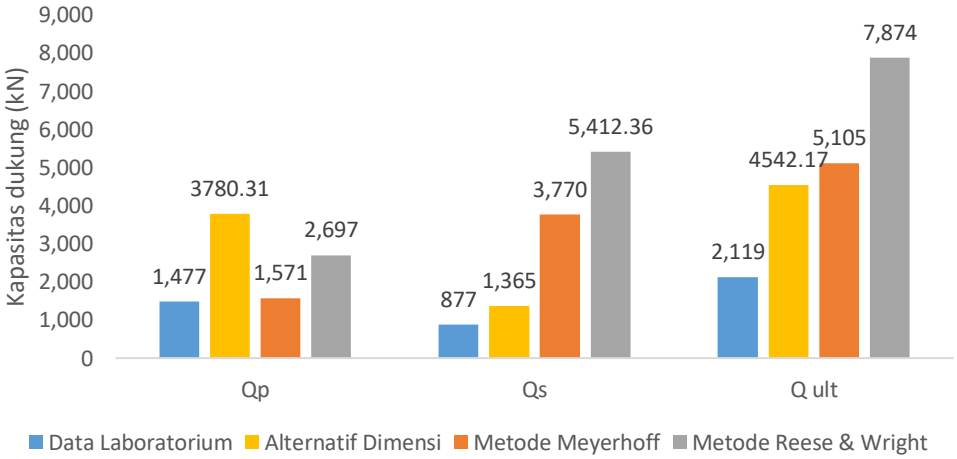
Analisis stabilitas Jalan dan Jembatan Kenet ini untuk pembebanan menggunakan SNI 2833-2016 dengan beban gempa tahun 2011 .

5.6.2 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal

Analisis kapasitas dukung tiang bor menggunakan 2 metode yaitu berdasarkan data hasil laboratorium dan data hasil uji SPT. Untuk Data hasil laboratorium menggunakan diameter 1 m dengan alternatif dimensi 1,6 m sedangkan untuk data hasil uji N-SPT menggunakan diameter 1 m dengan kedalaman tiang di 22 m. Kapasitas dukung pondasi didapatkan dari kapasitas dukung ujung tiang dan kapasitas dukung selimut tiang. Rekapitulasi hasil analisis kapasitas dukung tiang bor dapat dilihat pada Tabel 5.47 dan Gambar 5.35 berikut.

Tabel 5. 62 Rekapitulasi Analisis Kapasitas Dukung Tiang Tunggal

Tiang bor				
	Data Laboratorium (kN)		Data N-SPT	
			Metode Mayerhoff (kN)	Metode Reese & Wright (kN)
	Eksisting	Alternatif		
D	1 m	1,6 m	1 m	1 m
Qp	1.477	3780,31	1.571	2.696,77
Qs	877	1365,045	3.770	5412,356
Q ult	2.119	4542,17	5.105	7873,507



Gambar 5. 49 Analisis Kapasitas Dukung Tiang Tunggal

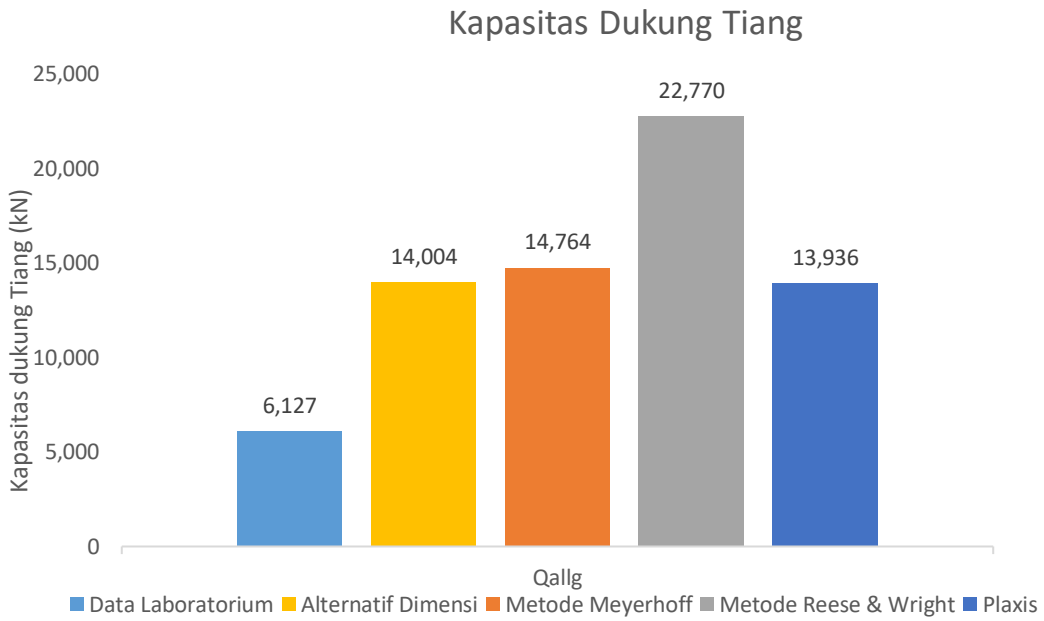
5.6.3 Kapasitas Dukung Tiang Kelompok

Berdasarkan analisis kapasitas dukung pondasi tiang tunggal didapatkan jumlah tiang sebanyak 8 tiang dengan diameter 1m. Hasil analisis kapasitas dukung kelompok (*Qallg*) tiang bor dengan data hasil laboratorium diperoleh sebesar 6.127 kN. Hasil analisis kapasitas dukung kelompok tiang bor dengan data N-SPT menggunakan metode Mayerhoff diperoleh hasil sebesar 14.764 kN. Hasil analisis kapasitas dukung kelompok tiang bor dengan data N-SPT menggunakan metode Reese & Wright diperoleh hasil sebesar 22770,182 kN.

Berdasarkan hasil analisis *Software Plaxis 2D* yang telah dilakukan didapat hasil kapasitas dukung pondasi (Qu) sebesar 14.471,65 kN yang diperoleh dari perhitungan pada sub bab 5.5.3. Rekapitulasi analisis kapasitas dukung kelompok pondasi tiang bor dapat dilihat pada Tabel 5. 48 dan Gambar 5. 37 berikut.

Tabel 5. 63 Rekapitulasi Analisis Kapasitas Dukung Tiang Kelompok

Tiang Bor					
	Data Laboratorium	Alternatif Dimensi	Data N-SPT		*Software Plaxis 2D*
			Metode Mayerhoff	Metode Reese & Wright	
Satuan	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
D	1 m	1,6 m	1 m	1 m	1 m
Qallg	6.127	14.003	14.764	22770.182	13935,520
Cek	Tidak Aman	Aman	Aman	Aman	Aman



Gambar 5. 50 Kapasitas Dukung Tiang Kelompok

Penelitian ini bertujuan untuk mengetahui bagaimana kapasitas dukung pondasi terhadap beban akibat gaya gempa yang terjadi baik dari segi metode empiris maupun dengan metode elemen hingga dengan menggunakan *Software Plaxis 2D*, diperoleh hasil bahwa kapasitas dukung ijin dengan metode *Software Plaxis 2D* lebih kecil dibandingkan metode *Mayerhoff* dan metode *Reese & Wright*. Hal tersebut disebabkan karena adanya perbedaan nilai SF yang digunakan pada *software Plaxis 2D* dengan metode yang digunakan.

5.6.4 Hasil Analisis Kekuatan Tiang Bor

Hasil analisis kekuatan tiang bor yang dilakukan dengan diameter 1 m dan jumlah tiang 8 buah menghasilkan nilai tegangan yang terjadi pada tiang sebesar 123,363 kg/m². Nilai tegangan ini lebih kecil dari tegangan ijin yang dipengaruhi oleh mutu beton f'c 29,05 Mpa sebesar 290,5 kg/m^2. Hal ini dapat disimpulkan bahwa pondasi tiang bor dengan diameter 1 m dan jumlah tiang 8 tiang aman digunakan untuk pembangunan jalan dan jembatan Kenet yang telah dikerjakan.

5.6.5 Hasil Analisis Kapasitas Dukung Lateral

Analisis Kapasitas Dukung Tiang Bor terhadap Beban Lateral, beban lateral terjadi karena adanya gaya horizontal yang terjadi seperti tekanan tahanan lateral dan gaya lateral dipengaruhi oleh tipe tiang,jenis tanah, dan penanaman pada ujung tiang ke dalam pelat penutup kepala tiang. Dalam menghitung kapasitas dukung lateral menggunakan metode Broms diperoleh nilai sebesar 470,697 kN.

5.6.6 Hasil Analisis Penurunan Pondasi Tiang Bor

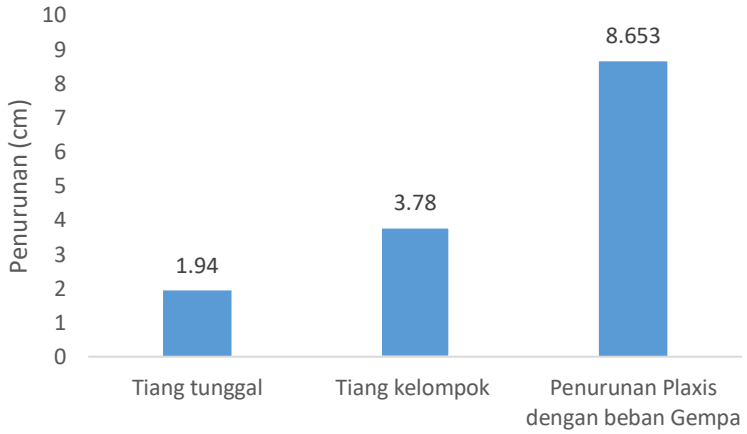
Penurunan pondasi tiang sangat dipengaruhi oleh beberapa faktor diantaranya yaitu beban yang terjadi pada suatu bangunan, diameter tiang, jumlah tiang, dimensi pile cap, formasi kelompok tiang, jenis material tiang dan kondisi tanah yang ada di lapangan. Besarnya penurunan tiang pada umumnya dipengaruhi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

Penelitian ini menggunakan Metode Vesic untuk menganalisis penurunan yang terjadi pada pondasi, diperoleh hasil sebesar 1,94 cm untuk tiang tunggal dan 3,78 cm untuk tiang kelompok . Hasil tersebut telah memenuhi persyaratan pondasi untuk jembatan yakni sebesar 10 cm dan dinyatakan aman.

hasil analisis menggunakan program komputer Plaxis 2D V8.6 diatas ,diperoleh nilai penurunan tanpa beban gempa sebesar 83,46 x 10^{-3} m dan penurunan menggunakan beban gempa sebesar 86,53 x 10^{-3} m. Berikut ini adalah perbandingan hasil penurunan dengan Metode Vesic dan hasil analisis Software Plaxis 2D yang dapat dilihat pada tabel 5.49 Gambar 5.38 di bawah ini.

Tabel 5. 64 Rekapitulasi Analisis Penurunan

Tiang Bor		**satuan**
D	1	m
n	8	Tiang
Penurunan Tiang tunggal	1,94	cm
Penurunan Tiang kelompok	3,78	cm
Penurunan plaxis dengan beban Gempa	8,653	cm
Cek	AMAN	



Gambar 5. 51 Perbandingan Hasil Penurunan Metode Vesic dengan Plaxis

BAB VI
KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Berdasarkan hasil analisis diatas dapat disimpulkan sebagai berikut ini.

1. Kapasitas dukung tiang kelompok dengan formasi 2 x 4 tiang berdasarkan data laboratorium didapat nilai sebesar 6.127 kN untuk diameter 1 m dan didapat nilai sebesar 14.003 kN untuk diameter 1,6 m, berdasarkan data N-Nspt menggunakan metode Mayerhoff sebesar 14.764 kN dan metode Reese & Wright sebesar 22.770 kN, dan penurunan dengan menggunakan metode vesic didapatkan hasil 3,78 cm,
2. Kapasitas dukung pondasi tiang bor dengan formasi 2 x 4 tiang menggunakan metode permodelan dengan *Software* Plaxis 2D didapatkan hasil sebesar 13,936 kN dan didapatkan penurunan sebesar 8.346 cm untuk penurunan tanpa beban gempa dan sebesar 8,652 cm untuk penurunan menggunakan beban gempa, angka aman berdasarkan *Software Plaxis 2D* didapatkan hasil 2,319.
3. Kapasitas dukung lateral pondasi tiang bor dengan formasi 2 x 4 tiang menggunakan metode Broms didapatkan nilai sebesar 470,697 kN.

6.2 Saran

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

1. Ketelitian dalam melakukan penyelidikan tanah di lapangan harus lebih diperhatikan, sehingga keakuratan dalam perhitungan perencanaan pondasi dapat lebih maksimal.

2. Perlu dilakukan analisis kapasitas dukung dan penurunan dengan metode - metode empiris lainnya, agar nantinya didapatkan hasil analisis yang bervariasi dan lebih akurat .
3. Perlu dilakukannya analisa yang lain menggunakan program – program komputer untuk metode elemen tak hingga *(finite element method)* yang berbeda, misalnya Geo5, L – Pile, Plaxis 3D, Geo Studio, Slope W dan masih banyak lagi aplikasi permodelan lainnya.

DAFTAR PUSTAKA

Annizaar, R. 2015. Perencanaan Pondasi Tiang Pancang Dan Tiang Bor Pada Pekerjaan Pembuatan Abutment Jembatan Labuhan Madura. Tugas Akhir (Tidak Diterbitkan). Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.

Bowles, J. E. 1986. Analisa dan Desain Pondasi Jilid 1. Penerbit Erlangga, Jakarta

Bowles, J. E. 1986. Analisa dan Desain Pondasi Jilid 2. Penerbit Erlangga, Jakarta

Fitri, A.A. 2017. Perencanaan Ulang Struktur Bawah Abutment Dengan Pondasi *Bord Pile (Redesign Bottom Structure Abutment With Bord Pile Foundation)*. Tugas Akhir. (Tidak Diterbitkan). Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta

Hardiyatmo, H.C. 2012. *Mekanika Tanah 1*. Edisi keenam, Gajah Mada *University Press*. Yogyakarta.

Hardiyatmo, H.C. 2010. *Mekanika Tanah 2*. Gajah Mada *University Press*. Yogyakarta.

Hardiyatmo, H.C., 2008, Teknik Pondasi. Edisi Keempat, Gadjah 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 Sirnoboyo Pacitan

Ir. Sardjono, H.S., 1988, Pondasi Tiang Pancang Jilid II, edisi Pertama, Sinar Wijaya *press*, Surabaya

Nurmawaty. 2017. Perencanaan Ulang Struktur Bawah Dengan Pondasi *Bored Pile*. Tugas Akhir (Tidak Diterbitkan). Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.

Prakasa, A.G 2016. Analisis Daya Dukung dan Penurunan Pondasi Tiang Bor *(Bored Pile)* Tunggal dengan Metode Plaxis. Tugas Akhir (Tidak Diterbitkan). Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.

Plaxis 2D, Material Models Manual Versi *8.6.*

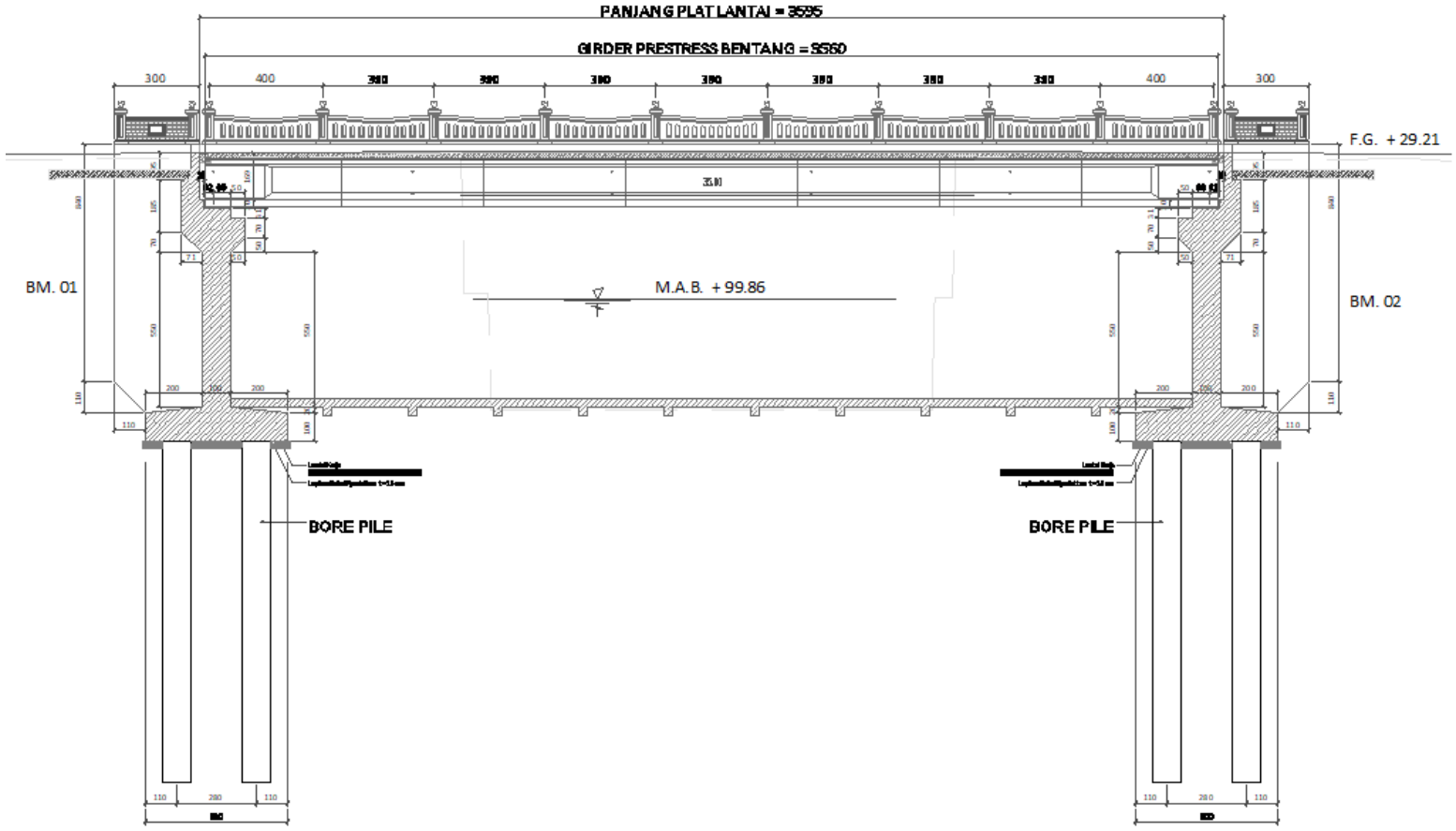
Badan Standarisasi Nasional. 2016. Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa (SNI 2833:20016) Jakarta: Badan Standarisasi Nasional

Badan Standarisasi Nasional. 2016. Pembebanan Untuk Jembatan (SNI 1725:20016) .Jakarta

Badan Standar Nasional. 2008. Cara uji penetrasi lapangan dengan SPT (SNI 4152:2008) .Jakarta

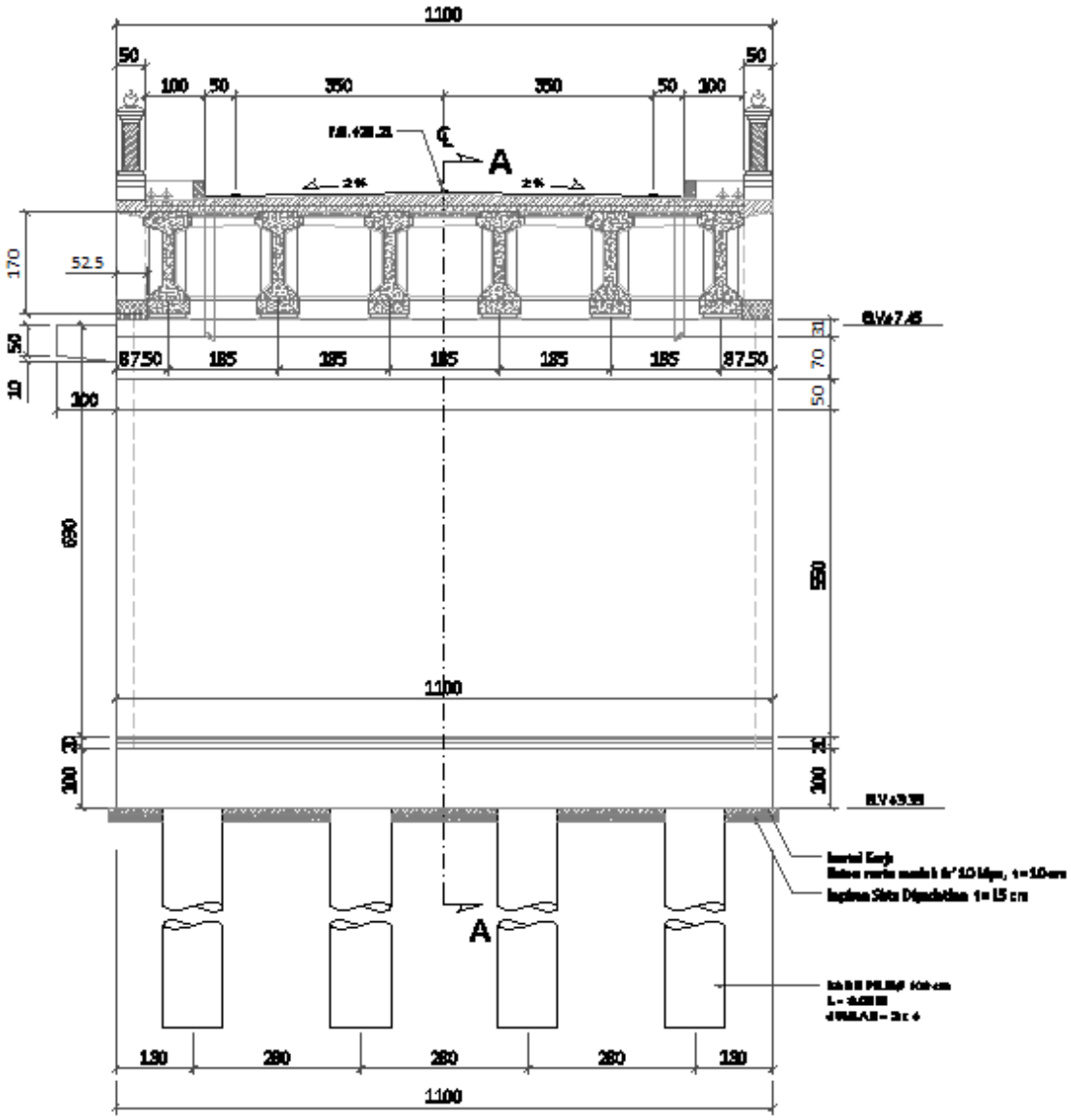
LAMPIRAN

Lampiran 1 Gambar *Cross Section* Jembatan kenet



Gambar L - 1.1 *Cross Section* Jembatan kenet

Lampiran 2 Tampak depan Jembatan kenet



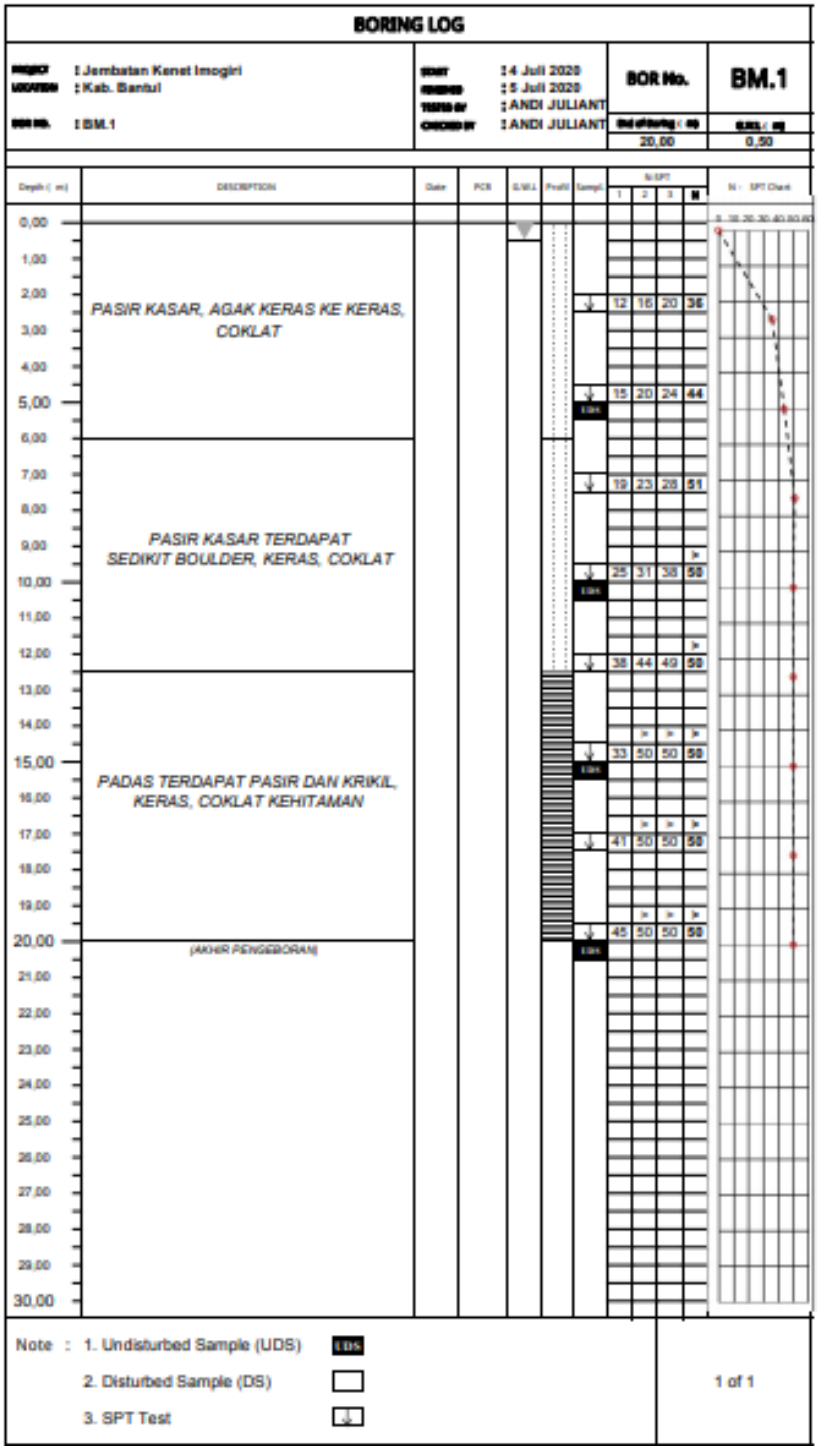
Gambar L-2.1 Tampak depan Jembatan kenet

Lampiran 3 Tampak Atas Jembatan kenet



Gambar L-2.2 Tampak Atas Jembatan kenet

Lampiran 4 Data Boring Log abutment BM. 01



Gambar L-3.1 Data Boring Log abutment BM. 01

Lampiran 5 Data Pengujian tanah di laboratoium Abutment BM 01

Keterangan sample	m	***5,00 m***	
Spesific Grafity		2,540	
Kode cawan		35	15
Berat Cawan + Tanah Basah	gram	91,400	91,800
Berat Cawan + Tanah Kering	gram	67,500	70,600
Berat Cawan	gram	3,970	3,950
Berat Air	gram	23,900	21,200
Berat Tanah Kering	gram	63,530	66,650
Kadar Air	%	37,620	31,808
Average W		34,714	
Berat tanah basah + alat	gram	501,350	
Berat alat	gram	192,500	
Berat tanah basah	gram	308,850	
Volume alat	cm^3	161,682	
Berat Volume Basah	gr/cm^3	1,910	
Berat Volume Kering	gr/cm^3	1,418	
Void Ratio		0,791	
Porosity		0,442	

Gambar L-4.1 Data Pengujian tanah di laboratoium Abutment BM 01 Kedalaman 5m

Keterangan sample	m	***10,00 m***	
Spesific Grafity		2,519	
Kode cawan		55	8
Berat Cawan + Tanah Basah	gram	97,000	95,800
Berat Cawan + Tanah Kering	gram	72,200	71,500
Berat Cawan	gram	4,000	3,930
Berat Air	gram	24,800	24,300
Berat Tanah Kering	gram	68,200	67,570
Kadar Air	%	36,364	35,963
Average W		36,163	
Berat tanah basah + alat	gram	501,870	
Berat alat	gram	193,500	
Berat tanah basah	gram	308,370	
Volume alat	cm^3	161,682	
Berat Volume Basah	gr/cm^3	1,907	
Berat Volume Kering	gr/cm^3	1,401	
Void Ratio		0,798	
Porosity		0,444	

Gambar L-4.2 Data Pengujian tanah di laboratoium Abutment BM 01 Kedalaman 10m

Keterangan sample	m	***15.00 m***	
Spesific Grafity		2,647	
Kode cawan		36	15
Berat Cawan + Tanah Basah	gram	98,600	97,800
Berat Cawan + Tanah Kering	gram	71,700	71,300
Berat Cawan	gram	3,930	4,300
Berat Air	gram	26,900	26,500
Berat Tanah Kering	gram	67,770	67,000
Kadar Air	%	39,693	39,552
Average W		39,623	
Berat tanah basah + alat	gram	487,500	
Berat alat	gram	194,500	
Berat tanah basah	gram	293,000	
Volume alat	cm^3	161,682	
Berat Volume Basah	gr/cm^3	1,812	
Berat Volume Kering	gr/cm^3	1,298	
Void Ratio		1,039	
Porosity		0,510	

Gambar L-4.3 Data Pengujian tanah di laboratoium Abutment BM 01 Kedalaman 15 m

Keterangan sample	m	***20.00 m***	
Spesific Grafity		2,615	
Kode cawan		20	38
Berat Cawan + Tanah Basah	gram	98,000	98,200
Berat Cawan + Tanah Kering	gram	70,400	70,400
Berat Cawan	gram	4,000	3,970
Berat Air	gram	27,600	27,800
Berat Tanah Kering	gram	66,400	66,430
Kadar Air	%	41,566	41,849
Average W		41,707	
Berat tanah basah + alat	gram	485,500	
Berat alat	gram	193,500	
Berat tanah basah	gram	292,000	
Volume alat	cm^3	161,682	
Berat Volume Basah	gr/cm^3	1,806	
Berat Volume Kering	gr/cm^3	1,274	
Void Ratio		1,052	
Porosity		0,513	

Gambar L-4.4 Data Pengujian tanah di laboratoium Abutment BM 01 Kedalaman 20m