TUGAS AKHIR

ANALISIS PEMBEBANAN DAN PERBANDINGAN PONDASI TIANG BOR DENGAN TIANG PANCANG PADA JEMBATAN SURAH STA 12+195 (*LOADING ANALYSIS AND COMPARISON OF BORE PILE FOUNDATIONS WITH PILES ON SURAH BRIDGE STA 12+195*)

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

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

Siti Nur Aulia
20511379

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

2024

TUGAS AKHIR

ANALISIS PEMBEBANAN DAN PERBANDINGAN PONDASI TIANG BOR DENGAN TIANG PANCANG PADA JEMBATAN SURAH STA 12+195 (*LOADING ANALYSIS AND COMPARISON OF BORE PILE FOUNDATIONS WITH PILES ON SURAH BRIDGE STA 12+195*)

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

Disusun Oleh

Siti Nur Aulia
20511379

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

Diuji pada tanggal 20 Februari 2024

Oleh Dewan Penguji

Pembimbing	Penguji I	Penguji II
Ir. Suharyatma, M.T.	**Astriana H., S.T., M.Eng.**	**Anisa Nur A., S.T., M.Eng.**
NIK : 865110201	**NIK : 165111301**	**NIK : 215111305**

26.02.24

Mengesahkan,
Ketua Program Studi Teknik Sipil

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

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

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

Yogyakarta, 20 Februari 2024
Yang membuat pernyataan,



Siti Nur Aulia
(20511379)

DEDIKASI

"Alhamdulillahirabbil Alamin. Karya ini merupakan bentuk rasa syukur saya kepada Allah SWT karena telah memberikan nikmat dan karunia pertolongan yang tiada henti hingga saat ini."

"Karya ini saya persembahkan sebagai bukti sayang dan cinta yang tidak terhingga kepada kedua Orang Tua karena telah merawat, membimbing, menyayangi, dan senantiasa mendoakan serta memberikan dukungan sepenuh hati."

"Karya ini juga saya persembahkan kepada Abang, Kakak, Keponakan, dan Sahabat yang selalu menjadi penyemangat. Tak lupa dipersembahkan kepada diri sendiri, terima kasih telah bertahan sejauh ini dan tidak pernah berhenti berusaha serta berdoa untuk menyelesaikan Tugas Akhir ini."

KATA PENGANTAR

Assalamualaikum Wr. Wb.

Alhamdulillahirabbil'alamin, segala puji bagi Allah SWT atas rahmat dan karunianya sehingga penulis dapat menyelesaikan tugas akhir dengan judul "Analisis Pembebanan dan Perbandingan Pondasi Tiang Bor dengan Tiang Pancang Pada Jembatan Surah STA 12+195". Tugas Akhir ini merupakan salah satu syarat untuk mendapatkan gelar sarjana (S.T) di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia.

Selawat dan salam tidak lupa penulis sampaikan kepada junjungan kita, Nabi Muhammad SAW, yang telah membawa kita menuju keterangan. Dalam menyelesaikan Tugas Akhir, penulis menyadari adanya banyak rintangan yang dihadapi. Namun karena dukungan, kritik dan saran dari banyak pihak penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini. Pada kesempatan ini penulis ingin menyampaikan terima kasih untuk segala yang diberikan kepada :

1. Ibu Ir. Yunalia Muntafi, S.T., M.T., Ph. D. (Eng)., IPM selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik SIpil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta,
2. Bapak Ir. Suharyatma M.T. selaku Dosen Pembimbing Tugas Akhir yang telah banyak memberikan arahan, bimbingan, dan motivasi kepada penulis,
3. Bapak/Ibu dosen penguji yang telah meluangkan waktu untuk memberikan arahan dan nasihat selama sidang berlangsung,
4. Kedua orang tua, yaitu Bapak Drs. Patimura dan Ibu Dra. R. Rosmawati yang selalu memberikan kasih sayang, dukungan, motivasi, biaya, dan doa tiada henti hingga selesainya Tugas Akhir ini,
5. Saudara Muhd. Zuhri Fitriady (Abang), Luluk Suhartiningsih (Ipar), dan Muhd. Hadiyan Al Gibran (Keponakan) yang selalu memberikan dukungan dan kasih sayang hingga selesainya Tugas Akhir ini,

6. Teman kelompok magang saya, yaitu Amelia Syfaa Palalunan dan Fabian Elga Wicaksono yang telah membantu dan menemani dalam mengumpulkan data Tugas Akhir ini,
7. Teman-teman seperjuangan "*AT*" dan "*NEXT TRIP*" yang telah mendukung dan mengajak penulis *healing* agar tetap semangat dalam dunia perkuliahan ini,
8. Sahabat-sahabat penulis di Tanjungpinang dan Yogyakarta yang telah mendengarkan keluh kesah penulis selama perkuliahan,
9. Seluruh pihak yang telah membantu penulis menyelesaikan Tugas Akhir ini.

Penulis menyadari bahwa Tugas Akhir ini masih jauh dari kata sempurna. Oleh karena itu, kritik dan saran yang bersifat membangun diperlukan dari semua pihak agar Tugas Akhir ini dapat lebih baik lagi.

Penulis berharap Tugas Akhir ini dapat menjadi manfaat bagi penulis dan pembaca di masa mendatang.

Wassalamu'alaikum Wr. Wb.

Yogyakarta, 20 Februari 2024
Penulis,

Siti Nur Aulia
(20511379)

DAFTAR ISI

HALAMAN PENGESAHAN i
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI ii
DEDIKASI iii
KATA PENGANTAR iv
DAFTAR ISI vi
DAFTAR TABEL ix
DAFTAR GAMBAR xii
DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN xiv
ABSTRAK xvii
ABSTRACT xviii
BAB 1 PENDAHULUAN 1
1.1 Latar Belakang 1
1.2 Rumusan Masalah 3
1.3 Tujuan Penelitian 4
1.4 Manfaat Penelitian 4
1.5 Batasan Penelitian 4
1.6 Sistematika Penulisan 5
BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA 7
2.1 Tinjauan Umum 7
2.2 Penelitian Terdahulu 7
2.2.1 Analisis dan Perencanaan Pondasi Tiang *Bore Pile* 7
2.2.2 Analisis Kapasitas Dukung Pondasi 8
2.2.3 Analisis Perbandingan Pondasi 9
2.2.4 Analisa Daya Dukung *Bored Pile* 10
2.2.5 Perencanaan Struktur Jembatan Kiringan 10
2.3 Keabsahan Penelitian 11
BAB 3 LANDASAN TEORI 17
3.1 Jembatan 17

3.1.1 Struktur Atas (*superstructure*) 17
3.1.2 Struktur Bawah (*substructure*) 18
3.1.3 Beban-Beban yang Bekerja pada Jembatan 18
3.1.4 Faktor Beban dan Kombinasi Pembebanan 40
3.2 Pondasi Tiang Bor 43
3.2.1 Kelebihan Pondasi *Bore Pile* 43
3.2.2 Kekurangan Pondasi *Bore Pile* 44
3.3 Pondasi Tiang Pancang 44
3.3.1 Kelebihan Pondasi Tiang Pancang 45
3.3.2 Kekurangan Pondasi Tiang Pancang 45
3.4 Beton Prategang 45
3.4.1 Kelebihan Beton Prategang 47
3.4.2 Kekurangan Beton Prategang 47
3.5 Kapasitas Daya Dukung Pondasi Tiang 47
3.5.1 Kapasitas Daya Dukung Metode *Reese* & *Wright* 48
3.5.2 Kapasitas Daya Dukung Metode *Skempton* 49
3.5.3 Kapasitas Daya Dukung Metode *U.S. Army Corps* 51
3.5.4 Kapasitas Daya Dukung Metode *Tomlinson* 53
3.5.5 Kapasitas Daya Dukung dan Efisiensi Tiang Kelompok 55
3.5.6 Beban yang Diterima Tiang 56
BAB 4 METODOLOGI PENELITIAN 57
4.1 Tinjauan Umum 57
4.2 Lokasi Penelitian 57
4.3 Pelaksanaan Penelitian 58
4.3.1 Persiapan Data 58
4.3.2 Peralatan 60
4.3.3 Metode dan Teori yang Digunakan 60
4.3.4 Tahap Penelitian 61
4.4 Diagram Alur Penelitian 61
BAB 5 HASIL PENELITIAN DAN PEMBAHASAN 64
5.1 Pembebanan Jembatan 64

5.1.1 Data Teknis Struktur Jembatan 64
5.1.2 Analisis Pembebanan 68
5.2 Data Tanah 98
5.3 Perhitungan Daya Dukung Pondasi 99
5.3.1 Perhitungan Daya Dukung Metode *Reese & Wright* (1977) 99
5.3.2 Perhitungan Daya Dukung Metode *Skempton* 102
5.3.3 Perhitungan Daya Dukung Metode *U.S.Army Corps* 105
5.3.4 Perhitungan Daya Dukung Metode *Tomlinson* 110
5.3.5 Rekapitulasi Kapasitas Daya Dukung Izin (Q_{all}) 115
5.4 Perhitungan Efisiensi dan Kapasitas Daya Dukung Tiang Kelompok 115
5.4.1 Efisiensi Kelompok Tiang (E_g) 115
5.4.2 Kapasitas Daya Dukung Tiang Kelompok (Q_g) 116
5.5 Beban yang Diterima Pondasi 117
5.5.1 Jarak Tiang Pondasi ke Titik Berat *Pile Cap* 117
5.5.2 Beban yang Diterima pada Satu Tiang Pondasi 118
5.6 Pembahasan 121
5.6.1 Tinjauan Umum 121
5.6.2 Analisis Beban Gempa 122
5.6.3 Analisis Parameter Faktor Adhesi Tiang Pondasi 123
5.6.4 Analisis Kapasitas Daya Dukung Pondasi 123
5.6.5 Analisis Kapasitas Dukung Kelompok 124
5.6.6 Perbandingan Penggunaan Pondasi 124
5.6.7 Jumlah Tiang yang Digunakan 130
5.6.8 Hasil Analisis dan Perbandingan 131
BAB 6 KESIMPULAN DAN SARAN 132
6.1 Kesimpulan 132
6.2 Saran 132
DAFTAR PUSTAKA 134
LAMPIRAN 136

DAFTAR TABEL

Tabel 2. 1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dan Sekarang 12
Tabel 3. 1 Faktor Beban untuk Berat Sendiri 19
Tabel 3. 2 Faktor Beban untuk Berat Mati Tambahan 19
Tabel 3. 3 Faktor Beban Akibat Tekanan Tanah 20
Tabel 3. 4 Sudut Geser Berbagai Material 22
Tabel 3. 5 Hubungan Nilai SPT terhadap Kohesi (C_u) 22
Tabel 3. 6 Hubungan Nilai N-SPT Terhadap Sudut Geser Dalam (ϕ) 23
Tabel 3. 7 Faktor Beban untuk Beban Lajur "D" 23
Tabel 3. 8 Faktor Beban Truk "T" 25
Tabel 3. 9 Nilai V_0 dan Z_0 untuk Berbagai Variasi Kondisi Permukaan Hulu 27
Tabel 3. 10 Tekanan Angin Dasar 27
Tabel 3. 11 Kelas Situs 30
Tabel 3. 12 Faktor Amplifikasi untuk PGA dan 0,2 detik 36
Tabel 3. 13 Faktor Amplifikasi untuk Periode 1 detik (F_v) 36
Tabel 3. 14 Faktor Modifikasi Respon (R) untuk Bangunan Bawah 37
Tabel 3. 15 Faktor Modifikasi Respon (R) untuk Hubungan Antar Elemen 38
Tabel 3. 16 Faktor Beban Hidup Kondisi Gempa 38
Tabel 3. 17 Nilai K untuk Bantalan Karet Ukuran 600 x 600 m 39
Tabel 3. 18 Kombinasi Beban dan Faktor Beban 42
Tabel 4. 1 Data Struktur Atas Jembatan Surah 59
Tabel 5. 1 Dimensi *Abutment* Kiri Jembatan 66
Tabel 5. 2 Dimensi Abutment Kanan Jembatan 67
Tabel 5. 3 Rekapitulasi Berat Sendiri Struktur Atas 68
Tabel 5. 4 Gaya dan Momen Pada *Abutment* 69
Tabel 5. 5 Gaya dan Momen Pada 1 Sisi *Wing Wall* 70
Tabel 5. 6 Gaya dan Momen pada Tanah Timbunan 71
Tabel 5. 7 Rekapitulasi Berat Sendiri Jembatan (*MS*) 71
Tabel 5. 8 Rekapitulasi Beban Mati Tambahan (*MA*) 72

Tabel 5. 9 Rekapitulasi Tekanan Tanah Aktif 75
Tabel 5. 10 Rekapitulasi Beban Lajur “D” 76
Tabel 5. 11 Rekapitulasi Beban Angin 81
Tabel 5. 12 Data N-SPT Tanah Jembatan Surah 82
Tabel 5. 13 Faktor Modifikasi Respon (R) untuk Hubungan Antar Elemen 87
Tabel 5. 14 Faktor Beban Hidup Kondisi Gempa 88
Tabel 5. 15 Rekapitulasi Beban Gempa 89
Tabel 5. 16 Rekapitulasi Pembebanan 92
Tabel 5. 17 Kombinasi Beban dan Faktor Beban Pada *Abutment* 93
Tabel 5. 18 Faktor Beban Pada *Abutment* 93
Tabel 5. 19 Rekapitulasi Kombinasi Kuat I 94
Tabel 5. 20 Rekapitulasi Kombinasi Kuat II 95
Tabel 5. 21 Rekapitulasi Kombinasi Kuat III 95
Tabel 5. 22 Rekapitulasi Kombinasi Kuat IV 95
Tabel 5. 23 Rekapitulasi Kombinasi Kuat V 95
Tabel 5. 24 Rekapitulasi Kombinasi Ekstrem I 96
Tabel 5. 25 Rekapitulasi Kombinasi Ekstrem II 96
Tabel 5. 26 Rekapitulasi Kombinasi Layan I 97
Tabel 5. 27 Rekapitulasi Kombinasi Layan II 97
Tabel 5. 28 Rekapitulasi Kombinasi Layan III 97
Tabel 5. 29 Rekapitulasi Kombinasi Layan IV 98
Tabel 5. 30 Rekapitulasi Kombinasi Fatik 98
Tabel 5. 31 Data Hasil Penyelidikan Tanah 99
Tabel 5. 32 Rekapitulasi Tahanan Selimut (Q_s) Metode *Reese & Wright* 101
Tabel 5. 33 Rekapitulasi Tahanan Selimut (Q_s) Metode *Skempton* 104
Tabel 5. 34 Rekapitulasi Tahanan Selimut (Q_s) Metode *U.S. Army Corps* 109
Tabel 5. 35 Rekapitulasi Tahanan Selimut (Q_s) Metode *Tomlinson* 114
Tabel 5. 36 Rekapitulasi Kapasitas Daya Dukung Izin 115
Tabel 5. 37 Jarak Tiap Tiang Bor ke Titik Berat *Pile Cap Abutment* 118
Tabel 5. 38 Rekapitulasi Beban Tiang Bor Metode *Reese & Wright* 119
Tabel 5. 39 Rekapitulasi Beban Tiang Pancang Metode *Skempton* 120

Tabel 5. 40 Rekapitulasi Beban Tiang Pancang Metode *U.S. Army Corps* 120
Tabel 5. 41 Rekapitulasi Beban Tiang Pancang Metode *Tomlinson* 121
Tabel 5. 42 Rekapitulasi Kapasitas Daya Dukung Ijin (Q_{all}) 123
Tabel 5. 43 Rekapitulasi Kapasitas Dukung Kelompok (Q_g) 124
Tabel 5. 44 Jarak Tiap Tiang Pancang ke Titik Berat *Pile Cap Abutment* 127
Tabel 5. 45 Rekapitulasi Beban Tiang Bor Metode *Reese & Wright* 128
Tabel 5. 46 Rekapitulasi Beban Tiang Bor Metode *Skempton* 128
Tabel 5. 47 Rekapitulasi Beban Tiang Pancang Metode *U.S. Army Corps* 129
Tabel 5. 48 Rekapitulasi Beban Tiang Pancang Metode *Tomlinson* 129

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1. 1 Trase Jaringan Jalan Tol Solo-Yogya-Kulonprogo 2
Gambar 1. 2 Denah Jembatan Surah STA 12+195 3
Gambar 2. 1 Pembebanan pada Jembatan Sirnoboyo 9
Gambar 2. 2 Susunan Pondasi 9
Gambar 2. 5 Susunan *Bore Pile* pada Pilar 11
Gambar 3. 1 Notasi untuk Perhitungan Tekanan Tanah Aktif *Coulumb* 21
Gambar 3. 2 Beban Lajur "D" 23
Gambar 3. 3 Beban Truk "T" 24
Gambar 3. 4 Faktor Beban Dinamis (FBD) 25
Gambar 3. 5 Respon Spektra di Permukaan Tanah 29
Gambar 3. 6 Peta Percepatan Puncak di Batuan Dasar (PGA) 33
Gambar 3. 7 Peta Respon Spektra Percepatan 0,2 detik di Batuan Dasar 34
Gambar 3. 8 Peta Respon Spektra Percepatan 1 detik di Batuan Dasar 35
Gambar 3. 9 Jenis-Jenis Pondasi Bore Pile 43
Gambar 3. 10 Proses Pemberian Prategang Metode Pasca Tarik 46
Gambar 3. 11 Tiang Ditinjau dari cara Mendukung Bebannya 48
Gambar 3. 12 Kuat Geser *Undrained*, Cu (kN/m^2) 52
Gambar 3. 13 Hubungan antara Faktor Adhesi dan Kohesi 54
Gambar 3. 14 Jarak S dalam Perhitungan Efisiensi Tiang 55
Gambar 4. 1 Lokasi Penelitian 57
Gambar 4. 2 Lokasi Jembatan Surah 58
Gambar 4. 3 Potongan Melintang Jembatan 59
Gambar 4. 4 Potongan Memanjang Jembatan 60
Gambar 4. 5 *Flowchart* Penelitian 63
Gambar 5. 1 Potongan Memanjang Jembatan Surah 64
Gambar 5. 2 Potongan Melintang Jembatan Surah 65
Gambar 5. 3 Dimensi *Abutment* Kiri Jembatan 66
Gambar 5. 4 Dimensi *Abutment* Kanan Jembatan 67

Gambar 5. 5 Lebar *Abutment, Wingwall*, dan Tanah Timbunan 69
Gambar 5. 6 Titik Berat *Abutment* dan *Wing Wall* 69
Gambar 5. 7 Titik Berat Tanah Timbunan 70
Gambar 5. 8 Diagram Tekanan Tanah Aktif Pada *Abutment* 72
Gambar 5. 9 Lebar *Abutment, Wing Wall*, dan Timbunan Tanah 73
Gambar 5. 10 FBD untuk bentang 16 m 75
Gambar 5. 11 Beban Angin pada Struktur 79
Gambar 5. 12 Beban Angin Kendaraan 80
Gambar 5. 13 Jarak Lengan Beban Angin Kendaraan 80
Gambar 5. 14 Grafik Respon Spektra 84
Gambar 5. 15 Penampang *Breast Wall* 85
Gambar 5. 16 Beban Gempa Arah x Pada *Abutment* 88
Gambar 5. 17 Beban Gempa Arah y Pada *Abutment* 89
Gambar 5. 18 Beban Gesekan Perletakan Pada *Abutment* 91
Gambar 5. 19 Kuat Geser *Undrained* Kedalaman 0 – 2 meter, Cu (kN/m2) 106
Gambar 5. 20 Kuat Geser *Undrained* Kedalaman 2 – 4 meter, Cu (kN/m^2) 107
Gambar 5. 21 Kuat Geser *Undrained* Kedalaman 4 – 6 meter, Cu (kN/m^2) 108
Gambar 5. 22 Hubungan antara Faktor Adhesi dan Kohesi 111
Gambar 5. 23 Hubungan antara Faktor Adhesi dan Kohesi Kedalaman 0–2 m 111
Gambar 5. 24 Hubungan antara Faktor Adhesi dan Kohesi Kedalaman 2–4 m 112
Gambar 5. 25 Hubungan antara Faktor Adhesi dan Kohesi Kedalaman 4–6 m 113
Gambar 5. 26 Denah Pondasi Tiang Bor dan Tiang Pancang 117
Gambar 5. 27 Respon Spektra "Desain Spektra Indonesia" 122
Gambar 5. 28 Denah Pondasi Tiang Pancang 125

DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN

km = Kilometer

YIA = *Yogyakarta International Airport*

cm = Sentimeter

kN = Kilonewton

m = Meter

SPT = *Standard Penetration Test*

MS = Berat Sendiri (kN)

MA = Berat Mati Tambahan (kN)

TD = Beban Lajur "D" (kN)

BTR = Beban Terbagi Merata (kN/m)

P_a = Tekanan tanah aktif (kN/m^2)

γ_s = Berat jenis tanah (kN/m^3)

z = Kedalaman yang diukur dari permukaan tanah (m)

c = Kohesi tanah (kN/m^2)

K_a = Koefisien tekanan tanah aktif

θ = Sudut pada dinding belakang terhadap garis horizontal (˚)

ϕ'_f = Sudut geser efektif tanah (˚)

δ = Sudut geser antara urukan dan dinding (˚)

β = Sudut pada urukan terhadap garis horizontal (˚)

K_ϕ^R = Faktor pengurangan kekuatan

q = Intensitas BTR Dalam Arah Memanjang Jembatan (kPa)

L = Panjang Total Jembatan yang Dibebani (m)

BGT = Beban Garis Terpusat (kN)

FBD = Faktor Beban Dinamis (kN)

TB = Beban Rem (kN)

TP = Beban Pejalan Kaki (kN)

EW = Beban Angin (kN)

V_{DZ} = Kecepatan Angin Rencana Pada Elevasi Rencana (km/jam)

V_{10} = Kecepatan Angin Pada Elevasi 10 m di Atas Permukaan (km/jam)

V_B = Kecepatan Angin Rencana (km/jam)

Z = Elevasi Struktur Diukur Dari Permukaan Tanah

V_0 = Kecepatan Gesekan Angin (km/jam)

Z_0 = Panjang Gesekan di Hulu Jembatan (mm)

P_D = Gaya Total beban Angin (kN/m)

P_B = Tekanan Angin Dasar (MPa)

E_Q = Gaya Gempa Horizontal Statis (kN)

C_{sm} = Koefisien Respons Gempa Elastis

R_d = Faktor Modifikasi Respons

W_t = Berat Total Struktur Yang Terdiri Dari Beban Mati dan Beban Hidup (kN)

A_s = Koefisien Percepatan Puncak Muka Tanah (g)

F_{PGA} = Faktor Amplifikasi Terkait Percepatan yang Mewakili Getaran Periode 0

PGA = Percepatan Puncak Batuan Dasar Mengacu Pada Peta Gempa Indonesia dengan Probabilitas Terlampaui 7% dalam 75 Tahun

S_{DS} = Nilai Spektra Permukaan Tanah Pada Periode 0,2 Detik

F_a = Faktor Amplifikasi Terkait Percepatan yang Mewakili Getaran 0,2 detik

S_s = Parameter Respons Spektra Percepatan Gempa untuk Periode Pendek

S_{D1} = Nilai Spektra Permukaan Tanah Pada Periode 1 Detik

F_v = Faktor Amplifikasi Terkait Percepatan Mewakili Getaran Periode 1 detik

S_1 = Parameter Respons Spektra Percepatan Gempa untuk Periode Pendek 1 detik

$\overline{Vs}$ = Nilai Rata-Rata Cepat Rambat Gelombang Geser

$\overline{N}$ = Hasil Uji Penetrasi Standar

$\overline{Su}$ = Kuat Geser Tak Terdrainase

t_i = Tebal Lapisan Tanah ke-i

V_{si} = Kecepatan Rambat Gelombang Geser Melalui Lapisan

Ni = Nilai Hasil Uji Penetrasi Standar Lapisan Tanah ke-i

S_{ui} = Kuat Geser Tak Terdrainase Lapisan Tanah ke-i

m = Jumlah Lapisan Tanah yang ada di Atas Batuan Dasar

K = Kekakuan geser (kN/m)

ΔT = Muai jembatan akibat temperature (m)

PBI = Peraturan Beton Bertulang Indonesia

ACI = *American Concrete Institute*

QC = *Quality Control*

Q_p = Tahanan Ujung (kN)

q_p = Daya Dukung Tanah (kN/m^2)

A_p = Luas Penampang Dasar Tiang (m^2)

N_c = 9 Faktor Kapasitas Dukung (*Skempton*, 1959)

C_u = Nilai Kohesi Dasar Tiang Rencana

Q_s = Tahanan Selimut (kN)

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

t = Panjang Tiang (m)

A_s = Keliling Tiang (m)

α = Faktor Adhesi Gesek Sisi Tiang Bor Menurut *Reese* & *Wright*

Q_u = Tahanan Ultimit (kN)

Q_{all} = Kapasitas Daya Dukung Ijin Pondasi (Ton)

SF = Angka Keamanan untuk Tahanan Ujung

μ = Faktor koresi

Q_g = Kapasitas Dukung Ultimit Tiang Kelompok (kN)

n = Jumlah Tiang Dalam Kelompok (buah)

E_g = Efisiensi Kelompok Tiang

n' = Jumlah Tiang dalam Satu Baris

m = Jumlah Tiang dalam Satu Kolom

D = Diameter Tiang (m)

s = Jarak as ke as Tiang (m)

P_i = Beban aksial pada tiang ke-I (kN)

n = Jumlah tiang

x,y = Jarak tiang terhadap sumbu x dan y

P = Jumlah beban vertikal yang bekerja pada pusat kelompok tiang (kN)

M_x = Momen pada sumbu x (kNm)

M_y = Momen pada sumbu y (kNm)

ABSTRAK

Pembangunan jalan tol yang sedang berjalan adalah Proyek Jalan Tol Solo – Yogyakarta – NYIA Kulon Progo yang bertujuan untuk mengurangi kemacetan pada ruas utama dan menunjang peningkatan ekonomi di suatu daerah, khususnya Jawa Tengah dan DI Yogyakarta. Pada proyek ini dibangun beberapa jembatan penghubung untuk menghindari sungai dan cagar budaya, salah satunya adalah Jembatan Surah. Dalam menopang sebuah jembatan dibutuhkan adanya suatu pondasi jembatan yang berfungsi untuk menyalurkan beban dari struktur di atasnya ke lapisan tanah pendukung di bawahnya tanpa terjadi penurunan pada sistem strukturnya.

Penelitian ini dilakukan pada Proyek Tol Solo-Yogya-NYIA Kulon Progo Seksi 1 Paket 1.1 Solo-Klaten, khususnya pada Jembatan Surah STA 12+195 dengan menggunakan data sekunder yang berasal dari PT. Adhi Karya (Persero) Tbk. Penelitian ini bertujuan untuk mengetahui berat beban yang bekerja pada jembatan, kapasitas daya dukung, dan pondasi yang lebih efektif dan efisien digunakan dalam menerima pembebanan dari Jembatan Surah.

Hasil yang didapatkan dari penelitian ini adalah pembebanan pada Jembatan Surah dengan beban vertikal sebesar 6776,29 Ton. Kapasitas daya dukung (Q_{all}) pada Tiang Bor berdasarkan Metode *Reese & Wright* sebesar 589,37 Ton dan Metode *Skempton* sebesar 476,55 Ton. Kapasitas daya dukung (Q_{all}) Tiang Pancang berdasarkan Metode *U.S. Army Corps* sebesar 439,64 Ton dan Metode *Tomlinson* sebesar 630,10 Ton. Pondasi yang lebih efektif dan efisien digunakan pada Jembatan Surah adalah Pondasi Tiang Pancang dengan menggunakan perhitungan dari Metode *Tomlinson* dikarenakan jumlah penggunaan tiang dapat diminimalisir.

Kata Kunci : Jembatan, Tiang Bor, Tiang Pancang

ABSTRACT

The ongoing toll road development is the Solo - Yogyakarta - NYIA Kulon Progo Toll Road Project which aims to reduce congestion on the main roads and support economic improvement in an area, especially Central Java and DI Yogyakarta. In this project several connecting bridges were built to avoid rivers and cultural heritage, one of which is the Surah Bridge. In supporting a bridge, a bridge foundation is needed which functions to distribute the load from the overlying structure to the supporting soil layer below without a decrease in the structural system.

This research was conducted on the Solo-Yogya-NYIA Kulon Progo Toll Road Project Section 1 Package 1.1 Solo-Klaten, specifically on the Surah Bridge STA 12+195 using secondary data from PT Adhi Karya (Persero) Tbk. This study aims to determine the weight of the load acting on the bridge, the bearing capacity, and the foundation that is more effectively and efficiently used in receiving the loading of the Surah Bridge.

The results obtained from this study are the loading on the Surah Bridge with a vertical load of 6776,29 tons. The bearing capacity (Qall) of the Drill Pile based on the Reese & Wright Method is 589.37 Tons and the Skempton Method is 476.55 Tons. The bearing capacity (Qall) of the Pile based on the U.S. Army Corps Method is 439.64 Tons and the Tomlinson Method is 630.10 Tons. The more effective and efficient foundation used on the Surah Bridge is the pile foundation using the calculation of the Tomlinson Method because the number of pile uses can be minimized.

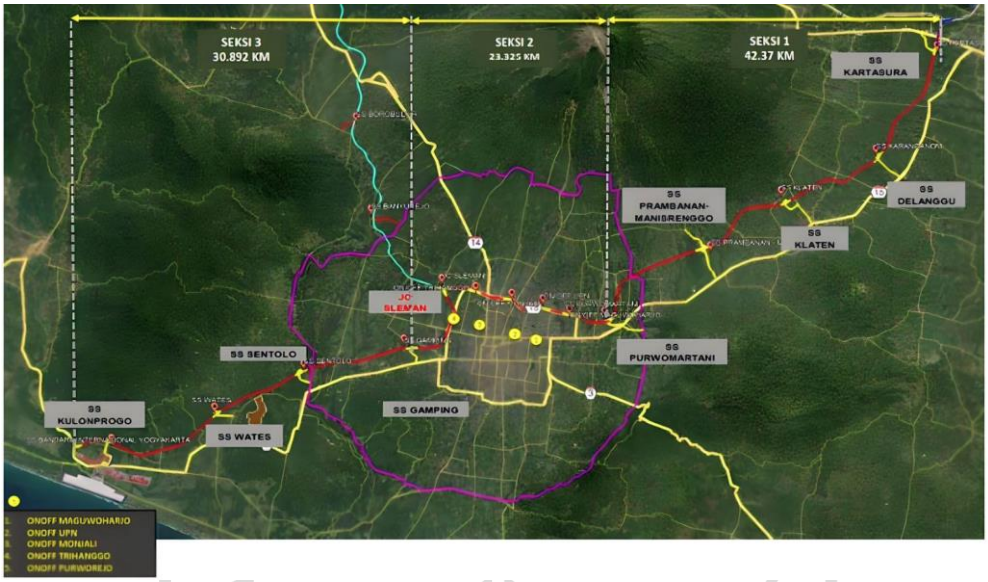
***Keywords**: Bridge, Bore Pile, Pile*

BAB I
PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Pembangunan jalan tol merupakan salah satu bentuk usaha pemerintah dalam memudahkan masyarakat di Indonesia untuk melakukan mobilitas mereka, baik dari segi ekonomi maupun sosial dengan baik dan cepat. Provinsi Jawa Tengah dan DI Yogyakarta menjadi salah satu penopang penggerak ekonomi wisata nasional, hal tersebut dibuktikan dengan adanya bandara baru *Yogyakarta International Airport*. Oleh karena itu, diperlukan akses pendukung untuk mempermudah jalannya sektor-sektor tersebut maka diperlukan adanya pembangunan jalan tol baru. Dalam Peraturan Pemerintah No. 15 Tahun 2005 tentang Jalan Tol, dinyatakan bahwa jalan tol adalah jalan umum yang merupakan bagian sistem jaringan jalan dan sebagai jalan nasional yang penggunaannya diwajibkan membayar tol.

Saat ini, salah satu pembangunan jalan tol yang sedang berjalan adalah Proyek Jalan Tol Solo – Yogyakarta – NYIA Kulon Progo yang bertujuan untuk mengurangi kemacetan pada ruas utama dan menunjang peningkatan ekonomi di suatu daerah, khususnya Jawa Tengah dan DI Yogyakarta. Proyek Tol ini nantinya akan dibangun sepanjang 97 kilometer (km) untuk memudahkan aksebilitas dari maupun menuju *New Yogyakarta International Airport* di Kulonprogo.



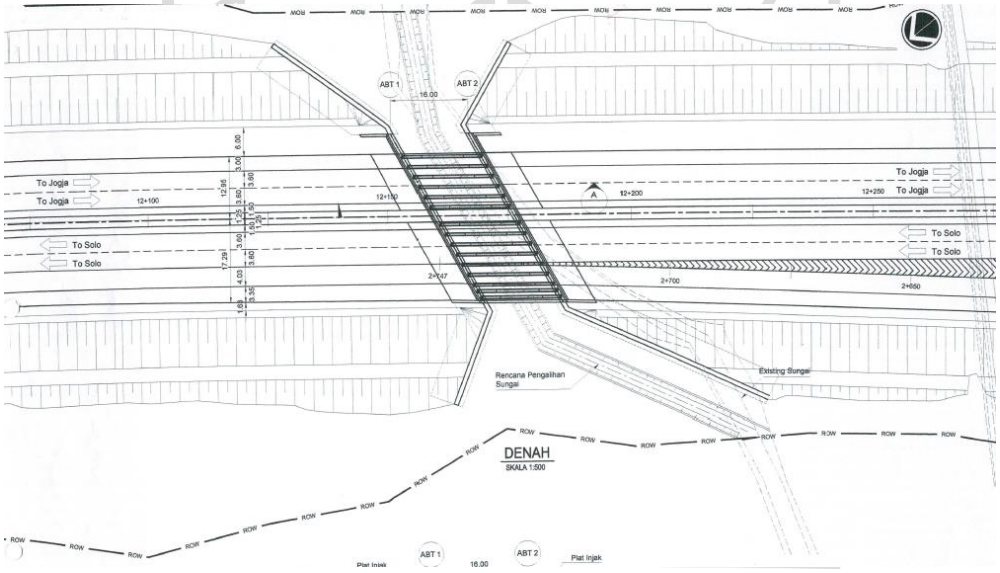
Gambar 1. 1 Trase Jaringan Jalan Tol Solo-Yogya-Kulonprogo
(Sumber : PT. Adhi Karya (Persero) Tbk)

Pada proyek ini dibangun beberapa jembatan penghubung untuk menghindari sungai dan cagar budaya, salah satunya adalah Jembatan Surah. Jembatan merupakan suatu bangunan yang menghubungkan jalan menyilang sungai/saluran air, lembah atau menyilang jalan lain yang tidak sama tinggi permukaannya. Dalam perencanaan dan perancangan jembatan sebaiknya mempertimbangkan fungsi kebutuhan transportasi, persyaratan teknis dan estetika-arsitektural yang meliputi: Aspek lalu lintas, Aspek teknis, Aspek estetika (Supriyadi, 2007).

Dalam menopang sebuah jembatan dibutuhkan adanya suatu pondasi jembatan. Pondasi merupakan salah satu struktur bangunan yang terletak di bagian bawah suatu bangunan. Keberadaan pondasi ini tidak dapat dipisahkan dari struktur bangunan karena pondasi adalah bagian struktur yang berfungsi untuk menyalurkan beban dari struktur di atasnya ke lapisan tanah pendukung di bawahnya tanpa terjadi penurunan pada sistem strukturnya. Perencanaan bangunan bawah atau pondasi suatu struktur bangunan harus mempertimbangkan beberapa hal diantaranya jenis pondasi, kondisi dan struktur tanah. Hal ini terkait dengan kemampuan atau daya dukung tanah dalam memikul beban yang terjadi di atasnya. Menurut Bowles (1997), pondasi adalah bagian dari suatu sistem rekayasa yang meneruskan beban

yang ditopang oleh pondasi dan beratnya sendiri kepada kedalaman tanah dan batuan yang terletak di bawahnya. Pada pembangunan proyek jalan tol ini, jenis pondasi dalam yang digunakan adalah pondasi tiang bor**.**

Pada penelitian ini, penulis ingin menganalisis pembebanan pada Jembatan Surah dan membandingkan kekuatan antara pondasi tiang bor dengan pondasi tiang pancang. Hal ini dilakukan untuk membuktikan apakah daya dukung tanah yang dihasilkan dengan pondasi tiang pancang lebih kuat dari pada penggunaan pondasi tiang bor dalam menopang beban dari Jembatan Surah pada proyek Tol Solo-Yogya-NYIA Kulon Progo Seksi 1 Paket 1.1 Solo-Klaten, khususnya di STA 12+195. Denah dari Jembatan Surah dapat dilihat pada Gambar 1.2 berikut.



Gambar 1. 2 Denah Jembatan Surah STA 12+195
(Sumber : PT. Adhi Karya (Persero) Tbk)

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan uraian pada latar belakang, maka rumusan masalah dapat disusun sebagai berikut :

1. Berapakah pembebanan yang bekerja pada Jembatan Surah berdasarkan SNI 1725-2016 ?
2. Berapakah kapasitas daya dukung pondasi tiang bor dengan menggunakan metode *Reese & Wright* dan metode *Skempton* ?

3. Berapakah kapasitas daya dukung pondasi tiang pancang dengan menggunakan metode *U.S. Army Corps* dan metode *Tomlinson* ?
4. Manakah pondasi yang lebih efektif dan efisien dalam menerima pembebanan dari Jembatan Surah ?

1.3 Tujuan Penelitian

Tujuan dari penelitian ini adalah sebagai berikut :

1. Mengetahui besarnya pembebanan Jembatan Surah berdasarkan SNI 1725-2016.
2. Mengetahui kapasitas daya dukung pondasi tiang bor dengan menggunakan metode *Reese & Wright* dan metode *Skempton.*
3. Mengetahui kapasitas daya dukung pondasi tiang bor dengan menggunakan metode *U.S. Army Corps* dan metode *Tomlinson.*
4. Mengetahui pondasi yang lebih efektif dan efisien dalam menerima pembebanan Jembatan Surah.

1.4 Manfaat Penelitian

Adapun manfaat yang diharapkan dari penelitian ini adalah sebagai berikut:

1. Untuk memenuhi persyaratan memperoleh derajat Sarjana Strata Satu Teknik Sipil, Universitas Islam Indonesia.
2. Untuk menambah pengetahuan mengenai perhitungan pembebanan jembatan.
3. Untuk menambah pengetahuan mengenai perhitungan kapasitas daya dukung pondasi Tiang Pancang dan pondasi Tiang Bor saat menerima beban dari struktur di atasnya.
4. Untuk memberikan referensi pada penelitian selanjutnya.

1.5 Batasan Penelitian

Adapun batasan penelitian dari penelitian tugas akhir ini adalah sebagai berikut :

1. Penelitian ini dilakukan pada Jembatan Surah STA 12+195 Proyek Tol Solo – Yogya - NYIA Kulon Progo Seksi 1 Paket 1.1 Solo-Klaten.

2. Data struktur Jembatan Surah digunakan untuk perhitungan pondasi tiang bor (*bore pile*) dan tiang pancang.
3. Data tanah menggunakan data N-SPT dari lokasi Jembatan Surah.
4. Dimensi, jarak antar tiang, dan jumlah tiang yang digunakan mengacu pada perencanaan Proyek Tol Solo – Yogya - NYIA Kulon Progo Seksi 1 Paket 1.1.
5. Perhitungan pembebanan jembatan berdasarkan SNI 1725-2016 dan SNI 2833-2016.
6. Analisis beban gempa pada perhitungan struktur atas menggunakan Respon Spektra.
7. Perhitungan kapasitas daya dukung tiang bor menggunakan Metode *Reese & Wright* dan Metode *Skempton*.
8. Perhitungan kapasitas daya dukung tiang pancang menggunakan Metode *U.S. Army Corps* dan Metode *Tomlinson*.
9. Tidak membahas mengenai masalah metode kerja dan analisa biaya.

1.6 Sistematika Penulisan

Sistematika penulisan tugas akhir ini adalah sebagai berikut :

1. Bab – I Pendahuluan

   Bab ini berisi mengenai latar belakang, rumusan masalah, tujuan penelitian, manfaat penelitian, batasan penelitian, dan sistematika penulisan laporan penelitian.
2. Bab - II Tinjauan Pustaka

   Bab ini berisi mengenai penelitian – penelitian yang dilakukan sebelumnya dan perbandingan dengan penelitian yang akan dilakukan.
3. Bab - III Landasan Teori

   Bab ini berisi mengenai teori – teori yang digunakan sebagai pendukung penelitian.
4. Bab - IV Metodologi Penelitian

   Bab ini berisi mengenai lokasi penelitian, observasi data, alat yang digunakan, serta metode dan tahapan yang dilakukan selama penelitian.

5. Bab - V Hasil Penelitian dan Pembahasan

   Bab ini berisi mengenai hasil yang didapat selama penelitian, hasil tersebut berkaitan dengan pembebanan jembatan dan kapasitas daya dukung pondasi.

6. Bab - VI Penutup dan Saran

   Bab ini berisi mengenai kesimpulan dan pembahasan dari hasil analisa data dan juga saran – saran mengenai hasil penelitian.

7. Lampiran

   Lampiran berisi mengenai data – data yang digunakan selama penelitian dan juga gambar penunjang dalam penelitian.

BAB II
TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Tinjauan Umum

Jembatan merupakan fasilitas pada jalan yang berfungsi untuk mendukung lalu lintas yang melewatinya. Komponen jembatan dibagi menjadi dua, yaitu *super structure* dan *sub structure*. *Super structure* terdiri dari *slab, deck slab, railing,* girder, dan diafragma. Sedangkan *sub structure* terdiri dari *abutment*, *wing wall*, dan pondasi. Jembatan dengan girder digunakan untuk meneruskan beban dari struktur di atasnya ke kolom atau tiang yang berada di bawahnya.

Struktur pada dasar jembatan terdiri dari pondasi, *abutment*, dan *wing wall*. Pondasi pada jembatan berperan penting untuk menerima beban-beban yang bekerja pada struktur di atasnya dan kemudian diteruskan ke tanah. Terdapat beberapa jenis pondasi tiang, yaitu pondasi tiang bor dan tiang pancang.

2.2 Penelitian Terdahulu

Pada pengerjaan tugas akhir ini penulis mengacu pada beberapa peneliti sebelumnya yang telah melakukan penelitian yang terkait dengan metode yang akan dilakukan. Beberapa peneliti tersebut yaitu Muhammad Wahyuddin (2019), Hary Wahyudi (2019), Nadia Fairuza (2021), Desrina Sari (2021), dan Ilman Fathurrahman (2022).

2.2.1 Analisis dan Perencanaan Pondasi Tiang *Bore Pile*

Muhammad Wahyuddin (2019) melakukan penelitian berjudul "Analisis dan Perencanaan Pondasi Tiang *Bore Pile* pada Jembatan Jalur Ganda Kereta Api Bekri Kabupaten Lampung Tengah". Penelitian ini dilakukan dengan tujuan untuk mengetahui nilai daya dukung ijin pondasi *bore pile* dan letak pondasi *bore pile* dalam satu *abutment*.

Pada pembangunan jalur ganda di Provinsi Lampung, diperlukan jembatan kereta api karena nantinya akan melintasi sungai. Perencanaan yang dirancang

harus memiliki struktur atas dan struktur bawah yang baik agar kenyamanan dan keamanan transportasi kereta api dapat tercapai.

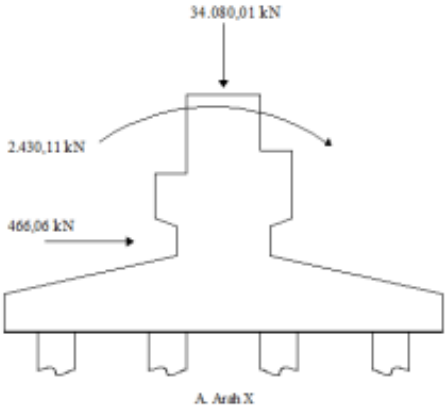
Dari analisis tersebut didapatkan nilai daya dukung ijin pondasi *bore pile* untuk satu tiang dengan diameter 1 meter adalah 3273,294 kN, yaitu lebih besar dari daya dukung maksimum yang membebani tiang sebesar 3220,13 kN sehingga pondasi *bore pile* mampu menahan beban struktur di atasnya. Formasi pondasi untuk satu abutment adalah 3 x 3 dengan panjang 8 meter.

2.2.2 Analisis Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang dan Tiang Bor

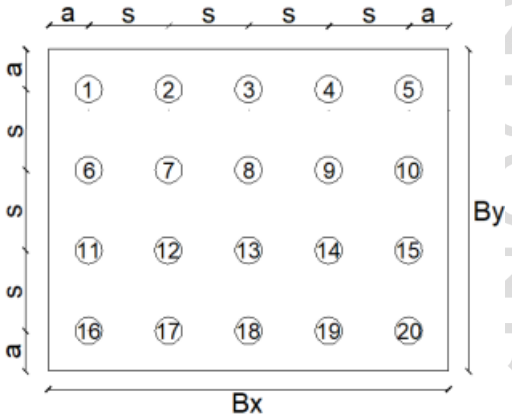
Hary Wahyudi Herman (2019) melakukan penelitian berjudul "Analisis Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang dan Tiang Bor pada Tanah Lempung Berdasarkan Pembebanan Jembatan SNI 1726 : 2016". Penelitian ini dilakukan dengan tujuan untuk menganalisis pondasi tiang pancang dan tiang bor pada 2 pilar jembatan agar dapat menentukan jenis pondasi yang efektif.

Analisis dilakukan untuk mengetahui beban jembatan Sirnoboyo berdasarkan SNI 1725:2016 mengenai "Pembebanan untuk Jembatan". Perhitungan kapasitas daya dukung pondasi tiang pancang menggunakan metode *U.S. Army Corps* dan metode *Tomlinson*. Perhitungan kapasitas daya dukung pondasi tiang bor menggunakan metode *Reese & Wright* dan metode *Skempton*.

Dari hasil analisis tersebut didapatkan bahwa beban jembatan Sirnoboyo sebesar 34080,01 kN. Hasil analisis kapasitas daya dukung tiang pancang metode *U.S. Army Corps* sebesar 1950,49 kN dan metode *Tomlinson* sebesar 1598,26 kN. Hasil analisis kapasitas daya dukung tiang bor metode *Reese & Wright* sebesar 1458,59 kN dan metode *Skempton* sebesar 1185,59 kN. Hasil pembebanan dan susunan pondasi pada Jembatan Sirnoboyo dapat dilihat pada Gambar 2.1 dan Gambar 2.2 berikut.



Gambar 2. 1 Pembebanan pada Jembatan Sirnoboyo



Gambar 2. 2 Susunan Pondasi
(Sumber : Hary Wahyudi Herman, 2019)

2.2.3 Analisis Perbandingan Pondasi Tiang Pancang dengan Tiang Bor

Nadia Fairuza (2021) melakukan penelitian berjudul "Analisis Perbandingan Pondasi Tiang Pancang dengan Pondasi Tiang Bor Proyek Gedung Hotel Neo Malang". Penelitian ini dilakukan dengan tujuan untuk mendapatkan nilai daya dukung, besar penurunan, dimensi, dan menganalisis perbandingan antara pondasi tiang pancang dengan pondasi *bore pile*.

Analisis ini dilakukan pada gedung Hotel Neo Malang yang terdiri dari 11 lantai. Gedung ini pada awalnya direncanakan menggunakan pondasi tiang pancang penampang persegi ukuran 35 x 35 cm dengan panjang 9 m. Dari hasil analisis tersebut, didapatkan nilai daya dukung untuk tiang pancang sebesar 61,88 ton dan untuk tiang bor sebesar 65,02 ton, dimensi yang digunakan pada tiang pancang

yaitu penampang persegi ukuran 35 x 35 cm dengan panjang 8 m, sedangkan untuk tiang bor yaitu diameter 45 cm dengan panjang 8 m, serta jumlah tiang untuk pondasi tiang pancang sebanyak 153 tiang dan untuk tiang bor sebanyak 144 tiang.

2.2.4 Analisa Daya Dukung *Bored Pile*

Desrina Sari (2021) melakukan penelitian berjudull "Analisa Daya Dukung *Bored Pile* Pada Proyek Pembangunan Jembatan KA BH. 38 Linggei Kabupaten Serdang Berdagai". Penelitian ini dilakukan dengan tujuan untuk mengetahui besar daya dukung pondasi *bored pile* dan menentukan panjang tiang bor yang akan digunakan.

Jembatan kereta api tersebut dibangun untuk melayani kebutuhan tertentu. Pada penelitian ini, penulis menggunakan metode *Reese* dan *Wright* dengan menggunakan data SPT (*standard penetration test*) untuk menghitung kapasitas daya dukung pondasi tiang.

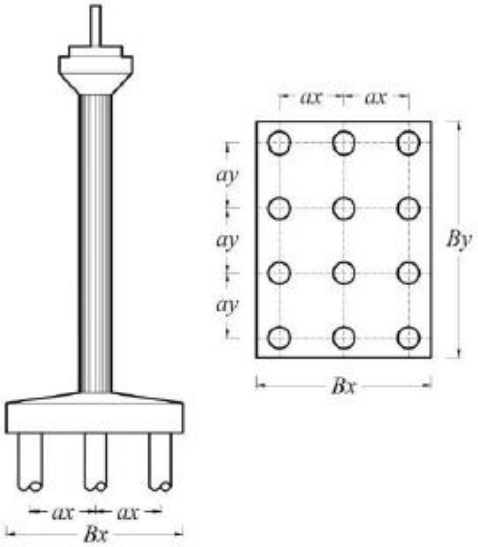
Dari analisa yang dilakukan, didapatkan nilai daya dukung rata-rata sebesar 113,580 ton dengan kedalaman 18 meter dan mengambil kondisi tanah yang seragam pada 3 titik. Daya dukung tiang kelompok yang dihasilkan sebesar 1691,768 ton dengan jumlah tiang adalah 15 buah. Susunan tiang pondasi pada Pembangunan Jembatan KA BH dapat dilihat pada Gambar 2.3 berikut.

2.2.5 Perencanaan Struktur Jembatan Kiringan

Ilman Fathurahman (2022) melakukan penelitian berjudul "Perencanaan Struktur Jembatan Kiringan Menggunakan Rangka Baja Tipe *Warren*". Penelitian ini dilakukan dengan tujuan untuk mengetahui hasil desain *abutment* dan pondasi *abutment* yang dapat menahan beban jembatan.

Analisa dilakukan untuk mendapatkan dimensi dari *abutment*, besarnya beban yang bekerja, dan jenis pondasi yang akan digunakan. Perhitungan beban jembatan mengacu pada SNI 1725:2016 mengenai "Pembebanan untuk Jembatan" dan SNI 2833:2016 mengenai "Perencanaan Jembatan terhadap Beban Gempa". Perhitungan untuk pondasi menggunakan metode *Skempton* untuk mendapatkan daya dukung tiang pondasi dan jumlah tiang yang dibutuhkan.

Dari hasil analisis tersebut didapatkan bahwa struktur atas jembatan kiringan akan ditopang dengan menggunakan dua *abutment* dan satu pilar, serta jenis pondasi yang digunakan adalah pondasi tiang bor. Hasil desain *abutment* dan pondasi dapat dilihat pada Gambar 2.4 dan Gambar 2.5 berikut.



Gambar 2. 3 Susunan *Bore Pile* pada Pilar
(Sumber : Ilman Fathurahman., 2021)

2.3 Keabsahan Penelitian

Berdasarkan penelitian terdahulu tentang penelitian mengenai pembebanan jembatan, pondasi tiang pancang dan pondasi tiang bor yang akan dilakukan penulis saat ini, yaitu menghitung pembebanan jembatan yang akan dipikul oleh pondasi pada *abutment* dan menganalisis pondasi tiang pancang serta tiang bor dengan menggunakan data pada Jembatan Surah STA 12+195. Berikut dapat dilihat pada Tabel 2.1 mengenai perbandingan antara penelitian terdahulu dengan saat ini sebagai bukti keabsahan penelitian.

Tabel 2. 1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dan Sekarang

Peneliti	**Muhammad Wahyuddin**	**Hary Wahyudi Herman**	**Nadia Fairuza**	**Desrina Sari**	**Ilman Fathurahman**	**Siti Nur Aulia**
Tahun	**2019**	**2019**	**2021**	**2021**	**2022**	**2023**
Judul Penelitian	Analisis dan Perencanaan Pondasi Tiang *Bore Pile* pada Jembatan Jalur Ganda Kereta Api Bekri Kabupaten Lampung Tengah	Analisis Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang dan Tiang Bor pada Tanah Lempung Berdasarkan Pembebanan Jembatan SNI 1726 : 2016	Analisis Perbandingan Pondasi Tiang Pancang dengan Pondasi Tiang Bor Proyek Gedung Hotel Neo Malang	Analisa Daya Dukung *Bored Pile* Pada Proyek Pembangunan Jembatan KA BH. 38 Di Baja Linggei Kabupaten Serdang Bedagai	Perencanaan Struktur Jembatan Kiringan Menggunakan Rangka Baja Tipe *Warren*	Analisis Pembebanan dan Perbandingan Pondasi Tiang Bor dengan Tiang Pancang pada Jembatan Surah

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dan Sekarang

Struktur Atas	Jembatan	Jembatan	Bangunan Gedung	Jembatan	Jembatan	Jembatan
Tujuan Penelitian	1. Menghitung daya dukung ijin pondasi *bore pile* untuk satu tiang, 2. Mengetahui formasi pondasi *bore pile* untuk satu abutment.	1. Mengetahui pembebanan Jembatan Sirnoboyo Pacitan 2. Mengetahui kapasitas dukung pondasi tiang pancang menggunakan metode *U.S. Army Corps* dan *Tomlinson*	1. Menghitung daya dukung pondasi, 2. Menghitung penurunan pondasi, 3. Menentukan dimensi pondasi, 4. Menganalisis perbandingan pondasi tiang pancang dengan tiang bor	1. Mengetahui besar daya dukung pondasi *bored pile*, 2. Menentukan panjang tiang bor.	1. Mengetahui hasil desain *abutment* dan pondasi agar dapat menahan semua beban, 2. Mengetahui hasil desain pilar dan pondasi pilar yang aman terhadap semua beban.	1. Mengetahui besarnya pembebanan Jembatan Surah berdasarkan SNI 1725-2016, 2. Mengetahui kapasitas daya dukung pondasi tiang bor dengan menggunakan metode *Reese & Wright* dan metode *Skempton*,

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dan Sekarang

		3. Mengetahui kapasitas dukung pondasi tiang bor menggunakan metode *Reese & Wright* dan metode *Skempton*				3. Mengetahui kapasitas daya dukung pondasi tiang bor dengan menggunakan metode *U.S. Army Corps* dan metode *Tomlinson*, 4. Manakah pondasi yang lebih efektif dan efisien dalam menerima pembebanan Jembatan Surah.

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dan Sekarang

Hasil Penelitian	1. Daya dukung ijin pondasi dengan 1 meter adalah 3272,294 kN lebih besar dari daya dukung maksimum yang membebani tiang sebesar 3220,13 kN, 2. Formasi pondasi *bore pile* untuk satu abutment	1. Beban Jembatan Sirnoboyo pacitan dengan 2 pilar sebesar 34080,01 kN, 2. Nilai kapasitas dukung pondasi tiang pancang metode *U.S. Army Corps* sebesar 1950,49 kN dan metode	1. Daya dukung yang didapatkan untuk tiang pancang sebesar 61,88 ton dan untuk tiang bor sebesar 65,02 ton, 2. Dimensi yang digunakan pada tiang pancang yaitu ukuran 35 x 35 cm, sedangkan	1. Daya dukung yang didapatkan sebesar 113,580 ton, 2. Daya dukung dengan jumlah baris 5 dan kolom 3 sebesar 1691,77 ton, 3. Panjang tiang bor yang digunakan adalah 18 m karena mengambil	1. Struktur atas jembatan ditopang menggunakan dua *abutment* dengan tinggi *abutment* kiri adalah 5 m dan *abutment* kanan adalah 7 m, 2. Pilar yang digunakan adalah tipe kolom tunggal dengan tinggi 15,80 m dan jenis pondasi	1. Beban vertikal yang bekerja pada Jembatan Surah berdasarkan SNI 1725-2016 sebesar 6776,29 Ton, 2. Nilai kapasitas daya dukung pondasi tiang bor Metode *Reese & Wright* sebesar 589,37 Ton dan Metode *Skempton* sebesar 476,55 Ton,

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dan Sekarang

	adalah 3 x 3 dengan jumlah tiang sebanyak 9 buah.	*Tomlinson* 1598,26 kN. 3. Nilai kapasitas dukung pondasi tiang bor sebesar metode *Reese & Wright* sebesar 1458,59 kN dan metode *Skempton* sebesar 1185,59 kN	tiang bor yaitu diameter 45 cm dengan panjang 8 m, 4. Jumlah tiang untuk pondasi tiang pancang sebanyak 153 tiang dan untuk tiang bor sebanyak 144 tiang.	Kondisi tanah yang sudah seragam.	yang digunakan adalah *bore pile* dengan diameter 0,80 m.	3. Nilai kapasitas daya dukung pondasi tiang pancang Metode *U.S. Army Corps* sebesar 439,64 Ton dan Metode *Tomlinson* sebesar 630,10 Ton, 4. Pondasi yang lebih efektif digunakan pada Jembatan Surah adalah Pondasi Tiang Pancang.

Sumber : Muhammad Wahyuddin (2019), Hary Wahyudi Herman (2019), Nadia Fairuza (2021), Desrina Sari (2021), Ilman Fathurahman (2022).

BAB III
LANDASAN TEORI

3.1 Jembatan

Berdasarkan UU No. 38 Tahun 2004 tentang Jalan, menjelaskan bahwa jalan dan jembatan merupakan bagian dari sistem transportasi nasional yang mempunyai peranan penting terutama dalam mendukung bidang ekonomi, sosial dan budaya serta lingkungan yang dikembangkan melalui pendekatan pengembangan wilayah agar tercapai keseimbangan dan pemerataan pembangunan antar daerah. Jembatan secara umum adalah suatu konstruksi yang berfungsi untuk menghubungkan dua bagian jalan yang terputus oleh adanya rintangan-rintangan seperti lembah yang dalam, alur sungai, danau, saluran irigasi, kali, jalan kereta api, jalan raya yang melintang tidak sebidang dan lain-lain.

Menurut H. J. Struyk (1984), jembatan merupakan suatu konstruksi yang berguna untuk meneruskan jalan melalui suatu rintangan yang berada lebih rendah (misalnya jalan air). Jembatan jalan raya sebagai elemen penting dalam sistem transportasi darat harus dapat menahan beban lalu lintas yang akan terjadi sesuai dengan umur rencana. Jembatan terdiri dari dua bagian utama struktur, yaitu struktur atas (*super structure*) dan struktur bawah (*substructure*).

3.1.1 Struktur Atas (*superstructure*)

Struktur atas merupakan bagian dari struktur jembatan yang secara langsung menahan beban lalu lintas yang selanjutnya akan disalurkan ke bangunan bawah jembatan.

Struktur atas jembatan pada penelitian ini terdiri dari :

1. *Deck Slab*

   Deck slab atau plat lantai jembatan merupakan sebuah elemen struktur horizontal yang berfungsi untuk menyalurkan beban mati dan beban hidup menuju rangka pendukung vertikal.

2. *Railing*

   Railing merupakan suatu pengaman memanjang yang berfungsi untuk membatasi suatu jembatan agar kendaraan yang melintas akan merasa aman.

3. Diafragma

   Diafragma atau gelagar melintang merupakan pengikat balok girder yang berfungsi sebagai pendukung lantai kendaraan dan beban lalu lintas dan kemudian diteruskan ke struktur bawah.

4. Balok Girder

   Girder atau gelagar memanjang merupakan balok yang membentang secara memanjang berfungsi untuk menerima dan menyalurkan beban serta gaya-gaya yang bekerja pada struktur atas jembatan ke struktur bawah jembatan.

3.1.2 Struktur Bawah (*substructure*)

Struktur bawah jembatan berfungsi untuk memikul beban-beban pada bangunan atas untuk disalurkan ke pondasi dan kemudian disalurkan ke tanah.

Struktur bawah jembatan pada penelitian ini terdiri dari :

1. *Abutment*

   Abutment atau kepala jembatan merupakan suatu bangunan yang berfungsi untuk menyalurkan beban mati maupun beban hidup dari bangunan diatasnya ke pondasi.

2. Pondasi

   Pondasi merupakan bagian bangunan yang berfungsi untuk menyalurkan beban yang ditopang oleh pondasi dan beratnya sendiri kepada kedalaman tanah dan batuan yang terletak di bawahnya.

3.1.3 Beban-Beban yang Bekerja pada Jembatan

Menurut SNI 1725-2016 tentang Pembebanan Untuk Jembatan, terdapat beberapa jenis beban yang bekerja pada jembatan, yaitu :

1. Beban Mati

   Beban mati jembatan merupakan semua beban tetap yang berasal dari berat sendiri jembatan. Beban mati terdiri dari beberapa berat, yaitu :

a. Berat Sendiri (*MS*)

Berat sendiri merupakan berat yang berasal dari komponen struktural maupun non-struktural yang dianggap konstan pada jembatan. Adapun faktor beban yang digunakan dapat dilihat pada Tabel 3.1 berikut.

Tabel 3. 1 Faktor Beban untuk Berat Sendiri

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

(Sumber : SNI 1725-2016, Pasal 7.2)

b. Berat Mati Tambahan (*MA*)

Berat mati tambahan merupakan berat seluruh bahan yang membentuk suatu beban pada jembatan dan beratnya berubah-ubah selama umur jembatan, misalnya seperti aspal. Adapun faktor beban yang digunakan dapat dilihat pada Tabel 3.2 berikut.

Tabel 3. 2 Faktor Beban untuk Berat Mati Tambahan

Tipe Beban	**Faktor Beban (γ_{MA})**			
	Keadaan Batas Layan (γ^{S}_{MA})		**Keadaan Batas Ultimit (γ^{U}_{MA})**	
	Bahan		**Biasa**	**Terkurangi**
Tetap	Umum	1,00	2,00	0,70
	Khusus (terawasi)	1,00	1,40	0,80

(Sumber : SNI 1725-2016, Pasal 7.3)

2. Beban Akibat Tekanan Tanah (*TA*)

Koefisien tekanan tanah nominal dihitung berdasarkan sifat-sifat tanah, yaitu kepadatan, kadar kelembaban, kohesi sudut geser dalam, dan sebagainya. Sifat-sifat tanah diperoleh berdasarkan hasil pengujian di lapangan maupun laboratorium. Adapun faktor beban yang digunakan dapat dilihat pada Tabel 3.3 berikut.

Tabel 3. 3 Faktor Beban Akibat Tekanan Tanah

Tipe Beban	**Faktor Beban (γ_{TA})**			
	Batas Layan (γ^{S}_{TA})		**Batas Ultimit (γ^{U}_{TA})**	
	Tekanan Tanah		**Biasa**	**Terkurangi**
Tetap	Tekanan tanah vertikal	1,00	1,25	0,80
	Tekanan tanah lateral			
	-Aktif	1,00	1,25	0.80
	-Pasif	1,00	1,40	0,70
	-Diam	1,00	(1)	
Catatan(1) : Tekanan tanah lateral dalam keadaan diam biasanya tidak diperhitungkan pada keadaan batas ultimit.				

(Sumber : SNI 1725-2016, Pasal 7.4)

a. Tekanan Tanah Aktif (P_a)

Tekanan tanah aktif dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.1 berikut.

$$P_a = (K_a \times \gamma_s \times z) + (2c \times \sqrt{K_a}) \quad (3.1)$$

dengan,

P_a = Tekanan tanah aktif (kN/m^2),

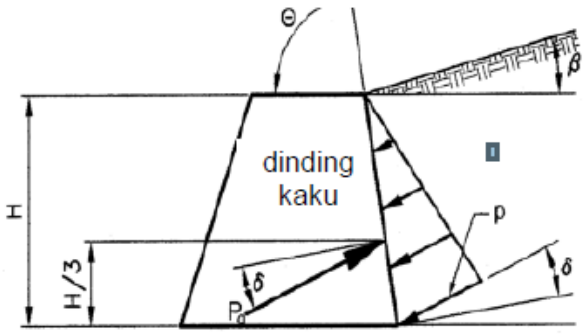
γ_s = Berat jenis tanah (kN/m^3),

z = Kedalaman yang diukur dari permukaan tanah (m),

c = Kohesi tanah (kN/m^2),

K_a = Koefisien tekanan tanah aktif,

Notasi yang diperlukan dalam menghitung koefisien tekanan tanah aktif dapat dilihat pada Gambar 3.1 berikut.



Gambar 3. 1 Notasi untuk Perhitungan Tekanan Tanah Aktif *Coulumb*

(Sumber : SNI 1725-2016, Pasal 7.4)

Nilai-nilai untuk koefisien tekanan tanah lateral aktif dapat ditentukan dengan menggunakan Persamaan 3.2, Persamaan 3.3, dan Persamaan 3.4 berikut.

$$K_a = \frac{\sin^2 x\,(\theta + \phi'_f)}{\Gamma\, x\,[\sin^2 x\,\theta \sin\,(\theta - \delta)]} \quad (3.2)$$

$$\Gamma = 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_f + \delta)\, x \sin(\phi'_f - \beta)}{\sin\,(\theta - \delta)\, x \sin(\theta + \beta)}} \quad (3.3)$$

$$\phi'_f = tan^{-1}\, x\, (K_\phi{}^R\, x\, tan\, \phi) \quad (3.4)$$

dengan,

K_a = Koefisien tekanan tanah lateral aktif,

θ = Sudut pada dinding belakang terhadap garis horizontal (˚),

ϕ'_f = Sudut geser efektif tanah (˚),

Γ = Faktor pembagi koefisien tekanan tanah lateral aktif,

δ = Sudut geser antara urukan dan dinding (˚), nilai δ diambil melalui pengujian laboratorium atau dapat mengacu pada Tabel 3.4,

β = Sudut pada urukan terhadap garis horizontal (˚),

$K_\phi{}^R$ = Faktor pengurangan kekuatan = 0,70

Tabel 3. 4 Sudut Geser Berbagai Material
(*US Department of The Navy, 1982a*)

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

(Sumber : SNI 1725-2016, Pasal 7.4)

Tabel 3. 5 Hubungan Nilai SPT terhadap Kohesi (C_u)

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

Tabel 3. 6 Hubungan Nilai N-SPT Terhadap Sudut Geser Dalam (ϕ)

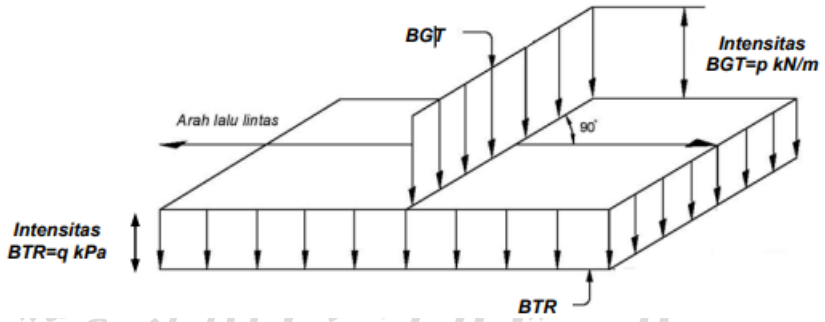
Nilai N-SPT	Sudut Geser Dalam (ϕ)
N < 4	< 28˚
N = 4 – 10	28 - 30 ˚
N = 10 – 30	30 - 40 ˚
N = 30 - 50	40 - 45 ˚
N > 50	45 - 50 ˚

3. Beban Lalu Lintas

Beban lalu lintas pada jembatan meliputi dari lajur "D" dan beban truk "Truk".

a. Beban Lajur "D" (*TD*)

Beban lajur "D" bekerja di sepanjang jembatan dan selebar melintang jembatan. Beban ini terdiri atas beban terbagi merata (BTR) yang digabungkan dengan beban garis (BGT).



Gambar 3. 2 Beban Lajur "D"
(Sumber : SNI 1725-2016, Pasal 8.3)

Tabel 3. 7 Faktor Beban untuk Beban Lajur "D"

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

(Sumber : SNI 1725-2016, Pasal 8.3)

1) Beban Terbagi Merata (BTR)

BTR memiliki intensitas q (kPa) yang besarnya tergantung pada panjang bentang total L, dinyatakan dengan rumus pada Persamaan 3.5 dan Persamaan 3.6 berikut.

$$Jika\ L \leq 30\ m,\ maka\ q = 9{,}0\ kPa \quad (3.5)$$

$$Jika\ L > 30\ m,\ maka\ q = 9{,}0\ x\ (0{,}5 + \frac{15}{L})\ kPa \quad (3.6)$$

dengan,

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

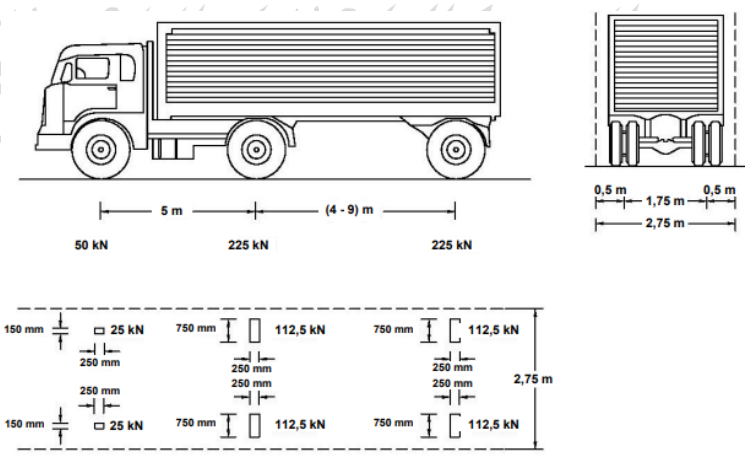
L = panjang total jembatan yang dibebani (m)

2) Beban Garis Terpusat (BGT)

Beban Garis Terpusat dengan intensitas p kN/m harus ditempatkan tegak lurus terhadap arah lalu lintas pada jembatan. Besarnya nilai *p* adalah 49,0 kN/m.

b. Beban Truk "T"

Beban truk "T" merupakan suatu kendaraan berat dengan 3 buah gandar yang ditempatkan di beberapa posisi dalam lajur lalu lintas rencana. Beban tersebut terdiri atas kendaraan truk *semi-trailer* yang dapat dilihat pada Gambar 3.3 berikut.



Gambar 3. 3 Beban Truk "T"
(Sumber : SNI 1725-2016, Pasal 8.4)

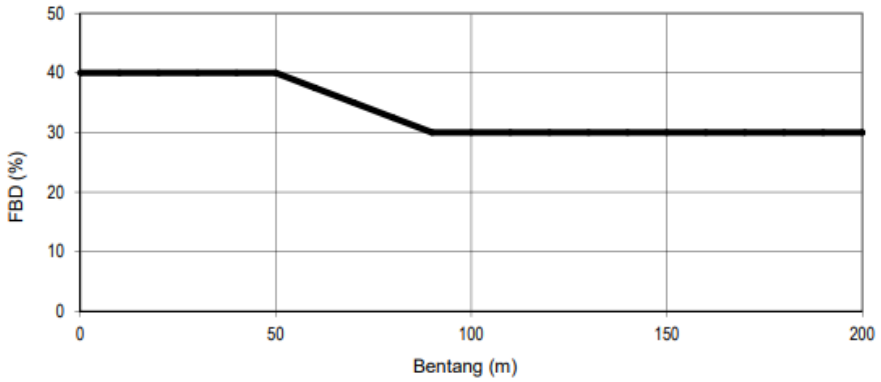
Tabel 3. 8 Faktor Beban Truk "T"

Tipe Beban	Jembatan	Faktor Beban (γ_{MA})	
		Keadaan Batas Ultimit (γ^{U}_{MA})	
		Biasa	Terkurangi
Tetap	Beton	2,00	0,70
	Boks Girder Baja	1,40	0,80

(Sumber : SNI 1725-2016, Pasal 8.4)

c. Faktor Beban Dinamis (*FBD*)

Faktor beban dinamis merupakan hasil interaksi antara kendaraan bergerak dengan jembatan.



Gambar 3. 4 Faktor Beban Dinamis (FBD)
(Sumber : SNI 1725-2016, Pasal 8.3)

d. Beban Pejalan Kaki (*TP*)

Beban pejalan kaki adalah beban yang bekerja dengan beban kendaraan di masing-masing lajur jalan. Intensitas beban pejalan kaki adalah 5 kPa.

e. Gaya Rem (*TB*)

Gaya Rem harus diambil nilai yang terbesar dari :

1) 25% berat gandar truk desain,
2) 5% berat truk rencana ditambah dengan beban lajur terbagi merata (BTR).

Beban rem bekerja setinggi 1800 mm di atas permukaan perkerasan.

4. Beban Aksi Lingkungan

a. Beban Angin (*EW*)

Beban angin yang terjadi mengikuti perencanaan tinggi jembatan dari permukaan tanah atau sungai. Beban angin harus diasumsikan terdistribusi secara merata pada permukaan yang terkena oleh angin. Perhitungan untuk beban angin dapat menggunakan Persamaan 3.7 dan Persamaan 3.8 berikut.

$$V_{DZ} = 2{,}5\ x\ V_0\ x\ \left(\frac{V_{10}}{V_B}\right) \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \quad (3.7)$$

dengan,

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

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

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

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

V_0 = Kecepatan gesekan angin (km/jam),

Z_0 = Panjang gesekan di hulu jembatan (mm).

Catatan :

V_{10} dapat diperoleh dari :

- Grafik kecepatan angin dasar untuk berbagai periode ulang,
- Survey angin pada lokasi jembatan, dan
- Jika tidak ada data yang lebih baik, perencana dapat mengasumsikan bahwa $V_{10} = V_B$ = 90 – 126 km/jam.

Nilai V_0 dan Z_0 untuk berbagai variasi kondisi permukaan hulu dapat dilihat pada Tabel 3.9 berikut.

Tabel 3. 9 Nilai V_0 dan Z_0 untuk Berbagai Variasi Kondisi Permukaan Hulu

Kondisi	Lahan Terbuka	Sub Urban	Kota
V_0	13,20	17,60	19,30
Z_0	70	1000	25000

(Sumber : SNI 1725-2016, Pasal 9.6)

$$P_D = P_B \, x \left(\frac{V_{DZ}}{V_B}\right)^2 \quad (3.8)$$

dengan,

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

P_B = Tekanan angin dasar (MPa),

P_D harus lebih besar dari 4,40 kN/m

Tabel 3. 10 Tekanan Angin Dasar

Komponen Bangunan Atas	Angin Tekanan (MPa)	Angin Hisap (MPa)
Rangka, Kolom, dan Pelengkung	0,0024	0,0012
Balok	0,0024	N/A
Permukaan Datar	0,0019	N/A

(Sumber : SNI 1725-2016)

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

b. Beban Gempa (*EQ*)

Beban gempa pada jembatan terdiri atas gaya gempa lateral, gaya gempa vertikal, dan respon spektra.

1) Gaya Gempa Lateral

Jembatan harus direncanakan tidak mengalami keruntuhan sehingga gempa diambil sebagai gaya horizontal. Gaya gempa lateral dapat dihitung dengan Persamaan 3.9 berikut.

$$E_Q = \frac{C_{sm}}{R_d} \; x \; W_t \qquad (3.9)$$

dengan,

E_Q = gaya gempa horizontal statis (kN),

C_{sm} = koefisien respons gempa elastis,

R_d = faktor modifikasi respons,

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

Koefisien respons gempa elastis (C_{sm}) diperoleh dari peta percepatan batuan dasar dan spectra percepatan sesuai dengan daerah gempa dan periode ulang gempa rencana.

2) Gaya Gempa Vertikal

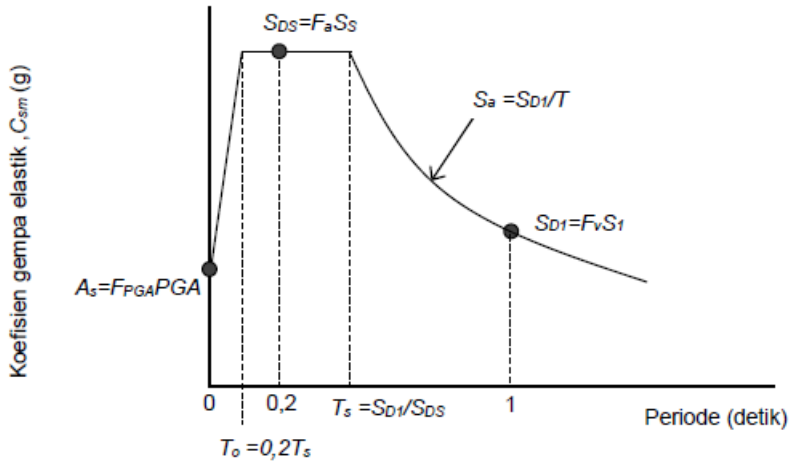
Struktur atas gelagar diasumsikan dapat mengalami gerakan naik-turun agar tidak terhempas ke atas. Gaya gempa vertikal dapat dihitung dalam dua kondisi di berikut dengan mengambil nilai terbesar.

a) 10% dari reaksi berat sendiri struktur atas dengan beban mati tambahan.

b) 120% dari perbedaan antara nilai gempa vertikal dengan reaksi beban permanen.

3) Respon Spektra

Respon Spektra merupakan nilai yang menggambarkan respon maksimum sistem berderajat-kebebasan-tunggal pada berbagai frekuensi alami (periode alami) teredam akibat suatu goyangan tanah. Grafik respon spektra dapat dilihat pada Gambar 3.5 berikut.



Gambar 3. 5 Respon Spektra di Permukaan Tanah
(Sumber : SNI 2833-2016, Pasal 5.4)

Respon spektra di permukaan tanah ditentukan dari 3 (tiga) nilai percepatan puncak yang mengacu pada peta gempa Indonesia dengan probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun (PGA, S_S dan S_1), serta nilai faktor amplifikasi FPGA, Fa, dan Fv. Perhitungan respon spektra dapat dihitung dengan menggunakan Persamaan 3.10 hingga Persamaan 3.12 berikut.

$$A_s = F_{PGA} \, x \, PGA \quad (3.10)$$

$$S_{DS} = F_a \, x \, S_s \quad (3.11)$$

$$S_{D1} = F_v \, x \, S_1 \quad (3.12)$$

dengan,

A_s = Koefisien percepatan puncak muka tanah (g),

F_{PGA} = Faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 0 detik,

PGA = Percepatan puncak batuan dasar mengacu pada peta gempa Indonesia dengan Probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun,

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

F_a = Faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili

getaran 0,2 detik,

S_s = Parameter respons spektra percepatan gempa untuk periode pendek (T = 0,2 detik),

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

F_v = Faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1,0 detik,

S_1 = Parameter respons spektra percepatan gempa untuk periode pendek 1,0 detik.

4) Analisis Kelas Situs

Klasifikasi kelas situs ditentukan melalui hasil penyelidikan tanah di lapangan dan laboratorium. Penentuan kelas situs dapat dilihat pada Tabel 3.11 berikut.

Tabel 3. 11 Kelas Situs

Kelas Situs	$\bar{V}s$ **(m/s)**	$\bar{N}$	$\bar{S}u$ **(kPa)**
A. Batuan Keras	$\bar{V}s \geq 1500$	N/A	N/A
B. Batuan	$750 < \bar{V}s \leq 1500$	N/A	N/A
C. Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak	$350 < \bar{V}s \leq 750$	$\bar{N} \geq 50$	$\bar{S}u \geq 100$
D. Tanah Sedang	$175 < \bar{V}s \leq 350$	$15 \leq \bar{N} \leq 750$	$50 \leq \bar{S}u \leq 100$
E. Tanah Lunak	$\bar{V}s < 175$	$\bar{N} < 15$	$\bar{S}u < 50$
	Atau setiap profil lapisan tanah dengan ketebalan lebih dari 3 m dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, PI > 20, 2. Kadar air (w) ≥ 40%, dan 3. Kuat geser tak terdrainase S_u < 25 kPa.		

Lanjutan Tabel 3.11 Kelas Situs

F. Lokasi yang membutuhkan penyelidikan geoteknik dan analisis respon dinamik spesifik	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik seperti : - Rentan dan berpotensi gagal terhadap beban gempa seperti likuifaksi, tanah lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung organic tinggi dan/atau gambut (dengan ketebalan > 3 m) - Plastisitas tinggi (ketebalan H > 7,5 m dengan PI > 75) - Lapisan lempung lunak/medium kaku dengan ketebalan H > 35 m

(Sumber : SNI 2833-2016, Pasal 5.3)

Pada tabel di atas, nilai $\bar{V}s, \bar{N}, dan\ \overline{Su}$ dapat dihitung dengan menggunakan Persamaan 3.13 hingga Persamaan 3.15 berikut.

$$\bar{V}s = \frac{\sum_{i=1}^{m} t_i}{\sum_{i=1}^{m} (\frac{t_i}{v_{si}})} \quad (3.13)$$

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^{m} t_i}{\sum_{i=1}^{m} (\frac{t_i}{N})} \quad (3.14)$$

$$\bar{S}u = \frac{\sum_{i=1}^{m} t_i}{\sum_{i=1}^{m} (\frac{t_i}{s_{ui}})} \quad (3.15)$$

dengan,

$\bar{V}s$ = Nilai rata-rata cepat rambat gelombang geser,

$\bar{N}$ = Hasil uji penetrasi standar,

$\overline{Su}$ = Kuat geser tak terdrainase,

t_i = Tebal lapisan tanah ke-i,

V_{si} = Kecepatan rambat gelombang geser melalui lapisan tanah ke-i,

Ni = Nilai hasil uji penetrasi standar lapisan tanah ke-i,

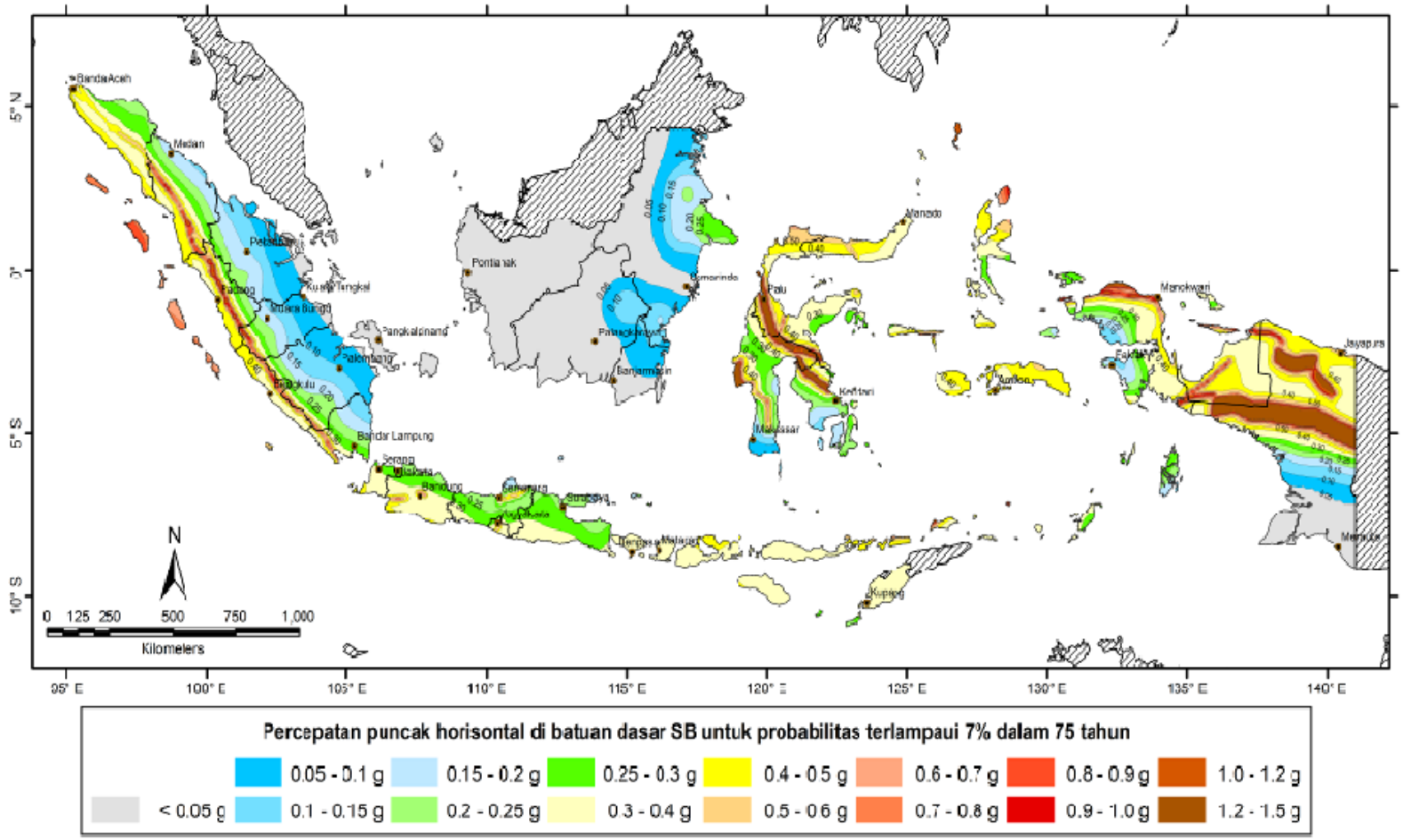
S_{ui} = Kuat geser tak terdrainase lapisan tanah ke-i,

m = Jumlah lapisan tanah yang ada di atas batuan dasar,

$\sum_{i=1}^{m} t_i$ = 30 m.

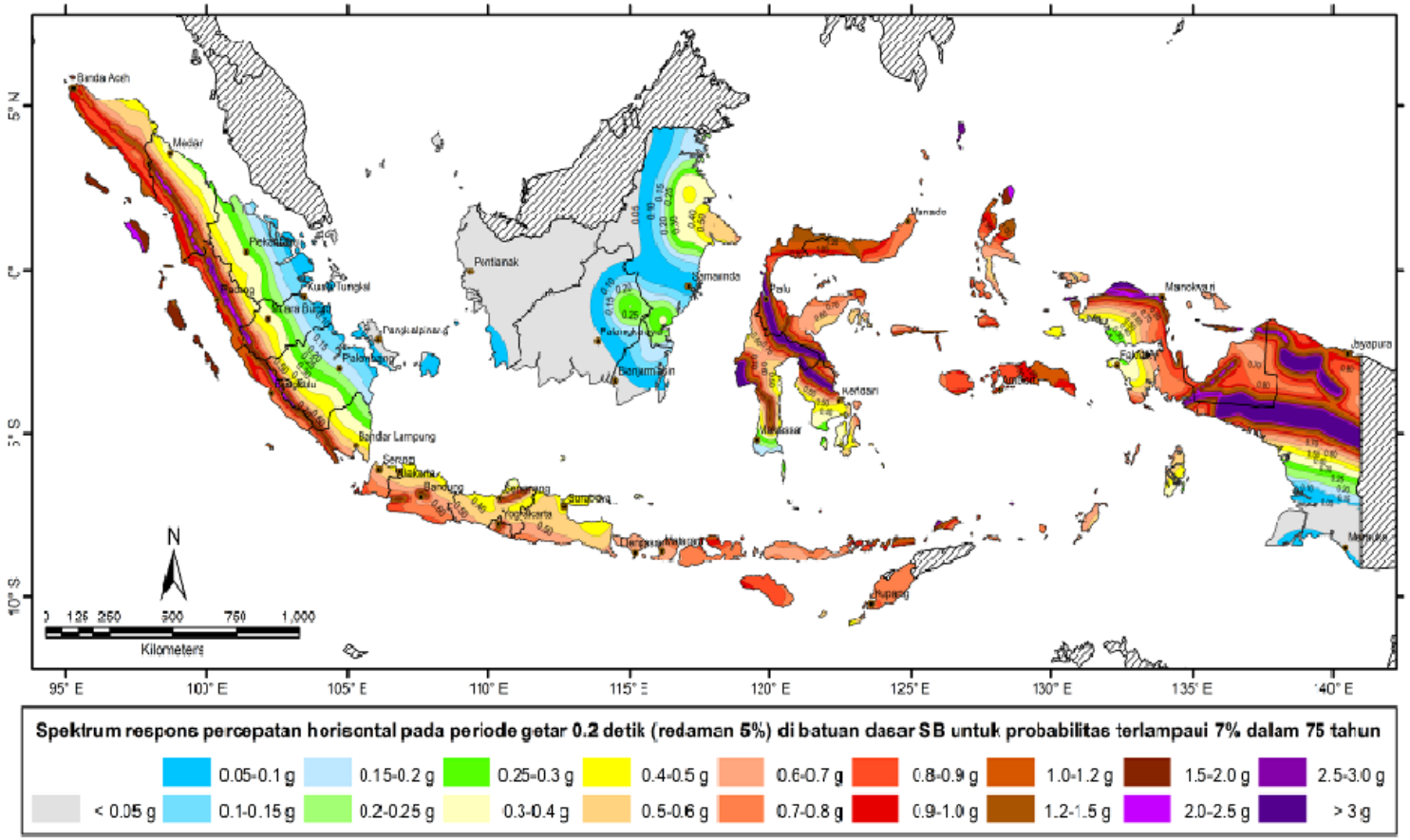
5) Peta Gempa

Peta gempa berdasarkan SNI 2833-2016 meliputi Peta Percepatan Puncak Batuan Dasar (PGA), Respon Spektra Percepatan 0,2 detik dan 1 detik. Peta tersebut dapat dilihat pada Gambar 3.6, Gambar 3.7, dan Gambar 3.8 berikut.



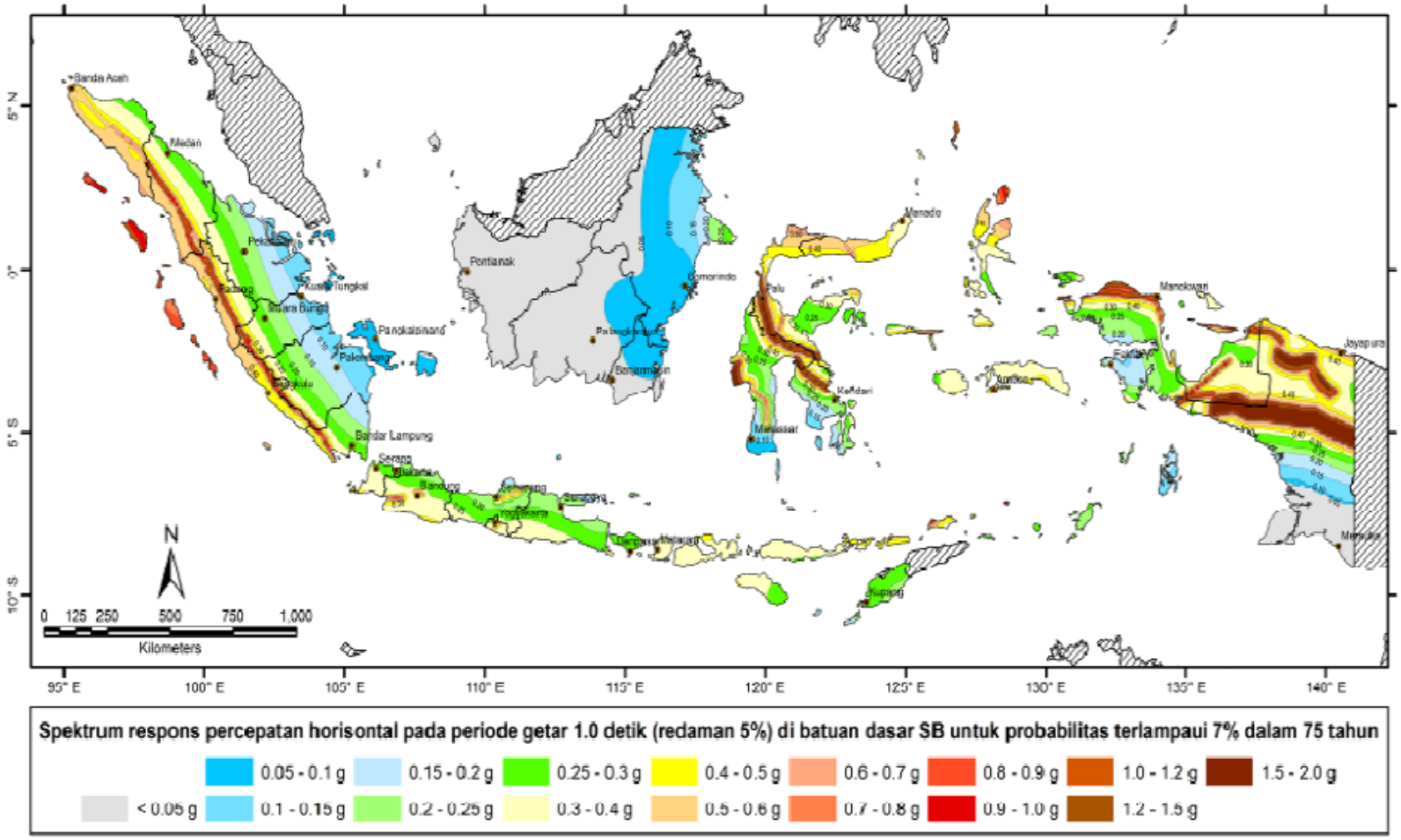
Gambar 3. 6 Peta Percepatan Puncak di Batuan Dasar (PGA)

(Sumber : SNI 2833-2016, Pasal 5.2)



Gambar 3. 7 Peta Respon Spektra Percepatan 0,2 detik di Batuan Dasar

(Sumber : SNI 2833-2016, Pasal 5.2)



Gambar 3. 8 Peta Respon Spektra Percepatan 1 detik di Batuan Dasar

(Sumber : SNI 2833-2016, Pasal 5.2)

6) Faktor Situs

Respon spektra ditentukan melalui suatu faktor amplifikasi untuk PGA, periode pendek (T = 0,2 detik) dan periode 1 detik yang terdiri dari faktor amplifikasi getaran pada batuan dasar (F_{PGA}), faktor amplifikasi periode pendek (F_a), dan faktor amplifikasi yang mewakili getaran periode 1 detik (F_v). Nilai-nilai tersebut dapat dilihat pada Tabel 3.12 dan tabel 3.13 berikut.

Tabel 3. 12 Faktor Amplifikasi untuk PGA dan 0,2 detik (F_{PGA} / F_a)

Kelas Situs	**PGA ≤ 0,1** $S_s \leq 0,25$	**PGA = 0,2** $S_s = 0,5$	**PGA = 0,3** $S_s = 0,75$	**PGA = 0,4** $S_s = 1,0$	**PGA > 0,5** $S_s \geq 1,25$
Batuan Keras (SA)	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Batuan (SB)	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Tanah Keras (SC)	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
Tanah Sedang (SD)	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
Tanah Lunak (SE)	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS
Catatan : Untuk nilai-nilai antara dapat dilakukan interpolasi linier					

(Sumber : SNI 2833-2016, Pasal 5.3)

Tabel 3. 13 Faktor Amplifikasi untuk Periode 1 detik (F_v)

Kelas Situs	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
Batuan Keras (SA)	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Batuan (SB)	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Tanah Keras (SC)	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
Tanah Sedang (SD)	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
Tanah Lunak (SE)	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS
Catatan : Untuk nilai-nilai antara dapat dilakukan interpolasi linier					

(Sumber : SNI 2833-2016, Pasal 5.3)

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

Nilai C_{sm} dapat dihitung dari Persamaan 3.16 hingga Persamaan 3.18 berikut.

- Untuk $T < T_0$

$$C_{sm} = (S_{DS} - A_S)\, x \frac{T}{T_0} + A_s \quad (3.16)$$

- Untuk $T_0 \leq T \leq T_s$

$$C_{sm} = S_{DS} \quad (3.17)$$

- Untuk $T > T_s$

$$C_{sm} = \frac{S_{D1}}{T} \quad (3.18)$$

8) Faktor Modifikasi Respon (R)

Nilai R dapat ditentukan berdasarkan Tabel 3.14 dan Tabel 3.15 berikut.

Tabel 3. 14 Faktor Modifikasi Respon (R) untuk Bangunan Bawah

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

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

(Sumber : SNI 2833-2016, Pasal 5.7)

Tabel 3. 15 Faktor Modifikasi Respon (R) untuk Hubungan Antar Elemen Struktur

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

(Sumber : SNI 2833-2016, Pasal 5.7)

9) Faktor Beban Hidup Kondisi Gempa (γ_{EQ})

Nilai γ_{EQ} dapat ditentukan berdasarkan Tabel 3.16 berikut.

Tabel 3. 16 Faktor Beban Hidup Kondisi Gempa

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

(Sumber : SNI 1725-2016, Pasal 5.8)

5. Beban Lainnya

a) Gesekan Pada Perletakan (*BF*)

Gesekan pada perletakan merupakan pengaruh dari kekuatan geser perletakan elastomer. Nilai gaya gesekan pada perletakan dapat dihitung melalui Persamaan 3.19 berikut.

$$BF = K \, x \, \Delta T \qquad (3.19)$$

Keterangan :

K = Kekakuan geser (kN/m),

ΔT = Muai jembatan akibat temperature (m)

Nilai *K* ditentukan berdasarkan Tabel 3.17 berikut.

Tabel 3. 17 Nilai K untuk Bantalan Karet Ukuran 600 x 600 m

Ketebalan pelat baja : 5 mm
Faktor bentuk efektif : 14,73

Ketebalan selimut samping : 10 mm
Kekakuan tekan lapisan selimut atas bawah : 24 400 x 10^3 kN/m

Ketebalan geser atas dan kekakuan tekan lapisan atas dan bawah : 46,2 x 10^3 kN/m

Jumlah lapisan dalam karet	**Tinggi keseluruhan**	**Kekakuan tekan pada geser nol yang direncanakan**	**Kekakuan geser rata-rata (toleransi ± 20%)**	**Kapasitas penyimpangan geser**	**Beban dasar (diizinkan)**		**Kapasitas putar pada satuan pembebanan**	
					Pada gaya maks.	**Pada gaya nol**	**Dimensi terpendek**	**Dimensi terpanjang**
	mm	**10^3 kN/m**	**10^3 kN/m**	**mm**	**kN**	**kN**	**10^{-6} rad, kN**	**10^{-6} rad, kN**
Ketebalan lapisan dalam karet : 15 mm Faktor bentuk : 9,67					Kekakuan geser setiap lapisan karet : 18,5 x 10^3 kN/m			
4	97	1560	3,85	36	2930	4220	1,9	1,9
6	137	1090	2,72	51	2850	4220	2,8	2,8
8	177	833	2,10	66	2770	4220	3,7	3,7
10	217	676	1,71	81	2680	4220	4,7	4,7
13	277	527	1,34	103,5	2560	4220	6,1	6,1

(Sumber : SNI 3966-2012, Pasal 10.2)

3.1.4 Faktor Beban dan Kombinasi Pembebanan

Berdasarkan SNI 1725-206 kombinasi pembebanan jembatan terbagi atas dua belas keadaan, yaitu :

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 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 hingga 126 km/jam.

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 kapal, tumbukan kendaraan, banjir atau beban hidrolika lainnya, kecuali untuk kasus pembebanan akibat tumbukan kendaraan (*TC*). Kasus pembebanan akibat

banjir tidak boleh dikombinasikan dengan beban akibat tumbukan kendaraan dan tumbukan kapal.

8. Layan I

   Kombinasi pembebanan yang berkaitan dengan operasional jembatan dengan semua beban mempunyai nilai nominal serta memperhitungkan adanya beban angin berkecepatan 90 km/jam hingga 126 km/jam. Kombinasi ini juga digunakan untuk mengontrol lendutan pada gorong-gorong baja, pelat pelapis terowongan, pipa termoplastik serta untuk mengontrol lebar retak struktur beton bertulang; dan juga untuk analisis tegangan tarik pada penampang melintang jembatan beton segmental. Kombinasi pembebanan ini juga harus digunakan untuk investigasi stabilitas lereng.

9. Layan II

   Kombinasi pembebanan 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.

Faktor beban untuk setiap kombinasi pembebanan diambil berdasarkan Tabel 3.18 berikut.

Tabel 3. 18 Kombinasi Beban dan Faktor Beban

Keadaan Batas	MS MA TA PR PL SH	TT TD TB TR TP	EU	EW_S	EW_L	BF	EU_n	TG	ES	Gunakan salah satu		
										EQ	TC	TV
Kuat I	γ_p	1,80	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat II	γ_p	1,40	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat III	γ_p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat IV	γ_p	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-
Kuat V	γ_p	-	1,00	0,40	1,00	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Ekstrem I	γ_p	γ_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-
Ekstrem II	γ_p	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00
Daya layan I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,00	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Daya layan II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-
Daya layan III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Daya layan IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,00	-	-	-
Fatik (TD dan TR)	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Catatan : - γ_p dapat berupa γ_{MS}, γ_{MA}, γ_{TA}, γ_{PR}, γ_{PL}, γ_{SH} tergantung beban yang ditinjau
- γ_{EQ} adalah faktor beban hidup kondisi gempa

(Sumber : SNI 1725-2016, Pasal 6.1)

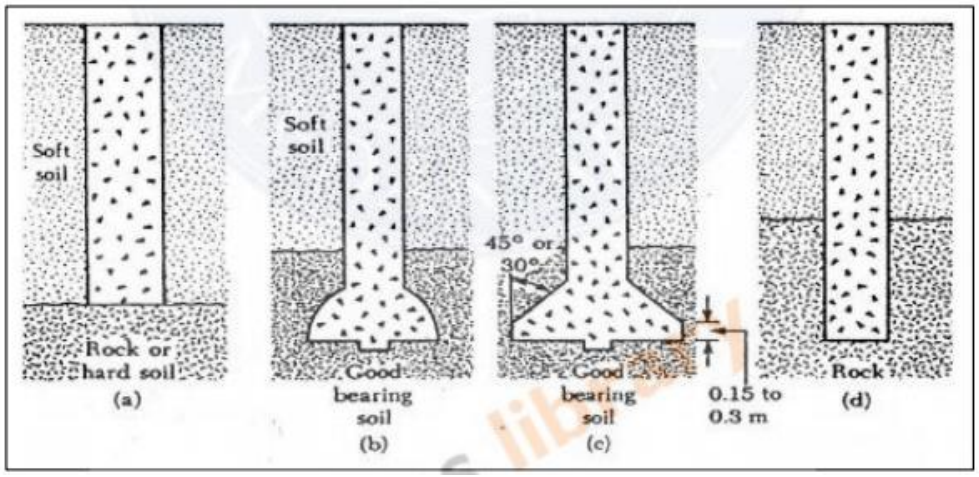
3.2 Pondasi Tiang Bor

Pondasi tiang bor merupakan pondasi tiang yang pemasangannya dilakukan dengan mengebor tanah lebih dahulu (Hardiyatmo, 2010). Pemasangan pondasi tiang bor ke dalam tanah dilakukan dengan cara mengebor tanah terlebih dahulu, yang kemudian diisi tulangan yang telah dirangkai dan dicor beton. Apabila tanah mengandung air, maka dibutuhkan pipa besi atau yang biasa disebut dengan *temporary casing* untuk menahan dinding lubang agar tidak terjadi kelongsoran, dan pipa ini akan dikeluarkan pada waktu pengecoran beton.

Menurut (Das, 1995), pondasi *bore pile* memiliki empat jenis, yaitu:

1. *Bore pile* lurus untuk tanah keras,
2. *Bore pile* yang ujungnya diperbesar berbentuk bel,
3. *Bore pile* yang ujungnya diperbesar berbentuk trapezium,
4. *Bore pile* lurus untuk tanah berbatu-batuan.

Jenis-jenis *bore pile* menurut Das (1995) dapat dilihat pada Gambar 3.9 berikut.



Gambar 3. 9 Jenis-Jenis Pondasi *Bore Pile*
(Sumber : Das, 1995)

3.2.1 Kelebihan Pondasi *Bore Pile*

Terdapat beberapa kelebihan dari pondasi *bore pile*, antara lain :

1. Pemasangan tidak menimbulkan gangguan suara dan getaran yang membahayakan bangunan sekitarnya,

2. Kedalaman tiang dapat divariasikan,
3. Dapat dipasang menembus batuan,
4. Tanah dapat diperiksa dan dicocokkan dengan data laboratorium,
5. Diameter tiang memungkinkan dibuat besar, bila perlu ujung bawah tiang dapat dibuat besar guna mempertinggi kapasitas dukungnya.

3.2.2 Kekurangan Pondasi *Bore Pile*

Terdapat beberapa kekurangan dari pondasi *bore pile*, antara lain :

1. Pengeboran dan pengecoran dipengaruhi oleh kondisi cuaca,
2. Pengecoran beton agak sulit jika dipengaruhi air tanah karena mutu beton tidak dapat dikontrol dengan baik,
3. Mutu beton hasil pengecoran jika tidak terjamin keseragamannya di sepanjang badan *bore pile* dapat mengurangi kapasitas dukung, terutama jika *bore pile* cukup dalam,
4. Pengeboran dapat mengakibatkan gangguan kepadatan jika tanah berupa pasir atau tanah yang berkerikil,
5. Air yang mengalir ke dalam lubang bor dapat mengakibatkan gangguan tanah sehingga mengurangi kapasitas dukung tiang.

3.3 Pondasi Tiang Pancang

Pondasi tiang pancang adalah bagian-bagian konstruksi terbuat dari kayu, beton, dan atau baja yang digunakan untuk meneruskan beban-beban permukaan ke tingkat-tingkat permukaan yang lebih rendah di dalam massa tanah. Kegunaan dari pondasi ini yaitu untuk menyalurkan beban-beban dari bangunan di atasnya (super struktur) ke lapisan tanah keras yang letaknya sangat dalam.

Menurut Bowles (1991), terdapat beberapa kegunaan dari pondasi tiang pancang, antara lain :

1. Untuk membawa beban-beban konstruksi di atas tanah, ke dalam atau melalui sebuah lapisan tanah,
2. Untuk menahan gaya desakan ke atas, atau gaya guling, seperti untuk telapak ruangan bawah tanah di bawah bidang batas air jenuh atau untuk menopang kaki-kaki menara terhadap guling,

3. Sebagai faktor keamanan tambahan di bawah tumpuan jembatan dan atau pier (tiang), khususnya jika erosi merupakan persoalan yang potensial,
4. Memampatkan endapan tak berkohesi yang bebas lepas melalui kombinasi perpindahan isi tiang pancang dan getaran dorongan,
5. Dalam konstruksi lepas pantai untuk meneruskan beban-beban di atas permukaan air melalui air dan ke dalam tanah yang mendasari air tersebut.

3.3.1 Kelebihan Pondasi Tiang Pancang

Terdapat beberapa kelebihan dari pondasi tiang pancang, antara lain :

1. Cocok digunakan pada tanah yang memiliki aliran drainase karena tidak membutuhkan pengeboran yang dalam,
2. Pemancangan mudah sehingga tidak membutuhkan pengawasan yang lebih,
3. Dapat dipancang pada daerah yang memiliki muka air tanah (mat) yang tinggi,
4. Pada tanah lunak, dapat menghindari penurunan yang berlebihan,
5. Tersedia dengan variasi dan bentuk yang dapat disesuaikan sendiri.

3.3.2 Kekurangan Pondasi Tiang Pancang

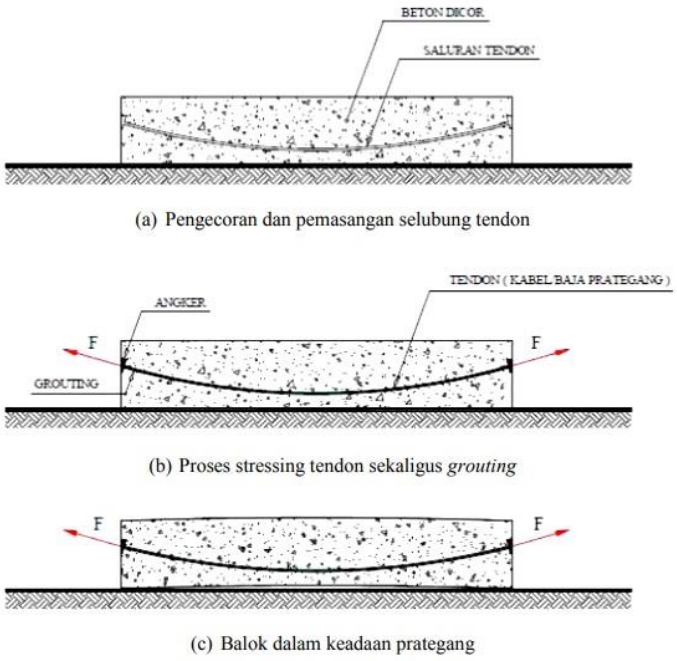
Terdapat beberapa kekurangan dari pondasi tiang pancang, antara lain :

1. Menghasilkan guncangan yang sangat keras saat pemasangan sehingga mengganggu struktur bangunan di sekitarnya,
2. Membutuhkan berbagai peralatan berat dalam proses pemasangan tiang pancang,
3. Pemasangan memerlukan waktu yang lama,
4. Jumlah dan ukuran panjang tiang pancang harus menyesuaikan dengan kondisi struktur tanah
5. Membutuhkan biaya yang lebih mahal dibandingkan dengan pondasi *bore pile*.

3.4 Beton Prategang

Beton prategang merupakan struktur komposit yang berasal dari material beton dan baja dengan mutu tinggi. Prinsip kerja dari beton prategang yaitu tendo ditegangkan diawal dengan cara ditarik bertujuan untuk memberikan tegangan

tekan pada penampang beton sebelum adanya beban yang bekerja pada struktur. Besarnya gaya yang diberikan harus sesuai dengan beban batas agar penampang beton tidak mengalami tegangan tarik saat beban bekerja.



Gambar 3. 10 Proses Pemberian Prategang Metode Pasca Tarik
(Sumber : *American Concrete Institute*)

Pengertian beton prategang menurut beberapa peraturan, yaitu :

1. Menurut PBI – 1971

   Beton prategang merupakan beton bertulang dimana telah ditimbulkan tegangan-tegangan internal dengan nilai dan pembagian yang sedemikian rupa sehingga tegangan akibat beton-beton dapat dinetralkan hingga taraf yang diinginkan.

2. Menurut Draft Konsensus Pedoman Beton 1989

   Beton prategang adalah beton bertulang dimana telah diberikan tegangan dalam dengan tujuan untuk mengurangi tegangan Tarik potensial dalam beton akibat pemberian beban yang bekerja.

3. Menurut ACI (*American Concrete Institute*)

Beton prategang adalah beton yang mengalami tegangan internal dengan distribusi sedemikian rupa sehingga dapat mengimbangi hingga batas tegangan yang terjadi akibat beban eksternal.

3.4.1 Kelebihan Beton Prategang

Terdapat beberapa kelebihan dari beton prategang, antara lain :

1. Beton prategang lebih tahan terhadap korosi,
2. Kedap air, sehingga cocok digunakan pada proyek yang dekat dengan perairan,
3. Lendutan yang terjadi setelah beban rencana bekerja akan lebih kecil dibandingkan pada beton bertulang biasa,
4. Volume beton yang digunakan lebih sedikit,

3.4.2 Kekurangan Beton Prategang

Terdapat beberapa kekurangan dari beton prategang, antara lain :

1. Memerlukan kontrol dan monitoring (*quality control*) yang lebih ketat dalam proses pembuatan,
2. Terdapat kehilangan tegangan pada pemberian gaya prategang awal,
3. Memerlukan biaya tambahan saat proses pengangkutan.

3.5 Kapasitas Daya Dukung Pondasi Tiang

Kapasitas daya dukung pondasi merupakan kemampuan tiang dalam mendukung beban pondasi dari struktur di atasnya yang dinyatakan dengan tahanan geser tanah untuk melawan penurunan akibat beban yang diterima oleh pondasi.

Menurut Hardiyatmo (2002), tiang dibagi menjadi dua ditinjau dari cara mendukung beban, yaitu :

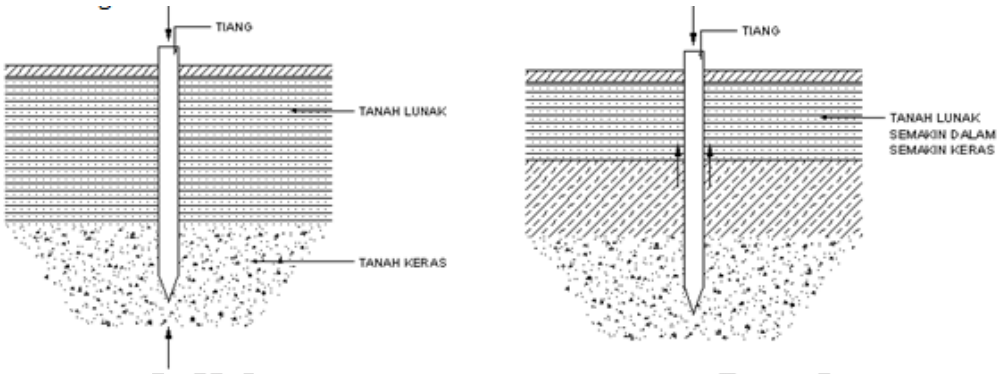
1. Tiang Gesek (*friction pile*)

   Tiang gesek merupakan tiang dengan kapasitas dukungnya ditentukan oleh perlawanan gesek antara dinding tiang dan tanah sekitarnya.

2. Tiang Dukung Ujung (*end bearing pile*)

   Tiang dukung ujung merupakan tiang dengan kapasitas dukungnya ditentukan oleh tahanan ujung tiang.

Jenis tiang yang ditinjau dari cara mendukung beban menurut Hardiyatmo (2002) dapat dilihat pada Gambar 3.10 berikut.



Gambar 3. 11 Tiang Ditinjau dari cara Mendukung Bebannya
(Sumber : Hardiyatmo, 2002)

3.5.1 Kapasitas Daya Dukung Pondasi *Bore Pile* metode *Reese* & *Wright*

1. Tahanan Ujung (Qp)

   Nilai Cu didapatkan berdasarkan hasil korelasi N-SPT sehingga didapatkan Persamaan 3.20 hingga Persamaan 3.21 berikut.

   $Q_p = q_p \, x \, A_p$ (3.20)

   $q_p = N_c \, x \, C_u$ (3.21)

   dengan,

   Q_p = Tahanan ujung (kN),

   q_p = Daya dukung tanah (kN/m^2, syarat <4000 kN/m^2),

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

   N_c = 9 = Faktor kapasitas dukung (Skempton, 1959),

   C_u = Nilai kohesi dasar tiang rencana.

2. Tahanan Selimut (Qs)

   Tahanan selimut dapat dihitung berdasarkan Persamaan 3.22 dan Persamaan 3.23 berikut.

   $Q_s = fs \, x \, As \, x \, t$ (3.22)

   $fs = \alpha \, x \, C_u$ (3.23)

dengan,

Q_s = Tahanan selimut (kN),

fs = Adhesi antara tiang dan tanah disekitarnya (kN/m^2),

t = Panjang tiang (m),

As = Keliling tiang (m),

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

3. Tahanan Ultimit (Qu)

Tahanan ultimit dapat dihitung berdasarkan Persamaan 3.24 berikut.

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (3.24)$$

dengan,

Q_u = Tahanan ultimit (kN),

Q_p = Tahanan ujung (kN),

Q_s = Tahanan selimut (kN).

4. Tahanan Izin (Qall)

Tahanan ijin dapat dihitung berdasarkan Persamaan 3.25 berikut.

$$Q_{all} = \frac{Qu}{SF} \quad (3.25)$$

dengan,

Q_{all} = Kapasitas daya dukung ijin pondasi (Ton),

Qu = Kapasitas ultimit pondasi (Ton),

SF = Angka keamanan untuk tahanan ujung (tiang bor = 2).

3.5.2 Kapasitas Daya Dukung Pondasi *Bore Pile* metode *Skempton*

1. Tahanan Ujung (Qp)

Nilai Cu tiap lapisan didapatkan berdasarkan hasil pengujian tanah sehingga didapatkan Persamaan 3.26 dan Persamaan 3.27 berikut.

$$Q_p = q_p \, x \, A_p \, x \, \mu \quad (3.26)$$

$$q_p = N_c \, x \, C_u \quad (3.27)$$

dengan,

Q_p = Tahanan ujung (kN),

q_p = Daya dukung tanah (kN/m^2, syarat <4000 kN/m^2),

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

N_c = 9 = Faktor kapasitas dukung (Skempton, 1959),

C_u = Nilai kohesi dasar tiang rencana.

μ = Faktor koresi, dengan :

μ = 0,8 untuk d < 1 dan μ = 0,75 untuk d > 1 meter.

2. Tahanan Selimut (Qs)

Tahanan selimut dapat dihitung berdasarkan Persamaan 3.28 dan Persamaan 3.29 berikut.

$$Q_s = fs \; x \; As \; x \; t \qquad (3.28)$$

$$fs = \alpha \; x \; C_u \qquad (3.29)$$

dengan,

Q_s = Tahanan selimut (kN),

fs = Adhesi antara tiang dan tanah disekitarnya (kN/m^2),

t = Panjang tiang (m),

As = Keliling tiang (m),

α = Faktor adhesi gesek sisi tiang bor menurut *Skempton*, yaitu 0,45.

3. Tahanan Ultimit (Qu)

Tahanan ultimit dapat dihitung berdasarkan Persamaan 3.30 berikut.

$$Q_u = Q_p + Q_s \qquad (3.30)$$

dengan,

Q_u = Tahanan ultimit (kN),

Q_p = Tahanan ujung (kN),

Q_s = Tahanan selimut (kN).

4. Tahanan Ijin (Qall)

Tahanan ijin dapat dihitung berdasarkan Persamaan 3.31 berikut.

$$Q_{all} = \frac{Qu}{SF} \quad (3.31)$$

dengan,

Q_{all} = Kapasitas daya dukung ijin pondasi (Ton),

Qu = Kapasitas ultimit pondasi (Ton),

SF = Angka keamanan untuk tahanan ujung (tiang bor = 2).

3.5.3 Kapasitas Daya Dukung Pondasi Tiang Pancang metode *U.S. Army Corps*

1. Tahanan Ujung (Qp)

Tahanan ujung dapat dihitung berdasarkan Persamaan 3.32 dan Persamaan 3.33 berikut.

$$Q_p = q_p \, x \, A_p \quad (3.32)$$

$$q_p = N_c \, x \, C_u \quad (3.33)$$

dengan,

Q_p = Tahanan ujung (kN),

q_p = Daya dukung tanah (kN/m^2, syarat <4000 kN/m^2),

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

N_c = 9 = Faktor kapasitas dukung (Skempton, 1959),

C_u = Nilai kohesi dasar tiang rencana.

2. Tahanan Selimut (Qs)

Tahanan selimut dapat dihitung berdasarkan Persamaan 3.34 dan Persamaan 3.35 berikut.

$$Q_s = fs \, x \, As \, x \, t \quad (3.34)$$

$$fs = \alpha \, x \, C_u \quad (3.35)$$

dengan,

Q_s = Tahanan selimut (kN),

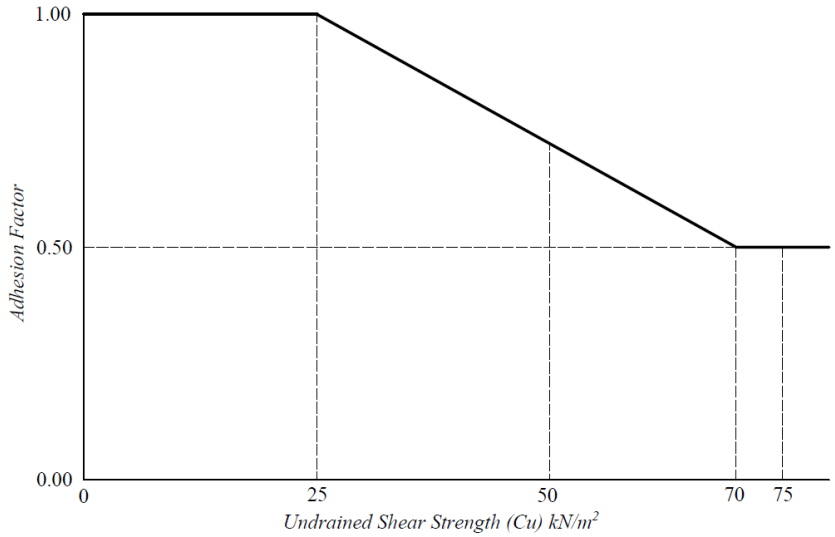
fs = Adhesi antara tiang dan tanah disekitarnya (kN/m^2),

t = Panjang tiang (m),

As = Keliling tiang (m),

α = Faktor adhesi diambil dari Grafik Metode U.S. Army Corps.

Grafik Kuat Geser *Undrained* Metode U.S. Army Corps dapat dilihat pada Gambar 3.12 berikut.



Gambar 3. 12 Kuat Geser *Undrained*, Cu (kN/m^2)
(Sumber : Hardiyatmo, 2002)

3. Tahanan Ultimit (Qu)

Tahanan ultimit dapat dihitung berdasarkan Persamaan 3.36 berikut.

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (3.36)$$

dengan,

Q_u = Tahanan ultimit (kN),

Q_p = Tahanan ujung (kN),

Q_s = Tahanan selimut (kN).

4. Tahanan Ijin (Qall)

Tahanan ijin dapat dihitung berdasarkan Persamaan 3.37 berikut.

$$Q_{all} = \frac{Qu}{SF} \quad (3.37)$$

dengan,

Q_{all} = Kapasitas daya dukung ijin pondasi (kN),

Qu = Kapasitas ultimit pondasi (kN),

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

3.5.4 Kapasitas Daya Dukung Pondasi Tiang Pancang metode *Tomlinson*

1. Tahanan Ujung (Q_p)

   Nilai C_u tiap lapisan didapatkan berdasarkan hasil pengujian tanah sehingga dapat dihitung berdasarkan Persamaan 3.38 dan Persamaan 3.39 berikut.

$$Q_p = q_p \, x \, A_p \quad (3.38)$$

$$q_p = N_c \, x \, C_u \quad (3.39)$$

   dengan,

   Q_p = Tahanan ujung (kN),

   q_p = Daya dukung tanah (kN/m^2, syarat <4000 kN/m^2),

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

   N_c = 9 = Faktor kapasitas dukung (Skempton, 1959),

   C_u = Nilai kohesi dasar tiang rencana.

2. Tahanan Selimut (Qs)

   Tahanan selimut dapat dihitung berdasarkan Persamaan 3.40 dan Persamaan 3.41 berikut.

$$Q_s = fs \, x \, As \, x \, t \quad (3.40)$$

$$fs = \alpha \, x \, C_u \quad (3.41)$$

   dengan,

   Q_s = Tahanan selimut (kN),

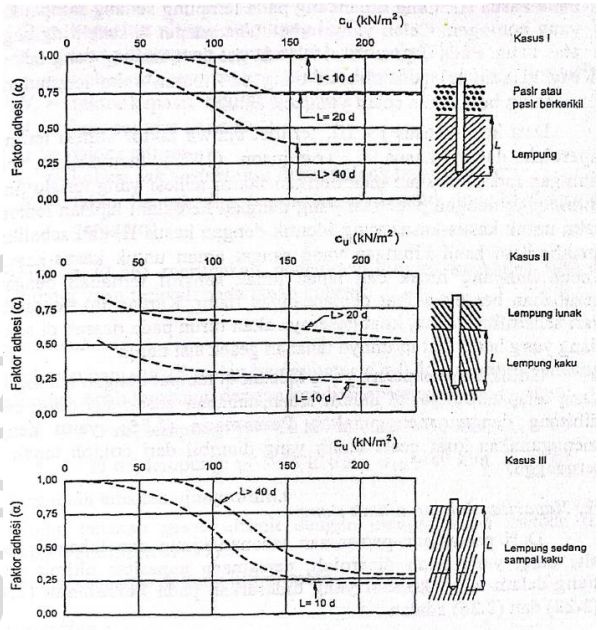
   fs = Adhesi antara tiang dan tanah disekitarnya (kN/m^2),

   t = Panjang tiang (m),

   As = Keliling tiang (m),

   α = Faktor adhesi diambil dari Grafik Kasus α Metode Tomlinson.

Grafik Kasus α Metode Tomlinson dapat dilihat pada Gambar 3.13 berikut.



Gambar 3. 13 Hubungan antara Faktor Adhesi dan Kohesi untuk Tiang Pancang Dalam Tanah Lempung (*Tomlinson,* 1977)
(Sumber : Hardiyatmo, 2002)

3. Tahanan Ultimit (Qu)

Tahanan ultimit dapat dihitung berdasarkan Persamaan 3.42 berikut.

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

dengan,

Q_u = Tahanan ultimit (kN),

Q_p = Tahanan ujung (kN),

Q_s = Tahanan selimut (kN).

4. Tahanan Ijin (Qall)

Tahanan ijin dapat dihitung berdasarkan Persamaan 3.43 berikut.

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

dengan,

Q_{all} = Kapasitas daya dukung ijin pondasi (kN),

Qu = Kapasitas ultimit pondasi (kN),

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

3.5.5 Kapasitas Daya Dukung dan Efisiensi Tiang Kelompok

Kapasitas daya dukung tiang kelompok menurut Hardiyatmo (2018) dengan memperhatikan faktor efisiensi tiang dapat dihitung dengan Persamaan 3.44 hingga Persamaan 3.46 berikut.

$$Q_g = Q_{all} \, x \, n \, x \, Eg \quad (3.44)$$

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n\prime-1)m+(m-1)n\prime}{90 \, x \, m \, x \, n\prime} \quad (3.45)$$

$$\theta = tan^{-1} \frac{D}{s} \quad (3.46)$$

dengan,

Q_g = Kapasitas dukung ultimit tiang kelompok (kN),

Q_{all} = Kapasitas daya dukung ijin pondasi (kN),

n = Jumlah tiang dalam kelompok (buah),

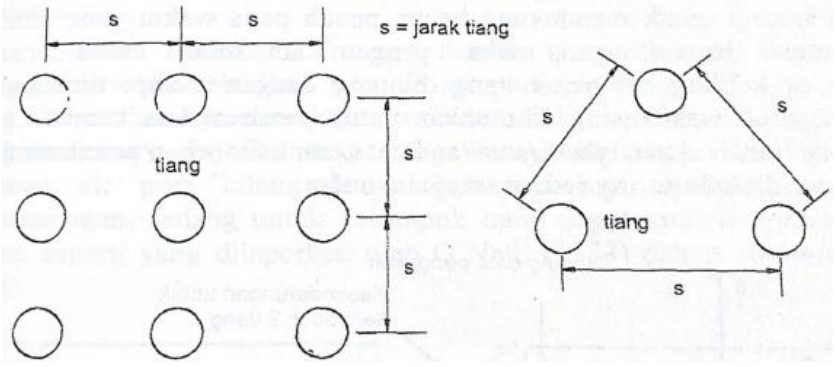
E_g = Efisiensi kelompok tiang,

n_1 = Jumlah tiang dalam satu baris,

n_2 = Jumlah tiang dalam satu kolom,

D = Diameter tiang (m),

s = Jarak as ke as tiang (m).



Gambar 3. 14 Jarak S dalam Perhitungan Efisiensi Tiang
(Sumber : Hardiyatmo, 2002)

3.5.6 Beban yang Diterima Tiang

Reaksi tiang pada suatu kelompok tiang dalam menerima suatu beban tidaklah sama. Menurut Hardiyatmo (2018), jika momen bekerja di kedua arah, maka beban aksial satu tiang pada kelompok tiang dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.47 berikut.

$$P_{maks} = \frac{P}{n} \pm \frac{M_x \, x \, Xi}{\sum x^2} \pm \frac{M_y \, x \, Yi}{\sum y^2} < Q_{all} \quad (3.47)$$

dengan,

P_{maks} = Beban maksimal yang diterima tiang (kN),

n = Jumlah tiang,

x,y = Jarak tiang terhadap sumbu x dan y,

P = Jumlah beban vertikal yang bekerja pada pusat kelompok tiang (kN),

M_x = Momen pada sumbu x (kNm),

M_y = Momen pada sumbu y (kNm).

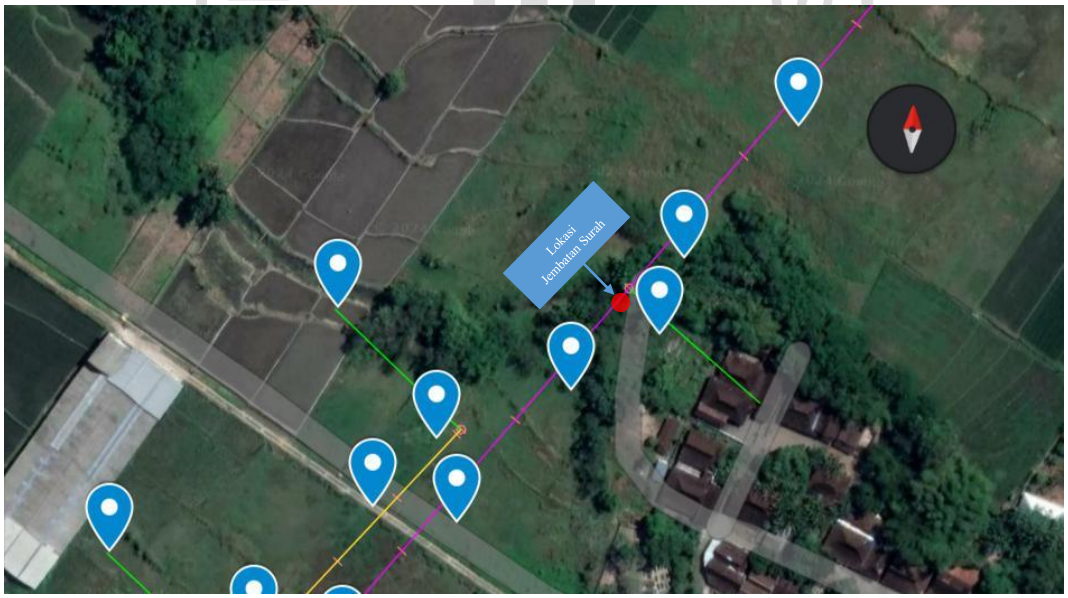
BAB IV
METODOLOGI PENELITIAN

4.1 Tinjauan Umum

Tahapan dalam penelitian ini yaitu dengan peninjauan dari sebuah masalah, pengumpulan dan survei mengenai data yang diperlukan. Pada penelitian ini, metodologi yang digunakan yaitu menghitung pembebanan jembatan dan menghitung daya dukung pondasi tiang pancang dengan menggunakan data tanah yang sama dengan pondasi tiang bor. Hasil akhir dari penelitian ini adalah mengetahui pembebanan jembatan serta membandingkan daya dukung pada pondasi tiang bor dan tiang pancang.

4.2 Lokasi Penelitian

Lokasi dan objek dalam penelitian ini adalah Proyek Tol Solo-Yogya-NYIA Kulon Progo Seksi 1 Paket 1.1 Solo-Klaten, khususnya pada STA 12+195. Berikut merupakan lokasi penelitian yang dapat dilihat pada Gambar 4.1 berikut.



Gambar 4. 1 Lokasi Penelitian
(Sumber : PT. Adhi Karya (Persero) Tbk)

4.3 Pelaksanaan Penelitian

4.3.1 Persiapan Data

Sebelum melakukan penelitian, data-data yang perlu dipersiapkan antara lain :

1. Lokasi Jembatan

   Jembatan Surah terletak di Desa Semangkak, Kecamatan Klaten Tengah, Kabupaten Klaten. Berikut merupakan lokasi jembatan yang dapat dilihat pada Gambar 4.2 berikut.



Gambar 4. 2 Lokasi Jembatan Surah
(Sumber *: Google Maps*)

2. Data Sekunder

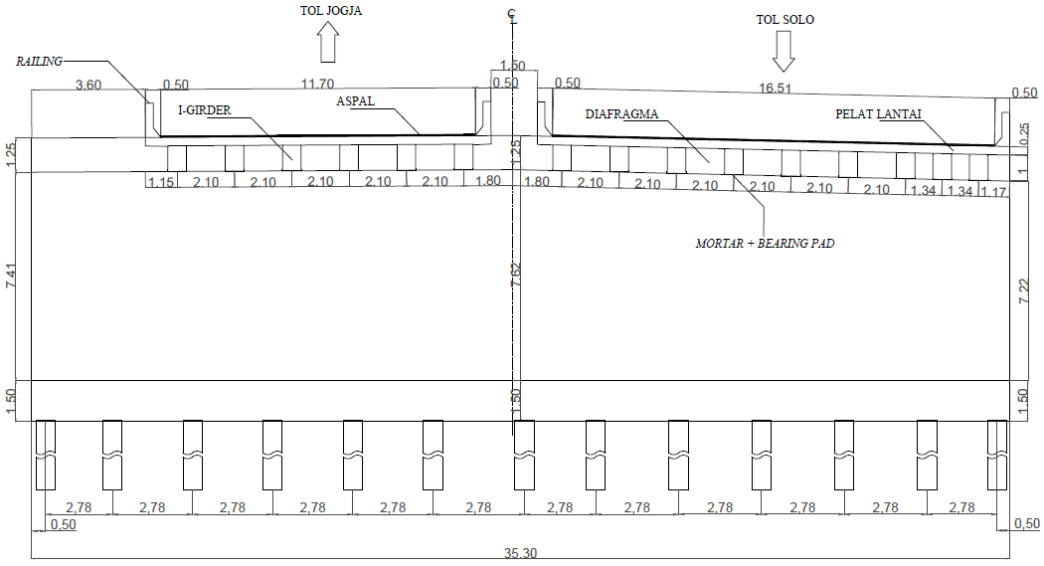
   Dalam penelitian ini, penulis menggunakan data sekunder yang berasal dari PT. Adhi Karya (Persero) Tbk. Sebagai bahan dalam melakukan penelitian tugas akhir ini. Data-data sekunder yang didapatkan, antara lain :

   a. Data pengujian tanah di lapangan (N-SPT),
   b. *Shop drawing* Jembatan Surah.

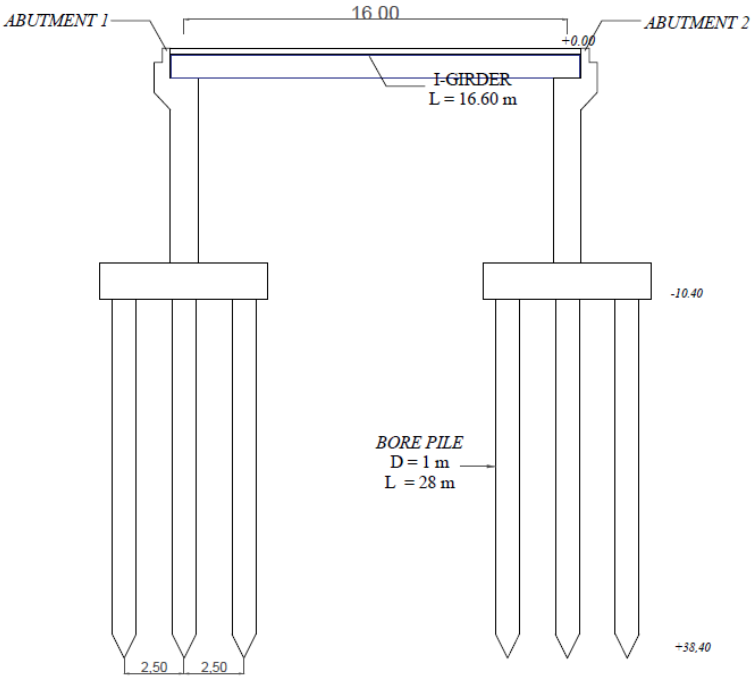
   Data struktur atas jembatan surah dapat dilihat pada Tabel 4.1 berikut.

Tabel 4. 1 Data Struktur Atas Jembatan Surah

No.	Data	Keterangan
1	Panjang jembatan	16 meter
2	Lebar jembatan	35,30 meter
3	Lebar jalur lalu lintas	7,20 m
4	Tebal pelat lantai	0,25 m
5	Panjang bentang girder	16,60 meter
6	Jumlah lajur	4
7	Jumlah *abutment*	2
8	Jumlah girder	15



Gambar 4. 3 Potongan Melintang Jembatan



Gambar 4. 4 Potongan Memanjang Jembatan

4.3.2 Peralatan

Peralatan yang digunakan dalam penelitian ini berupa perangkat lunak (*software*), yaitu :

1. *Microsoft Word* berfungsi untuk menyusun laporan,
2. *Microsoft Excel* berfungsi untuk menghitung data struktur atas dan struktur bawah,
3. *Autocad* berfungsi untuk menggambar detail struktur.

4.3.3 Metode dan Teori yang Digunakan

Metode dan Teori yang digunakan pada penelitian ini, yaitu :

1. SNI 1725-2016 pada perhitungan pembebanan jembatan,
2. Metode *Reese & Wright* dan *Skempton* pada perhitungan daya dukung ijin (Q_{all}) Pondasi Tiang Bor,
3. Metode *U.S. Army Corps* dan *Tomlinson* pada perhitungan daya dukung ijin (Q_{all}) Pondasi Tiang Pancang.

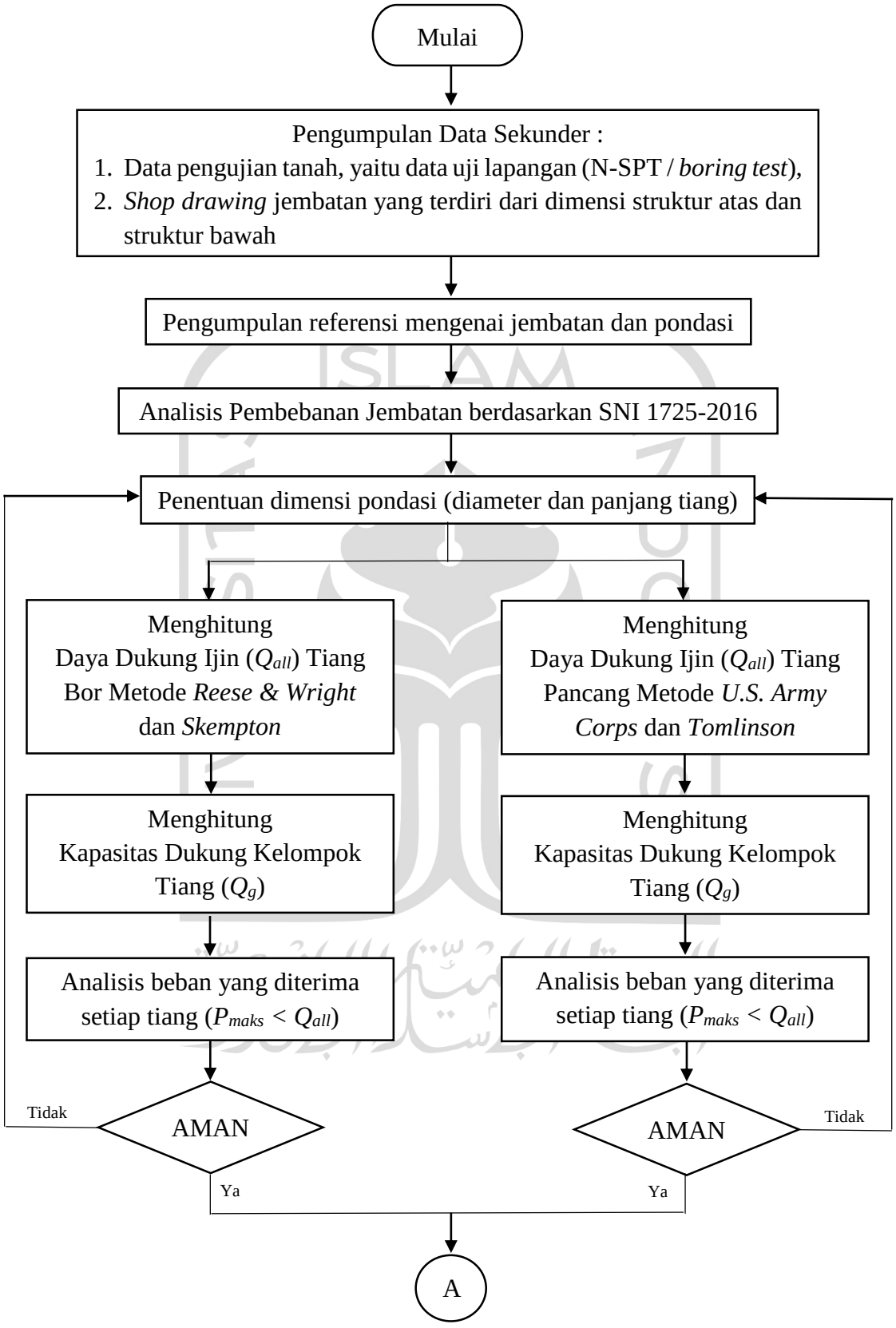
4.3.4 Tahap Penelitian

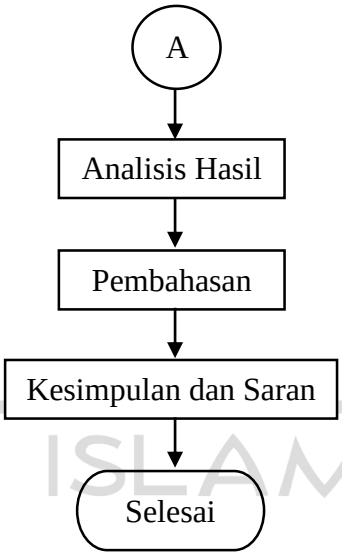
Tahap-tahap penelitian yang akan dilakukan pada penelitian ini adalah sebagai berikut :

1. Melakukan survei dan pengumpulan data sekunder berupa data tanah dan data jembatan.
2. Merumuskan masalah-masalah yang akan diteliti.
3. Mengumpulkan referensi-referensi yang diperlukan.
4. Melakukan penggambaran menggunakan dimensi yang telah ada.
5. Menghitung beban-beban yang bekerja pada jembatan berdasarkan SNI 1725-2016 dan SNI 2833-2016.
6. Menghitung kapasitas daya dukung pondasi tiang bor dan tiang pancang.
7. Menganalisis dan membandingkan hasil antara penggunaan pondasi tiang bor dengan tiang pancang.
8. Menyimpulkan hasil dari penelitian.

4.4 Diagram Alur Penelitian

Agar penelitian yang dilakukan lebih terarah dan memiliki hasil yang baik, maka diperlukan diagram alur sistematika pengerjaan penelitian. Diagram alur penelitian yang dilakukan oleh penulis dapat dilihat pada Gambar 4.3 berikut.


Mulai
Pengumpulan Data Sekunder :
1. Data pengujian tanah, yaitu data uji lapangan (N-SPT / *boring test*),
2. *Shop drawing* jembatan yang terdiri dari dimensi struktur atas dan struktur bawah
Pengumpulan referensi mengenai jembatan dan pondasi
Analisis Pembebanan Jembatan berdasarkan SNI 1725-2016
Penentuan dimensi pondasi (diameter dan panjang tiang)
Menghitung Daya Dukung Ijin (Q_{all}) Tiang Bor Metode *Reese & Wright* dan *Skempton*
Menghitung Daya Dukung Ijin (Q_{all}) Tiang Pancang Metode *U.S. Army Corps* dan *Tomlinson*
Menghitung Kapasitas Dukung Kelompok Tiang (Q_g)
Menghitung Kapasitas Dukung Kelompok Tiang (Q_g)
Analisis beban yang diterima setiap tiang ($P_{maks} < Q_{all}$)
Analisis beban yang diterima setiap tiang ($P_{maks} < Q_{all}$)
Tidak
AMAN
Tidak
AMAN
Ya
Ya
A



Gambar 4. 5 *Flowchart* Penelitian

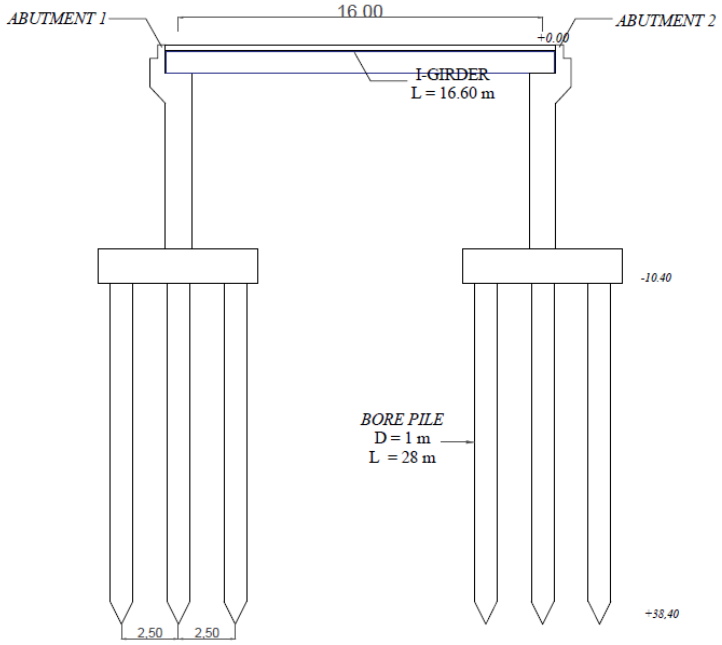
BAB V
ANALISIS DAN PEMBAHASAN

5.1 Pembebanan Jembatan

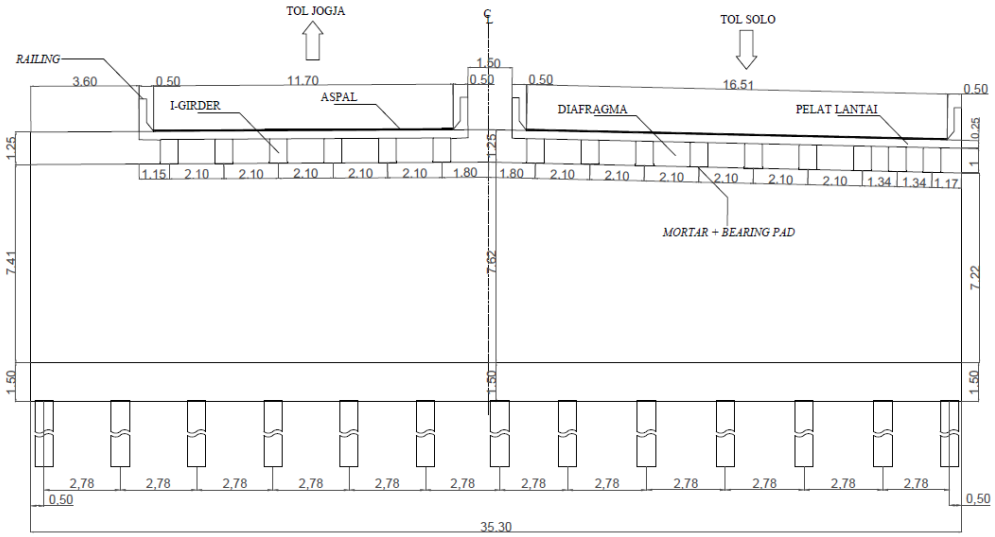
Jembatan digunakan sebagai penghubung suatu jalan yang melewati rintangan seperti sungai maupun cagar budaya. Secara umum, beban-beban yang bekerja dibagi menjadi beban primer dan beban sekunder. Beban primer merupakan beban utama yang bekerja pada jembatan, sedangkan beban sekunder merupakan beban sementara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

5.1.1 Data Teknis Struktur Jembatan

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



Gambar 5. 1 Potongan Memanjang Jembatan Surah



Gambar 5. 2 Potongan Melintang Jembatan Surah

1. Data Struktur Atas Jembatan

a. Panjang jembatan (L) = 16 m

b. Lebar Jembatan (b) = 35,30 m

c. Lebar jalur lalu lintas (b_1) = 7,20 m

d. Tebal pelat lantai (t_s) = 0,25 m

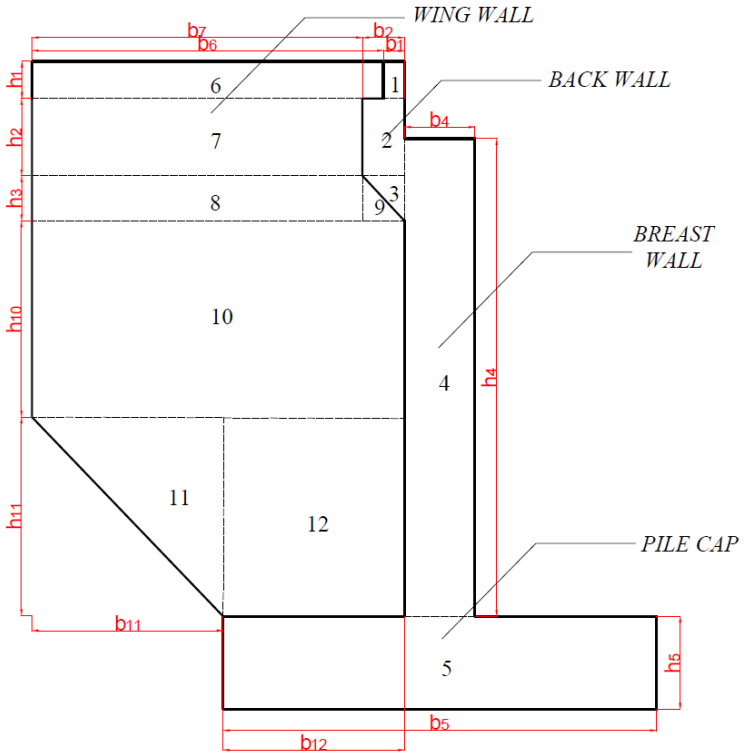
e. Tebal lapisan aspal (t_a) = 0,05 m

f. Pelebaran = 3,60 m

g. Tebal genangan air hujan (t_h) = 0,05 m

2. Data Struktur Bawah Jembatan

a. Dimensi *Abutment*

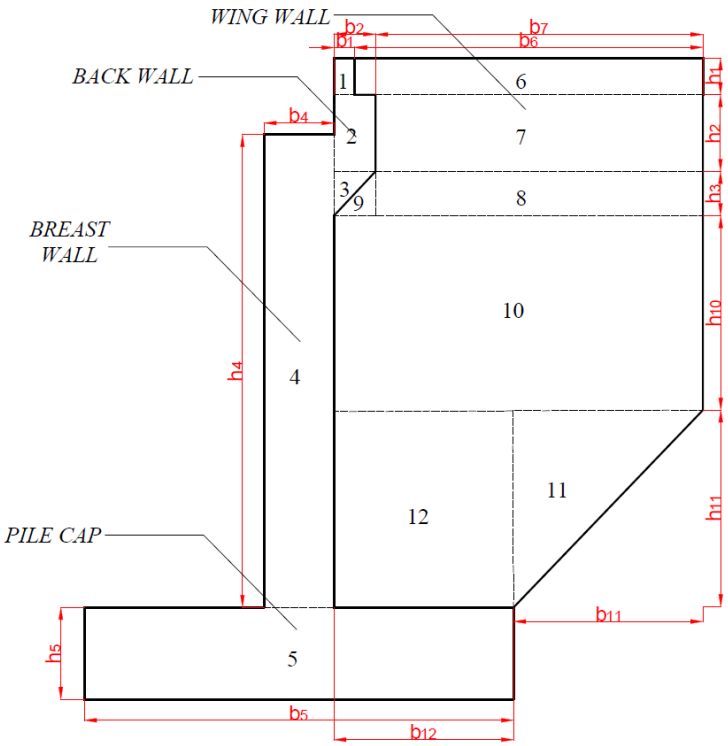


Gambar 5. 3 Dimensi *Abutment* Kiri Jembatan

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

Tabel 5. 1 Dimensi *Abutment* Kiri Jembatan

Back Wall					
b_1	0,35	m	h_1	0,60	m
b_2	0,70	m	h_2	1,25	m
b_3	0,70	m	h_3	0,70	m
Breast Wall					
b_4	1,15	m	h_4	7,73	m
Pile Cap					
b_5	7,00	m	h_5	1,50	m
b_6	5,68	m	h_6	0,60	m
b_7	5,33	m	h_7	1,25	m
b_8	5,33	m	h_8	0,70	m
b_9	0,70	m	h_9	0,70	m
b_{10}	6,03	m	h_{10}	3,20	m
b_{11}	3,10	m	h_{11}	3,20	m
b_{12}	2,95	m	h_{12}	3,20	m



Gambar 5. 4 Dimensi *Abutment* Kanan Jembatan

Adapun dimensi untuk masing-masing bagian *Abutment* Kanan Jembatan dapat dilihat pada Tabel 5.2 berikut.

Tabel 5. 2 Dimensi Abutment Kanan Jembatan

Back Wall					
b_1	0,34	m	h_1	0,60	m
b_2	0,68	m	h_2	1,25	m
b_3	0,68	m	h_3	0,70	m
Breast Wall					
b_4	1,15	m	h_4	7,60	m
Pile Cap					
b_5	7,00	m	h_5	1,50	m
Wing Wall					
b_6	5,35	m	h_6	0,60	m
b_7	5,00	m	h_7	1,25	m
b_8	5,00	m	h_8	0,70	m
b_9	0,68	m	h_9	0,70	m
b_{10}	5,69	m	h_{10}	3,18	m
b_{11}	2,74	m	h_{11}	3,18	m
b_{12}	2,95	m	h_{12}	3,18	m

b. Mutu Bahan dan Material

1) Berat volume beton (γ_c) = 24 kN/m^3

2) Mutu beton ($f'c$) = 25 Mpa

5.1.2 Analisis Pembebanan

1. Berat Sendiri (*MS*)

a. Berat Sendiri Struktur Atas

Rekapitulasi perhitungan berat sendiri struktur atas dapat dilihat pada Tabel 5.3 berikut.

Tabel 5. 3 Rekapitulasi Berat Sendiri Struktur Atas

No.	Beban Struktur Atas	Panjang (*p*)	Lebar (*l*)	Tebal (*t*)	Jumlah (*n*)	Berat Volume (γ_c)	Berat Sendiri (*MS*)
		m	m	m	buah	T/m3	Ton
1	Slab	16	31,75	0,25	1	2,4	304,80
2	Deck Slab	16	31,75	0,25	1	2,4	304,80
3	Railing	16	1	1,50	4	2,4	230,40
4	I-Girder	16,60	0,70	1,00	15	2,4	418,32
5	Diafragma	2,10	1,00	0,25	39	2,4	49,14
Total (*ΣMS*)							1307,46

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

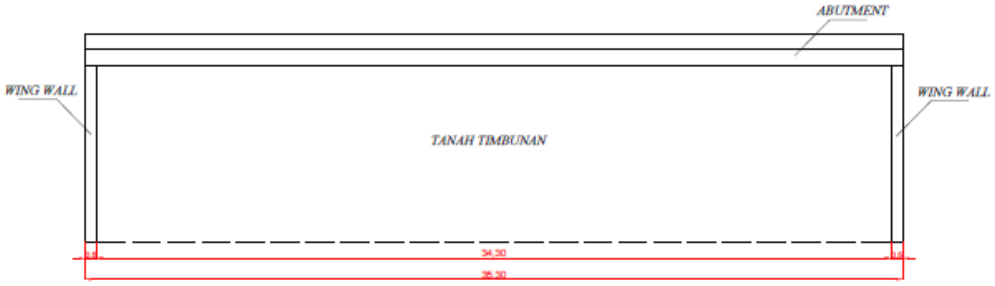
$P_{MS} = \frac{1}{2}\ x\ \Sigma MS$

$= \frac{1}{2}\ x\ 1307{,}46$

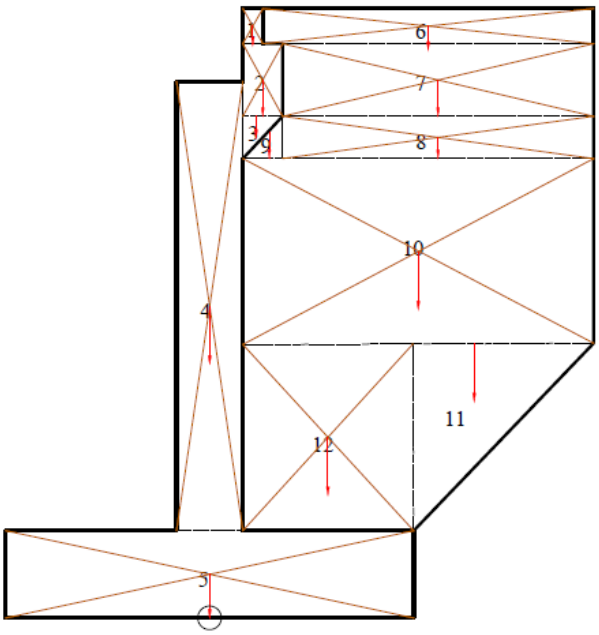
= 653,73 Ton

b. Berat Sendiri Struktur Bawah

Berat sendiri struktur bawah jembatan meliputi berat *abutment* jembatan, *wing wall*, dan tanah timbunan yang dapat dilihat pada Gambar 5.5, Gambar 5.6, dan Gambar 5.7 berikut.



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



Gambar 5. 6 Titik Berat *Abutment* dan *Wing Wall*

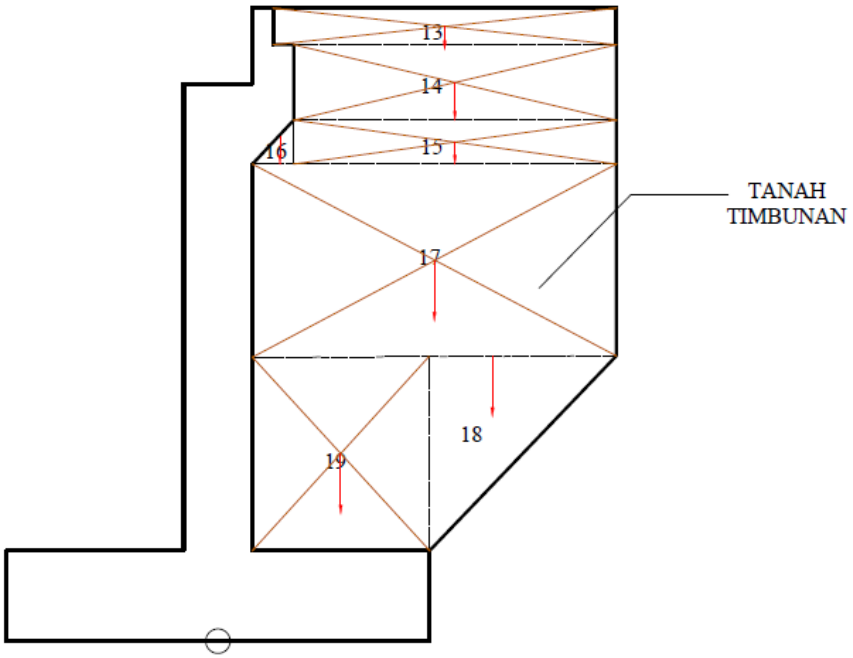
Rekapitulasi perhitungan gaya/berat dan momen pada *abutment* dan 1 sisi *wing wall* dapat dilihat pada Tabel 5.4 dan Tabel 5.5 berikut.

Tabel 5. 4 Gaya dan Momen Pada *Abutment*

No.	b	h	Bentuk	Lebar	Berat Volume	Berat	Lengan	Arah	Momen
	m	m		m	T/m^3	Ton	m		Tm
1	0,34	0,60	1	35,30	2,4	17,28	0,75	1	12,96
2	0,68	1,25	1	35,30	2,4	72,01	0,92	1	66,25
3	0,68	0,70	0,5	35,30	2,4	20,16	0,81	1	16,27
4	1,15	7,60	1	35,30	2,4	740,45	0,00	1	0,00
5	7,00	1,50	1	35,30	2,4	889,56	0,00	1	0,00
ΣP_{MS}						**1739,47**	**ΣM_{MS}**		**95,48**

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

No.	b	h	Bentuk	Lebar	Berat Volume	Berat	Lengan	Arah	Momen
	m	m		m	T/m3	Ton	m		Tm
6	5,35	0,60	1	0,50	2,4	3,85	3,60	1	13,85
7	5,00	1,25	1	0,50	2,4	7,50	3,76	1	28,20
8	5,00	0,70	1	0,50	2,4	4,20	3,76	1	15,79
9	0,68	0,70	0,5	0,50	2,4	0,29	1,03	1	0,30
10	5,69	3,18	1	0,50	2,4	21,71	3,43	1	74,37
11	2,74	3,18	0,5	0,50	2,4	5,23	4,44	1	23,23
12	2,95	3,18	1	0,50	2,4	11,26	2,06	1	23,13
ΣP_{MS}						**54,04**	**ΣM_{MS}**		**178,87**



Gambar 5. 7 Titik Berat Tanah Timbunan

Rekapitulasi perhitungan gaya/berat dan momen pada tanah timbunan dapat dilihat pada Tabel 5.6 berikut.

Tabel 5. 6 Gaya dan Momen pada Tanah Timbunan

No.	b	h	Bentuk	Lebar	Berat Volume	Berat	Lengan	Arah	Momen
	m	m		m	T/m3	Ton	m		Tm
13	5,35	0,60	1	34,30	2,16	237,82	3,60	1	854,97
14	5,00	1,25	1	34,30	2,16	463,05	3,76	1	1741,07
15	5,00	0,70	1	34,30	2,16	259,31	3,76	1	975,00
16	0,68	0,70	0,5	34,30	2,16	17,63	1,03	1	18,22
17	5,69	3,18	1	34,30	2,16	1340,56	3,43	1	4591,43
18	2,74	3,18	0,5	34,30	2,16	322,77	4,44	1	1434,18
19	2,95	3,18	1	34,30	2,16	695,02	2,06	1	1428,27
ΣP_{MS}						**3336,17**	**ΣM_{MS}**		**11043,13**

Rekapitulasi berat sendiri keseluruhan struktur atas dan struktur bawah dapat dilihat pada Tabel 5.7 berikut.

Tabel 5. 7 Rekapitulasi Berat Sendiri Jembatan (*MS*)

No	Berat Sendiri	Berat (T)	Momen (Tm)
1	Struktur Atas	653,73	0,00
2	*Abutment*	1739,47	95,48
3	2 Sisi *Wing Wall*	108,07	357,73
4	Tanah Timbunan	3336,17	11043,135
Total		**5837,44**	**11496,34**

Didapatkan nilai berat sendiri jembatan sebesar 5837,44 Ton.

2. Beban Mati Tambahan (*MA*)

Beban mati tambahan adalah beban yang terdapat pada bagian struktur atas jembatan di luar berat sendiri jembatan yang merupakan elemen non struktural jembatan berupa lapis perkerasan aspal dan genangan air hujan.

Rekapitulasi perhitungan berat mati tambahan (P_{MA}) dapat dilihat pada Tabel 5.8 berikut.

Tabel 5. 8 Rekapitulasi Beban Mati Tambahan (*MA*)

No	Beban Mati Tambahan	Tebal	Lebar	Panjang	Jumlah	γ_c	Berat
		m	m	m		T/m3	Ton
1	Lapisan Aspal	0,05	28,15	16	1	2,20	49,54
2	Air Hujan	0,05	28,15	16	1	1,00	22,52
Σ*MA*							**72,06**

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

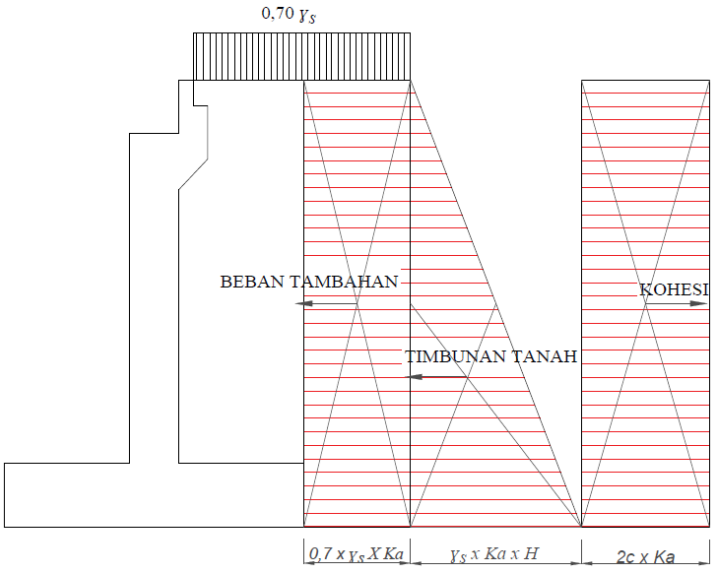
$$MA = \frac{1}{2} \; x \; \Sigma MA$$

$$= \frac{1}{2} \; x \; 72{,}06$$

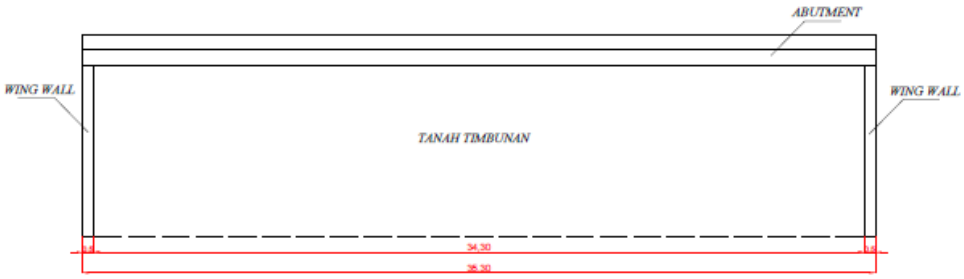
$$= 36{,}03 \text{ Ton}$$

3. Tekanan Tanah Aktif (*TA*)

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



Gambar 5. 8 Diagram Tekanan Tanah Aktif Pada *Abutment*



Gambar 5. 9 Lebar *Abutment, Wing Wall*, dan Timbunan Tanah

Diketahui :

Jenis timbunan = Pasir halus berlanau

Tinggi *abutment* (*H*) = 10,40 m

Lebar timbunan tanah (*By'*) = 34,30 m

Berat volume tanah (γ_s) = 21,60 kN/m^3

Sudut gesek dalam (ϕ) = 28˚ (Tabel 3.6)

Kohesi (*C*) = 40 kN/m^2 (Tabel 3.5)

Sudut geser antara urukan dan dinding

δ = 25˚ (Tabel 3.4)

Sudut pada urukan terhadap garis horizontal

β = 0 ˚

Sudut pada dinding belakang terhadap garis horizontal

θ = 90˚

Faktor pengurangan kekuatan

K_ϕ^R = 0,70

Perhitungan :

a. Sudut Geser Efektif Tanah (ϕ'_f)

$\phi'_f = tan^{-1} \times (K_\phi^R \times tan\ \phi)$

$= \tan^{-1} \times (0{,}70 \times \tan 28^\circ)$

$= 18{,}08^\circ$

$$\Gamma = 1 + \sqrt{\frac{\sin\left(\phi'_f + \delta\right) x \sin(\phi'_f - \beta)}{\sin\ (\theta - \delta)\, x \sin(\theta + \beta)}}$$

$$= 1 + \sqrt{\frac{\sin(18{,}08 + 25)\, x \sin(18{,}08 - 0)}{\sin\ (90 - 25)\, x \sin(90 + 0)}}$$

$$= 1{,}48$$

b. Koefisien Tekanan Tanah Aktif (K_a)

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

$$= \frac{\sin^2 x\ (90 + 18{,}08)}{1{,}48\ x\ [\sin^2 x\ 90 \sin\ (90 - 25)]}$$

$$= 0{,}62$$

c. Beban Horizontal Akibat Tekanan Tanah Aktif

1) Gaya Tekanan Tanah Aktif Akibat Beban Tambahan

$TA_1 = 0{,}70\ x\ \gamma_s\ x\ Ka\ x\ H\ x\ By'$

$= 0{,}70\ x$ 21,60 x 0,62 x 10,40 x 34,30

= 3357,70 kN

= 335,77 Ton

2) Gaya Tekanan Tanah Aktif Akibat Timbunan Tanah

$TA_2 = \frac{1}{2}\ x\ \gamma_s\ x\ Ka\ x\ H^2\ x\ By'$

$= \frac{1}{2}\ x$ 21,60 x 0,62 x $10{,}40^2$ x 34,30

= 24942,89 kN

= 2494,29 Ton

3) Gaya Tekanan Tanah Aktif Akibat Kohesi Tanah Timbunan

$TA_3 = 2c\ x\ \sqrt{Ka}\ x\ H\ x\ By'$

$= 2\ x\ \ x\ \sqrt{0{,}62}\ x\ 10{,}40\ x\ 34{,}30$

= 22516,38 kN

= 2251,64 Ton

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

Tabel 5. 9 Rekapitulasi Tekanan Tanah Aktif

Gaya Tekanan Tanah Aktif	P_{TA}	Lengan	Momen (M_{TA})
	kN	m	kNm
Akibat Beban Tambahan	-335,77	5,20	-1746,00
Akibat Timbunan Tanah	-2494,29	3,47	-8646,87
Akibat Kohesi Tanah Timbunan	2251,638	5,20	11708,52
ΣTA	-578,421	ΣM_{TA}	1315,64

4. Beban Lajur "D" (*TD*)

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

Diketahui :

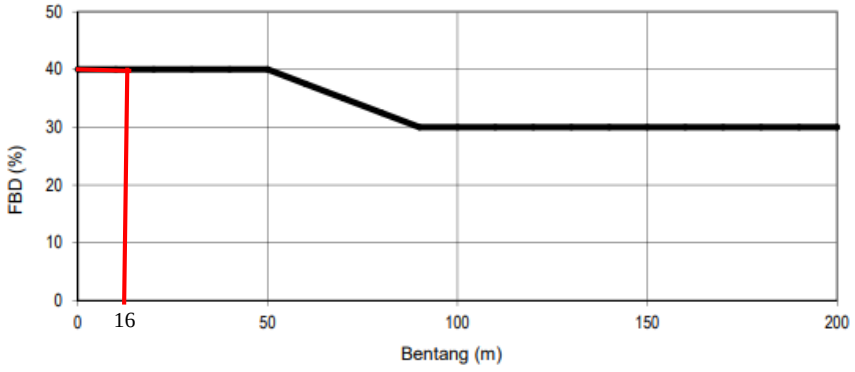
Panjang bentang (L) = 16 m

Panjang 1 bentang jembatan (l) = 16 m

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

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

Intensitas BGT (p) = 49 kN/m



Gambar 5. 10 FBD untuk bentang 16 m

Perhitungan :

a. Beban Terbagi Merata (*BTR*)

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

q = 9,0 kPa, untuk L ≤ 30 m

q = 9,0 kPa

Q_{BTR} = $q \; x \; r \; x \; l$

= 9 x 14,40 x 16

= 2073,60 kN

= 207,36 Ton

b. Beban Garis Terpusat (*BGT*)

Beban garis BGT memiliki intensitas p = 49 kN/m

P_{BGT} = (1 + *FBD*) x $p \; x \; r$

= (1 + 40%) x 49 x 14,40

= 987,84 kN

= 98,78 Ton

Rekapitulasi berat sendiri keseluruhan struktur atas dan struktur bawah dapat dilihat pada Tabel 5.10 berikut.

Tabel 5. 10 Rekapitulasi Beban Lajur "D"

No	Jenis Beban	Berat (T)
1	Beban Terbagi Merata (*BTR*)	207,36
2	Beban Garis Terpusat (*BGT*)	98,78
Total		**306,14**

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

P_{TD} = $\frac{1}{2} \; x \; \Sigma TD$

= $\frac{1}{2} \; x$ 306,14

= 153,07 Ton

5. Beban Pejalan Kaki (*TP*)

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

6. Gaya Rem (*TB*)

Pengereman diperhitungkan sebagai gaya horizontal searah sumbu memanjang jembatan dan dianggap bekerja pada ketinggian 1,80 m di atas

permukaan lantai jembatan. Besarnya gaya rem arah memanjang jembatan tergantung dengan panjang jembatan (L) sebagai berikut.

Diketahui :

Beban gandar truk (T) = 225 kN

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

Panjang jembatan (L) = 16 m

Panjang 1 bentang (l) = 16 m

Lebar lalu lintas (b) = 14,40 m

Beban terbagi merata (Q_{BTR}) $= 9\ x\ (0{,}5 + \frac{15}{L})$

$= 9\ x\ (0{,}5 + \frac{15}{16})$

= 12,94 kPa

= 12,94 kN/m^2

Perhitungan :

a. Gaya Rem 1

TB_1 = *25% x T*

= 25% x 225

= 56,25 kN

= 5,63 Ton

b. Gaya Rem 2

TB_2 $= 5\%\ x\ (P_{TT} + (Q_{BTR}\ x\ b\ x\ l)$

$= 5\%\ x\ (500 + (12{,}94\ x\ 14{,}40\ x\ 16)$

= 174,04 kN

= 17,40 Ton

c. Gaya Rem yang Digunakan (diambil nilai tertinggi)

T_{TB} = 17,40 Ton

7. Beban Angin (*EW*)

a. Beban Angin pada Struktur (EW_s)

Diketahui :

Kecepatan angin di elevasi 10 m (V_{10}) = 100 km/jam

Kecepatan angin rencana (V_B) = 100 km/jam

Elevasi struktur dari permukaan tanah (Z) = 10400 mm

Kecepatan gesekan angin di hulu jembatan (V_0) = 17,60 km/jam

Panjang gesekan di hulu jembatan (Z_o) = 1000 mm (Tabel 3.9)

Tekanan angin dasar angin tekan (P_{BT}) = 0,0024 MPa

Tekanan angin dasar angin hisap (P_{BH}) = N/A (Tabel 3.10)

Tinggi *railing* (h_1) = 1500 mm

Tinggi jembatan (h_2) = 1250 mm

Panjang jembatan (L) = 16000 mm

Perhitungan :

1) Kecepatan Angin Rencana pada Elevasi Rencana

V_{DZ} $= 2{,}50\ x\ V_0\ x\ \left(\frac{V10}{VB}\right) x \ln(\frac{z}{zo})$

$= 2{,}50\ x\ 17{,}60\ x\ \left(\frac{100}{100}\right) x \ln(\frac{10400}{1000})$

= 103,04 km/jam

2) Tekanan Angin Rencana pada Bidang Tekan

P_{DT} $= P_{BT}\ x\ \left(\frac{VDZ}{VB}\right)^2$

$= 0{,}0024\ x\ \left(\frac{103{,}039}{100}\right)^2$

= 0,0025 MPa

= 0,0025 N/mm^2

3) Luas Area yang Terkena Beban Angin

A_b $= L\ x\ (h_1 + h_2)$

= 16000 x (1500 + 1250)

= 44000000 mm^2

4) Gaya Angin Horizontal

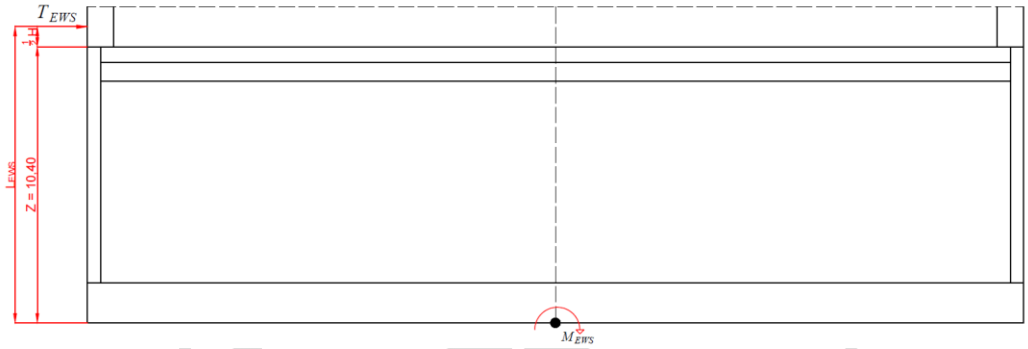
T_{EWS} $= Ab\ x\ P_{DT}$

= 6000000 x 0,0025

= 112116,89 N

= 112,12 kN

= 11,21 Ton



Gambar 5. 11 Beban Angin pada Struktur

5) Lengan terhadap titik berat *Pile Cap*

L_{EW} = $Z + \frac{1}{2}H_{Railing}$

= $10,40 + \frac{1}{2}\ x\ 1,50$

= 11,15 m

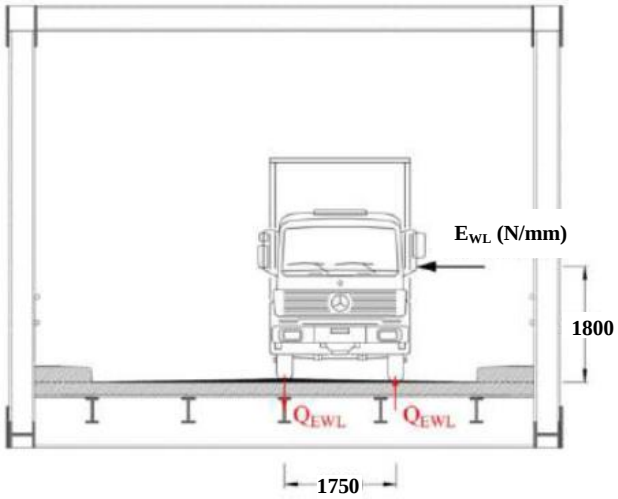
6) Momen akibat gesekan perletakan

M_y = $T_{EWS}\ x\ L_{EW}$

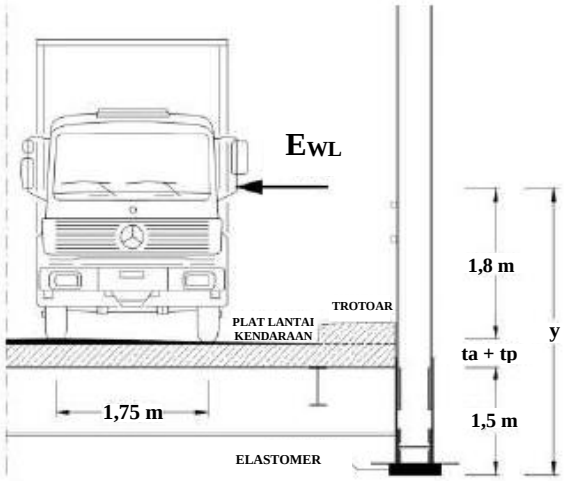
= 11,21 x 11,15

= 121,05 Tm

b. Beban Angin pada Kendaraan (EW_L)



Gambar 5. 12 Beban Angin Kendaraan



Gambar 5. 13 Jarak Lengan Beban Angin Kendaraan

Diketahui :

Beban Menerus (EW_L)	= 1,46 N/mm
Kendaraan diletakkan tegak lurus di atas permukaan	= 1800 mm
Jarak antar roda kendaraan	= 1750 mm
Tebal aspal (t_a)	= 50 mm
Tebal plat (t_p)	= 250 mm
Panjang jembatan (L)	= 16000 mm

Perhitungan :

1) Jarak Lengan (y)

y $= 1800 + t_a + t_p + 1500$

$= 1800 + 50 + 250 + 1500$

$= 3600$ mm

2) Beban Angin Kendaraan

$P_{EWL} = \frac{E_{WL}\ x\ L\ x\ y}{1750}$

$= \frac{1{,}46\ x\ 16000\ x\ 3600}{1750}$

$= 48054{,}86$ N

$= 48{,}05$ kN

$= 4{,}81$ Ton

Rekapitulasi dari beban angin dapat dilihat pada Tabel 5.11 berikut.

Tabel 5. 11 Rekapitulasi Beban Angin

No	Keterangan	Beban
		Ton
1	Pada angin pada struktur (P_{EWT})	11,21
2	Pada angin pada kendaraan (P_{EWL})	4,81
Total		16,02

8. Beban Gempa (*EQ*)

a. Beban Gempa Vertikal (EQ_v)

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

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

Diketahui data untuk 1 *abutment* :

Berat sendiri struktur atas (P_{MS}) = 653,73 Ton

Beban mati tambahan (P_{MA}) = 36,03 Ton

Perhitungan :

1) EQ_{v1} = $10\% \times (P_{MS} + P_{MA})$

= 10% x (653,73 + 36,03)

= 68,98 Ton

2) EQ_{v2} = $120\% \times [(P_{MS} + P_{MA}) - EQ_{v1}]$

= 120% x [(653,73 + 36,03) – 68,98]

= 744,94 Ton

3) Diambil nilai terbesar, sehingga

P_{EQv} = 744,94 Ton

b. Perhitungan Respon Spektra

1) Analisis Kelas Situs

Berdasarkan SNI 2833:2016, klasifikasi kelas situs dapat ditentukan melalui hasil pengujian *N-SPT* yang dapat dilihat pada Tabel 5.12 berikut.

Tabel 5. 12 Data N-SPT Tanah Jembatan Surah

Kedalaman	Tebal Lapisan (ti)	N-SPT	$\frac{ti}{N}$
2,00	2,00	25	0,08
3,00	1,00	25	0,04
3,55	0,55	8	0,07
7,55	4,00	63	0,06
10,00	2,45	69	0,04
16,00	6,00	100	0,06
19,00	3,00	20	0,15
21,00	2,00	80	0,03
21,30	0,30	55	0,01
30,00	8,70	35	0,25
Jumlah	30		0,78

$\bar{N}$ = $\frac{\sum ti}{\sum(\frac{ti}{n})}$

= $\frac{30}{0,78}$

= 38,62

Berdasarkan Tabel 3.11, dengan nilai $15 \leq \bar{N} \leq 750$ maka jenis tanah tersebut masuk pada kelas situs Tanah Sedang (SD).

2) Menentukan nilai PGA, S_s, dan S_1 berdasarkan Peta Gempa

Berdasarkan peta gempa pada Gambar 3.6 , Gambar 3.7 , dan Gambar 3.8 maka diperoleh nilai sebagai berikut untuk daerah Klaten.

PGA = 0,30 g (0,25 – 0,30)

S_s = 0,60 g (0,50 – 0,60)

S_1 = 0,30 g (0,25 – 0,30)

Catatan :

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

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

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

Berdasarkan nilai PGA, S_s, dan S_1 dengan kelas situs tanah sedang, dapat diperoleh nilai-nilai dari Tabel 3.12 dan 3.13.

F_{PGA} = 1,20

F_a = 1,20

F_v = 1,80

4) Menggambar Grafik Respon Spektra

$A_s = F_{PGA} \times PGA$

= 1,20 x 0,30

= 0,36

$S_{DS} = F_a \times S_s$

= 1,20 x 0,60

= 0,72

$S_{D1} = F_v \times S_1$

= 1,80 x 0,30

= 0,54

T_s $= \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$

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

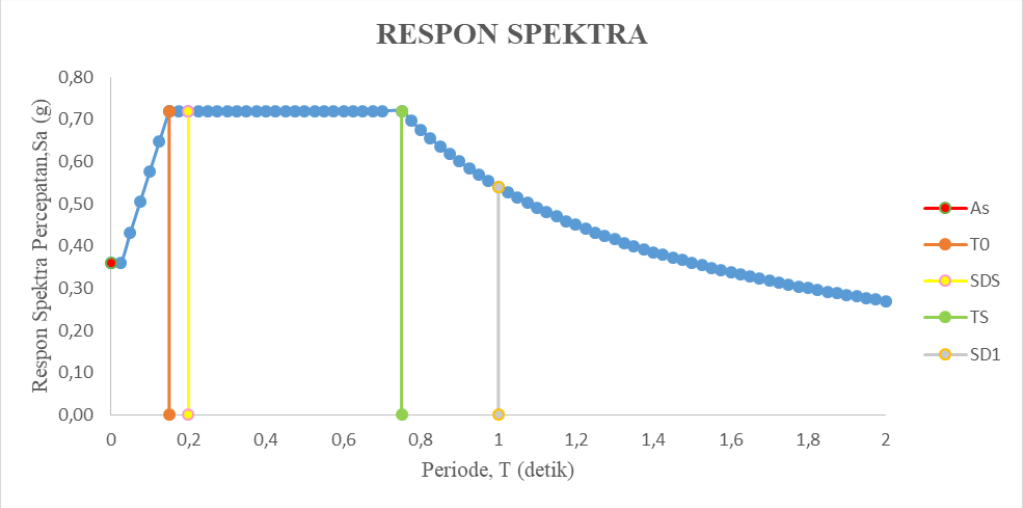
$= 0,75$

T_0 $= 0,2 \times T_s$

$= 0,2 \times 0,75$

$= 0,15$

Berdasarkan nilai-nilai di atas, didapatkan grafik respon spektra yang dapat dilihat pada Gambar 5.14 berikut.



Gambar 5. 14 Grafik Respon Spektra

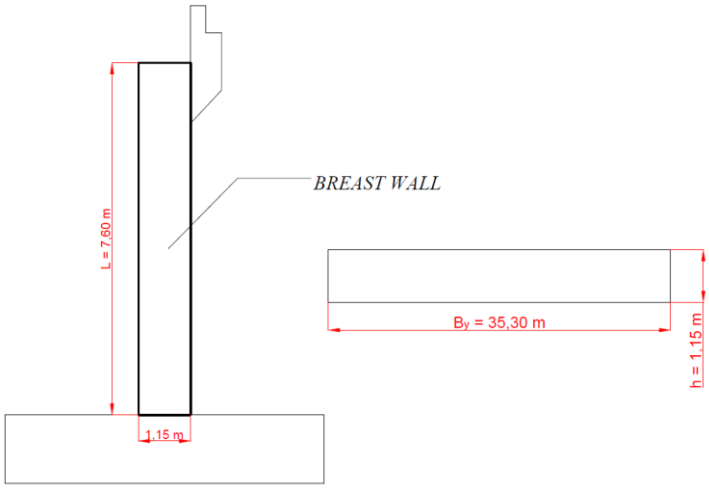
c. Perhitungan Berat Struktur (W_t)

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

$= 5837,44 + 36,03$

$= 5873,47$ Ton

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



Gambar 5. 15 Penampang *Breast Wall*

Diketahui :

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

Tinggi *breast wall* (*L*) = 7,60 m

Lebar *breast wall* (*h*) = 1,15 m

Lebar *abutment* (B_y) = 35,30 m

Percepatan Gravitasi (*g*) = 9,81 m/s^2

1) Modulus Elastisitas Beton (*E*)

E = $4700\ x\ \sqrt{f'c}$

= $4700\ x\ \sqrt{25}$

= 23500 MPa

= 23500000 kPa

2) Momen Inersia X (I_x)

I_x = $\frac{1}{12}\ x\ B_y{}^3\ x\ h$

= $\frac{1}{12}\ x\ 35{,}30^3\ x\ 7{,}60$

= 4215,42 m^4

3) Momen Inersia Y (I_y)

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

= $\frac{1}{12}\ x\ 35{,}30\ x\ 1{,}15^3$

= 4,47 m^4

4) Kekakuan Struktur Arah X (K_x)

$K_x = \frac{12\ x\ E\ x\ Ix}{L^3}$

$= \frac{12\ x\ 23500000\ x\ 4215{,}42}{7{,}60^3}$

= 2708002381,51 kN/m

= 270800238,15 T/m

5) Kekakuan Struktur Arah Y (K_y)

$K_y = \frac{12\ x\ E\ x\ Iy}{L^3}$

$= \frac{12\ x\ 23500000\ x\ 4{,}47}{7{,}60^3}$

= 2874056,57 kN/m

= 287405,66 T/m

6) Waktu Periode Alami (T)

$T_x = 2\pi\ x\ \sqrt{\frac{Wt}{g\ x\ Kx}}$

$= 2\pi\ x\ \sqrt{\frac{5873{,}47}{9{,}81\ x\ 270800238{,}15}}$

= 0,0093 detik

$T_y = 2\pi\ x\ \sqrt{\frac{Wt}{g\ x\ Ky}}$

$= 2\pi\ x\ \sqrt{\frac{5873{,}47}{9{,}81\ x\ 287405{,}66}}$

= 0,29 detik

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

Dari hasil perhitungan di atas, didapatkan :

a) Arah x

T_x < T_0

0,0093 < 0,15 detik

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

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

$= 0{,}72 - 0{,}36\ x\ \frac{0{,}0093}{0{,}15} + 0{,}36$

= 1,06

b) Arah y

T_0 < T_Y ≤ T_S

0,15 < 0,29 < 0,75

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

$C_{smx} = S_{DS}$

= 0,72

e. Faktor Modifikasi Respons (R)

Kategori kepentingan pada Jembatan Surah termasuk pada "Bangunan Bawah dengan Kolom Tunggal Kategori Penting" sehingga Faktor Modifikasi Respon (*R*) sebesar 2 yang dapat dilihat pada Tabel 5.13 berikut.

Tabel 5. 13 Faktor Modifikasi Respon (R) untuk Hubungan Antar Elemen Struktur

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

f. Gaya Gempa Horizontal (T_{EQ})

Digunakan faktor beban hidup kondisi gempa (γ_{EQ}) sebesar 0,30 dikarenakan jembatan tersebut digunakan untuk jalan tol sehingga termasuk kategori "Jembatan Penting" yang dapat dilihat pada Tabel 5.14 berikut.

Tabel 5. 14 Faktor Beban Hidup Kondisi Gempa

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

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

= P_{MS} *struktur atas* + P_{MA} + (Y_{EQ} x P_{TD})

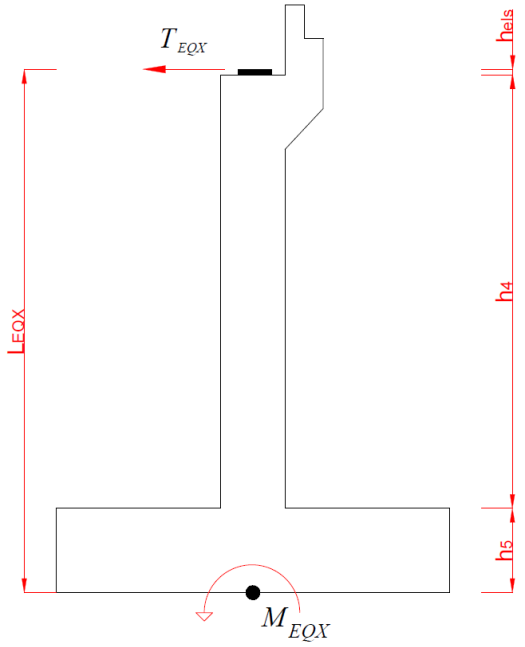
= 653,73 + 36,03 + (0,30 x 153,07)

= 735,68 Ton

2) $T_{EQx} = \frac{Csmx}{R} \; x \; W$

$= \frac{1,06}{2} \; x \; 735,68$

= 389,02 Ton



Gambar 5. 16 Beban Gempa Arah x Pada *Abutment*

$L_{EQx} = h_{els} + h_4 + h_5$

= 0,095 + 7,60 + 1,50

= 9,20 m

M_{EQx} = $-T_{EQx} \times L_{EQx}$

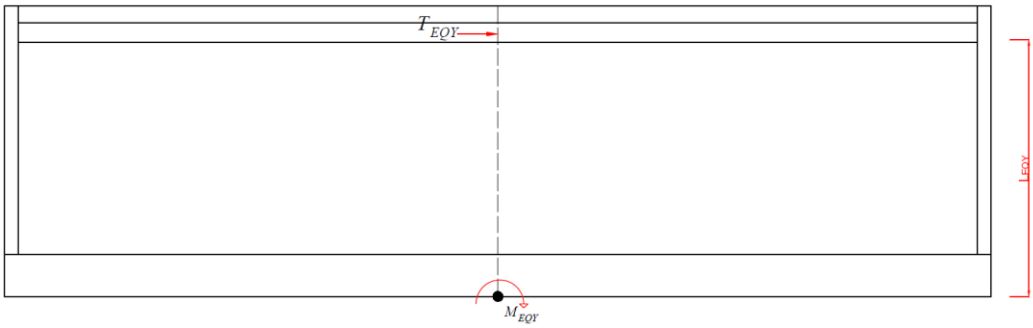
= -389,02 x 9,20

= -3577,05 Tm

3) T_{EQy} = $\frac{Csmy}{2} \times Wt$

= $\frac{0,72}{2} \times 735,68$

= 264,85 Ton



Gambar 5. 17 Beban Gempa Arah y Pada *Abutment*

L_{EQy} = $h_{els} + h_4 + h_5$

= 0,095 + 7,60 + 1,50

= 9,20 m

M_{EQy} = $T_{EQy} \times L_{EQy}$

= 264,85 x 9,20

= 2435,26 Tm

Rekapitulasi dari beban gempa dapat dilihat pada Tabel 5.15 berikut.

Tabel 5. 15 Rekapitulasi Beban Gempa

No	Keterangan	P
		Ton
1	Gaya Gempa Vertikal	744,94
2	Gaya Gempa Horizontal Arah X	389,02
3	Gaya Gempa Horizontal Arah Y	264,85
Total		**1398,81**

9. **Beban Gesekan Perletakan (*BF*)**

a. Nilai Kekakuan Geser (*K*)

Diketahui :

Dimensi elastomer = 600 x 600 mm

Tebal pelat baja = 5 mm

Tebal lapisan dalam karet = 15 mm

Jumlah lapisan dalam karet = 6 buah

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

Penyelesaian :

Tebal elastomer (h_{els}) = 5 + (15 x 6)

= 95 mm

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

= 111000 kN/m

b. Nilai Muai Jembatan Akibat Temperatur (ΔT)

Diketahui :

Koef. Muai panjang beton pelat lantai (α) = 0,00001˚C

Panjang 1 bentang jembatan (L) = 16 m

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

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

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

= 0,00001 x 16 x (40 – 15)

= 0,0113 m

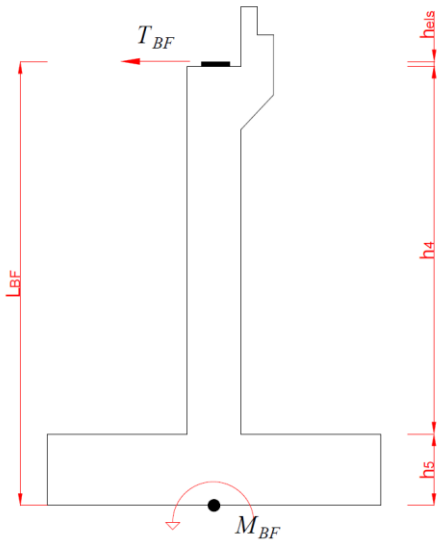
c. Beban Gesekan Perletakan (T_{BF})

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

= 111000 x 0,0113

= 1248,75 kN

= 124,88 Ton



Gambar 5. 18 Beban Gesekan Perletakan Pada *Abutment*

L_{BF} $= h_{els} + h_4 + h_5$

$= 0{,}095 + 7{,}60 + 1{,}50$

$= 9{,}20$ m

M_{BF} $= -T_{BF} \times L_{BF}$

$= -124{,}88 \times 9{,}20$

$= -1148{,}23$ Tm

10. Rekapitulasi Pembebanan

Rekapitulasi hasil perhitungan beban yang bekerja pada Jembatan Surah dapat dilihat pada Tabel 5.16 berikut.

Tabel 5. 16 Rekapitulasi Pembebanan

No.	Beban	Kode	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	*Tx*	*Ty*	*Mx*	*My*
			Ton	Ton	Ton	Tm	Tm
A	**Beban Permanen**						
1	Berat Sendiri	*MS*	5837,44			11496,34	
2	Beban Mati Tambahan	*MA*	36,03				
3	Tekanan Tanah Aktif	*TA*		-578,42		1315,65	
B	**Beban Lalu Lintas**						
3	Beban Lajur "D"	*TD*	153,07				
4	Gaya Rem	*TB*		-17,40			
C	**Beban Aksi Lingkungan**						
5	Beban Angin Struktur	EW_S			11,21		125,01
6	Beban Angin Kendaraan	EW_L	4,81				
7	Beban Gempa Vertikal	EQ_V	744,94				
8	Beban Gempa Arah x	EQ_X		-389,02		-3577,05	
9	Beban Gempa Arah y	EQ_Y			264,85		2435,26
D	**Beban Aksi Lainnya**						
10	Gesekan Perletakan	*BF*		-124,88		-3577,05	

11. Kombinasi Pembebanan

Kombinasi beban yang digunakan adalah dengan mempertimbangkan gaya-gaya yang timbul pada keadaan normal, beban angin, dan beban gempa. Hal ini dikarenakan karena perencanaan tidak boleh mengalami kegagalan sama sekali. Kombinasi beban tersebut dapat dilihat pada Tabel 5. 16 berikut.

Tabel 5. 17 Kombinasi Beban dan Faktor Beban Pada *Abutment*

KEADAAN BATAS	*MS* / *MA*	*TD* / *TB*	EW_S	EW_L	*EQ*	*BF*
KUAT I	ɣp	1,80	-	-	-	1,00
KUAT II	ɣp	1,40	-	-	-	1,00
KUAT III	ɣp	-	1,40	-	-	1,00
KUAT IV	ɣp	-	-	-	-	1,00
KUAT V	ɣp	-	0,40	1,00	-	1,00
EKSTREM I	ɣp	ɣEQ	-	-	1,00	1,00
EKSTREM II	ɣp	0,50	-	-	-	1,00
LAYAN I	1,00	1,00	0,30	1,00	-	1,00
LAYAN II	1,00	1,30	-	-	-	1,00
LAYAN III	1,00	0,80	-	-	-	1,00
LAYAN IV	1,00	-	0,70	-	-	1,00
FATIK	-	0,75	-	-	-	-

Tabel 5. 18 Faktor Beban Pada *Abutment*

Keadaan Batas	ɣMS	ɣMA	ɣTA	ɣEQ
Kondisi Batas Layan	1,00	1,00	1,00	-
Kondisi Batas Ultimit	1,20	2,00	1,00	-
Kondisi Batas Ekstrem	1,00	1,00	1,00	0

Catatan :

ɣEQ = 0,50 (Jembatan Sangat Penting)

= 0,30 (Jembatan Penting)

= 0 (Jembatan Standar)

Dari Tabel di atas, didapatkan kombinasi pembebanan sebagai berikut :

Kuat I $= MS + MA + 1{,}80TD + 1{,}80TB + BF$

Kuat II $= MS + MA + 1{,}40TD + 1{,}40TB + BF$

Kuat III $= MS + MA + 1{,}40EW_S + BF$

Kuat IV $= MS + MA + BF$

Kuat V $= MS + MA + 0{,}40EW_S + EW_L + BF$

Ekstrem I $= MS + MA + 0{,}30TD + 0{,}30TB + EQ_V + EQ_X + EQ_Y + BF$

Ekstrem II $= MS + MA + 0{,}50TD + 0{,}50TB + BF$

Layan I $= MS + MA + TD + TB + 0{,}30EW_S + EW_L + BF$

Layan II $= MS + MA + 1{,}30TD + 1{,}30TB + BF$

Layan III $= MS + MA + 0{,}80TD + 0{,}80TB + BF$

Layan IV $= MS + MA + 0{,}70EW_S + BF$

Fatik $= 0{,}75TD + 0{,}75TB$

Rekapitulasi perhitungan untuk masing-masing kombinasi pembebanan dapat dilihat pada Tabel 5.19 hingga Tabel 5.30 berikut.

Tabel 5. 19 Rekapitulasi Kombinasi Kuat I

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	Tx	Ty	Mx	My
			Ton	Ton	Ton	Tm	Tm
Berat Sendiri	*MS*	1,00	5837,44			11496,34	
Beban Mati Tambahan	*MA*	1,00	36,03				
Tekanan Tanah Aktif	*TA*	1,00		-578,42		1315,65	
Beban Lajur "D"	*TD*	1,80	275,53				
Gaya Rem	*TB*	1,80		-31,33			
Gesekan Perletakan	*BF*	1,00		-124,88		-3577,05	
Jumlah			6149,00	-734,62	0,00	9234,94	0,00

Tabel 5. 20 Rekapitulasi Kombinasi Kuat II

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	Tx	Ty	Mx	My
			Ton	Ton	Ton	Tm	Tm
Berat Sendiri	MS	1,00	5837,44			11496,34	
Beban Mati Tambahan	MA	1,00	36,03				
Tekanan Tanah Aktif	TA	1,00		-578,42		1315,65	
Beban Lajur "D"	TD	1,40	214,30				
Gaya Rem	TB	1,40		-24,37			
Gesekan Perletakan	BF	1,00		-124,88		-3577,05	
Jumlah			6087,77	-727,66	0,00	9234,94	0,00

Tabel 5. 21 Rekapitulasi Kombinasi Kuat III

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	Tx	Ty	Mx	My
			Ton	Ton	Ton	Tm	Tm
Berat Sendiri	MS	1,00	5837,44			11496,34	
Beban Mati Tambahan	MA	1,00	36,03				
Tekanan Tanah Aktif	TA	1,00		-578,42		1315,65	
Beban Angin Struktur	EWS	1,40			15,70		175,01
Gesekan Perletakan	BF	1,00		-124,88		-3577,05	
Jumlah			5873,47	-703,30	15,70	9234,94	175,01

Tabel 5. 22 Rekapitulasi Kombinasi Kuat IV

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	Tx	Ty	Mx	My
			Ton	Ton	Ton	Tm	Tm
Berat Sendiri	MS	1,00	5837,44			11496,34	
Beban Mati Tambahan	MA	1,00	36,03				
Tekanan Tanah Aktif	TA	1,00		-578,42		1315,65	
Gesekan Perletakan	BF	1,00		-124,88		-3577,05	
Jumlah			5873,47	-703,30	0,00	9234,94	0,00

Tabel 5. 23 Rekapitulasi Kombinasi Kuat V

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	Tx	Ty	Mx	My
			Ton	Ton	Ton	Tm	Tm
Berat Sendiri	MS	1,00	5837,44			11496,34	
Beban Mati Tambahan	MA	1,00	36,03				

Lanjutan Tabel 5.23 Rekapitulasi Kombinasi Kuat V

Tekanan Tanah Aktif	TA	1,00		-578,42		1315,65	
Beban Angin Struktur	EWS	0,40			4,48		50,00
Beban Angin Kendaraan	EWL	1,00	4,81				
Gesekan Perletakan	BF	1,00		-124,88		-3577,05	
Jumlah			5878,28	-703,30	4,48	9234,94	50,00

Tabel 5. 24 Rekapitulasi Kombinasi Ekstrem I

Beban	**Kode**	**Faktor Beban**	**Vertikal**	**Horizontal**		**Momen**	
			P	**Tx**	**Ty**	**Mx**	**My**
			Ton	**Ton**	**Ton**	**Tm**	**Tm**
Berat Sendiri	MS	1,00	5837,44			11496,34	
Beban Mati Tambahan	MA	1,00	36,03				
Tekanan Tanah Aktif	TA	1,00		-578,42		1315,65	
Beban Lajur "D"	TD	0,30	45,92				
Gaya Rem	TB	0,30		-5,22			
Beban Gempa Vertikal	EQv	1,00	748,03				
Beban Gempa Arah x	EQx	1,00		-389,02		-3577,05	
Beban Gempa Arah y	EQy	1,00			264,85		2435,26
Gesekan Perletakan	BF	1,00		-124,88		-3577,05	
Jumlah			6664,34	-1097,54	264,85	5657,89	2435,26

Tabel 5. 25 Rekapitulasi Kombinasi Ekstrem II

Beban	**Kode**	**Faktor Beban**	**Vertikal**	**Horizontal**		**Momen**	
			P	**Tx**	**Ty**	**Mx**	**My**
			Ton	**Ton**	**Ton**	**Tm**	**Tm**
Berat Sendiri	MS	1,00	5837,44			11496,34	
Beban Mati Tambahan	MA	1,00	36,03				
Tekanan Tanah Aktif	TA	1,00		-578,42		1315,65	
Beban Lajur "D"	TD	0,50	76,54				
Gaya Rem	TB	0,50		-8,70			
Gesekan Perletakan	BF	1,00		-124,88		-3577,05	
Jumlah			5950,01	-712,00	0,00	9234,94	0,00

Tabel 5. 26 Rekapitulasi Kombinasi Layan I

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	Tx	Ty	Mx	My
			Ton	Ton	Ton	Tm	Tm
Berat Sendiri	MS	1,00	5837,44			11496,34	
Beban Mati Tambahan	MA	1,00	36,03				
Tekanan Tanah Aktif	TA	1,00		-578,42		1315,65	
Beban Lajur "D"	TD	1,00	153,07				
Gaya Rem	TB	1,00		-17,40			
Beban Angin Struktur	EWS	0,30			3,36		37,50
Beban Angin Kendaraan	EWL	1,00	4,81				
Gesekan Perletakan	BF	1,00		-124,88		-3577,05	
Jumlah			6031,35	-720,70	3,36	9234,94	37,50

Tabel 5. 27 Rekapitulasi Kombinasi Layan II

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	Tx	Ty	Mx	My
			Ton	Ton	Ton	Tm	Tm
Berat Sendiri	MS	1,00	5837,44			1315,65	
Beban Mati Tambahan	MA	1,00	36,03			11496,34	
Tekanan Tanah Aktif	TA	1,00		-578,42			
Beban Lajur "D"	TD	1,30	198,99				
Gaya Rem	TB	1,30		-22,63			
Gesekan Perletakan	BF	1,00		-124,88		-3577,05	
Jumlah			6072,47	-725,92	0,00	9234,94	0,00

Tabel 5. 28 Rekapitulasi Kombinasi Layan III

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	Tx	Ty	Mx	My
			Ton	Ton	Ton	Tm	Tm
Berat Sendiri	MS	1,00	5837,44			11496,34	
Beban Mati Tambahan	MA	1,00	36,03				
Tekanan Tanah Aktif	TA	1,00		-578,42		1315,65	
Beban Lajur "D"	TD	0,80	122,46				
Gaya Rem	TB	0,80		-13,92			
Gesekan Perletakan	BF	1,00		-124,88		-3577,05	
Jumlah			5995,93	-717,22	0,00	9234,94	0,00

Tabel 5. 29 Rekapitulasi Kombinasi Layan IV

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	Tx	Ty	Mx	My
			Ton	Ton	Ton	Tm	Tm
Berat Sendiri	MS	1,00	5837,44			11496,34	
Beban Mati Tambahan	MA	1,00	36,03				
Tekanan Tanah Aktif	TA	1,00		-578,42		1315,65	
Beban Angin Struktur	EWS	0,70			7,85		87,51
Gesekan Perletakan	BF	1,00		-124,88		0,00	
Jumlah			5873,47	-703,30	7,85	12811,99	87,51

Tabel 5. 30 Rekapitulasi Kombinasi Fatik

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	Tx	Ty	Mx	My
			Ton	Ton	Ton	Tm	Tm
Tekanan Tanah Aktif	TA	1,00		-578,42		1315,65	
Beban Lajur "D"	TD	0,75	114,80				
Gaya Rem	TB	0,75		-13,05			
Jumlah			114,80	-591,47	0,00	1315,65	0,00

5.2 Data Tanah

Perhitungan daya dukung pondasi ini ditinjau berdasarkan data parameter tanah. Data parameter tanah ini dilakukan untuk mendapatkan data karakteristik kondisi tanah tiap lapisan sehingga dapat menghitung daya dukung pondasi tiang pancang maupun tiang bor. Data tanah digunakan pada rencana pondasi tiang sedalam 28 m berdasarkan data N-spt. Diameter pondasi tiang rencana 1 m dengan menggunakan tiang pancang dan tiang bor. Data parameter tanah yang ditinjau ditunjukkan pada Tabel 5.31 berikut ini.

Tabel 5. 31 Data Hasil Penyelidikan Tanah

Kedalaman	Jenis Tanah	Tebal Lapisan	N-SPT
m		m	blows / 30 cm
2,00	Tanah liat berpasir	2,00	25
3,00	Pasir halus berlanau	1,00	25
3,55	Pasir halus	0,55	8
7,55	Lanau elastis dengan pasir	4,00	63
10,00	Pasir berlumpur	2,45	69
16,00	Kerikil	6,00	100
19,00	Tanah liat	3,00	20
21,00	Pasir	2,00	80
21,30	Tanah liat keras	0,30	55
30,00	Tanah liat	8,70	35

5.3 Perhitungan Daya Dukung Pondasi

5.3.1 Perhitungan Daya Dukung Pondasi Tiang Bor (*Bore Pile*) Metode *Reese & Wright* (1977)

Pada perencanaan pondasi dengan diameter 1 meter, ujung tiang bor berada di kedalaman 28 m sehingga digunakan nilai Cu sebesar 235 kN/m^2. Nilai Cu didapatkan melalui pendekatan pada Tabel 3.5.

1. Menghitung Tahanan Ujung Tiang (Q_p)

N_c = 9

C_u = 235 kN/m^2

q_p = $N_c \; x \; C_u$

= 9 x 235

= 2115 kN/m^2 , syarat < 4000 kN/m^2

A_p = $\frac{1}{4} \; x \; \pi \; x \; D^2$

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

= 0,785 m^2

Q_p = $q_p \; x \; A_p$

= 2115 x 0,785

= 1660,28 kN

2. Menghitung Tahanan Selimut Tiang (Q_s)

a. Menghitung Q_s kedalaman 0 – 2 meter

C_u = 130 kN/m^2

f_s = α_i *x* C_u *lapisan*

Faktor adhesi untuk setiap lapisan tanah, α_i = *0,55* berdasarkan Metode *Reese & Wright* (1977)

f_s = 0,55 x 130

= 71,50 kN/m^2

A_s = π *x* D

= π x 1

= 3,140 m

Q_s = f_s *x* A_s *x* t

= 71,50 x 3,14 x 2

= 449,02 kN

b. Menghitung Q_s kedalaman 2 – 4 meter

C_u = 40 kN/m^2

f_s = α_i *x* C_u *lapisan*

Faktor adhesi untuk setiap lapisan tanah, α_i = *0,55* berdasarkan Metode *Reese & Wright* (1977)

f_s = 0,55 x 40

= 22 kN/m^2

A_s = π *x* D

= π x 1

= 3,140 m

Q_s = f_s *x* A_s *x* t

= 22 x 3,14 x 2

= 138,16 kN

c. Menghitung Q_s kedalaman 4 – 6 meter

C_u = 60 kN/m^2

f_s = α_i *x* C_u *lapisan*

Faktor adhesi untuk setiap lapisan tanah, $\alpha_i = 0{,}55$ berdasarkan Metode *Reese & Wright* (1977)

f_s = 0,55 x 60

= 33 kN/m^2

A_s = π x D

= π x 1

= 3,140 m

Q_s = f_s x A_s x t

= 33 x 3,14 x 2

= 207,24 kN

Rekapitulasi hasil perhitungan Tahanan Selimut Tiang (Q_s) Pondasi Bor dapat dilihat pada Tabel 5.32 berikut.

Tabel 5. 32 Rekapitulasi Perhitungan Tahanan Selimut Tiang Bor (Q_s) Metode *Reese & Wright*

Lapis	***Cu***	***α***	***fs***	***As***	**Tebal Lapis**	***qs***	***Qs***
m	**kN/m^2**		**kN/m^2**	**m**	**m**	**kN/m**	**kN**
2	130,00	0,55	71,50	3,14	2,00	143,00	449,02
4	40,00	0,55	22,00	3,14	2,00	44,00	138,16
6	60,00	0,55	33,00	3,14	2,00	66,00	207,24
8	258,00	0,55	141,90	3,14	2,00	283,80	891,13
10	273,00	0,55	150,15	3,14	2,00	300,30	942,94
12	275,00	0,55	151,25	3,14	2,00	302,50	949,85
14	275,00	0,55	151,25	3,14	2,00	302,50	949,85
16	275,00	0,55	151,25	3,14	2,00	302,50	949,85
18	100,00	0,55	55,00	3,14	2,00	110,00	345,40
20	273,00	0,55	150,15	3,14	2,00	300,30	942,94
22	238,00	0,55	130,90	3,14	2,00	261,80	822,05
24	275,00	0,55	151,25	3,14	2,00	302,50	949,85
26	225,00	0,55	123,75	3,14	2,00	247,50	777,15
28	235,00	0,55	129,25	3,14	2,00	258,50	811,69
ΣQs							**10127,13**

Didapatkan nilai tahanan selimut tiang (Q_s) sebesar 10127,13 kN pada kedalaman 0 – 28 meter dengan Metode *Reese & Wright*.

3. Menghitung Daya Dukung Ultimit (Q_u)

Q_p = 1660,28 kN

Q_s = 10127,13 kN

$Q_u = Q_p + Q_s$

= 1660,28 + 10127,13

= 11787,40 kN

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

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

$= \frac{11787,40}{2}$

= 5893,70 kN

= 589,37 Ton

5.3.2 Perhitungan Daya Dukung Pondasi Tiang Bor (*Bore Pile*) Metode *Skempton*

Pada perencanaan pondasi dengan diameter 1 meter, ujung tiang bor berada di kedalaman 28 m sehingga digunakan nilai Cu sebesar 235 kN/m^2.

1. Menghitung Tahanan Ujung Tiang (Q_p)

N_c = 9

C_u = 235 kN/m^2

μ = 0,75, karena D ≥ 1 m

$q_p = N_c \; x \; C_u$

= 9 x 235

= 2115 kN/m^2 , syarat < 4000 kN/m^2

$A_p = \frac{1}{4} \; x \; \pi \; x \; D^2$

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

= 0,785 m^2

$Q_p = q_p \; x \; A_p \; x \; \mu$

= 2115 x 0,785 x 0,75

= 1245,21 kN

2. Menghitung Tahanan Selimut Tiang (Q_s)

a. Menghitung Q_s kedalaman 0 – 2 meter

C_u = 130 kN/m^2

f_s = α_i *x* C_u *lapisan*

Faktor adhesi untuk setiap lapisan tanah, α_i = *0,45* berdasarkan Metode *Skempton.*

f_s = 0,45 x 130

= 58,50 kN/m^2

A_s = π *x* D

= π x 1

= 3,140 m

Q_s = f_s *x* A_s *x* t

= 58,50 x 3,14 x 2

= 367,38 kN

b. Menghitung Q_s kedalaman 2 – 4 meter

C_u = 40 kN/m^2

f_s = α_i *x* C_u *lapisan*

Faktor adhesi untuk setiap lapisan tanah, α_i = *0,45* berdasarkan Metode *Skempton.*

f_s = 0,45 x 40

= 18 kN/m^2

A_s = π *x* D

= π x 1

= 3,140 m

Q_s = f_s *x* A_s *x* t

= 18 x 3,14 x 2

= 113,04 kN

c. Menghitung Q_s kedalaman 4 – 6 meter

C_u = 60 kN/m^2

f_s = α_i *x* C_u *lapisan*

Faktor adhesi untuk setiap lapisan tanah, $\alpha_i = 0,45$ berdasarkan Metode *Skempton.*

f_s = 0,55 x 60

= 27 kN/m^2

A_s = π x D

= π x 1

= 3,140 m

Q_s = f_s x A_s x t

= 27 x 3,14 x 2

= 169,56 kN

Rekapitulasi hasil perhitungan Tahanan Selimut Tiang (Q_s) Pondasi Bor dapat dilihat pada Tabel 5.33 berikut.

Tabel 5. 33 Rekapitulasi Perhitungan Tahanan Selimut Tiang Bor (Q_s) Metode *Skempton*

Lapis	***Cu***	***α***	***fs***	***As***	**Tebal Lapis**	***qs***	***Qs***
m	**kN/m^2**		**kN/m^2**	**m**	**m**	**kN/m**	**kN**
2	130,00	0,45	58,50	3,14	2,00	117,00	367,38
4	40,00	0,45	18,00	3,14	2,00	36,00	113,04
6	60,00	0,45	27,00	3,14	2,00	54,00	169,56
8	258,00	0,45	116,10	3,14	2,00	232,20	729,11
10	273,00	0,45	122,85	3,14	2,00	245,70	771,50
12	275,00	0,45	123,75	3,14	2,00	247,50	777,15
14	275,00	0,45	123,75	3,14	2,00	247,50	777,15
16	275,00	0,45	123,75	3,14	2,00	247,50	777,15
18	100,00	0,45	45,00	3,14	2,00	90,00	282,60
20	273,00	0,45	122,85	3,14	2,00	245,70	771,50
22	238,00	0,45	107,10	3,14	2,00	214,20	672,59
24	275,00	0,45	123,75	3,14	2,00	247,50	777,15
26	225,00	0,45	101,25	3,14	2,00	202,50	635,85
28	235,00	0,45	105,75	3,14	2,00	211,50	664,11
ΣQs							**8285,83**

Didapatkan nilai tahanan selimut tiang (Q_s) sebesar 8285,83 kN pada kedalaman 0 – 28 meter dengan Metode *Skempton.*

3. Menghitung Daya Dukung Ultimit (Q_u)

Q_p = 1245,21 kN

Q_s = 8285,83 kN

Q_u = $Q_p + Q_s$

= 1245,21 + 8285,83

= 9531,04 kN

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

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

= $\frac{9531,04}{2}$

= 4765,52 kN

= 476,55 Ton

5.3.3 Perhitungan Daya Dukung Pondasi Tiang Pancang Metode *U.S.Army Corps*

Pada perencanaan pondasi dengan diameter 1 meter, ujung tiang bor berada di kedalaman 28 m sehingga digunakan nilai Cu sebesar 235 kN/m^2.

1. Menghitung Tahanan Ujung Tiang (Q_p)

N_c = 9

C_u = 235 kN/m^2.

q_p = $N_c \, x \, C_u$

= 9 x 235

= 2115 kN/m^2 , syarat < 4000 kN/m^2

A_p = $\frac{1}{4} \, x \, \pi \, x \, D^2$

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

= 0,785 m^2

Q_p = $q_p \, x \, A_p$

= 2115 x 0,785

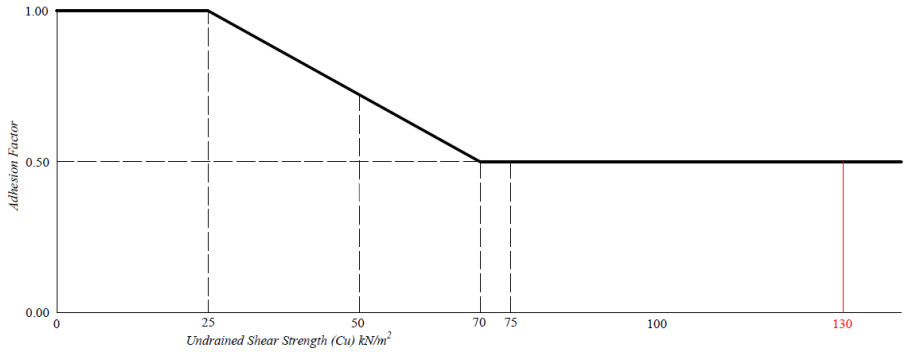
= 1660,28 kN

2. Menghitung Tahanan Selimut Tiang (Q_s)

a. Menghitung Q_s kedalaman 0 – 2 meter

C_u = 130 kN/m^2

Nilai α lapis 1 didapatkan dari Grafik pada Gambar 5.19 berikut.



Gambar 5. 19 Kuat Geser *Undrained* Kedalaman 0 – 2 meter, Cu (kN/m2)

Dari grafik di atas, didapatkan nilai α sebesar 0,50.

f_s = C_d = α x C_u *lapisan*

= 0,50 x 130

= 65 kN/m^2

A_s = π x D

= π x 1

= 3,14 m

Q_s = f_s x A_s x t *lapisan*

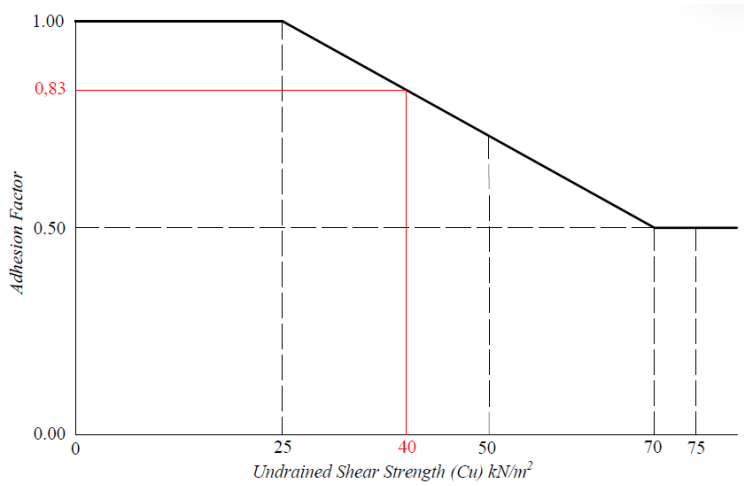
=65 x 3,14 x 2

= 408,20 kN

b. Menghitung Q_s kedalaman 2 – 4 meter

C_u = 40 kN/m^2

Nilai α lapis 1 didapatkan dari Grafik pada Gambar 5.20 berikut.



Gambar 5. 20 Kuat Geser *Undrained* Kedalaman 2 – 4 meter, Cu (kN/m^2)

Dari grafik di atas, didapatkan nilai α sebesar 0,83.

f_s = C_d = α x C_u *lapisan*

= 0,83 x 40

= 33,20 kN/m^2

A_s = π x D

= π x 1

= 3,14 m

Q_s = f_s x A_s x *t lapisan*

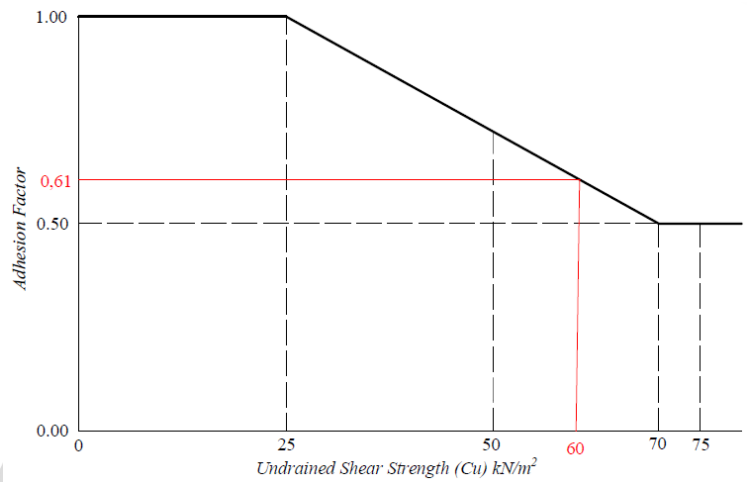
= 33,20 x 3,14 x 2

= 208,50 kN

c. Menghitung Q_s kedalaman 4 – 6 meter

C_u = 60 kN/m^2

Nilai α lapis 1 didapatkan dari Grafik pada Gambar 5.21 berikut.



Gambar 5. 21 Kuat Geser *Undrained* Kedalaman 4 – 6 meter, Cu (kN/m^2)

Dari grafik di atas, didapatkan nilai α sebesar 0,61.

f_s = C_d = α x C_u *lapisan*

= 0,61 x 60

= 36,60 kN/m^2

A_s = π x D

= π x 1

= 3,14 m

Q_s = f_s x A_s x t *lapisan*

= 36,60 x 3,14 x 2

= 229,85 kN

Rekapitulasi hasil perhitungan Tahanan Selimut Tiang (Q_s) dapat dilihat pada Tabel 5.34 berikut.

Tabel 5. 34 Rekapitulasi Perhitungan Tahanan Selimut Tiang Pancang (Q_s) Metode *U.S. Army Corps*

Lapis	*Cu*	*α*	*fs*	*As*	Tebal Lapis	*qs*	*Qs*
m	kN/m²		kN/m²	m	m	kN/m	kN
2	130,00	0,50	65,00	3,14	2,00	130,00	408,20
4	40,00	0,83	33,20	3,14	2,00	66,40	208,50
6	60,00	0,61	36,60	3,14	2,00	73,20	229,85
8	258,00	0,50	129,00	3,14	2,00	258,00	810,12
10	273,00	0,50	136,50	3,14	2,00	273,00	857,22
12	275,00	0,50	137,50	3,14	2,00	275,00	863,50
14	275,00	0,50	137,50	3,14	2,00	275,00	863,50
16	275,00	0,50	137,50	3,14	2,00	275,00	863,50
18	100,00	0,50	50,00	3,14	2,00	100,00	314,00
20	273,00	0,50	136,50	3,14	2,00	273,00	857,22
22	238,00	0,50	119,00	3,14	2,00	238,00	747,32
24	275,00	0,50	137,50	3,14	2,00	275,00	863,50
26	225,00	0,50	112,50	3,14	2,00	225,00	706,50
28	235,00	0,50	117,50	3,14	2,00	235,00	737,90
ΣQs							**9330,82**

Didapatkan nilai tahanan selimut tiang (Q_s) sebesar 9330,82 kN pada kedalaman 0 – 28 meter dengan Metode *U.S. Army Corps*.

3. Menghitung Daya Dukung Ultimit (Q_u)

Q_p = 1660,28 kN

Q_s = 9330,82 kN

$Q_u = Q_p + Q_s$

= 1660,28 + 9330,82

= 10991,10 kN

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

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

$= \frac{10991,10}{2,5}$

= 4396,44 kN

= 439,64 Ton

5.3.4 Perhitungan Daya Dukung Pondasi Tiang Pancang Metode *Tomlinson*

Pada perencanaan pondasi dengan diameter 1 meter, ujung tiang bor berada di kedalaman 28 m sehingga digunakan nilai Cu sebesar 235 kN/m^2.

1. Menghitung Tahanan Ujung Tiang (Q_p)

   N_c = 9

   C_u = 235 kN/m^2.

   q_p = $N_c \; x \; C_u$

   = 9 x 235

   = 2115 kN/m^2 , syarat < 4000 kN/m^2

   A_p = $\frac{1}{4} \; x \; \pi \; x \; D^2$

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

   = 0,785 m^2

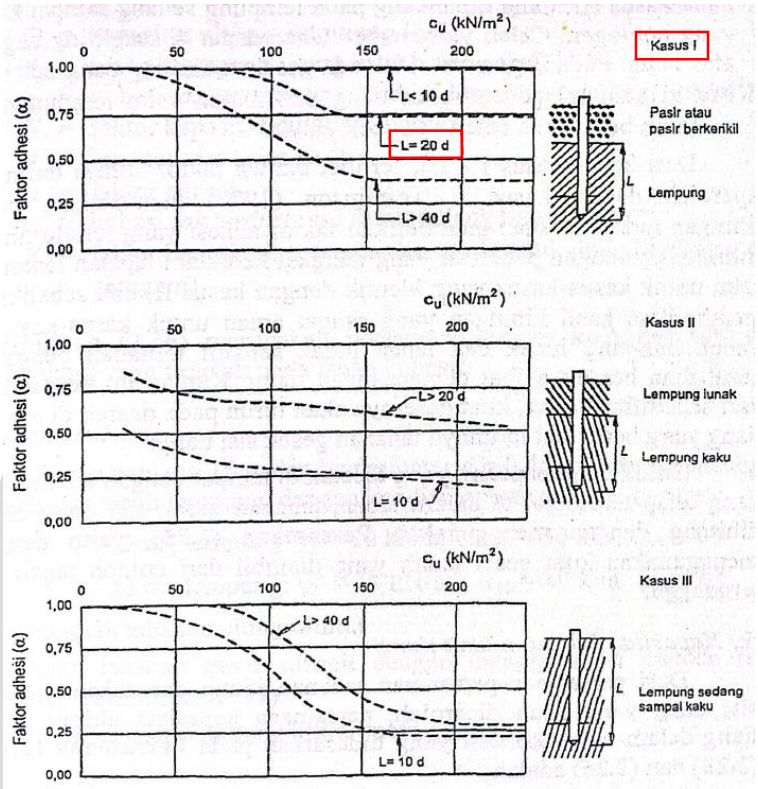
   Q_p = $q_p \; x \; A_p$

   = 2115 x 0,785

   = 1660,28 kN

2. Menghitung Tahanan Selimut Tiang (Q_s)

   Nilai α tiap lapisan didapatkan dari Grafik Tomlinson pada Gambar 5.22 di bawah, yaitu grafik hubungan antara faktor adhesi dan kohesi untuk tiang pancang dalam tanah lempung. Dari ketiga grafik tersebut, dapat disimpulkan bahwa kasus yang sesuai dengan kondisi tanah yang ada adalah "Kasus I" yaitu L > 20d.

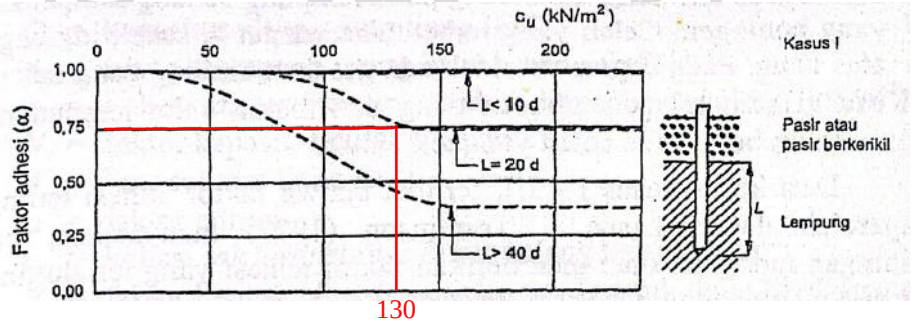


Gambar 5. 22 Hubungan antara Faktor Adhesi dan Kohesi

a. Menghitung Q_s kedalaman 0 – 2 meter

C_u = 130 kN/m^2

Nilai α lapis 1 didapatkan dari Grafik pada Gambar 5.23 berikut.



Gambar 5. 23 Hubungan antara Faktor Adhesi dan Kohesi

Kedalaman 0 – 2 meter, Cu (kN/m2)

Dari grafik di atas, didapatkan nilai α sebesar 0,75.

f_s = C_d = α x C_u *lapisan*

= 0,75 x 130

= 97,50 kN/m^2

A_s = π x D

= π x 1

= 3,14 m

Q_s = f_s x A_s x t *lapisan*

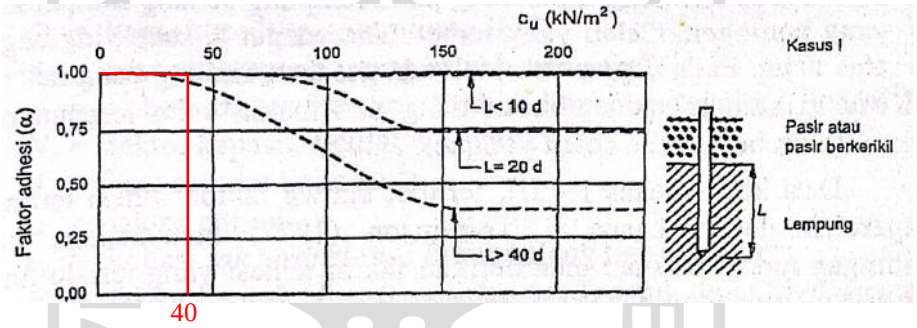
= 97,50 x 3,14 x 2

= 612,30 kN

b. Menghitung Q_s kedalaman 2 – 4 meter

C_u = 40 kN/m^2

Nilai α lapis 1 didapatkan dari Grafik pada Gambar 5.24 berikut.



Gambar 5. 24 Hubungan antara Faktor Adhesi dan Kohesi Kedalaman 2 – 4 meter, Cu (kN/m^2)

Dari grafik di atas, didapatkan nilai α sebesar 1.

f_s = C_d = α x C_u *lapisan*

= 1 x 40

= 40 kN/m^2

A_s = π x D

= π x 1

= 3,14 m

Q_s = f_s x A_s x t *lapisan*

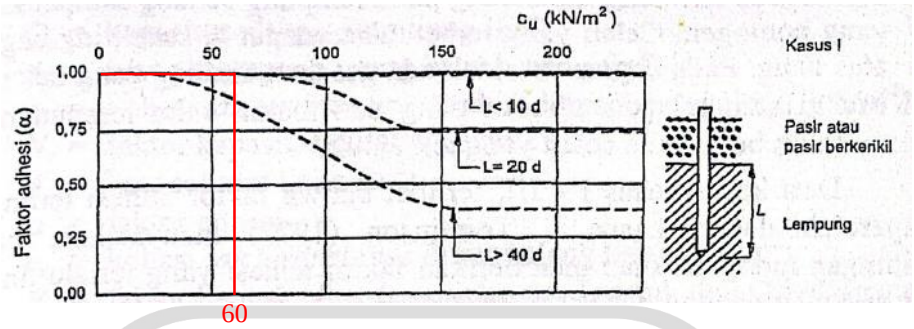
= 40 x 3,14 x 2

= 251,20 kN

c. Menghitung Q_s kedalaman 4 – 6 meter

C_u = 60 kN/m^2

Nilai α lapis 1 didapatkan dari Grafik pada Gambar 5.25 berikut.



Gambar 5. 25 Hubungan antara Faktor Adhesi dan Kohesi Kedalaman 4 – 6 meter, Cu (kN/m²)

Dari grafik di atas, didapatkan nilai α sebesar 1.

f_s = C_d = α x C_u *lapisan*

= 1 x 60

= 60 kN/m^2

A_s = π x D

= π x 1

= 3,14 m

Q_s = f_s x A_s x *t lapisan*

= 60 x 3,14 x 2

= 376,80 kN

Rekapitulasi hasil perhitungan Tahanan Selimut Tiang (Q_s) dapat dilihat pada Tabel 5.35 berikut.

Tabel 5. 35 Rekapitulasi Perhitungan Tahanan Selimut Tiang Pancang (Q_s) Metode *Tomlinson*

Lapis	*Cu*	*α*	*fs*	*As*	Tebal Lapis	*qs*	*Qs*
m	kN/m²		kN/m²	m	m	kN/m	kN
2	130,00	0,75	97,50	3,14	2,00	195,00	612,30
4	40,00	1,00	40,00	3,14	2,00	80,00	251,20
6	60,00	1,00	60,00	3,14	2,00	120,00	376,80
8	258,00	0,75	193,50	3,14	2,00	387,00	1215,18
10	273,00	0,75	204,75	3,14	2,00	409,50	1285,83
12	275,00	0,75	206,25	3,14	2,00	412,50	1295,25
14	275,00	0,75	206,25	3,14	2,00	412,50	1295,25
16	275,00	0,75	206,25	3,14	2,00	412,50	1295,25
18	100,00	0,95	95,00	3,14	2,00	190,00	596,60
20	273,00	0,75	204,75	3,14	2,00	409,50	1285,83
22	238,00	0,75	178,50	3,14	2,00	357,00	1120,98
24	275,00	0,75	206,25	3,14	2,00	412,50	1295,25
26	225,00	0,75	168,75	3,14	2,00	337,50	1059,75
28	235,00	0,75	176,25	3,14	2,00	352,50	1106,85
ΣQs							**14092,32**

Didapatkan nilai tahanan selimut tiang (Q_s) sebesar 14092,32 kN pada kedalaman 0 – 28 meter dengan Metode *Tomlinson*.

3. Menghitung Daya Dukung Ultimit (Q_u)

Q_p = 1660,28 kN

Q_s = 14092,32 kN

$Q_u = Q_p + Q_s$

= 1660,28 + 14092,32

= 15752,60 kN

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

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

$= \frac{15752,60}{2,5}$

= 6301,04 kN

= 630,10 Ton

5.3.5 Rekapitulasi Kapasitas Daya Dukung Izin (Q_{all})

Rekapitulasi hasil perhitungan kapasitas daya dukung izin (Q_{all}) dapat dilihat pada Tabel 5.36 berikut.

Tabel 5. 36 Rekapitulasi Kapasitas Daya Dukung Izin

No.	Metode	Q_{all} (Ton)
A	**Pondasi Tiang Bor**	
1	*Reese & Wright*	589,37
2	*Skempton*	476,55
B	**Pondasi Tiang Pancang**	
3	*U.S. Army Corps*	439,64
4	*Tomlinson*	630,10

5.4 Perhitungan Efisiensi dan Kapasitas Daya Dukung Tiang Kelompok

5.4.1 Efisiensi Kelompok Tiang (E_g)

Diketahui :

Jumlah tiang dalam kelompok (n) = 39 buah

Jumlah baris tiang (m) = 13 buah

Jumlah tiang dalam satu baris (n') = 3 buah

Jarak as ke as tiang (s) = 2,78 m

Diameter tiang (D) = 1 m

Penyelesaian :

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

$= tan^{-1}\frac{1}{2{,}78}$

$= 19{,}82^{\circ}$

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

$= 1 - 19{,}82\ \frac{(3-1)\ x\ 13+(13-1)\ x\ 3}{90\ x\ 13\ x\ 3}$

$= 0{,}65$

5.4.2 Kapasitas Daya Dukung Tiang Kelompok (Q_g)

Diketahui :

Efisiensi Kelompok Tiang (E_g) = 0,65

Jumlah Tiang Dalam Kelompok (n) = 39 buah

1. Pondasi Tiang Bor Metode *Reese & Wright*

   Kapasitas daya dukung izin (Q_{all}) = 589,37 Ton

   Q_g = E_g x n x Q_{all}

   = 0,65 x 39 x 589,37

   = 14939,46 Ton

2. Pondasi Tiang Bor Metode *Skempton*

   Kapasitas daya dukung izin (Q_{all}) = 476,55 Ton

   Q_g = E_g x n x Q_{all}

   = 0,65 x 39 x 476,55

   = 12079,73 Ton

3. Pondasi Tiang Pancang Metode *U.S. Army Corps*

   Kapasitas daya dukung izin (Q_{all}) = 439,64 Ton

   Q_g = E_g x n x Q_{all}

   = 0,65 x 39 x 439,64

   = 11144,18 Ton

4. Pondasi Tiang Pancang Metode *Tomlinson*

   Kapasitas daya dukung izin (Q_{all}) = 630,10 Ton

   Q_g = E_g x n x Q_{all}

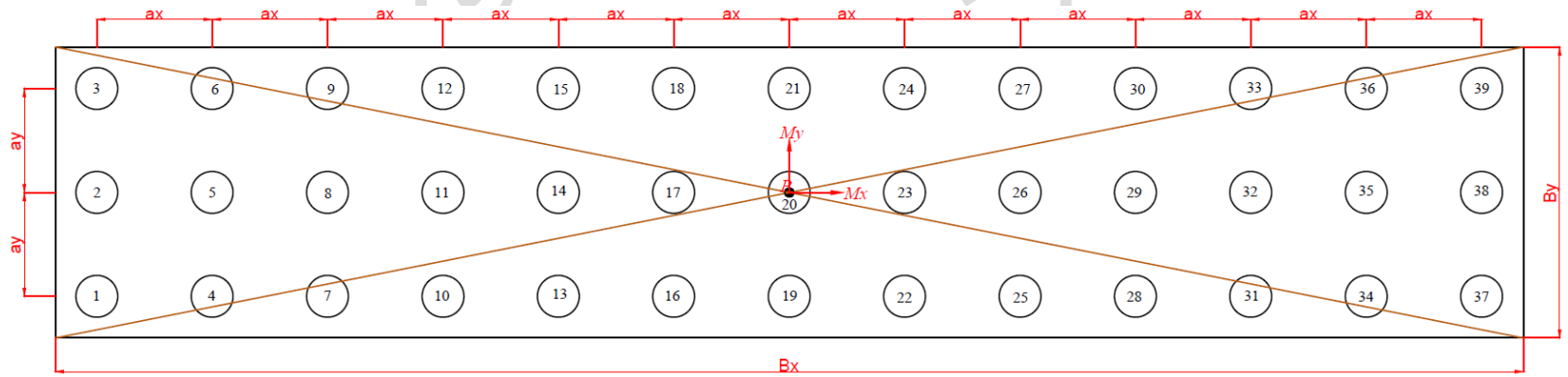
   = 0,65 x 39 x 630,10

   = 15971,99 Ton

5.5 Beban yang Diterima Pondasi

5.5.1 Jarak Tiang Pondasi ke Titik Berat *Pile Cap*

Denah pondasi yang digunakan pada Jembatan Surah dapat dilihat pada Gambar 5.26 berikut.



Gambar 5. 26 Denah Pondasi Tiang Bor dan Tiang Pancang

Diketahui :

Jumlah tiang arah x (n_x) = 13 buah

Jumlah tiang arah y (n_y) = 3 buah

Jarak as tiang arah x (a_x) = 2,78 m

Jarak as tiang arah y (a_y) = 2,50 m

Perhitungan jarak tiap tiang pondasi ke titik berat *pile cap* dapat dilihat pada Tabel 5.37 berikut.

Tabel 5. 37 Jarak Tiap Tiang Bor ke Titik Berat *Pile Cap Abutment*

No.	xi (m)	yi (m)	x^2	y^2	No.	xi (m)	yi (m)	x^2	y^2
1	-16,65	-2,50	277,22	6,25	21	0,00	2,50	0,00	6,25
2	-16,65	0,00	277,22	0,00	22	2,78	-2,50	7,70	6,25
3	-16,65	2,50	277,22	6,25	23	2,78	0,00	7,70	0,00
4	-13,88	-2,50	192,52	6,25	24	2,78	2,50	7,70	6,25
5	-13,88	0,00	192,52	0,00	25	5,55	-2,50	30,80	6,25
6	-13,88	2,50	192,52	6,25	26	5,55	0,00	30,80	0,00
7	-11,10	-2,50	123,21	6,25	27	5,55	2,50	30,80	6,25
8	-11,10	0,00	123,21	0,00	28	8,33	-2,50	69,31	6,25
9	-11,10	2,50	123,21	6,25	29	8,33	0,00	69,31	0,00
10	-8,33	-2,50	69,31	6,25	30	8,33	2,50	69,31	6,25
11	-8,33	0,00	69,31	0,00	31	11,10	-2,50	123,21	6,25
12	-8,33	2,50	69,31	6,25	32	11,10	0,00	123,21	0,00
13	-5,55	-2,50	30,80	6,25	33	11,10	2,50	123,21	6,25
14	-5,55	0,00	30,80	0,00	34	13,88	-2,50	192,52	6,25
15	-5,55	2,50	30,80	6,25	35	13,88	0,00	192,52	0,00
16	-2,78	-2,50	7,70	6,25	36	13,88	2,50	192,52	6,25
17	-2,78	0,00	7,70	0,00	37	16,65	-2,50	277,22	6,25
18	-2,78	2,50	7,70	6,25	38	16,65	0,00	277,22	0,00
19	0,00	-2,50	0,00	6,25	39	16,65	2,50	277,22	6,25
20	0,00	0,00	0,00	0,00	**Jumlah**			4204,54	162,50

5.5.2 Beban yang Diterima pada Satu Tiang Pondasi

Perhitungan P_{maks} menggunakan salah satu kondisi yaitu kombinasi "Kuat I" pada Tiang Bor Metode *Reese & Wright* sebagai berikut.

Diketahui :

Q_{all} = 589,37 Ton

P = 6149,00 Ton

n = 39 buah

M_x = 9234,94 Tm

M_y = 0 Tm

Beban maksimum yang diterima oleh satu pondasi, yaitu :

$$P_{maks} = \frac{P}{n} \pm \frac{M_x \, x \, Xi}{\sum x^2} \pm \frac{M_y \, x \, Yi}{\sum y^2} < Q_{all}$$

$$= \frac{6149,00}{39} + \frac{9234,94 \text{ x } 16,65}{4204,54} + \frac{0 \, x \, 2,50}{162,50}$$

= Ton < 589,37 Ton **(AMAN)**

Perhitungan beban pada kombinasi yang lain dapat dilihat pada Tabel 5.38 hingga Tabel 5.41 berikut.

Tabel 5. 38 Rekapitulasi Beban Tiang Bor Metode *Reese & Wright*

Kombinasi	***P***	***Mx***	***My***	***Pmakx***	***Qall***	**Keterangan**
	Ton	**Tm**	**Tm**	**Ton**	**Ton**	
Kuat I	6149,00	9234,94	0,00	194,237	589,37	AMAN
Kuat II	6087,77	9234,94	0,00	192,667	589,37	AMAN
Kuat III	5873,47	9234,94	175,01	189,865	589,37	AMAN
Kuat IV	5873,47	9234,94	0,00	187,172	589,37	AMAN
Kuat V	5878,28	9234,94	50,00	188,065	589,37	AMAN
Ekstrem I	6664,34	5657,89	2435,26	230,751	589,37	AMAN
Ekstrem II	5950,01	9234,94	0,00	189,135	589,37	AMAN
Layan I	6031,35	9234,94	37,50	191,797	589,37	AMAN
Layan II	6072,47	9234,94	0,00	192,275	589,37	AMAN
Layan III	5995,93	9234,94	0,00	190,312	589,37	AMAN
Layan IV	5873,47	12811,99	87,51	202,68	589,37	AMAN
Fatik	114,80	1315,65	0,00	8,15	589,37	AMAN

Tabel 5. 39 Rekapitulasi Beban Tiang Pancang Metode *Skempton*

Kombinasi	P	M_x	M_y	P_{makx}	P_{izin}	Keterangan
	Ton	Tm	Tm	Ton	Ton	
Kuat I	6149,00	9234,94	0,00	194,237	476,55	AMAN
Kuat II	6087,77	9234,94	0,00	192,667	476,55	AMAN
Kuat III	5873,47	9234,94	175,01	189,865	476,55	AMAN
Kuat IV	5873,47	9234,94	0,00	187,172	476,55	AMAN
Kuat V	5878,28	9234,94	50,00	188,065	476,55	AMAN
Ekstrem I	6664,34	5657,89	2435,26	230,751	476,55	AMAN
Ekstrem II	5950,01	9234,94	0,00	189,135	476,55	AMAN
Layan I	6031,35	9234,94	37,50	191,797	476,55	AMAN
Layan II	6072,47	9234,94	0,00	192,275	476,55	AMAN
Layan III	5995,93	9234,94	0,00	190,312	476,55	AMAN
Layan IV	5873,47	12811,99	87,51	202,68	476,55	AMAN
Fatik	114,80	1315,65	0,00	8,15	476,55	AMAN

Tabel 5. 40 Rekapitulasi Beban Tiang Pancang Metode *U.S. Army Corps*

Kombinasi	P	M_x	M_y	P_{makx}	P_{izin}	Keterangan
	Ton	Tm	Tm	Ton	Ton	
Kuat I	6149,00	9234,94	0,00	194,237	439,64	AMAN
Kuat II	6087,77	9234,94	0,00	192,667	439,64	AMAN
Kuat III	5873,47	9234,94	175,01	189,865	439,64	AMAN
Kuat IV	5873,47	9234,94	0,00	187,172	439,64	AMAN
Kuat V	5878,28	9234,94	50,00	188,065	439,64	AMAN
Ekstrem I	6664,34	5657,89	2435,26	230,751	439,64	AMAN
Ekstrem II	5950,01	9234,94	0,00	189,135	439,64	AMAN
Layan I	6031,35	9234,94	37,50	191,797	439,64	AMAN
Layan II	6072,47	9234,94	0,00	192,275	439,64	AMAN
Layan III	5995,93	9234,94	0,00	190,312	439,64	AMAN
Layan IV	5873,47	12811,99	87,51	202,68	439,64	AMAN

Lanjutan Tabel 5.40 Rekapitulasi Beban Tiang Pancang Metode *U.S. Army Corps*

Fatik	114,80	1315,65	0,00	8,15	439,64	AMAN

Tabel 5. 41 Rekapitulasi Beban Tiang Pancang Metode *Tomlinson*

Kombinasi	P	M_x	M_y	P_{makx}	P_{izin}	Keterangan
	Ton	Tm	Tm	Ton	Ton	
Kuat I	6149,00	9234,94	0,00	194,237	630,10	AMAN
Kuat II	6087,77	9234,94	0,00	192,667	630,10	AMAN
Kuat III	5873,47	9234,94	175,01	189,865	630,10	AMAN
Kuat IV	5873,47	9234,94	0,00	187,172	630,10	AMAN
Kuat V	5878,28	9234,94	50,00	188,065	630,10	AMAN
Ekstrem I	6664,34	5657,89	2435,26	230,751	630,10	AMAN
Ekstrem II	5950,01	9234,94	0,00	189,135	630,10	AMAN
Layan I	6031,35	9234,94	37,50	191,797	630,10	AMAN
Layan II	6072,47	9234,94	0,00	192,275	630,10	AMAN
Layan III	5995,93	9234,94	0,00	190,312	630,10	AMAN
Layan IV	5873,47	12811,99	87,51	202,68	630,10	AMAN
Fatik	114,80	1315,65	0,00	8,15	630,10	AMAN

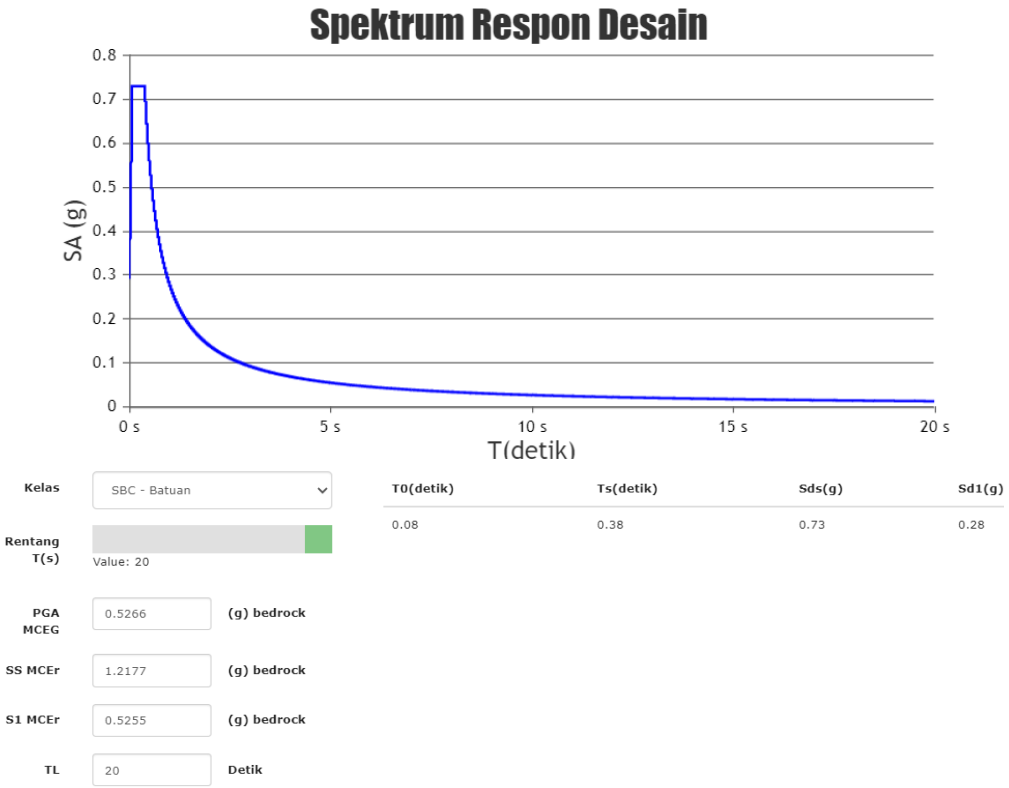
5.6 Pembahasan

5.6.1 Tinjauan Umum

Jembatan Surah terletak di atas Kali Surah yang merupakan salah satu jembatan penghubung sebagai akses Jalan Tol Solo-Yogyakarta-NYIA Kulon Progo. Jembatan Surah direncanakan menggunakan Balok I-Girder dengan panjang 16,60 m dan lebar jembatan sebesar 35,30 m. Jembatan tersebut berada pada daerah "Sub Urban" dan "Zona Gempa 3" yang mempengaruhi pada perhitungan pembebanan Jembatan. Pada proyek ini menggunakan pondasi tiang bor berdiameter 1 m dengan kedalaman 28 m sehingga perlu dilakukan analisis apakah pondasi tersebut efektif dalam menerima beban-beban yang bekerja dibandingkan pondasi tiang pancang.

5.6.2 Analisis Beban Gempa

Pada penelitian ini digunakan nilai-nilai pada kondisi kritis yang didapatkan dari “Peta Gempa”. Hal ini bertujuan agar perencanaan aman terhadap pembebanan yang akan terjadi. Namun, didapatkan hasil yang berbeda dari hasil penelitian ini dengan *website* “Desain Spektra Indonesia”. Hasil dari Respon Spektra dapat dilihat pada Gambar 5.27 berikut.



Gambar 5. 27 Respon Spektra "Desain Spektra Indonesia"

Pada penelitian ini, jenis tanah yang didapatkan dengan menggunakan perhitungan “Hasil Uji Penetrasi Standar” adalah Jenis Tanah Sedang (*SD*) sedangkan pada *website* tersebut didapatkan bahwa jenis tanah adalah Bebatuan (*SB*). Hal ini dapat disebebakan karena perbedaan dan ketidaklengkapan data yang digunakan oleh penulis. Dapat digunakan penentuan jenis tanah dengan perhitungan lainnya, yaitu “Nilai rata-rata Cepat rambat Gelombang Geser” dan “Kuat geser Tak Terdrainase”.

5.6.3 Analisis Parameter Faktor Adhesi Tiang Pondasi

Faktor adhesi (α) yang digunakan pada setiap metode perhitungan Kapasitas Daya Dukung Ijin (Q_{all}) berbeda-beda sesuai dengan parameter-parameter yang ada, yaitu :

1. Pondasi Tiang Bor Metode *Reese & Wright*

   Faktor adhesi (α) yang digunakan sebesar 0,55 menurut *Reese & Wright*.

2. Pondasi Tiang Bor Metode *Skempton*

   Faktor adhesi (α) yang digunakan sebesar 0,45 menurut *Skempton* dan tedapat faktor koreksi (μ) sebesar 0,80 untuk d < 1 m dan 0,75 untuk d> 1 m.

3. Pondasi Tiang Pancang Metode *U.S. Army Corps*

   Faktor adhesi (α) yang digunakan diambil dari Grafik Kuat Geser *Undrained* berdasarkan dengan nilai Kohesi tanah (C_u).

4. Pondasi Tiang Pancang Metode *Tomlinson*

   Faktor adhesi (α) yang digunakan diambil dari Grafik Hubungan antara faktor Adhesi dan Kohesi untuk Tiang Pancang dalam tanah Lempung berdasarkan Jenis Tanah dan Kedalaman Tiang.

Nilai-nilai dari faktor adhesi tersebut akan mempengaruhi besarnya nilai kapasitas daya dukung ijin (Q_{all}) suatu tiang pondasi.

5.6.4 Analisis Kapasitas Daya Dukung Pondasi

Hasil rekapitulasi perhitungan kapasitas daya dukung izin (Q_{all}) dapat dilihat pada Tabel 5.42 berikut.

Tabel 5. 42 Rekapitulasi Kapasitas Daya Dukung Ijin (Q_{all})

No.	Metode	Q_{all} (Ton)
A	**Pondasi Tiang Bor**	
1	*Reese & Wright*	589,37
2	*Skempton*	476,55
B	**Pondasi Tiang Pancang**	
3	*U.S. Army Corps*	439,64

Lanjutan Tabel 5.43 Rekapitulasi Kapasitas Dukung Kelompok (Q_g)

4	*Tomlinson*	630,10

Kapasitas daya dukung ijin terbesar dari masing-masing jenis pondasi yaitu pada pondasi tiang bor menggunakan nilai dari Metode *Reese & Wright* sebesar 589,37 Ton dan tiang pancang menggunakan Metode *Tomlinson* sebesar 630,10 Ton. Pondasi tiang pancang memiliki kemampuan yang lebih optimal dalam mendukung beban yang diterimanya **dengan perbandingan 1 : 1,07.**

5.6.5 Analisis Kapasitas Dukung Kelompok

Hasil perhitungan kapasitas dukung kelompok (Q_g) dari masing-masing jenis pondasi dapat dilihat pada Tabel 5.43 berikut.

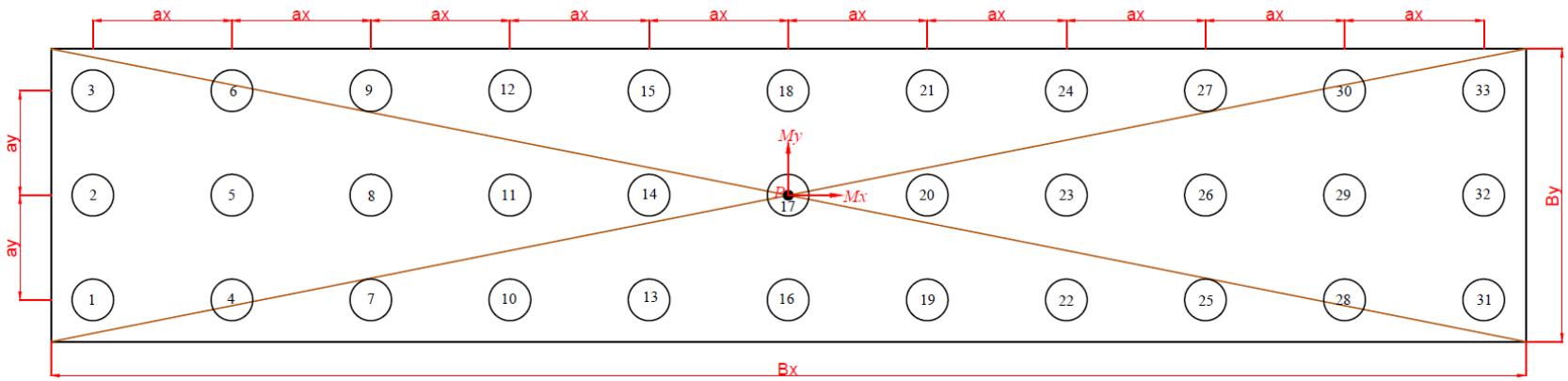
Tabel 5. 43 Rekapitulasi Kapasitas Dukung Kelompok (Q_g)

No.	Metode	Q_{all} / P_{izin} (Ton)
A	**Pondasi Tiang Bor**	
1	*Reese & Wright*	14939,46
2	*Skempton*	12079,73
B	**Pondasi Tiang Pancang**	
3	*U.S. Army Corps*	11144,18
4	*Tomlinson*	15971,99

Dengan menggunakan diameter dan jumlah tiang yang sama, didapatkan hasil bahwa pondasi tiang pancang Metode *Tomlinson* lebih optimal untuk menahan pembebanan yang diberikan oleh Jembatan Surah dengan hasil perbandingan yang cukup jauh, yaitu **1,32Q_g Tiang Bor Metode *Reese & Wright*.**

5.6.6 Perbandingan Penggunaan Pondasi Tiang Bor dengan Tiang Pancang

Berdasarkan perbandingan hasil perhitungan Kapasitas Dukung Kelompok, peneliti mencoba mengurangi jumlah tiang yang digunakan. Tujuannya untuk menghasilkan nilai Kapasitas Dukung Kelompok Tiang Pancang yang mendekati Kapasitas Tiang Bor. Denah pondasi yang digunakan pada perencanaan Pondasi Tiang Pancang dapat dilihat pada Gambar 5.28 berikut.



Gambar 5. 28 Denah Pondasi Tiang Pancang

1. Efisiensi Kelompok Tiang

   Diketahui :

   Jumlah tiang dalam kelompok (n) = 33 buah

   Jumlah baris tiang (m) = 11 buah

   Jumlah tiang dalam satu baris (n') = 3 buah

   Jarak as ke as tiang (s) = 3,33 m

   Diameter tiang (D) = 1 m

Penyelesaian :

θ $= tan^{-1}\frac{D}{s}$

$= tan^{-1}\frac{1}{3{,}33}$

$= 16{,}72^{\circ}$

E_g $= 1 - \theta\frac{(n\prime-1)m+(m-1)n\prime}{90\ x\ m\ x\ n\prime}$

$= 1 - 16{,}72\ \frac{(3-1)\ x\ 11+(11-1)\ x\ 3}{90\ x\ 11\ x\ 3}$

$= 0{,}70$

2. Kapasitas Dukung Kelompok (Q_{all})

Diketahui :

Efisiensi Kelompok Tiang (E_g) = 0,70

Jumlah Tiang Dalam Kelompok (n) = 33 buah

Kapasitas daya dukung izin (Q_{all}) = 630,10 Ton

Penyelesaian :

Q_g $= E_g\ x\ n\ x\ Q_{all}$

= 0,70 x 33 x 630,10

= 14654,14 Ton

3. Beban yang Diterima Tiang

Diketahui :

Jumlah tiang arah x (n_x) = 11 buah

Jumlah tiang arah y (n_y) = 3 buah

Jarak as tiang arah x (a_x) = 3,33 m

Jarak as tiang arah y (a_y) = 2,50 m

Perhitungan jarak tiap tiang pondasi ke titik berat *pile cap* dapat dilihat pada Tabel 5.44 berikut.

Tabel 5. 44 Jarak Tiap Tiang Pancang ke Titik Berat *Pile Cap Abutment*

No.	xi (m)	yi (m)	x^2	y^2	No.	xi (m)	yi (m)	x^2	y^2
1	-16,65	-2,50	277,22	6,25	18	0,00	2,50	0,00	6,25
2	-16,65	0,00	277,22	0,00	19	3,33	-2,50	11,09	6,25
3	-16,65	2,50	277,22	6,25	20	3,33	0,00	11,09	0,00
4	-13,32	-2,50	177,42	6,25	21	3,33	2,50	11,09	6,25
5	-13,32	0,00	177,42	0,00	22	6,66	-2,50	44,36	6,25
6	-13,32	2,50	177,42	6,25	23	6,66	0,00	44,36	0,00
7	-9,99	-2,50	99,80	6,25	24	6,66	2,50	44,36	6,25
8	-9,99	0,00	99,80	0,00	25	9,99	-2,50	99,80	6,25
9	-9,99	2,50	99,80	6,25	26	9,99	0,00	99,80	0,00
10	-6,66	-2,50	44,36	6,25	27	9,99	2,50	99,80	6,25
11	-6,66	0,00	44,36	0,00	28	13,32	-2,50	177,42	6,25
12	-6,66	2,50	44,36	6,25	29	13,32	0,00	177,42	0,00
13	-3,33	-2,50	11,09	6,25	30	13,32	2,50	177,42	6,25
14	-3,33	0,00	11,09	0,00	31	16,65	-2,50	277,22	6,25
15	-3,33	2,50	11,09	6,25	32	16,65	0,00	277,22	0,00
16	0,00	-2,50	0,00	6,25	33	16,65	2,50	277,22	6,25
17	0,00	0,00	0,00	0,00	**Jumlah**			3659,34	137,50

Contoh perhitungan P_{maks} menggunakan salah satu kondisi yaitu kombinasi "Kuat I" pada Tiang Pancang Metode *Tomlinson* sebagai berikut.

Diketahui :

Q_{all} = 630,10 Ton

P = 6151,86 Ton

n = 33 buah

M_x = 8256,33 Tm

M_y = 0 Tm

Beban maksimum yang diterima oleh tiang pancang, yaitu :

$$P_{maks} = \frac{P}{n} \pm \frac{M_x \times Xi}{\sum x^2} \pm \frac{M_y \times Yi}{\sum y^2} < Q_{all}$$

$$= \frac{6149,00}{33} + \frac{9234,94 \text{ x } 16,65}{3659,34} + \frac{0 \text{ x } 2,50}{137,50}$$

= 223,986 Ton < 630,10 Ton **(AMAN)**

Perhitungan beban pada kombinasi yang lain dapat dilihat pada Tabel 5.45 hingga tabel 5.48 berikut.

Tabel 5. 45 Rekapitulasi Beban Tiang Bor Metode *Reese & Wright*

Kombinasi	P	M_x	M_y	P_{makx}	P_{izin}	Keterangan
	Ton	Tm	Tm	Ton	Ton	
Kuat I	6149,00	9234,94	0,00	228,352	630,10	AMAN
Kuat II	6087,77	9234,94	0,00	226,497	630,10	AMAN
Kuat III	5873,47	9234,94	175,01	223,185	630,10	AMAN
Kuat IV	5873,47	9234,94	0,00	220,003	630,10	AMAN
Kuat V	5878,28	9234,94	50,00	221,058	630,10	AMAN
Ekstrem I	6664,34	5657,89	2435,26	271,97	630,10	AMAN
Ekstrem II	5950,01	9234,94	0,00	222,322	630,10	AMAN
Layan I	6031,35	9234,94	37,50	225,469	630,10	AMAN
Layan II	6072,47	9234,94	0,00	226,033	630,10	AMAN
Layan III	5995,93	9234,94	0,00	223,714	630,10	AMAN
Layan IV	5873,47	12811,99	87,51	237,87	630,10	AMAN
Fatik	114,80	0,00	0,00	3,48	630,10	AMAN

Tabel 5. 46 Rekapitulasi Beban Tiang Bor Metode *Skempton*

Kombinasi	P	M_x	M_y	P_{makx}	P_{izin}	Keterangan
	Ton	Tm	Tm	Ton	Ton	
Kuat I	6149,00	9234,94	0,00	228,352	630,10	AMAN
Kuat II	6087,77	9234,94	0,00	226,497	630,10	AMAN
Kuat III	5873,47	9234,94	175,01	223,185	630,10	AMAN
Kuat IV	5873,47	9234,94	0,00	220,003	630,10	AMAN

Lanjutan Tabel 5.46 Rekapitulasi Beban Tiang Bor Metode *Skempton*

Kuat V	5878,28	9234,94	50,00	221,058	630,10	AMAN
Ekstrem I	6664,34	5657,89	2435,26	271,97	630,10	AMAN
Ekstrem II	5950,01	9234,94	0,00	222,322	630,10	AMAN
Layan I	6031,35	9234,94	37,50	225,469	630,10	AMAN
Layan II	6072,47	9234,94	0,00	226,033	630,10	AMAN
Layan III	5995,93	9234,94	0,00	223,714	630,10	AMAN
Layan IV	5873,47	12811,99	87,51	237,87	630,10	AMAN
Fatik	114,80	0,00	0,00	3,48	630,10	AMAN

Tabel 5. 47 Rekapitulasi Beban Tiang Pancang Metode *U.S. Army Corps*

Kombinasi	***P***	***M_x***	***M_y***	***P_{makx}***	***P_{izin}***	**Keterangan**
	Ton	**Tm**	**Tm**	**Ton**	**Ton**	
Kuat I	6149,00	9234,94	0,00	228,352	630,10	AMAN
Kuat II	6087,77	9234,94	0,00	226,497	630,10	AMAN
Kuat III	5873,47	9234,94	175,01	223,185	630,10	AMAN
Kuat IV	5873,47	9234,94	0,00	220,003	630,10	AMAN
Kuat V	5878,28	9234,94	50,00	221,058	630,10	AMAN
Ekstrem I	6664,34	5657,89	2435,26	271,97	630,10	AMAN
Ekstrem II	5950,01	9234,94	0,00	222,322	630,10	AMAN
Layan I	6031,35	9234,94	37,50	225,469	630,10	AMAN
Layan II	6072,47	9234,94	0,00	226,033	630,10	AMAN
Layan III	5995,93	9234,94	0,00	223,714	630,10	AMAN
Layan IV	5873,47	12811,99	87,51	237,87	630,10	AMAN
Fatik	114,80	0,00	0,00	3,48	630,10	AMAN

Tabel 5. 48 Rekapitulasi Beban Tiang Pancang Metode *Tomlinson*

Kombinasi	***P***	***M_x***	***M_y***	***P_{makx}***	***P_{izin}***	**Keterangan**
	Ton	**Tm**	**Tm**	**Ton**	**Ton**	
Kuat I	6149,00	9234,94	0,00	228,352	630,10	AMAN
Kuat II	6087,77	9234,94	0,00	226,497	630,10	AMAN

Lanjutan Tabel 5.48 Rekapitulasi Beban Tiang Pancang Metode *Tomlinson*

Kuat III	5873,47	9234,94	175,01	223,185	630,10	AMAN
Kuat IV	5873,47	9234,94	0,00	220,003	630,10	AMAN
Kuat V	5878,28	9234,94	50,00	221,058	630,10	AMAN
Ekstrem I	6664,34	5657,89	2435,26	271,97	630,10	AMAN
Ekstrem II	5950,01	9234,94	0,00	222,322	630,10	AMAN
Layan I	6031,35	9234,94	37,50	225,469	630,10	AMAN
Layan II	6072,47	9234,94	0,00	226,033	630,10	AMAN
Layan III	5995,93	9234,94	0,00	223,714	630,10	AMAN
Layan IV	5873,47	12811,99	87,51	237,87	630,10	AMAN
Fatik	114,80	0,00	0,00	3,48	630,10	AMAN

5.6.7 Jumlah Tiang yang Digunakan Berdasarkan Nilai Pembebanan Vertikal (*P*) dan Kapasitas Daya Dukung Ijin (Q_{all})

Diketahui :

Beban vertikal (*P*) = 6776,29 Ton

1. Pondasi Tiang Bor Metode *Reese & Wright*

   Q_{all} = 589,70 Ton

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

   $= \frac{6776,29}{589,70}$ = 11,49 buah ≈ 12 buah

2. Pondasi Tiang Bor Metode *Skempton*

   Q_{all} = 476,55 Ton

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

   $= \frac{6776,29}{476,55}$ = 14,22 buah ≈ 15 buah

3. Pondasi Tiang Pancang Metode *U.S. Army Corps*

   Q_{all} = 439,64 Ton

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

   $= \frac{6776,29}{439,64}$ = 15,41 buah ≈ 16 buah

4. Pondasi Tiang Pancang Metode *Tomlinson*

Q_{all} = 630,10 Ton

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

$= \frac{6776,29}{630,10}$ = 10,75 buah ≈ 11 buah

Jumlah tiang yang didapatkan berdasarkan berat beban vertikal (P) dan kapasitas daya dukung ijin (Q_{all}) tidak sebanyak jumlah yang direncanakan oleh proyek yang ditinjau. Hal ini dapat disebabkan oleh beberapa faktor, antara lain :

1. Faktor-faktor lain yang tidak dimasukkan dalam perhitungan pembebanan pada penelitian ini,
2. Pebedaan metode-metode yang digunakan pada perhitungan kapasitas daya dukung ijin pondasi,
3. Faktor likuifaksi sehingga pada kedalaman tanah tertentu diabaikan.

5.6.8 Hasil Analisis dan Perbandingan

Pada penelitian ini didapatkan hasil bahwa penggunaan Pondasi Tiang Pancang lebih optimal dan efisien dibandingkan dengan Pondasi Tiang Bor. Hal ini dapat dilihat dari perbandingan hasil Kapasitas Dukung Kelompok pada setiap jenis pondasi. Dilakukan pengurangan jumlah tiang namun dengan diameter dan kedalaman yang sama pada penggunaan Tiang Pancang.

Tujuan dari pengurangan jumlah tiang tersebut adalah untuk mengetahui apakah pondasi-pondasi tersebut tetap aman terhadap pembebanan dari jembatan yang diterimanya. Pengurangan dari jumlah tiang pondasi tersebut berpengaruh terhadap jarak antar tiangnya sehingga efisiensi kelompok tiang semakin besar serta dapat menghemat biaya dan waktu pelaksanaan di lapangan.

BAB VI
KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Penelitian dilakukan pada Jembatan Surah Proyek Tol Solo-Yogya-NYIA Kulon Progo. Dari hasil analisis yang telah dilakukan, didapatkan kesimpulan sebagai berikut :

1. Beban-beban yang bekerja pada Jembatan Surah terdiri dari Berat Sendiri (*MS*), Beban Mati Tambahan (*MA*), Tekanan Tanah Aktif (*TA*), Beban Lajur (*TD*), Gaya Rem (*TB*), Beban Angin (*EW*), dan Beban Gempa (*EQ*). Berdasarkan SNI 1725-2016, didapatkan nilai beban vertikal sebesar 6776,29 Ton, gaya momen x sebesar 5657,89 Tm, dan gaya momen y sebesar 2560,27 Tm.
2. Nilai kapasitas daya dukung (*Qall*) pada pondasi tiang bor menggunakan Metode *Reese & Wright* sebesar 589,37 Ton dan Metode *Skempton* sebesar 476,55 Ton.
3. Nilai kapasitas daya dukung (*Qall*) pada pondasi tiang pancang menggunakan Metode *U.S. Army Corps* sebesar 439,64 Ton dan Metode *Tomlinson* sebesar 630,10 Ton.
4. Pondasi yang lebih efektif dan efisien digunakan pada Jembatan Surah adalah Pondasi Tiang Pancang dengan menggunakan perhitungan dari Metode *Tomlinson*. Hal ini dikarenakan nilai kapasitas dukung kelompok tiang pancang lebih besar daripada tiang bor sehingga jumlah tiang yang digunakan dapat diminimalisir.

6.2 Saran

Dari kesimpulan di atas dapat diusulkan beberapa saran yang dapat melengkapi kekurangan yang ada dalam Tugas Akhir ini sebagai acuan untuk penelitian Tugas Akhir di masa mendatang, antara lain :

1. Diperlukan data tanah yang lebih rinci agar dapat digunakan dalam perhitungan lainnya.
2. Penelitian selanjutnya dapat menggunakan diameter, kedalaman, dan jumlah pondasi yang lebih bervariasi untuk mendapatkan kapasitas daya dukung yang lebih optimal dan efisien.
3. Penelitian ini tidak membahas tentang metode kerja sehingga diperlukan untuk mempermudah dalam mempertimbangkan penggunaan pondasi yang paling efisien.

DAFTAR PUSTAKA

American Concrete Institute (ACI) Committee. 2005. *Building Code Requirements of the Structural Concrete*. New York.

Badan Standarisasi Nasional. 2016. *SNI-2833-2016 Perencanaan Jembatan Terhadap Gempa*. Badan Standarisasi Nasional. Jakarta

Bowles, E Joseph. 1997. *Analisis dan Desain Pondasi*, Jakarta : Erlangga.

Bowles,J.E.1991. *Analisa dan desain Pondasi : Edisi Ketiga Jilid 2*. Erlangga, Jakarta

Das, Braja M. 1995. *Mekanika Tanah (Prinsip-Prinsip Rekayasa Geoteknis) Jilid I*. Erlangga. Jakarta.

Departemen Pekerjaan Umum, 1971. *Peraturan Beton Bertulang Indonesia 1971 (PBI 1971)*. Bandung : Yayasan Lembaga Penyelidikan Masalah Bangunan.

Departemen Pekerjaan umum,1989. *Pedoman Beton*, Badan Penelitian dan Pengembangan PU, 1989. SKBI.1.4.53.1989. Draft Konsensus., Jakarta: DPU, 1989.

Fairuza, N. (2021). Analisis Perbandingan Pondasi Tiang Pancang Dengan Pondasi Tiang Bor Proyek Gedung Hotel Neo Malang. *Jurnal Online Skripsi Manajemen Rekayasa Konstruksi*.

Hardiyatmo, Hary Christady. 2010. Analisis dan Perancangan Fondasi II. Yogyakarta : Gadjah Mada *University Press*.

Indonesia, R. (2005). Peraturan Pemerintah Nomor 15 Tahun 2005 tentang Jalan Tol. Jakarta: *Pemerintah RI*.

Indonesia, S. N., & Nasional, B. S. (2016). Pembebanan untuk jembatan. *SNI*, *1725*, 2016.

Pemerintah Indonesia. 2004. *Undang-Undang Republik Indonesia Nomor 38 Tahun 2004 Tentang Jalan*. Pemerintah Republik Indonesia. Jakarta.

Sari, D., Pasaribu, B., & Sarifah, J. (2021). Analisa Daya Dukung Bored Pile Pada Proyek Pembangunan Jembatan Ka Bh. 38 Di Baja Linggei Kabupaten Serdang Bedagai. *Buletin Utama Teknik*, 16(2), 103-112.

Struyk, H.J. dan Veen D.V.. 1984. *Jembatan*. Jakarta: Pradnya Paramita.

Supriyadi, B., & Muntohar, A. S. (2007). Jembatan. *Yogyakarta: Beta Offset*.

Supriyadi, Bambang dan Agus Setyo Muntohar (2007). Jembatan, Yogyakarta. Beta Offset.

Wahyuddin, M. (2019). Analisis dan Perencanaan Pondasi Tiang *Bored Pile* pada Jembatan Jalur Ganda Kereta Api Bekri Kabupaten Lampung Tengah.

Herman, H. W. (2019). *Analisis Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang dan Tiang Bor Pada Tanah Lempung Berdasarkan Pembebanan Jembatan SNI 1726-2016 (Analysis of Bearing Capacity of Pile Foundation and Bore Pile Foundation on Clay Soil According to SNI 1726 : 2016)* (Doctoral dissertation, universitas islam indonesia).

Fathurahman, I. (2022). Perencanaan Struktur Jembatan Kiringan Menggunakan Rangka Baja Tipe Warren (*Structural Planning Of Kiringan Bridge Using Warren Type Steel Frame*).

LAMPIRAN