

TUGAS AKHIR

**ANALISIS DAYA DUKUNG DAN PENURUNAN
STRUKTUR BAWAH JEMBATAN GALEH
BERDASARKAN SNI 1725-2016 DAN BEBAN GEMPA
SNI 2833-2016**

***(ANALYSIS OF BEARING CAPACITY AND
SETTLEMENT OF BOTTOM STRUCTURE ON GALEH
BRIDGE BASED ON SNI 1725-2016 AND
EARTHQUAKE LOAD SNI 2833-2016)***

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



Mohammad Naufal Khozi

17511031

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
YOGYAKARTA
2021**

TUGAS AKHIR

ANALISIS DAYA DUKUNG DAN PENURUNAN STRUKTUR BAWAH JEMBATAN GALEH BERDASARKAN SNI 1725-2016 DAN BEBAN GEMPA SNI 2833-2016

(ANALYSIS OF BEARING CAPACITY AND SETTLEMENT OF BOTTOM STRUCTURE ON GALEH BRIDGE BASED ON SNI 1725-2016 AND EARTHQUAKE LOAD SNI 2833-2016)

Disusun oleh

Mohammad Naufal Ghozi
17511031

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

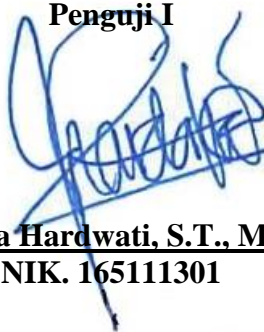
Diuji pada tanggal 25 April 2022
Oleh Dewan Penguji

Pembimbing



Ir. Suharyatma., M.T.
NIK. 865110201

Penguji I



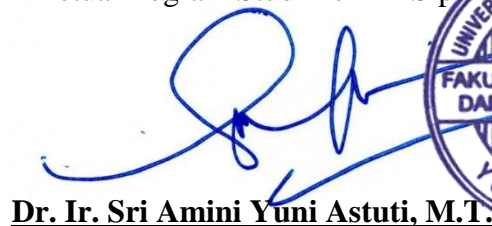
Astriana Hardwati, S.T., M.Eng
NIK. 165111301

Penguji II



Hariyadi Yulianto, S.T., M.Eng
NIK. 155111305

Mengesahkan,
Ketua Program Studi Teknik Sipil



Dr. Ir. Sri Amini Yuni Astuti, M.T.
NIK: 88511010



PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

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

Yogyakarta, 25 April 2022
Yang membuat pernyataan,



Mohammad Naufal Ghazi
(17511031)

KATA PENGANTAR

Alhamdulillah rabbil'alamiin, puji syukur atas kehadiran Allah SWT yang telah melimpahkan Rahmat, Taufik serta Hidayah-Nya Shalawat beserta salam selalu terlimpah curahkan kepada junjungan Rasulullah Muhammad SAW, keluarga, sahabat serta pengikut beliau hingga yaumul akhir. Dengan ini, penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul Analisis Daya Dukung Dan Penurunan Struktur Bawah Jembatan Galeh Berdasarkan SNI 1725-2016 Dan Beban Gempa SNI 2833-2016. Tugas Akhir ini merupakan salah satu syarat akademik dalam menyelesaikan studi tingkat strata satu di Prodi Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia Yogyakarta.

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

1. Ir. Suharyatma M.T. selaku dosen pembimbing Tugas Akhir, yang telah memberikan banyak ilmu, arahan dan dukungan demi terselesaikannya penyusunan laporan Tugas Akhir ini,
2. Bapak/Ibu dosen penguji Tugas Akhir ini, yang telah memberikan banyak masukan, kritik maupun saran, dan memberikan evaluasi agar lebih baik pada kemudian hari.
3. Ibu Umi Habibah (Ibu) yang telah memberikan waktu dan kasih sayang terbaik semasa hidupnya,
4. Bapak Agus Tri Widodo (Bapak) yang selalu mendoakan dan memberikan kasih sayang, serta memberikan bantuan baik secara moril dan materiil dalam penyusunan naskah tugas akhir ini.
5. Bapak Dr. Aunur Rohim Faqih, S.H., M.Hum. yang selalu mendoakan dan memberikan kasih sayang, serta memberikan bantuan baik secara moril dan materiil dalam segala kehidupan saya selama dijogja dan dalam penyusunan

naskah tugas akhir ini.

5. Saudara dr. Mahdea Kasyiva (Kakak Sepupu) yang selalu membantu banyak dalam materil hingga skripsi ini selesai
6. Nabila Az-Zahra (Adik) yang selalu memberikan dukungan dan doa demi kelancaran tugas akhir ini
7. Sahabat-sahabat yang telah menemani perjalanan penulis selama menempuh studi di prodi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia
8. Teman-teman Angkatan 2017 Teknik Sipil yang memberikan bantuan dan semangat kepada penulis hingga dapat terselesaikannya naskah tugas akhir ini.
9. Seluruh pihak yang telah mendukung terselesaikannya Tugas Akhir ini yang tidak bisa disebut satu per satu.

Dengan ini, Penulis berharap agar Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi berbagai pihak yang membacanya.

Yogyakarta, 25 April 2022

Mohammad Naufal Ghazi

17511031

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	i
HALAMAN PENGESAHAN	ii
TUGAS AKHIR	ii
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI	iv
KATA PENGANTAR	v
DAFTAR ISI	vii
DAFTAR TABEL	xi
DAFTAR GAMBAR	xiv
DAFTAR LAMPIRAN	xvii
ABSTRAK	xxi
ABSTRACT	xxii
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2. Rumusan Masalah	2
1.3. Tujuan Penelitian	3
1.4. Batasan Penelitian	3
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	5
2.1 Tinjauan Umum	5
2.2 Tinjauan Pustaka	5
2.2.1 Tinjauan Daya Abutmen Jembatan Sengkaling Malang Dengan Beban Gempa (Studi Kasus: Universitas Muhammadiyah Malang, Jl. Raya Tlogomas No.246, Malang)	5
2.2.2 Evaluasi Perencanaan Abutmen Dan Pondasi Pada Proyek Jembatan Di Bawadasi Kecamatan Lahomi Kab. Nias Barat	6
2.2.3 Evaluasi Struktur Bawah Jembatan Kereta Api Rangka Baja Tipe Warren Bentang 42 M Berdasarkan Peta Gempa 2017	7
2.3 Perbedaan Penelitian	8

BAB III LANDASAN TEORI	11
3.1 Tinjauan Umum	11
3.1.1 Abutment	11
3.1.2 Kontrol Stabilitas Terhadap Geser	13
3.1.3 Kontrol Stabilitas Terhadap Guling	13
3.2 Pondasi Sumuran	14
3.2.1 Daya Dukung Pondasi Metode Empiris	14
3.2.2 Penurunan Pondasi	18
3.2.3 Daya Dukung Pondasi Menggunakan Allpile v7	18
3.3 SISTEM KLASIFIKASI TANAH	24
3.4 Pengujian Spt (Standart Penetration Test)	26
3.4.1 Korelasi N-SPT terhadap nilai kohesi	27
3.4.2 Korelasi N-SPT terhadap nilai ϕ	27
3.5 Pembebanan Struktur Atas Jembatan	28
3.5.1 Beban Permanen	28
3.5.2 Beban Lalu Lintas	30
3.5.3 Aksi Lingkungan	34
3.6 Faktor Beban dan Kombinasi Beban	40
BAB IV METODELOGI PENELITIAN	46
4.1 Umum	46
4.2 Obyek dan Subyek Penelitian	46
4.3 Data Penelitian	47
4.3.1 Lokasi Penelitian	47
4.3.2 Data Struktur	47
4.3.3 Detail Struktur	48
4.4 Tahapan Penelitian	48
4.5 Diagram Alir Penelitian	50
BAB V ANALISIS DAN PEMBAHASAN	52
5.1 Data Jembatan	52
5.1.1 Data Data Konstruksi Jembatan	52
5.1.2 Data Material Dan Data Tanah	54

5.2	Pembebanan Jembatan	55
5.2.1	Berat Sendiri	55
5.2.2	Beban Mati Tambahan (MA)	61
5.2.3	Tekanan Tanah (TA)	62
5.2.4	Beban Lajur “D” (TD)	64
5.2.5	Beban Pejalan Kaki / Pedestrian (TP)	67
5.2.6	Beban Rem (TB)	68
5.2.7	Beban Angin (EW)	70
5.2.8	Beban Gempa (EQ)	72
5.2.9	Gesekan Perletakan (BF)	83
5.2.10	Rekapitulasi Beban	85
5.2.11	Kombinasi Pembebanan pada Abutment	85
5.3	Stabilitas Abutment	91
5.3.1	Stabilitas Terhadap Guling	91
5.3.2	Stabilitas Terhadap Geser	93
5.4	Data Lapangan dan Laboratorium Properties Tanah	95
5.4.1	Data Lapangan	95
5.4.2	Data Teknis	97
5.5	Analisis Daya Dukung Pondasi Sumuran	97
5.5.1	Analisis Daya Dukung Pondasi Sumuran	97
5.5.2	Rekapitulasi Hasil Kontrol Daya Dukung Pondasi	101
5.5.3	Kapasitas Dukung Pondasi Kelompok	101
5.5.4	Kontrol Tegangan Ijin Pondasi Sumuran	102
5.5.5	Daya Dukung Lateral (Akibat Gempa)	106
5.5.6	Penurunan	106
5.5.7	Perhitungan Daya Dukung Program Allpile v7	107
5.6	Pembahasan	117
5.6.1	Daya Dukung Pondasi Metode Empiris	117
5.6.2	Daya Dukung dengan Software Allpile V7	122
5.6.3	Penurunan yang Terjadi	123
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN		125

6.1	Kesimpulan	125
6.2	Saran	126
DAFTAR PUSTAKA		127



DAFTAR TABEL

Tabel 2. 1 Rekap Tinjauan Pustaka	9
Tabel 2. 2 Perbandingan Penelitian Terdahulu	10
Tabel 3. 1 Koefisien Daya Dukung Dari Terzaghi	15
Tabel 3. 2 Faktor Gesekan Dinding Untuk Berbagai Jenis Tanah	16
Tabel 3. 3 Total Penurunan Maksimum dan Penurunan Diferensial yang Diizinkan	18
Tabel 3. 4 Berat jenis tanah (Gs)	25
Tabel 3. 5 Nilai-Nilai Porositas, Angka Pori, Dan Berat Volume	25
Tabel 3. 6 Korelasi NSPT dengan Dr, CPT, dan sudut geser dalam	28
Tabel 3. 7 Faktor Beban untuk Berat Sendiri	29
Tabel 3. 8 Faktor Beban Mati Tambahan	29
Tabel 3. 9 Faktor Beban Akibat Tekanan Tanah	30
Tabel 3. 10 Faktor Beban Lajur “D”	31
Tabel 3. 11 Faktor Beban Lajur “T”	33
Tabel 3. 12 Nilai V_o dan Z_o untuk Berbagai Variasi Kondisi	35
Tabel 3. 13 Tekanan Angin Dasar	36
Tabel 3. 14 Penjelasan Peta Gempa	40
Tabel 3. 15 Kombinasi Beban dan Faktor Beban	43
Tabel 5. 1 Specific Gravity	54
Tabel 5. 2 Data Hasil Pengujian Standart Penetration Test (SPT)	54
Tabel 5. 3 Rekap Berat Sendiri Struktur Atas	57

Tabel 5. 4 Berat dan Momen yang Terjadi pada Abutment	59
Tabel 5. 5 Perhitungan Beban Mati Tambahan	61
Tabel 5. 6 Faktor amplifikasi untuk PGA dan 0,2 detik (FPGA/Fa)	74
Tabel 5. 7 Besarnya nilai faktor amplifikasi untuk periode 1 detik (Fv)	75
Tabel 5. 8 Distribusi Gaya Gempa pada Abutment	78
Tabel 5. 9 Hasil Perhitungan Tekanan Tanah Dinamis Akibat Gempa	83
Tabel 5. 10 Rekapitulasi Pembebanan Pada Abutment	85
Tabel 5. 11 Kombinasi Beban yang Bekerja	86
Tabel 5. 12 Daya Layan I Pembebanan pada Abutment	86
Tabel 5. 13 Daya Layan II Pembebanan pada Abutment	87
Tabel 5. 14 Daya Layan III Pembebanan pada Abutment	88
Tabel 5. 15 Daya Layan IV Pembebanan Abutment	89
Tabel 5. 16 Ekstrim I Pembebanan pada Abutment	90
Tabel 5. 17 Rekapitulasi Pembebanan pada Abutment	91
Tabel 5. 18 Rekapitulasi Stabilitas Abutment Terhadap Guling pada Arah X	92
Tabel 5. 19 Rekapitulasi Stabilitas Abutment Terhadap Guling pada Arah Y	93
Tabel 5. 20 Rekapitulasi Stabilitas Abutment Terhadap Geser pada Arah X	94
Tabel 5. 21 Rekapitulasi Stabilitas Abutment Terhadap Geser pada Arah y	95
Tabel 5. 22 Data Hasil Pengujian Standard Penetration Test (SPT)	95
Tabel 5. 23 Koefisien Daya Dukung Terzaghi	98
Tabel 5. 24 Rekapitulasi Hasil Kontrol Daya Dukung Pondasi	101
Tabel 5. 25 Rekapitulasi Hasil Tegangan ijin Pondasi	101
Tabel 5. 26 Rekapitulasi Tegangan Sumuran Arah X	103
Tabel 5. 27 Daya Dukung Ijin Aksial Arah X	104

Tabel 5. 28 Rekapitulasi Tegangan Sumuran Arah Y

105

Tabel 5. 29 Daya Dukung Ijin Aksial Arah Y

105



DAFTAR GAMBAR

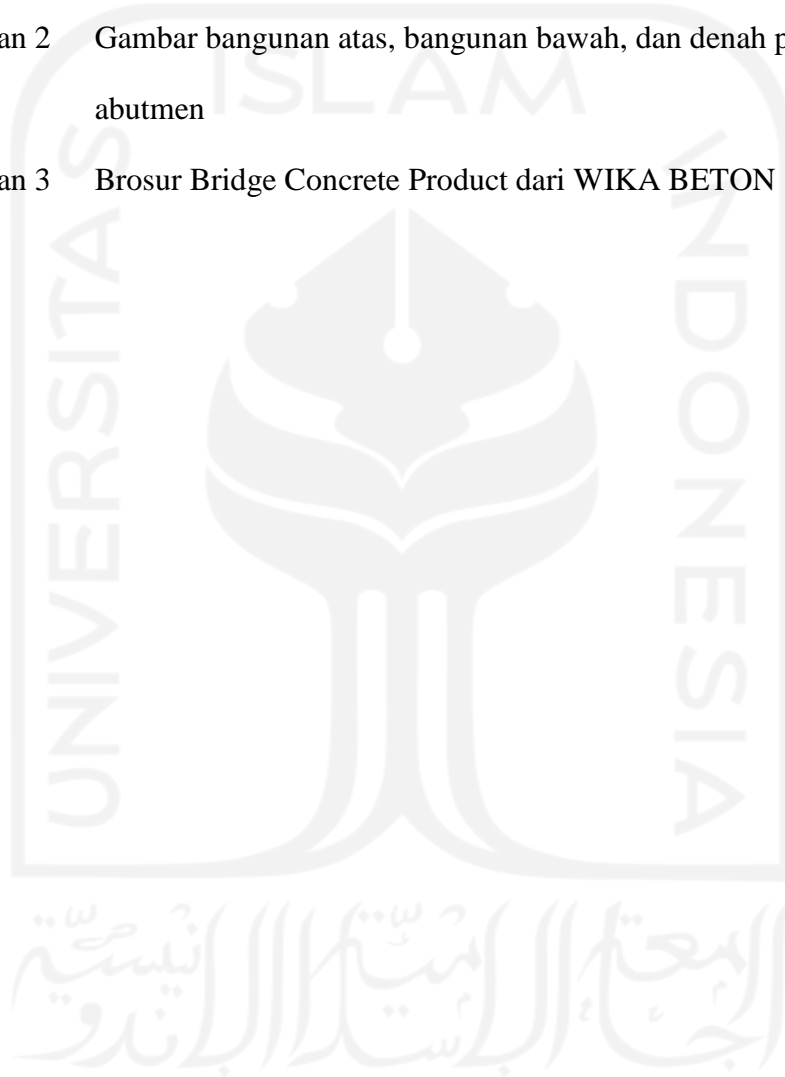
Gambar 3. 1 Tipe Struktur Abutment	12
Gambar 3. 2 Bagian Struktur Abutment	12
Gambar 3. 3 Pondasi Sumuran	14
Gambar 3. 4 Faktor daya dukung Janbu (1976)	17
Gambar 3. 5 Tampilan window pile type	19
Gambar 3. 6 Tampilan window pile profile	20
Gambar 3. 7 Tampilan window pile properties	21
Gambar 3. 8 Tampilan window load and group	21
Gambar 3. 9 Tampilan window soil properties	22
Gambar 3. 10 Diagram fase tanah	24
Gambar 3. 11 Hubungan antara kohesi dan nilai N-SPT untuk tanah kohesif (Sumber : Irsyam, 2010)	27
Gambar 3. 12 Korelasi antara friction angle dan N SPT (Peck, Hanson, dan Thornburn, 1953)	27
Gambar 3. 13 Beban lajur “D” (TD)	32
Gambar 3. 14 Pembebanan Truk “T” (500 kN)	32
Gambar 3. 15 Faktor Beban Dinamis Untuk Beban Lajur “D”	33
Gambar 3. 16 Peta percepatan puncak batuan dasar untuk probabilitas 7% dalam 75tahun	39
Gambar 3. 17 Peta percepatan spektrum respons 0.2 detik dengan nisbah redaman 5% di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun	39
Gambar 3. 18 Peta percepatan respons spektrum 0.1 detik dengan nisbah	

redaman 5% di batuan dasar (SB) untuk probabilitas terampai 7% dalam 75 tahun	40
Gambar 4. 1 Lokasi Penelitian	47
Gambar 4. 2 Potongan Memanjang Jembatan Galeh	48
Gambar 4. 3 Potongan Melintang Jembatan Galeh	48
Gambar 5. 1 Potongan Memanjang Rencana Jembatan Galeh	52
Gambar 5. 2 Potongan Melintang Rencana Jembatan Galeh	53
Gambar 5. 3 Pembebanan Sendiri Struktur Atas (PMS)	56
Gambar 5. 4 Notasi Dimensi Pada Abutment Dan Wingwall	59
Gambar 5. 5 Notasi Tekanan Tanah Pada Abutment	59
Gambar 5. 6 Pembebanan Akibat Tekanan Tanah	63
Gambar 5. 7 Beban lajur "D"	65
Gambar 5. 8 Faktor Beban Dinamis	66
Gambar 5. 9 Pembebanan Terhadap gaya Rem (PTB)	69
Gambar 5. 10 Desain Gardar Truk	69
Gambar 5. 11 Penentuan Respons Spektrum di Permukaan Tanah untuk Jembatan	73
Gambar 5. 12 Grafik Respon Spektra	74
Gambar 5. 13 Beban Akibat Tekanan Tanah Dinamis	82
Gambar 5. 14 Beban Akibat Gesekan Perletakan	84
Gambar 5. 15 Skema Kedalaman Pondasi	97
Gambar 5. 16 Tampak Atas Dan Penempatan Pondasi Sumuran	97
Gambar 5. 17 Faktor Daya Dukung Metode Janbu	100
Gambar 5. 18 Pemilihan Tipe Pondasi	108
Gambar 5. 19 Input Data Pondasi Sumuran	109

Gambar 5. 20 Input Data Pondasi Sumuran	110
Gambar 5. 21 Input beban dan jumlah grup pondasi sumuran	110
Gambar 5. 22 input data tanah	111
Gambar 5. 23 Data Pondasi sumuran hasil output	112
Gambar 5. 24 Summary report Allpile v7 untuk pondasi tunggal	113
Gambar 5. 25 Summary report Allpile v7 untuk pondasi grup	113
Gambar 5. 26 Rekap Hasil Analisis dari program Allpile v7	114
Gambar 5. 27 Grafik Perbandingan Beban dengan Penurunan	115
Gambar 5. 28 Daya Dukung Pondasi dengan Metode Empiris	118
Gambar 5. 29 Tegangan Ijin pada Pondasi Sumuran	119
Gambar 5. 30 Tegangan Maksimum Arah X	120
Gambar 5. 31 Tegangan Minimum Arah X	120
Gambar 5. 32 Tegangan Maksimum Arah Y	121
Gambar 5. 33 Tegangan Minimum Arah Y	121
Gambar 5. 34 Perbandingan Daya Dukung Ijin dengan Metode Empiris dan Software Allpile V7	123
Gambar 5. 35 Perbandingan Hasil Penurunan Pondasi dengan Metode Meyerhof (1965) dan Software Allpile V7	124

DAFTAR LAMPIRAN

- Lampiran 1 Dokumentasi survey lapangan
- Lampiran 2 Gambar bangunan atas, bangunan bawah, dan denah pondasi dan abutmen
- Lampiran 3 Brosur Bridge Concrete Product dari WIKA BETON



DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN

B	= lebar
C	= kohesi tanah
Cs	= gaya tarik pada beton
Csm	= Koefisien respon gempa elastis
Ec	= Modulus elastisitas beton
Fc'	= kuat tekan beton
Fy	= Tegangan leleh baja
Mu	= momen ultimit
Mx	= Momen arah sumbu x
My	= Momen arah sumbu y
n	= jumlah
P	= gaya aksial searah batang
PB	= tekanan angin dasar
PD	= tekanan angin rencana
R	= faktor modifikasi respon
SF	= faktor keamanan
T	= periode getar alami struktur
VB	= kecepatan angin rencana pada elevasi 10000 m
VDZ	= kecepatan angin rencana pada elevasi rencana
Vs	= kecepatan aliran air
Z	= elevasi struktur diatas permukaan laut
Z0	= panjang gesekan di hulu jembatan
β_1	= faktor distribusi tegangan beton
ϕ	= sudut gesek dalam pada tanah
Θ	= faktor reduksi beton
SF	= Faktor Aman / Safety Factor
Df	= Kedalaman Pondasi

B	= Lebar Pondasi
SPT	= Standard Penetration Test
Qu	= Daya Dukung Ultimit
Qb	= Tahanan ujung ultimit
μ	= Faktor koreksi, dengan $\mu = 0,8$ jika $d < 1$ m , dan $\mu = 0,75$ jika $d > 1$ m
Ab	= Luas penampang ujung bawah tiang
Nc	= Faktor Daya dukung
Cb	= Kohesi tanah di bawah ujung tiang pada kondisi (undrained)
Qs	= Tahanan gesek dinding ultimit
Cu	= Kohesi rata – rata pada kondisi tak terdrainase di sepanjang tiang
As	= Luas selimut tiang
ad	= faktor adhesi (nilainya diantara 0,35 – 0,45)
Ws	= Berat tubuh Sumuran
Wb	= Berat ujung sumuran (bila ada pembesaran ujung)
Kd	= Koefisien tekanan tanah lateral
δ	= ϕ_d = sudut gesek antara tanah dan dinding
qd	= Unit tahanan ujung
Li	= Tebal lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran dinding tiang
fi	= Besar gaya geser maksimum dari lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran dinding tiang (ton/m ²)
P	= Beban total
QA	= Daya dukung ijin pondasi
Θ	= Arc tg d/s (o)
d	= Diameter
Qg	= Daya ultimit kelompok (ton)
B	= Lebar kelompok tiang (m)
L	= Panjang Kelompok Tiang (m)
Nc	= Faktor Daya dukung
Si	= Penurunan segera
Es	= Modulus elastisitas tanah (Tabel 3.8)
qc	= nilai konus rata – rata kedalaman Bg

C_w	= koefisien seret
V_w	= kecepatan angin rencana
A_b	= luas koefisien bagian samping jembatan
R_m	= beban rem
M_n	= momen yang ditimbulkan akibat gaya rem
TEQ	= Gaya geser dasar total dalam arah yang ditinjau (ton)
C	= Koefisien geser dasar untuk wilayah gempa, waktu getar dan kondisi tanah
I	= Faktor kepentingan
S	= Faktor tipe bangunan
K_a	= Koefisien tekanan tanah aktif
ϕ	= Sudut geser dalam
P_a	= Tekanan tanah aktif
γ	= Berat jenis tanah urug
L_y	= panjang melintang pada abutment
H	= Tinggi abutment

ABSTRAK

Pilihan jenis pondasi dan analisis daya dukungnya harus dilakukan dengan sangat hati-hati dan hati-hati. Hal ini dikarenakan kekuatan pondasi sebagai penopang bangunan atas sangat mempengaruhi kekuatan pondasi bangunan, oleh karena itu perlu dilakukan analisa kekuatan atau daya dukung pondasi dalam menopang beban yang ada di atasnya dan memperkirakan penurunan yang terjadi.

Pada penelitian ini dilakukan analisis terhadap Daya dukung dan penurunan pada pondasi sumuran dengan peraturan pembebanan struktur atas berdasarkan SNI 1725-2016 dan SNI 2833-2016. Dari hasil perhitungan pondasi sumuran dengan diameter 3,5 meter dan kedalaman 6,25 meter dari dasar sungai. Dari hasil perhitungan secara analitis menggunakan rumus yang disarankan Terzhagi & Thomlinson, Janbu dan menggunakan program bantu Allpile V7, sebagai alat bantu hitung, sehingga nantinya hasil analisis dapat dibandingkan dengan metode empiris ataupun non empiris. Objek penelitian adalah Jembatan Galeh yang terletak di Kabupaten Temanggung, Provinsi Jawa Tengah dengan pondasi sumuran sebagai struktur bawahnya.

Hasil penelitian dari 1 unit pondasi sumuran dengan diameter 3,5 meter ini, memiliki Daya dukung ijin kelompok yang dianalisis dengan metode yang sudah teruji dan memenuhi syarat, antara lain : Metode Terzhagi & Thomlinson sebesar 46307,417 kN analisis, dan 22754,15 kN sebagai Daya dukung ijin yang diberikan program Allpile V7. Daya dukung tersebut lebih besar dari beban bekerja yaitu 10438,149 kN, yang berarti desain mampu menahan beban bekerja pada abutment jembatan.

Kata Kunci : Sumuran, Daya dukung, Allpile v7

ABSTRACT

The choice of the type of foundation and the analysis of its carrying capacity should be carried out very carefully and carefully. This is because the strength of the foundation as a support for the upper building greatly affects the strength of the foundation of the building, therefore it is necessary to analyze the strength or carrying capacity of the foundation in supporting the load on it and estimate the decline that occurs.

In this study, an analysis of the bearing capacity and settlement of caisson foundation was carried out with upper structure loading regulations based on SNI 1725-2016 and SNI 2833-2016. From the results of the calculation of the caisson foundation with a diameter of 3.5 meters and a depth of 6.25 meters from the riverbed. From the results of analytical calculations using the formula suggested by Terzhagi & Thomlinson, Janbu and using the Allpile V7 auxiliary program, as a calculating tool, so that later the results of the analysis can be compared with empirical or non-empirical methods. The object of the research is Galeh Bridge located in Temanggung Regency, Central Java Province with the foundation of the well as its lower structure.

The results of the research from the well foundation group with a diameter of 3.5 meters , have the carrying capacity of the group permit analyzed by a method that has been tested and qualified, including: Terzhagi & Thomlinson method of 46307,417 kN analisis, and 22754.15 kN as Carrying capacity permission granted program Allpile V7. The carrying capacity is greater than the working load of 10438.149 kN, which means that the design is able to withstand the working load on the bridge abutment.

Keywords: Caisson Foundation, Support Capacity, Allpile v7

BAB 1

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Jembatan merupakan bangunan yang memiliki fungsi untuk menghubungkan rute transportasi yang terpisah oleh sungai, lembah, jurang atau perlintasan yang lainnya. Dengan fungsi tersebut, jembatan menjadi sarana transportasi yang mempunyai peran yang cukup penting dalam kelancaran pergerakan lalu lintas, dan berfungsi juga untuk mempermudah kegiatan perpindahan atau transportasi bagi manusia. Jembatan mempunyai beberapa tipe yang pada umumnya digunakan di Indonesia yang salah satunya yaitu jembatan gelagar (*girder bridge*).

Masalah yang umum ditemui dalam konstruksi jembatan adalah terjadinya kegagalan struktur, contohnya seperti pada kasus jembatan Amurang, dimana akibat terjadi penurunan pada Struktur Bangunan Bawah Jembatan, walaupun tanpa ada kerusakan berarti pada Struktur Bangunan Atas Jembatan, secara keseluruhan struktur jembatan menjadi miring, tidak aman untuk dilalui, dan tidak menutup kemungkinan, jembatan akan runtuh secara total.

Pada tahun 2021 lalu, Kota Temanggung Diguncang gempa yang pada tahun-tahun sebelumnya jarang terjadi gempa yang berpusat di daerah Temanggung, dengan demikian peta gempa yang ada saat ini memiliki perbedaan dengan peta gempa yang menjadi acuan dalam perencanaan jembatan ini yang memungkinkan akan terjadi bencana gempa bumi lagi di tahun mendatang. Maka dari itu adanya tinjauan ulang sangat diperlukan guna mendukung beban yang melintas pada jembatan agar jembatan tetap stabil dalam menerima beban. Karenanya sangat pentingnya, maka jembatan harus dibuat cukup kuat. Agar tidak menimbulkan gangguan terhadap kelancaran lalu-lintas sendiri, terlebih di jalan yang memang padat lalu-lintasnya.

Pada penelitian ini merupakan pengujian daya dukung terhadap struktur bawah Jembatan Galeh. Jembatan Galeh ini merupakan jembatan tipe A yang berada di Temanggung, Jawa Tengah dimana mempunyai lebar jembatan 9 m dan bentang 40 meter. Pada Analisa daya dukung struktur bawah ini tidak memperhitungkan analisa stuktur atas secara mendetail karena sudah dianggap aman terhadap gaya gempa yang terjadi sehingga pada penelitian ini hanya dibutuhkan pembebanan pada struktur atas guna menganalisa daya dukung dan penurunan pada struktur bawah pada jembatan, dikarenakan pentingnya menganalisis ulang pada struktur pondasi agar mengetahui ketahanan dalam menahan gaya gempa aksial maupun lateral. Dalam penelitian ini dilakukan perhitungan menggunakan SNI 1725-2016 dan beban gempa dengan SNI 2833-2016 serta peta gempa terbaru dari Puskim PUPR. Dikarenakan pada perancangan jembatan yang menjadi bahan penelitian ini merupakan jembatan yang dalam perencanaanya masih menggunakan peraturan SNI 2833-2008 dan peta hazard gempa 2010 karena perencanaan jembatan dilakukan sebelum disahkannya peraturan yang baru pada 2016, yang dimana menunjukkan perbedaan cukup signifikan dengan peraturan dan peta gempa yang terbaru. Oleh karena itu dalam analisis daya dukung dan penurunan kali ini selain menggunakan metode perhitungan berdasarkan metode empiris atau Nspt, saya juga melakukan perbandingan hasil Analisa dengan menggunakan software Allpile v7 pada penelitian ini.

1.2. Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang masalah, dengan ini rumusan masalah sebagai berikut :

1. Bagaimana daya dukung pondasi sumuran pada struktur Jembatan Galeh dengan metode empiris maupun Software Allpile V7?
2. Bagaimana penurunan pondasi sumuran pada struktur Jembatan Galeh baik menggunakan metode empiris maupun Software Allpile V7?
3. Bagaimana stabilitas geser dan guling arah x maupun arah y pada abutment Jembatan Galeh?

4. Bagaimana faktor aman (safety factor) struktur bawah jembatan dalam menerima beban serta pengaruhnya terhadap Struktur Jembatan Galeh?

1.3. Tujuan Penelitian

Tujuan penelitian ini untuk menganalisis daya dukung struktur bawah jembatan dengan SNI 1725-2016 dan SNI 2833-2016 serta Software Allpile V7 sebagai metode pembandingan. Analisis yang ditinjau dalam penelitian ini adalah sebagai berikut ini:

1. Mengetahui daya dukung pondasi Sumuran pada struktur Jembatan Galeh menggunakan metode empiris dan juga Software Allpile V7.
2. Mengetahui penurunan pondasi Sumuran pada struktur Jembatan Galeh baik menggunakan metode empiris maupun menggunakan Software Allpile V7 sebagai alat bantu hitung.
3. Mengetahui stabilitas geser dan guling arah x maupun arah y pada abutment Jembatan Galeh.
4. Mengontrol faktor aman atau safety factor (SF) abutment dan pondasi Sumuran dalam menerima beban horizontal dan vertikal serta pengaruhnya terhadap Struktur Jembatan Galeh.

1.4. Batasan Penelitian

Agar penelitian ini lebih terarah dan membatasi permasalahan yang ada, skripsi ini memiliki batasan penelitian sebagai berikut :

1. Data yang digunakan adalah data sekunder sesuai hasil perencanaan Jembatan Galeh.
2. Penelitian hanya dilakukan pada salah satu abutmen.
3. Perhitungan gaya gempa yang digunakan adalah pendekatan statik ekuivalen (static equivalent) untuk pembebanan jembatan.
4. Peraturan pembebanan pada jembatan menggunakan Peraturan SNI 1725-2016 tentang pembebanan untuk jembatan dan SNI 2833-2016 mengenai perencanaan jembatan terhadap beban gempa.

5. Tidak menghitung penulangan abutment dan pondasi
6. Tidak memperhitungkan RAB

1.5. Manfaat Penelitian

Manfaat yang diperoleh dari tugas akhir ini adalah sebagai berikut :

1. Memberikan tambahan wawasan dan pemahaman dalam menganalisa struktur pondasi dan abutmen pada jembatan.
2. Sebagai referensi dan pembelajaran dalam menghitung perbandingan analisis Daya dukung struktur bawah jembatan setelah di beri beban gempa dengan peta gempa yang baru.



BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Tinjauan Umum

Penelitian struktural telah banyak dilakukan di bidang teknik sipil. Salah satunya adalah struktur jembatan yang menjadi objek penelitian terutama digunakan untuk mendukung dan menunjang transportasi yang stabil. Subjek penelitian ini adalah menganalisis dan mengevaluasi struktur bawah pada jembatan rangka baja yang dipengaruhi oleh aktivitas seismik.

2.2 Tinjauan Pustaka

2.2.1 Tinjauan Daya Abutmen Jembatan Sengkaling Malang Dengan Beban Gempa (Studi Kasus: Universitas Muhammadiyah Malang, Jl. Raya Tlogomas No.246, Malang)

Pada penelitian yang di tulis oleh Nindi Rizki Apriliani pada tahun 2020. Studi tersebut dilakukan untuk merencanakan ulang atau mengevaluasi kembali yang diperlukan untuk menopang beban yang melewati jembatan agar jembatan stabil saat mengambil beban. Karena ini sangat penting, jembatan harus cukup kuat. Agar tidak menimbulkan gangguan terhadap kelancaran lalu-lintas sendiri, terlebih di jalan yang memang padat lalu-lintasnya. Jembatan ini dibuat untuk jalur alternatif menuju tempat wisata di kota Malang. Dengan semakin banyaknya minat masyarakat mengunjungi salah satu tempat wisata ini, sangat memungkinkan terjadi kemacetan, maka dari itu direncanakan sebuah jembatan penghubung kelancaran lalu lintas, sebelum jembatan ini terealisasi, maka di rencanakan dari segala sapek bangunan, kekuatan, hingga pengaruh terhadap gaya gempa itu sendiri. Dengan lebar jembatan 10 m dan panjang 28 meter. Menggunakan peraturan SNI 2833-2016 mengenai perencanaan jembatan terhadap beban gempa dan SNI 1725-

2016 tentang pembebanan untuk jembatan.

Maka didapatkan hasil, Berdasarkan analisis ketahanan abutmen terhadap beban gempa pada jembatan Taman Rekreasi Sengkaling Malang. Analisis Daya abutmen pada jembatan sengkaling pada saat terjadi gempa dilakukan beberapa kali, yaitu guling dalam artian stabilitas geser dan guling pada abutmen tidak memenuhi standar beban jembatan. Menurut SNI 2833-2016 Kelas situs pada lokasi yang di tinjau merupakan Tanah sangat padat karena nilai hasil uji penetrasi standar tanah adalah 50. Untuk Stabilitas Guling arah X Pada kombinasi beban nilai SF kurang dari 2,2 dan nilai kombinasi beban daya layan 1,3 dan 4 bernilai negatif (-) yaitu daya layan 1 sebesar - 14,52 dan untuk daya layan 3,4 sebesar -14,93 nilai-nilai tersebut di absolutkan karena ketinggian abutmen kurang. Sehingga abutmen perlu ditinjau kembali. Untuk Stabilitas geser arah X Pada kombinasi beban daya layan 2 tersebut tidak aman karena tekanan tanah mengalami geser dengan nilai SF $0,816 <$ dari 1,1 agar di katakana aman. Jika terjadi gempa akan geser karena ketinggian abutmen kurang bias menopang jembatan.

2.2.2 Evaluasi Perencanaan Abutmen Dan Pondasi Pada Proyek Jembatan Di Bawadasi Kecamatan Lahomi Kab. Nias Barat

Pada penelitian yang ditulis oleh Alfonsius Marco Hia pada tahun 2019, dilakukan penelitian tentang perencanaan abutmen dan pondasi pada jembatan di Bawadasi Kecamatan Lahomi Kab. Nias Barat. Pada perencanaan pondasi Jembatan Lahomi Kab. Nias Barat, juga perlu pertimbangan-pertimbangan teknis pelaksanaan baik dalam pelaksanaan pengeboran ppondasi tersebut, agar didapat hasil sesuai rencana. Pengambilan obyek studi pondasi ini mengacu pada sedikitnya pembangunan jembatan yang menggunakan pondasi tiang bor pile di Nias Barat. Diharapkan tulisan ini dapat memberikan informasi, wacana, serta pemahaman mengenai perhitungan struktur pondasi pada proyek-proyek sejenis di tempat lain. Penelitian ini bertujuan yaitu Menghitung daya dukung tiang tunggal., Menghitung efisiensi tiang grup, Menghitung pembebanan jembatan, Menghitung pembebanan abutmen, Menghitung stabilitas abutmen, Mengevaluasi Daya grup tiang.

Dari penelitian dengan panjang total jembatan dalam perencanaan jembatan ini adalah 60 m. Dari evaluasi perencanaan jembatan didapatkan beberapa kesimpulan yaitu, Besar beban struktur yang diterima oleh abutmen sebesar $\Sigma V = 416.928$ ton dan $\Sigma MV = 256.835$ ton, untuk beban struktur yang diterima oleh pondasi tiang bor sebesar $\Sigma V = 177.773$ ton dan $\Sigma MV = 222.216$ ton. Perencanaan terdiri dari abutmen dengan dimensi tinggi 7 meter dan lebar 8 meter, untuk dimensi pondasi tiang bor berdiameter 0.8 meter. a) Kontrol Terhadap Guling: 2493.727 Ton 553.641Ton....OK !!!, b) Kontrol Terhadap Geser: $47.262 > 2$... aman, c) Kontrol Terhadap Daya Dukung: $= 10.272 \text{ T / m}^2$ dan $= 63.961 \text{ T/m}^2$. Evaluasi Daya grup tiang = 2643.797 Ton > 2195.269 Ton OK!

2.2.3 Evaluasi Struktur Bawah Jembatan Kereta Api Rangka Baja Tipe Warren Bentang 42 M Berdasarkan Peta Gempa 2017

Pada penelitian yang ditulis oleh Jannatan Firdaus pada tahun 2020 lalu, Studi ini merupakan kelanjutan dari penelitian (Ismayana, 2019), dimana analisis yang dilakukan tidak memperhitungkan struktur abutmen pada jembatan. Tujuan dari penelitian ini adalah mengkaji pondasi jembatan eksisting sesuai dengan ketentuan SNI 2833: 2016 dan peta rawan gempa 2017. Penelitian tersebut mengevaluasi struktur jembatan pada Jembatan kereta api Tarahan – Waytuba Lampung, dengan bentang jembatan 42 meter dengan lebar abutmen 6,4 meter yang difungsikan untuk jalan rel dengan jenis rangka baja tipe warren.

Dari penelitian tersebut analisa dilakukan dengan menghitung ulang Daya dukung abutmen berdasarkan beban struktur atas yang terdampak oleh beban gempa peta gempa 2017. Peta gempa berdasarkan percepatan batuan dasar dengan probabilitas 7% dalam 75 tahun bernilai 0,3 g menjadi 0,4 g. Hasil yang diperoleh nilai faktor amplifikasi sebesar 1,24 saat 0,2 detik dan 1,8 saat 1 detik. Menggunakan rumus Mononobe-Okabe didapatkan nilai beban gempa horizontal sebesar 29,208 ton. Nilai stabilitas abutmen terhadap penggeseran, penggulingan dan daya dukung tanah berturut-turut sebesar 8,527, 5,729 dan 0,55 dari faktor acuan 3. Berdasarkan hasil dan pembahasan dari perhitungan pembebanan data gempa terbaru menggunakan beban gempa terbaru, dapat disimpulkan sebagai

berikut:

1. Kontrol keamanan pada kondisi geser didapatkan FS 6,688 dengan nilai acuan 3 menunjukkan struktur aman.
2. Kontrol keamanan pada kondisi guling didapatkan FS 5,729 dengan acuan 3, yang menunjukkan struktur aman.
3. Kontrol keamanan pada daya dukung tanah didapatkan FS 0,55 dengan acuan 3, yang menunjukkan struktur tidak aman.

2.3 Perbedaan Penelitian

Berdasarkan penjabaran dari keempat penelitian diatas, bahwa topik penelitian yang akan di lakukan adalah “Evaluasi Abutmen Pada Jembatan Bentang 60 M Berdasarkan Peta Gempa 2017 Dan SNI 2833-2016”. Di bawah ini adalah rekap tinjauan pustaka pada Table 2.1 dan rekap persamaan penelitian ditunjukkan pada Table 2.2.

Tabel 2. 1 Rekap Tinjauan Pustaka

No	Peneliti	Judul Penelitian	Tujuan Penelitian
1.	Nindi Rizki Apriliani (2020)	Tinjauan Daya Abutmen Jembatan Sengkaling Malang Dengan Beban Gempa (Studi Kasus: Universitas Muhammadiyah Malang, Jl. Raya Tlogomas No.246, Malang)	Untuk mengevaluasi kembali yang diperlukan untuk menopang beban yang melewati jembatan agar jembatan stabil saat mengambil beban
2.	Alfonsius Marco Hia (2019)	Evaluasi Perencanaan Abutmen Dan Pondasi Pada Proyek Jembatan Di Bawadasi Kecamatan Lahomi Kab. Nias Barat	Menghitung daya dukung tiang tunggal., Menghitung efisiensi tiang grup, Menghitung pembebanan jembatan, Menghitung pembebanan abutmen, Menghitung stabilitas abutmen, Mengevaluasi Daya grup tiang.
3.	Jannatan Firdaus (2020)	Evaluasi Struktur Bawah Jembatan Kereta Api Rangka Baja Tipe Warren Bentang 42 M Berdasarkan Peta Gempa 2017	Untuk mengkaji pondasi jembatan eksisting sesuai dengan ketentuan SNI 2833: 2016 dan peta rawan gempa 2017

Tabel 2. 2 Perbandingan Penelitian Terdahulu

No	Peneliti	Judul Penelitian	Perbedaan	Persamaan
1.	Nindi Rizki Apriliani (2020)	Tinjauan Daya Abutmen Jembatan Sengkaling Malang Dengan Beban Gempa (Studi Kasus: Universitas Muhammadiyah Malang, Jl. Raya Tlogomas No.246, Malang)	<ol style="list-style-type: none"> 1. Metode Penelitian 2. Objek penelitian 3. Hasil penelitian 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Meninjau Struktur Bawah 2. Menggunakan Perhitungan Beban Gempa
2.	Alfonsius Marco Hia (2019)	Evaluasi Perencanaan Abutmen Dan Pondasi Pada Proyek Jembatan Di Bawadasi Kecamatan Lahomi Kab. Nias Barat	<ol style="list-style-type: none"> 1. Metode Penelitian 2. Objek penelitian 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Meninjau Struktur Bawah Jembatan 2. Perencanaan
3.	Jannatan Firdaus (2020)	Evaluasi Struktur Bawah Jembatan Kereta Api Rangka Baja Tipe Warren Bentang 42 M Berdasarkan Peta Gempa 2017	<ol style="list-style-type: none"> 1. Objek penelitian 2. Hasil Penelitian 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Meninjau Struktur bawah Jembatan 2. Menggunakan Perhitungan Beban Gempa

BAB III

LANDASAN TEORI


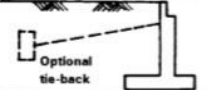
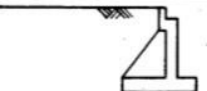



3.1 Tinjauan Umum

Jembatan adalah struktur yang digunakan untuk melanjutkan jalan melalui rintangan di bawahnya. Hambatan tersebut biasanya berupa saluran air atau jalan lain berupa lalu lintas normal. Jembatan yang melintasi jalan tersebut biasa disebut sebagai viaducts (Struyk & Veen, 1995).

Pada prinsipnya perencanaan suatu struktur jembatan mencakup perencanaan struktur atas & perencanaan struktur bawah. Perencanaan struktur atas (upper structure) mencakup bagian struktur yg terdapat diatas bagian atas tanah misalnya kerangka pemikul struktur tersebut. Sedangkan buat bangunan bawah (sub structure) adalah bagian struktur yg berada pada bawah bagian atas tanah, pada hal ini struktur yg dimaksud merupakan pondasi.

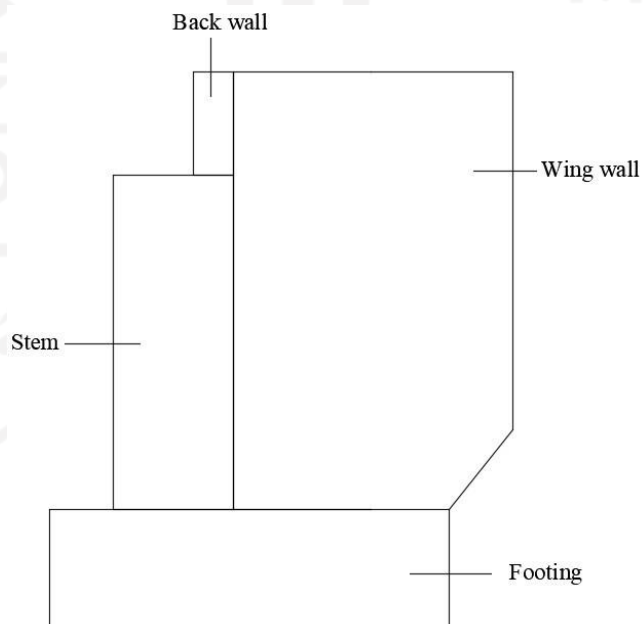
3.1.1 Abutment

Abutment adalah bangunan di bawah jembatan yang terletak di kedua ujung pilar jembatan, yang menopang semua beban hidup dan beban pada jembatan. Abutment mengambil beban yang diterapkan ke struktur atas dan kemudian menyebarkan pondasi, kemudian beban dipindahkan ke tanah dengan aman melalui pondasi dan juga sebagai penghalang tanah.

ABUTMENT TYPE	TYPICAL HEIGHT (m)			
	0	10	20	30
GRAVITY RETAINING WALL ABUTMENT 	34			
CANTILEVER RETAINING WALL ABUTMENT 	8			
COUNTERFORTED RETAINING WALL ABUTMENT 	6	8		
SPILL-THROUGH ABUTMENT 				
SPILL-THROUGH PILE TRESTLE ABUTMENT (OR DUAL BORED PILES) 				
REINFORCED EARTH ABUTMENT 	5	15		

Gambar 3. 1 Tipe Struktur Abutment

(Sumber: BMS 1992)



Gambar 3. 2 Bagian Struktur Abutment

3.1.2 Kontrol Stabilitas Terhadap Geser

Stabilitas geser berkaitan dengan gaya lateral yang nantinya dapat menggeser struktur. Gaya-gaya ini dapat ditahan oleh gaya gesek yang ditimbulkan antara dasar dinding struktur dengan dinding di bawahnya.

Untuk perhitungan stabilitas terhadap geser pada abutment menggunakan persamaan berikut.

$$SF = \frac{H_{px}}{H_x} > 1,5 \quad (3.1)$$

$$H_{px} = (C \times B_x \times B_y + P \times \tan \phi) \quad (3.2)$$

Dengan:

H_{px} = Penahan gaya geser (kN)

H_x = Gaya horizontal (kNm)

SF = Safety Factor

C = Kohesi (kpa)

B_x = Lebar abutment arah sumbu x (m)

B_y = Lebar abutment arah sumbu y (m)

P = Beban vertical (kN)

ϕ = Sudut gesek dalam (ϕ)

3.1.3 Kontrol Stabilitas Terhadap Guling

Kestabilan gaya guling berhubungan dengan momen yang dihasilkan menuju titik guling struktur oleh gaya lateral baik tanah aktif maupun pasif. Di sisi lain, ada momen inersia area yang disebabkan oleh berat struktur, yang membantu menahan momen guling. Untuk perhitungan stabilitas terhadap guling pada abutment menggunakan persamaan berikut.

$$SF = \frac{M_{px}}{M_x} > 1,5 \quad (3.3)$$

$$M_{px} = P \times \frac{B_x}{2} \quad (3.4)$$

Dengan:

M_{px} = Momen Guling (kNm)

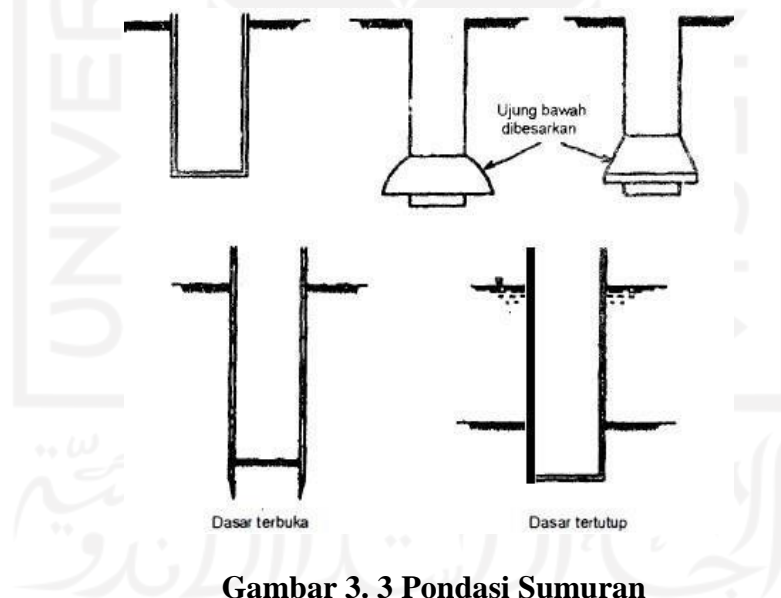
M_x = Momen pada sumbu X (kNm)

- SF = Safety Factor
 B = Lebar abutment (m)
 P = Beban vertical (kN)

3.2 Pondasi Sumuran

Pondasi kaisson atau yang lebih dikenal sebagai pondasi sumuran di Indonesia memiliki dua tipe, yaitu kaisor bor (*drilled caisson*) dan kaisson (*caisson*). Sebutan sebagai pondasi sumuran tak lepas karena bentuk umum yang ditemukan di Indonesia berbentuk silinder menyerupai sumur.

Pondasi sumuran dibuat dengan cara mengebor lebih dahulu untuk membuat lubang di dalam tanah, lalu lubang tersebut diisi dengan beton. Untuk memperoleh Daya dukung yang tinggi, dasar kaisson dapat diperbesar menyerupai lonceng (Hardiyatmo, 2008).



Gambar 3. 3 Pondasi Sumuran

3.2.1 Daya Dukung Pondasi Metode Empiris

1. Metode Terzhagi dan Thomlinson

Untuk pondasi sumuran, Terzhagi memberikan faktor tambahan meliputi gesekan sepanjang sisi pondasi, sehingga persamaan menjadi:

Metode Terzhagi:

$$q_u = 1,3 cN_c + \gamma_s N_q + 0,3\gamma B N_\gamma \quad (3.5)$$

$$q_a = \frac{q_u \cdot A_p + \pi \cdot B \cdot f \cdot s \cdot D_f}{SF} \quad (3.6)$$

Dengan:

q_a = Daya dukung ijin pondasi sumuran (kN)

q_u = daya dukung ultimit

f_s = faktor gesekan permukaan antara dinding dan tanah

D_f = kedalaman pondasi (m)

B = diameter pondasi (m)

A_p = luas dasar pondasi (m²)

γ = besar volume tanah

c = kohesi tanah

ϕ = sudut geser tanah

Seperti ditunjukkan pada Tabel 3.1, N_c , N_q , dan N_γ adalah koefisien daya dukung, yang besarnya tergantung pada sudut geser tanah.

Tabel 3. 1 Koefisien Daya Dukung Dari Terzaghi

ϕ	N_c	N_q	N_γ	ϕ	N_c	N_q	N_γ
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.10	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.49
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.07	53.80	65.27

Lanjutan Tabel 3. 1 Koefisien Daya Dukung Dari Terzaghi

12	10.76	3.29	0.85	38	77.5	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	118.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.28	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	072.80
25	25.13	12.72	8.34				

(Sumber: Das 2007)

Tabel 3. 2 Faktor Gesekan Dinding Untuk Berbagai Jenis Tanah

Jenis Tanah	Fs (kg/cm ²)
Lanau dan lempung lunak	0,07 – 0,30
Lempung sangat kaku	0,49 – 1,95
Pasir tak padat	0,12 – 0,37
Pasir padat	0,14 – 0,68
Kerikil padat	0,49 – 0,96

2. Metode Janbu (1976)

Dalam perhitungan daya dukung ujung (Q_p), Janbu mengusulkan perhitungan dengan rumus sebagai berikut.

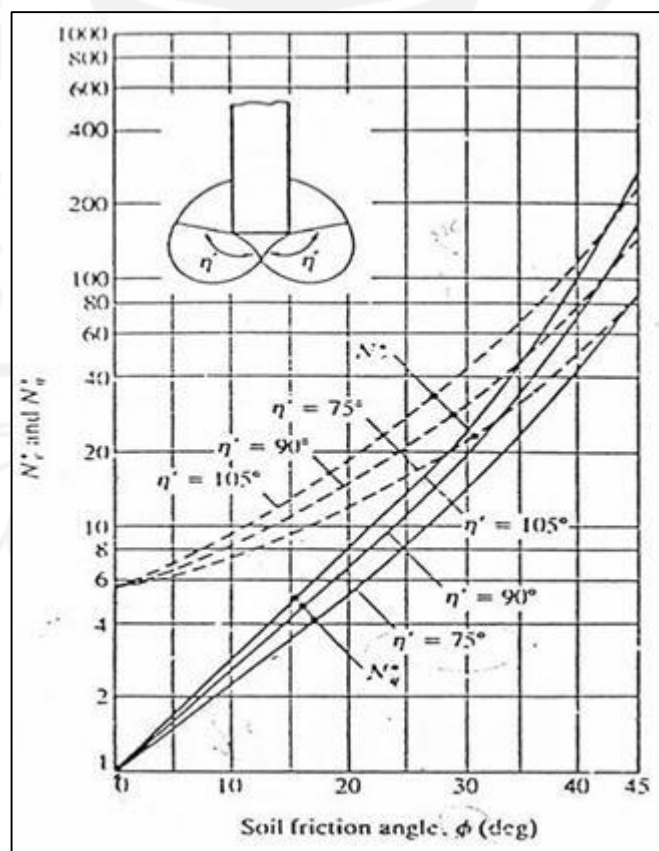
$$Q_p = q_p \times A_p = A_p \times (c \cdot N_c^* + q' \cdot N_q^*) \quad (3.7)$$

Dimana Nilai N_c^* dan N_q^* didasarkan pada keruntuhan permukaan tanah pada ujung tiang pondasi dengan rumus sebagai berikut :

$$N_q^* = [\tan \phi + \sqrt{(1 + \tan^2 \phi)}]^2 \times e^{2 \cdot \eta' \cdot \tan \phi} \quad (3.8)$$

$$N_c^* = (N_q^* - 1) \times \cot \phi \quad (3.9)$$

Variasi nilai N_q^* dan N_c^* dengan ϕ dan η' seperti pada Gambar 3.4. Nilai $\eta' = 70^\circ$ digunakan untuk tanah lempung lunak (*soft clays*) dan $\eta' = 105^\circ$ digunakan untuk pasir padat (*dense sandy soils*).



Gambar 3. 4 Faktor daya dukung Janbu (1976)

3.2.2 Penurunan Pondasi

Untuk perhitungan penurunan berdasarkan nilai SPT digunakan persamaan Meyerhof (1965), dimana Meyerhof memberikan persamaan perhitungan penurunan untuk tanah pasir sebagai :

Metode Meyerhof (1965) memberikan persamaan sebagai berikut:

Untuk $B < 1,2$ meter

$$S_i = \frac{4q}{N} \quad (3.10)$$

Untuk $B > 1,2$ meter

$$S_i = \frac{6q}{N} \times \left(\frac{B}{B+1}\right)^2 \quad (3.11)$$

Dengan:

S_i = penurunan dalam inci (1 inci = 2,54 cm)

B = lebar pondasi dalam ft (1 ft = 0,3048 m)

q = intensitas beban yang diterapkan dalam kip/ft²

Tabel 3. 3 Total Penurunan Maksimum dan Penurunan Diferensial yang Diizinkan

Maximum settlement, $ST(\max)$	
<i>In sand</i>	32 mm
<i>In clay</i>	45 mm
<i>Maximum differential settlement $\Delta ST(\max)$</i>	
<i>Isolated foundation in sand</i>	51 mm
<i>Isolated foundation in clay</i>	76 mm
<i>Raft in sand</i>	51-76 mm
<i>Raft in clay</i>	76-127 mm
<i>Maximum angular distortion, β_{\max}</i>	1/300

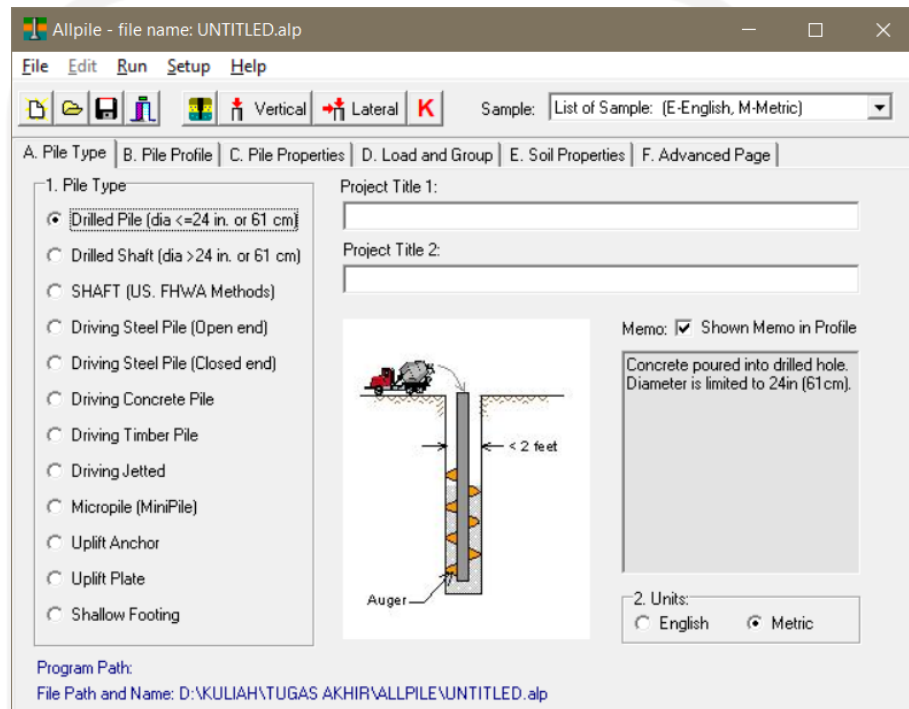
(Sumber : Das, 1995)

3.2.3 Daya Dukung Pondasi Menggunakan Allpile v7

Allpile merupakan program yang secara khusus menghitung daya dukung dan penurunan pondasi akibat beban yang diterima. Program dapat digunakan untuk menghitung berbagai jenis pondasi, seperti pondasi telapak, pondasi tiang bor,

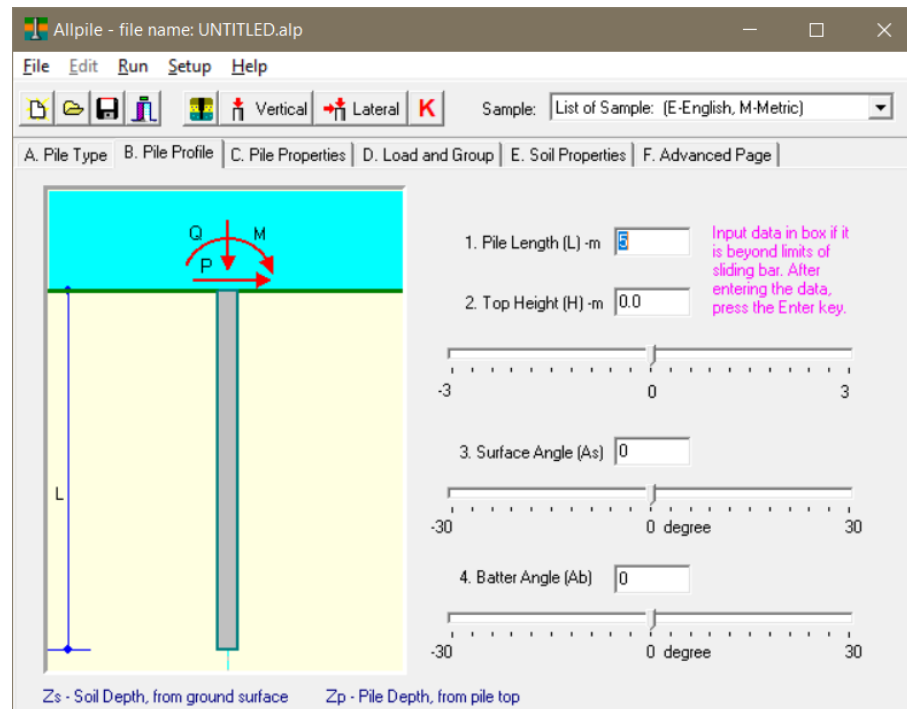
pondasi sumuran, pondasi tiang pancang, dan lain sebagainya. Pada program Allpile, proses perhitungan melalui lima tahap pengiputan data, yaitu :

1. Pile type : Pemilihan tipe pondasi yang akan ditinjau. Pemilihan tipe pondasi akan berpengaruh pada cara allpile menghitung Daya daya dukung pondasi tersebut.



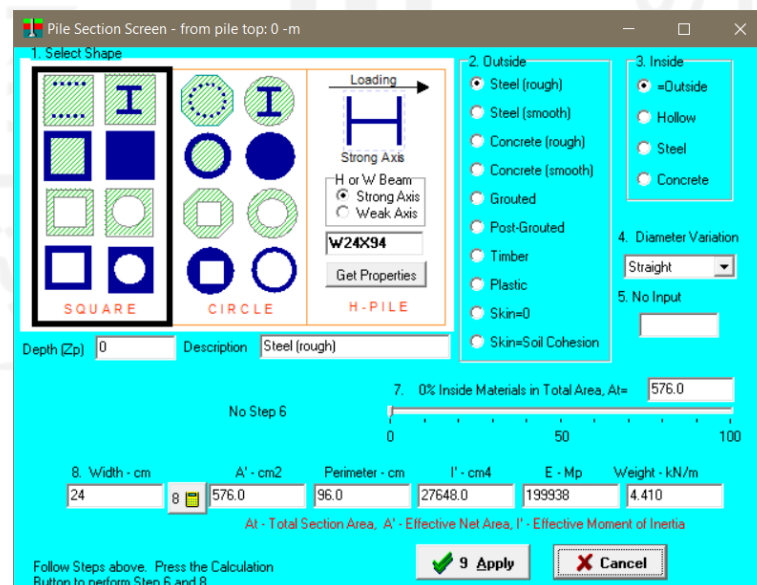
Gambar 3. 5 Tampilan window pile type

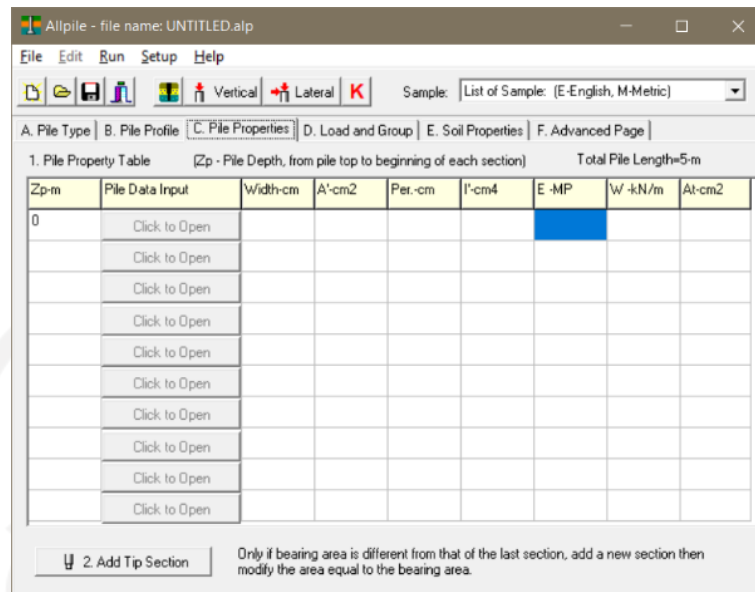
2. Pile profile : Data yang diinput adalah panjang pondasi, jarak dari muka tanah, kemiringan tanah, hingga kemiringan pondasi.



Gambar 3. 6 Tampilan window pile profile

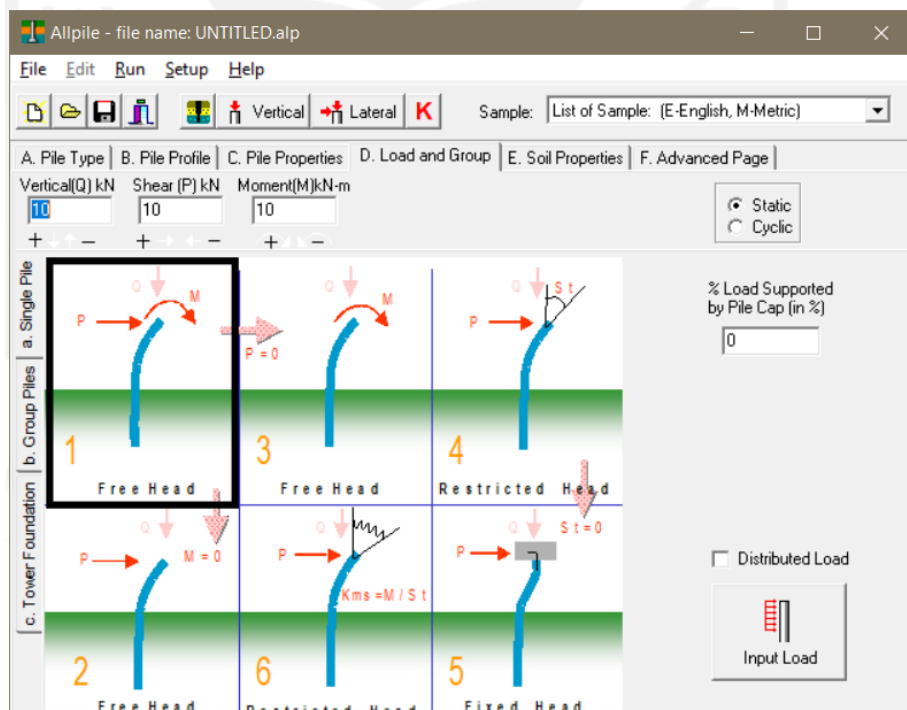
3. Pile properties : Pada tahap ini, perencana menginput dimensi pondasi. Diawali dengan dimensi paling atas, dan diteruskan hingga dimensi paling bawah dengan mengisi kolom zp (kedalaman)





Gambar 3. 7 Tampilan window pile properties

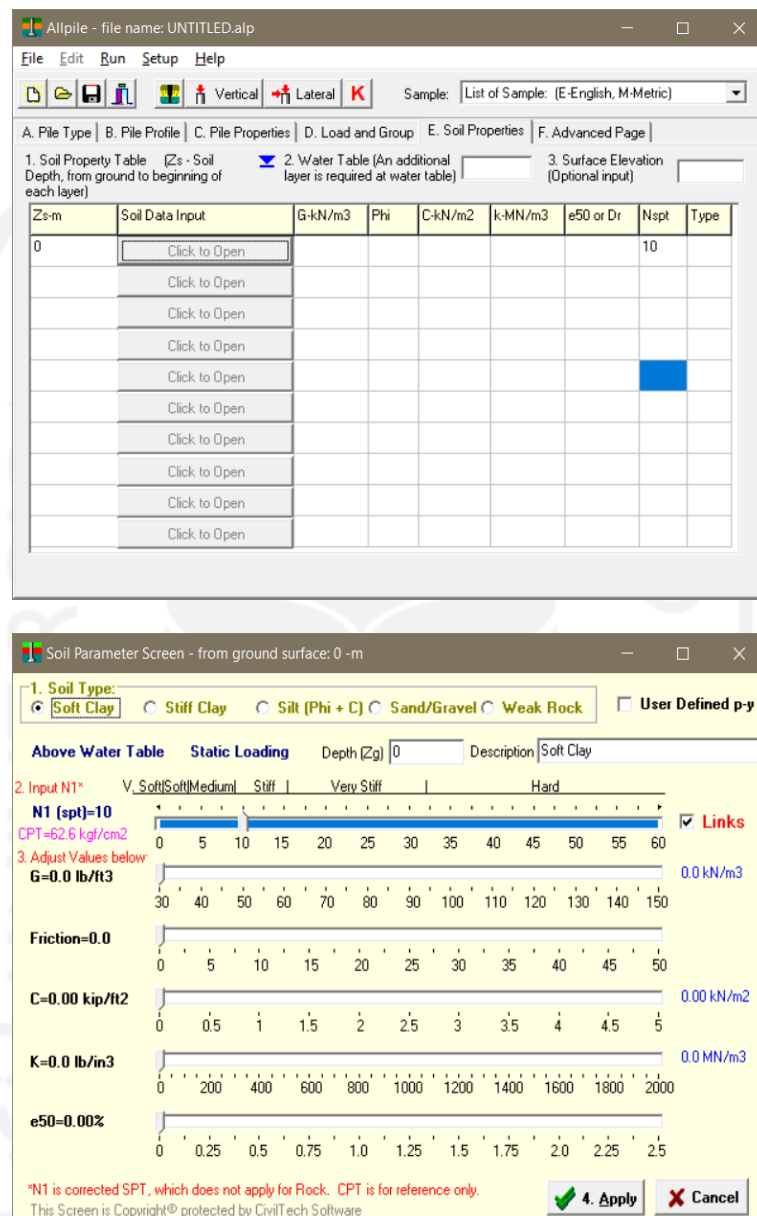
4. Load and Group : Pada tab Load and Group perencana menginput beban yang bekerja serta jumlah tiang dan model ikatan dengan pelat penutup tiang.



Gambar 3. 8 Tampilan window load and group

5. Soil Properties : Soil properties merupakan tempat penginputan data tanah pada setiap lapisan. Pada dasarnya data tanah yang diinput adalah data tanah

hasil pengujian SPT, dan dikorelasi dengan nilai korelasi bawaan dengan cara mencentang links pada pilihan disamping.



Gambar 3. 9 Tampilan window soil properties

Setelah proses penginputan data selesai, maka hasil dapat di lihat pada pilihan vertical dan lateral yang berada di toolbar. Output dari program Allpile v7 adalah Daya dukung dengan satuan metric atau english serta daya dukung dengan penurunan tertentu.

Dalam kasus ini, pada program digunakan pile type SHAFT untuk jenis tanah pasir (cohesionless soil). Perhitungan program untuk tipe shaft menggunakan prosedur yang digambarkan dalam Drilled Shaft: Construction Procedures and Design Methods (FHWA-IF-99-025) yang diterbitkan oleh FHWA pada agustus 1999.

$$Q_{dw} = Q_{tip} + Q_{side} \quad (3.13)$$

dimana :

- Q_{dw} = Daya dukung total
- Q_{tip} = Daya dukung ujung
- Q_{side} = Daya dukung samping

$$Q_{tip} = q_{ult} A_b \quad (3.14)$$

dimana :

Dalam satuan metric

$$q_{ult} \text{ (kpa)} = 57,5 \cdot N_{spt}^* \text{ Dalam satuan english} \quad (3.15)$$

$$q_{ult} \text{ (tsf)} = 0,6 \cdot N_{spt}^* \quad (3.16)$$

$$N_{spt}^* = \text{jika } N > 50, \text{ digunakan } N = 50$$

$$Q_{side} = \sum f_0 \cdot \Delta l \cdot P_i \quad (3.17)$$

dimana :

- f_0 = tahanan gesek
- Δl = segmen yang ditinjau (kedalaman tinjauan)
- P_i = keliling pondasi
- C = nilai kohesi area tinjauan
- $f_0 = \beta \cdot C$ (3.18)

jika $N_{spt} \geq 15B/0,3$

$$\beta = 1,5 - 0,245 [Z \text{ (m)}]^{0,5} \quad (3.19)$$

jika $N_{spt} < 15B/0,3$

$$\beta = N_{spt}/15 \cdot \{1,5 - 0,245 [Z \text{ (m)}]^{0,5}\} \quad (3.20)$$

C = nilai kohesi area tinjauan

Z = kedalaman tinjauan

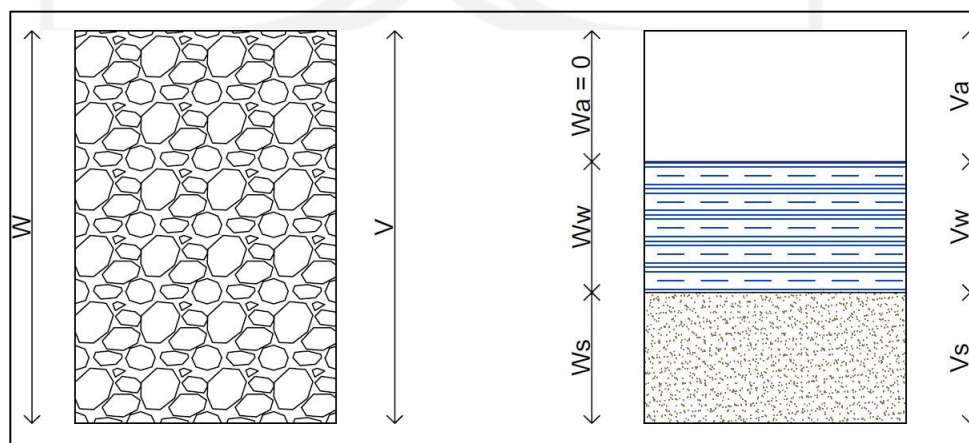
3.3 SISTEM KLASIFIKASI TANAH

Sistem klasifikasi tanah adalah sistem untuk membagi beberapa jenis tanah yang berbeda dengan karakteristik yang sama ke dalam kelompok dan subkelompok berdasarkan penggunaannya. Sebagian besar sistem klasifikasi yang dikembangkan didasarkan pada sifat indeks tanah sederhana seperti ukuran partikel dan plastisitas.

Klasifikasi yang digunakan di Indonesia adalah sistem klasifikasi tanah terpadu "USCS". Simbol yang digunakan dalam klasifikasi USCS adalah:

- G = gravel (kerikil)
- S = sand (pasir)
- C = clay (lempung)
- M = silt (lanau)
- W = well graded (tanah dengan gradasi baik)
- P = poorly graded (tanah dengan gradasi buruk)
- L = low plasticity (plastisitas rendah, $LL < 50$)
- H = high plasticity (plastisitas tinggi, $LL > 50$)

Massa bumi dapat terdiri dari dua atau tiga bagian. Tanah kering terdiri dari dua bagian: partikel tanah dan rongga. Tanah jenuh juga memiliki dua bagian: partikel tanah dan air interstitial. Dalam keadaan tak jenuh, itu terdiri dari tiga bagian: padat (butiran), kosong, dan air interstitial.



Gambar 3. 10 Diagram fase tanah

Gambar di atas menunjukkan bahwa berat total tanah (W) adalah berat total air (W_w) ditambah berat butir (W_s). Dan volume total tanah (V) adalah volume total biji-bijian (V_s) ditambah volume air (V_w) dan volume udara (V_a). Berat jenis tanah, di sisi lain, adalah rasio berat volume partikel padat dengan berat volume air. Nilai-nilai kepadatan tanah ditunjukkan pada tabel di bawah ini.

Tabel 3. 4 Berat jenis tanah (Gs)

Macam tanah	Berat jenis (Gs)
Kerikil	2,65 – 2,68
Pasir	2,65 – 2,68
Lanau anorganik	2,62 – 2,68
Lanau organic	2,58 – 2,65
Lempung anorganik	2,68 – 2,75
Humus	1,37
Gambut	1,25 – 1,8

(Sumber : Hardyatmo, 2002)

Terzaghi juga menyarankan nilai-nilai porositas, angka pori, dan berat volume pada keadaan asli di alam dari berbagai jenis tanah pada tabel 3.5 berikut.

Tabel 3. 5 Nilai-Nilai Porositas, Angka Pori, Dan Berat Volume

Macam tanah	n (%)	e	w (%)	γ_d (kN/m ³)	γ_b (kN/m ³)
Pasir seragam, tidak padat	46	0,85	32	14,3	18,9
Pasir seragam, padat	34	0,51	19	17,5	20,9
Pasir berbutir campuran, tidak padat	40	0,67	25	15,9	19,9
Pasir berbutir campuran, padat	30	0,43	16	18,6	21,6
Lempung lunak sedikit organic	66	1,90	70	--	15,8
Lempung lunak sangat organic	75	3,00	110		14,3

(Sumber : Hardyatmo, 2002)

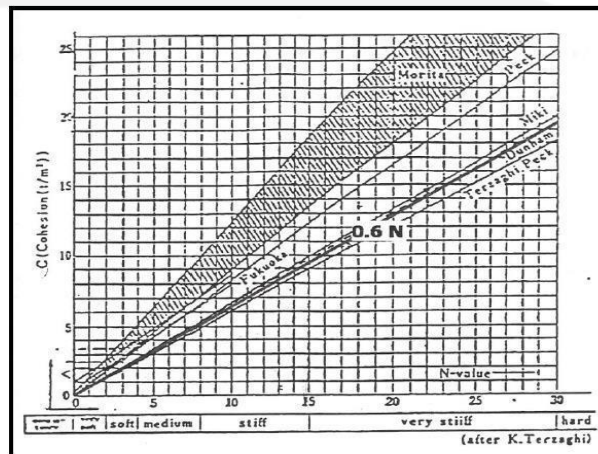
3.4 Pengujian Spt (*Standart Penetration Test*)

Prosedur pengujian yang dilakukan bersamaan dengan pengeboran untuk menentukan apakah resistensi dinamis tanah dan pengambilan sampel terhambat oleh teknik perkusi. Tes SPT terdiri dari tes di mana kaleng tebal didorong ke tanah dan jumlah tumbukan untuk memasukkan kaleng secara vertikal hingga kedalaman 300 mm diukur. Sistem beban jatuh ini menggunakan palu seberat 63,5 kg yang dijatuhkan berulang kali dari ketinggian 0,76 m. Pengujian dibagi menjadi tiga lapisan, masing-masing lapisan memiliki ketebalan 150 mm. Tahap pertama dicatat sebagai skor, dan jumlah pukulan yang masuk ke tahap kedua dan ketiga dijumlahkan untuk memberikan nilai hit N atau resistensi SPT (diwakili oleh hit / 0,3m). SNI 4153 : 2008) Prosedur pengujian SPT adalah sebagai berikut (SNI 4153:2008) :

1. Lakukan pengujian dalam setiap perubahan lapisan tanah atau dalam interval lebih kurang 1,50 m s.d 2,00 m atau sinkron keperluan
2. Tarik tali pengikat palu (hammer) hingga dalam perindikasi yg sudah dibentuk sebelumnya (kira-kira 75 centimeter)
3. Lepaskan tali sebagai akibatnya palu jatuh bebas menimpa penahan
4. Ulangi 2) & 3) berkali-kali hingga mencapai penetrasi 15 centimeter
5. Hitung jumlah pukulan atau tumbukan N dalam penetrasi 15 centimeter yg pertama
6. Ulangi 2), 3), 4) & lima) hingga dalam penetrasi 15 centimeter yg ke-2 & ketiga
7. Catat jumlah pukulan N dalam setiap penetrasi 15 centimeter 15 centimeter pertama dicatat N1 15 centimeter ke-2 dicatat N2 15 centimeter ke-3 dicatat N3 Jumlah pukulan yg dihitung merupakan $N2 + N3$. Nilai N1 nir diperhitungkan lantaran masih kotor bekas pengeboran
8. Jika nilai N lebih akbar daripada 50 pukulan, hentikan pengujian & tambah pengujian hingga minimum 6 meter Catat jumlah pukulan dalam setiap penetrasi lima centimeter buat jenis tanah batuan.

3.4.1 Korelasi N-SPT terhadap nilai kohesi

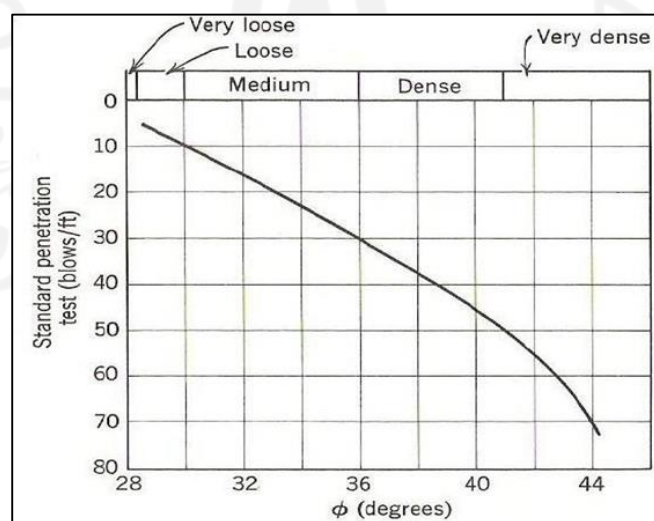
Nilai Kohesi (C_u) menunjukkan besarnya kohesi tanah dalam kondisi tak terdrainase undrained shear strength (C_u). Berdasarkan grafik pada gambar 3.11 secara umum nilai C_u dapat diambil sebesar 0,6 kali nilai NSPT dimana C_u dalam atuan ton/m³.



Gambar 3. 11 Hubungan antara kohesi dan nilai N-SPT untuk tanah kohesif
(Sumber : Irsyam, 2010)

3.4.2 Korelasi N-SPT terhadap nilai ϕ

Nilai ϕ diperoleh dari grafik hubungan antara N-SPT dengan ϕ yang dikeluarkan Peck, Hanson dan Thornburn (1953)



Gambar 3. 12 Korelasi antara friction angle dan N SPT (Peck, Hanson, dan Thornburn, 1953)

Korelasi Nspt dengan nilai sondir, kepadatan dan sudut geser dalam dapat dilihat pada tabel 3.6 berikut.

Tabel 3. 6 Korelasi NSPT dengan Dr, CPT, dan sudut geser dalam

Tipe Pasir	Kepadatan Relatif, Dr (%)	SPT (Terzaghi and Peck 1967)	CPT, qc (kN/m ²) (Meyerhof 1974)	Sudut Geser dalam (Ø)	
				Meyerhof 1974	Peck, Hanson, and Tornbum 1953
Sangat lepas	<20	<4	-	<30	29
Lepas	20-40	4 – 10	0 - 5000	30-35	29-30
Medium	40-60	10 – 30	5000 - 15000	35-38	30-36
Padat	60-80	30-50	15000 - 25000	38-41	36-41
Sangat padat	>80	>50	25000 - 40000	41-44	>41

3.5 Pembebanan Struktur Atas Jembatan

Menurut SNI 1725-2016, jembatan harus direncanakan sesuai dengan kondisi batas yang diperlukan untuk mencapai tujuan pembangunan, aspek keamanan, dan pelayanan, dengan mempertimbangkan kemudahan pemeriksaan, efektivitas biaya, dan estetika. Saat merencanakan persamaan yang harus dipenuhi untuk semua gaya dan kombinasinya.

3.5.1 Beban Permanen

Menurut SNI 1725-2016, ada beberapa jenis beban persisten. Yaitu, beban sendiri, beban tambahan / beban servis, beban tekanan tanah, dan dampak permanen dari eksekusi.

1. Berat Sendiri (MS)

Menurut SNI 1725-2016, berat sendiri adalah berat bagian dan komponen penahan beban lainnya yaitu berat bahan dan bagian jembatan yang merupakan elemen penahan beban, serta dan memiliki elemen penahan beban yang dianggap tetap. Berikut ini adalah faktor beban dari beratnya sendiri.

Tabel 3. 7 Faktor Beban untuk Berat Sendiri

Tipe Beban	Faktor Beban			
	Keadaan Batas Layan		Keadaan Batas Ultimit	
	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 dicorditempat	1,00	1,30	0,75
	Kayu	1,00	1,40	0,70

(Sumber: SNI 1725-2016)

Berdasarkan Tabel 3.7, faktor beban untuk berat sendiri yang akan digunakan dalam analisis Tugas Akhir ini adalah faktor beban dalam keadaan batas ultimit biasa.

2. Berat Mati Tambahan (MA)

Berat mati tambahan merupakan berat seluruh bahan yang membentuk suatu beban pada jembatan pada komponen non struktural dan besarnya berubah-ubah selama umur jembatan.

Tabel 3. 8 Faktor Beban Mati Tambahan

Tipe Beban	Faktor Beban (Y_{MA})			
	Keadaan Batas Layan (Y^{SMA})		Keadaan Batas Ultimit (Y^{UMA})	
	Bahan		Biasa	Terkurangi
Tetap	Umum	1,00	2,00	0,7
	Khusus (terawas)	1,00	1,40	0,8

Catatan : Faktor beban layan sebesar 1,3 digunakan untuk berat utilitas

Sumber: SNI 1725 (2016)

3. Beban Akibat Tekanan Tanah Aktif (TA)

Menurut SNI 1725-2016 Koefisien tekanan tanah nominal wajib dihitung menurut sifat-sifat tanah. Sifat-sifat tanah (kepadatan, kadar kelembaban, kohesi sudut geser pada & lain sebagainya) wajib diperoleh menurut output pengukuran & pengujian tanah baik pada lapangan ataupun laboratorium. Tekanan tanah lateral dalam keadaan batas kekuatan dihitung menggunakan memakai nilai nominal berdasarkan γ_s , & nilai planning berdasarkan c dan ϕ_f . Nilai-nilai planning berdasarkan c dan ϕ_f diperoleh berdasarkan nilai nominal menggunakan memakai faktor reduksi kekuatan. Kemudian tekanan tanah lateral yg diperoleh masih berupa nilai nominal & selanjutnya wajib dikalikan menggunakan faktor beban yg sinkron misalnya yg tercantum dalam Tabel 3.9 Berikut.

Tabel 3. 9 Faktor Beban Akibat Tekanan Tanah

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

(Sumber: SNI 1725-2016)

3.5.2 Beban Lalu Lintas

Beban kemudian lintas buat perencanaan jembatan terdiri atas beban lajur & beban truk "T". Beban lajur "D" bekerja dalam semua lebar jalur tunggangan & menyebabkan dampak dalam jembatan yg ekuivalen menggunakan suatu iring-iringan tunggangan yg sebenarnya. Beban truk "T" merupakan suatu tunggangan

berat menggunakan 3 gandar yg ditempatkan dalam beberapa posisi pada kemudian lintas rencana. Tiap gandar terdiri atas 2 bidang hubungan pembebanan yg disimulasikan menjadi roda tunggangan bewrat. Hanya satu truk “T” diterapkan per lajur kemudian lintas rencana.

1. Beban Lajur “D” (TD)

Dalam beban lajur “D” ini terdiri atas 2 pembebanan. Pembebanan tersebut adalah beban terbagi rata atau BTR dan beban garis atau BGT. Faktor beban yang digunakan dalam beban lajur “D” dapat dilihat pada Tabel 3.10.

Tabel 3. 10 Faktor Beban Lajur “D”

Tipe beban	Jembatan	Faktor Beban	
		keadaan batas layan	Keadaan batas ultimate
Transien	beton	1,00	1,80
	box girder baja	1,00	2,00

(Sumber: SNI 1725-2016)

Membentang dengan arah perjalanan 49,0 kN/m, akan diterapkan beban garis terpusat (BGT) dengan intensitas p kN/m. Sedangkan beban merata (BTR) memiliki intensitas q kPa yang besarnya tergantung pada kondisi berikut.

$$\text{Jika } L \leq 30 \text{ m: } q = 9,0 \text{ kPa} \quad (3.21)$$

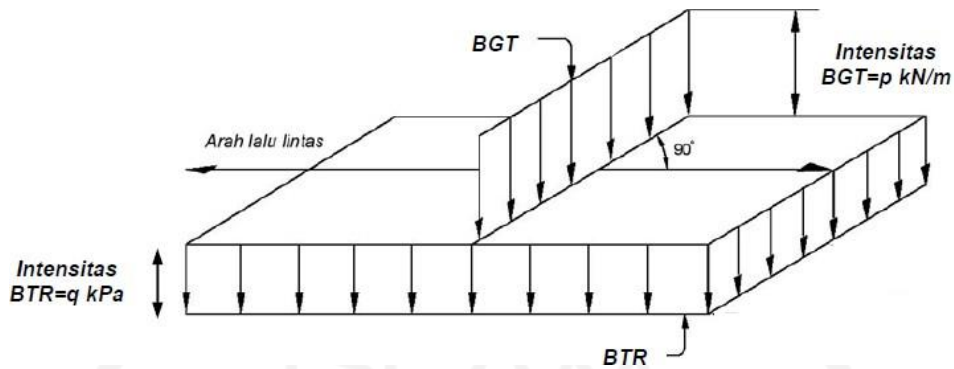
$$\text{Jika } L > 30 \text{ m: } q = 9,0 (0,5 + 15/L) \text{ kPa} \quad (3.22)$$

Keterangan:

q = intensitas beban terbagi rata (BTR) (kPa)

L = panjang total jembatan terbebani (meter) $1 \text{ kPa} = 0,001$

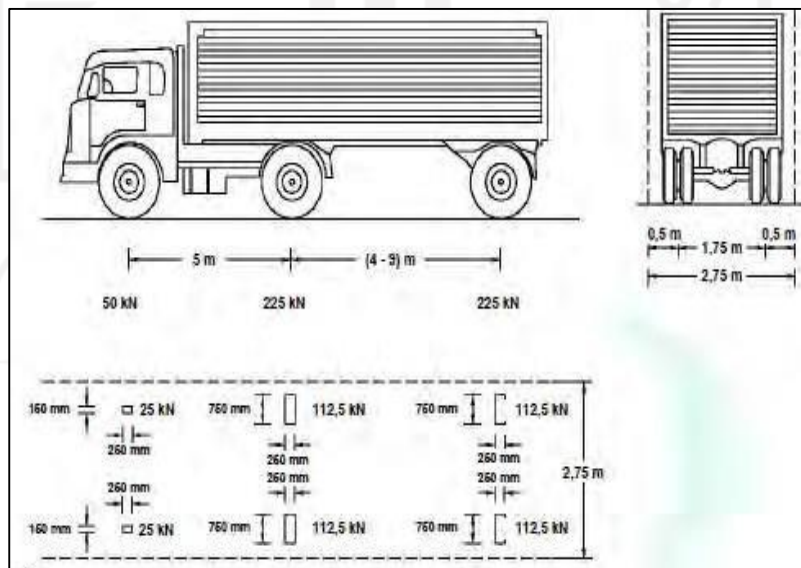
MPa = $0,01 \text{ kg/cm}^2$



Gambar 3. 13 Beban lajur “D” (TD)
(Sumber : SNI 1725-2016)

2. Beban Truk “T” (TT)

Selain beban “D”, terdapat beban lalu lintas lainnya yaitu beban truk “T”. Beban truk "T" tidak boleh digunakan dengan beban "D". Beban truk digunakan untuk menghitung struktur pelat geladak. Beban truk termasuk semi trailer, susunan dan berat as ditunjukkan pada Gambar 3.14. Berat masing-masing poros dibagi menjadi dua beban yang sama karena permukaan kontak antara roda dan tanah, jarak antara kedua poros dapat divariasikan dari 4,00 m hingga 9,00 m untuk efek terbesar pada sisi memanjang jembatan. Beban angin juga bekerja pada bagasi untuk mengatur lantai.



Gambar 3. 14 Pembebanan Truk “T” (500 kN)
(Sumber : SNI 1725-2016)

Meskipun biasanya hanya ada satu truk "T" yang dapat ditempatkan di jalur rencana. Faktor pemanfaatan muatan truk diberikan pada Tabel 3.11 di bawah ini.

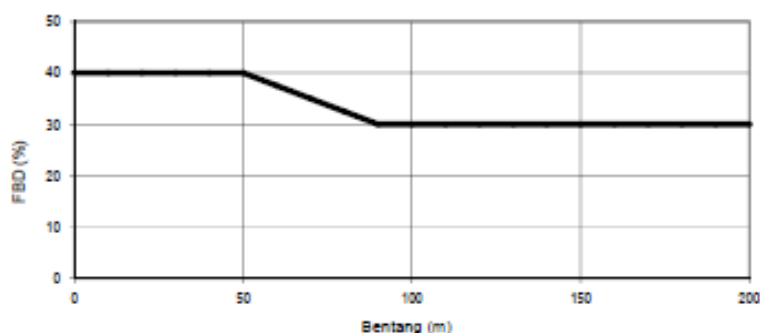
Tabel 3. 11 Faktor Beban Lajur "T"

Tipe Beban	Jembatan	Faktor beban	
		keadaan batas layan	keadaan batasultimate
Transien	Beton	1,00	1,80
	Box girder baja	1,00	2,00

(Sumber: SNI 1725-2016)

3. Faktor beban dinamis

Faktor Beban Dinamis (FBD) adalah hasil interaksi antara kendaraan bergerak dengan jembatan. Besarnya FBD tergantung dari frekuensi dasar dari suspensi kendaraan, biasanya terjadi 2 Hz – 5 Hz untuk kendaraan berat, dan frekuensi pada getaran lentur Jembatan. Untuk beban truk "T" nilai FBD diambil nilai sebesar 30% atau 0,3. Sedangkan nilai FBD dapat diperoleh berdasarkan dari Gambar 3.15 grafik hubungan antara nilai FBD dengan panjang bentang ekivalen berikut.



Gambar 3. 15 Faktor Beban Dinamis Untuk Beban Lajur "D"

(Sumber: SNI 1725 -2016)

4. Beban rem (TB)

Gaya rem diambil yang terbesar dari kondisi berikut.

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

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

5. Beban pejalan kaki (TP)

Bangunan trotoar yang besarnya lebih dari 600 mm harus direncanakan untuk memikul beban pejalan kaki dengan nilai intensitas sebsar 5 kN/m² dan bekerja bebarengan dengan beban kendaraan di masing-masing lajur jalan. Sedangkan utuk kendaraan ringan diambil 17 kN/m

3.5.3 Aksi Lingkungan

Menurut SNI 1725-2016, aksi lingkungan memasukkan pengaruh temperatur, angin, banjir, gempa, dan penyebab alamiah lainnya.

1. Beban Angin

Beban angin ditentukan berdasarkan asumsi bahwa kecepatan angin dasar desain (V_s) adalah 90 hingga 126 km/jam. Beban angin diasumsikan terdistribusi secara merata pada area yang terkena angin. Untuk jembatan atau bagian jembatan dengan tinggi rencana lebih dari 10 meter di atas permukaan tanah/air, kecepatan angin rencana VDZ dihitung dengan menggunakan persamaan berikut.

$$VDZ = 2,5 V_o \left(\frac{V_{10}}{V_B} \right) \ln \left(\frac{Z}{Z_o} \right) \quad (3.23)$$

Keterangan:

VDZ = kecepatan angin rencana pada ketinggian rencana (km/jam);

V10 = kecepatan angin pada ketinggian 10 meter di atas permukaan tanah/permukaan air;

VB = kecepatan angin rencana, yaitu 90 sampai 126 km/jam pada

ketinggian meter;

- Z = tinggi bangunan diukur dari permukaan tanah atau dari permukaan dimana beban angin dihitung ($Z > 10$ meter)
- V_o = kecepatan gesekan angin, yang merupakan sifat meteorologi dan besarnya diberikan pada Tabel 3.13 ;
- Z_o = panjang gesekan hulu jembatan, yang merupakan fitur Meteorologi Nilai kecepatan angin pada elevasi 10 meter di atas permukaan tanah/permukaan air.

V_{10} dapat diperoleh dengan cara berikut

- Grafik kecepatan angin untuk berbagai periode ulang;
- Survai angin pada lokasi jembatan; dan
- Jika tidak ada data yang lebih baik, dapat diasumsikan $V_{10} = V_B = 90$ s/d 126 km/jam.

Tabel 3. 12 Nilai V_o dan Z_o untuk Berbagai Variasi Kondisi

Kondisi	Lahan terbuka	Sub urban	Kota
V_o (km/jam)	13,2	17,6	19,3
Z_o (mm)	70	1000	2500

(Sumber : SNI-1725-2016)

Beban angin dihitung bekerja pada struktur dan pada kendaraan yang melewati jembatan. Beban angin (EWS) yang bekerja pada struktur dihitung dengan menggunakan persamaan berikut.

$$PD = PB \left(\frac{VDZ}{VB} \right)^2 \quad (3.24)$$

Keterangan:

PD = tekanan angin rencana (MPa);

PB = tekanan angin dasar yang nilainya ditentukan berdasarkan Tabel 3.13

Tabel 3. 13 Tekanan Angin Dasar

Komponen Bangunan Atas	Angin Tekan (MPa)	Angin Hisap (MPa)
Rangka, kolom, dan pelengkung	0,0024	0,0012
Balok	0,0024	N/A
Permukaan datar	0,0019	N/A

(Sumber : SNI-1725-2016)

2. **Beban Gempa**

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

$$EQ = \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \quad (3.25)$$

Keterangan:

EQ = gaya gempa horizontal statis (kN);

 C_{sm} = koefisien respons gempa elastis R_d = faktor modifikasi respon; W_t = berat total struktur terdiri dari beban mati dan beban hidup yang sesuai (kN).

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

a. **Gaya Gempa Lateral**

Beban gempa jembatan diambil gaya horizontal berdasarkan Pasal 9.7 SNI 1725-2016, nilai tersebut dapat dihitung menggunakan persamaan 3.26.

$$EQ = \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \quad (3.26)$$

dengan:

EQ = gaya horizontal statis (kN)

Csm = koefisien respons gempa elastis

R = faktor modifikasi respon

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

Koefisien respon elastik, Csm didapatkan dari peta percepatan batuan dasar dan spektra percepatan sesuai dengan daerah.

b. Gaya Gempa Vertikal

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

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

c. Respon spektra

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

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

$$AS = FPGA \times PGA \quad (3.27)$$

$$SDS = Fa \times SS \quad (3.28)$$

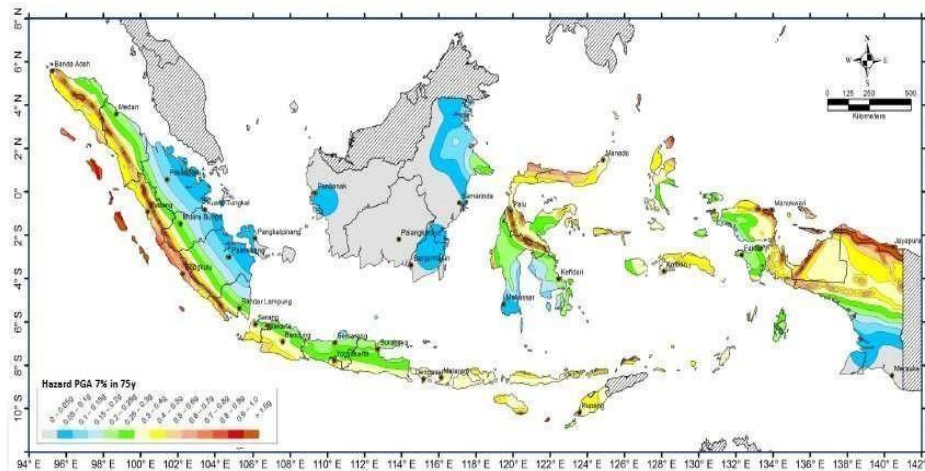
$$SD1 = Fv \times S1 \quad (3.29)$$

dengan:

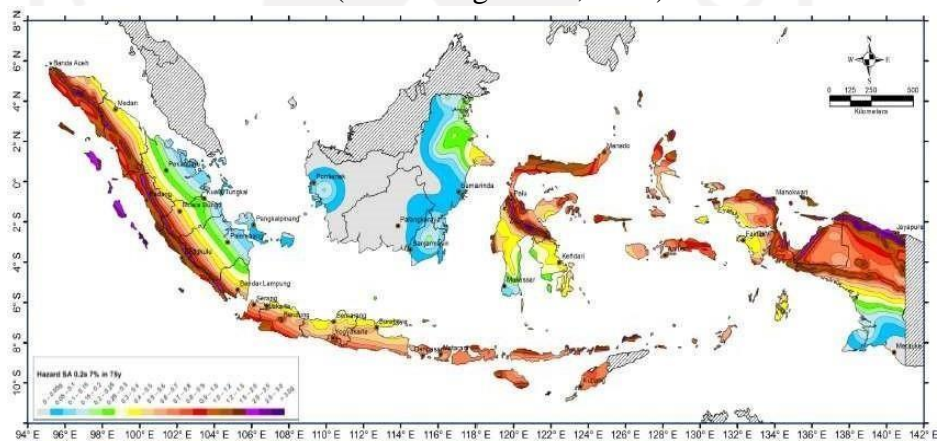
- AS = koefisien percepatan puncak muka tanah (g),
- FPGA = Faktor Amplifikasi Terkait Percepatan, yang sesuai dengan getaran selama periode 0 detik,
- PGA = Percepatan Batuan Dasar Maksimum mengacu pada peta gempa Indonesia dengan probabilitas lebih dari 7 lam selama 75 tahun,
- Fa = Faktor Penguatan Terkait Percepatan, mewakili getaran untuk periode 0,2 detik,
- SS = parameter respons spektrum percepatan gempa untuk periode pendek ($T = 0,2$ detik) terkait dengan peta gempa bumi Indonesia dengan probabilitas lebih besar dari 7 lam 75. tahun,
- SDS = nilai spektrum permukaan bumi untuk periode 0,2 detik,
- Fv = gain terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1,0 detik,
- S1 = parameter respons spektrum percepatan gempa untuk a periode 1,0 detik terkait dengan gempa bumi ma Indonesia pa 2010 dengan probabilitas t lebih besar dari 7 dalam 75 tahun, SD1 = nilai spektrum permukaan tanah selama periode 1,0 detik.

d. Peta Gempa

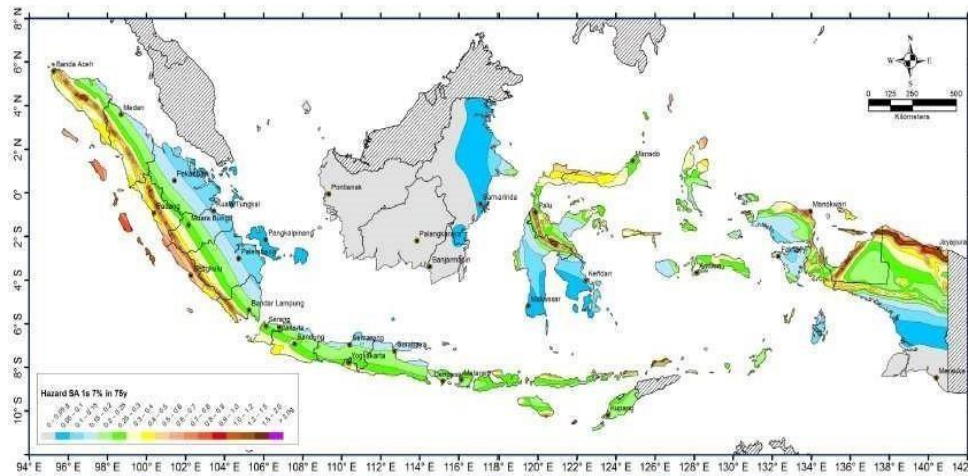
Penggunaan peta gempa dapat menampilkan percepatan puncak tanah (Peak Ground Acceleration) sebagai nilai acuan lokasi struktur yang akan dibangun. Menurut Badan Standarisasi Nasional (2016), penentuan sebaran lokasi pada peta seismik akan mempengaruhi nilai percepatan puncak batuan dasar. Dengan mengacu pada peta gempa 2017 yang digunakan untuk mendesain struktur, kemungkinannya menjadi lebih dari 7% dalam 75 tahun. Gambar 3.16, Gambar 3.17, dan Gambar 3.18 .



Gambar 3. 16 Peta percepatan puncak batuan dasar untuk probabilitas 7% dalam 75 tahun (Pustlitbang PUPR, 2017)



Gambar 3. 17 Peta percepatan spektrum respons 0.2 detik dengan nisbah redaman 5% di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun (Pustlitbang PUPR, 2017)



Gambar 3. 18 Peta percepatan respons spektrum 0.1 detik dengan nisbah redaman 5% di batuan dasar (SB) untuk probabilitas terampai 7% dalam 75 tahun (Puslitbang PUPR, 2017)

Tabel 3. 14 Penjelasan Peta Gempa

No	No Gambar	Level Gempa	Keterangan
1	Gambar 1	7% dalam 75 Tahun (gempa ≈ 1000 tahun)	Peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA) 2
2	Gambar 2		Peta respons spektra percepatan 0,2 detik di batuan dasar (Ss)
3	Gambar 3		Peta respons spektra percepatan 0,1 detik di batuan dasar (S1)

(sumber: SNI 2833-2016)

3.6 Faktor Beban dan Kombinasi Beban

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

1. Kuat I

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

beban yang sesuai.

2. Kuat II
Kombinasi pembebanan yang berkaitan dengan penggunaan jembatan untuk memikul beban kendaraan khusus yang ditentukan pemilik tanpa memperhitungkan beban angin.
3. Kuat III
Kombinasi pembebanan dengan jembatan dikenai beban angin berkecepatan 90 km/jam hingga 126 km/jam.
4. Kuat IV
Kombinasi pembebanan untuk memperhitungkan kemungkinan adanya rasio beban mati dengan beban hidup yang besar.
5. Kuat V
Kombinasi pembebanan berkaitan dengan operasional normal jembatan dengan memperhitungkan beban angin berkecepatan 90 km/jam sampai 126 km/jam.
6. Ekstrem I
Kombinasi pembebanan gempa .Faktor hidup 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 berkurang dengan beban yang timbul akibat tumbukan kapal, tumbukan kendaraan, banjir atau beban hidrolika lainnya, kecuali untuk kasus pembebanan akibat tumbukan kendaraan (TC). Kasus pembebanan akibat banjir tidak boleh dikombinasikan dengan beban akibat kendaraan dan kapal.
8. Layan I
Kombinasi pembebanan yang berkaitan dengan operasional jembatan dengan semua beban yang mempunyai nilai nominal serta memperhitungkan adanya beban angin berkecepatan 90 km/jam hingga 126 km/jam. Kombinasi ini juga digunakan untuk mengontrol lendutan pada gorong-gorong baja, pelat pelapis teorowongan, pipa termoplastik serta untuk mengontrol lebar retak struktur

beton bertulang, dan juga untuk analisis regangan tarik pada penampang melintang jembatan beton segmental. Kombinasi pembebanan ini juga harus digunakan untuk stabilitas lereng.

9. Layan II

Kombinasi pembebanan yang ditunjukkan untuk mencegah terjadinya pelepasan 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 krom beton pratekan dengan tujuan untuk mengontrol besarnya retak.

12. Fatik

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

Setiap kombinasi pembebanan harus diambil faktor beban berdasarkan Tabel 3.16. Kondisi ekstrim beban yang bekerja perlu diketahui dari faktor beban yang ada. Setiap kombinasi pembebanan perlu diselidiki kondisi ekstrim maksimum dan minimum untuk memberikan keamanan pada jembatan. Sedangkan beban permanen, harus dipilih faktor beban yang menghasilkan pembebanan kritis.

Tabel 3. 15 Kombinasi Beban dan Faktor Beban

Keadaan batas	<i>MS</i>	<i>TT</i>	<i>EU</i>	<i>EW_s</i>	<i>EW_L</i>	<i>BF</i>	<i>EU_n</i>	<i>TG</i>	<i>ES</i>	<i>EQ</i>	<i>TC</i>	<i>TV</i>
	<i>MA</i>	<i>TD</i>										
	<i>TA</i>	<i>TB</i>										
	<i>PR</i>	<i>TR</i>										
	<i>PL</i>	<i>TP</i>										
	<i>SH</i>											
Kuat I	γ_p	1,8	1,00	-	1,00	0,5/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-	
Kuat II	γ_p	1,4	1,00	-	1,00	0,5/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-	
Kuat III	γ_p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,5/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat IV	γ_p	-	1,00	-	-	1,00	0,5/1,20	-	-	-	-	-
Kuat V	γ_p	-	1,00	0,40	1,00	1,00	0,5/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Ekstrem I	γ_p	γ_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-
Ekstrem II	γ_p	0,5	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00
Daya Layan I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,00	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-

Lanjutan Tabel 3. 15 Kombinasi Beban dan Faktor Beban

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	-	-	-

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

Keterangan :

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

BAB IV

METODELOGI PENELITIAN

4.1 Umum

Analisis statik diperlukan dalam suatu perencanaan untuk membuat struktur bangunan yang direncanakan menjadi efisien, aman dan stabil. Setelah melakukan analisis struktur. Daya dukung pondasi adalah salah satu faktor terpenting ketika merancang pondasi dan seluruh strukturnya. Dengan daya dukung beban yang besar diharapkan dapat menyerap beban bangunan atas, sehingga pondasi mengalami penurunan yang masih di bawah batas toleransi. Tujuan dari analisis daya dukung pondasi adalah untuk mempelajari kemampuan tanah dan pondasi dalam menahan beban yang diletakkan di atasnya. Kapasitas dukung beban pondasi dinyatakan dalam kekuatan geser untuk menahan lentur akibat pembebanan. Ketika beban struktur atas melebihi daya dukung ultimitnya, tegangan geser yang dihasilkan dalam tanah melebihi kekuatan geser pondasi, yang mengakibatkan kegagalan geser tanah pondasi.

Dalam penelitian ini, kami menggunakan peta gempa terbaru sesuai hasil perhitungan nilai respon spektrum Puskim PU dan aplikasi beban dengan beban gempa SNI 2833-2016 dan beban jembatan SNI 1725-2016 untuk menggambarkan analisis kapasitas angkut substruktur Jembatan Galeh .

4.2 Obyek dan Subyek Penelitian

Obyek dari penelitian ini adalah menganalisis Daya dukung struktur bawah pada jembatan Galeh dengan metode yang digunakan pada penelitian ini merupakan kualitatif dari data yang sudah tersedia. Dalam hal tersebut, peneliti melakukan analisa abutment yang menjadi objek dengan data sekunder dengan menggunakan paduan peraturan yang baru untuk mendapatkan hasil analisis terkini.

4.3 Data Penelitian

4.3.1 Lokasi Penelitian

Penelitian ini dilakukan pada Jembatan Galeh, Kabupaten Temanggung, Jawa Tengah. Peta lokasi dapat dilihat pada Gambar 4.1 dibawah ini.



Gambar 4. 1 Lokasi Penelitian
(Sumber: google earth)

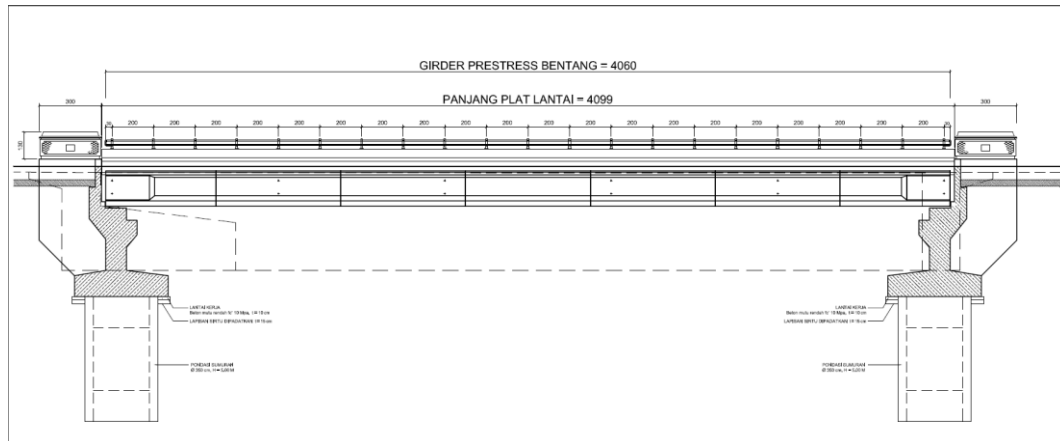
4.3.2 Data Struktur

Data ini diperoleh dari studi pustaka yang dilakukan terhadap berbagai temuan penelitian. Selain itu, peneliti menggunakan data dari Dinas Pekerjaan Umum (DPU) Kasudin Jalan Provinsi Jawa Tengah. 1 Desain Jembatan Galeh dengan lengkungan beton bertulang. Berikut data statik Jembatan Galeh:

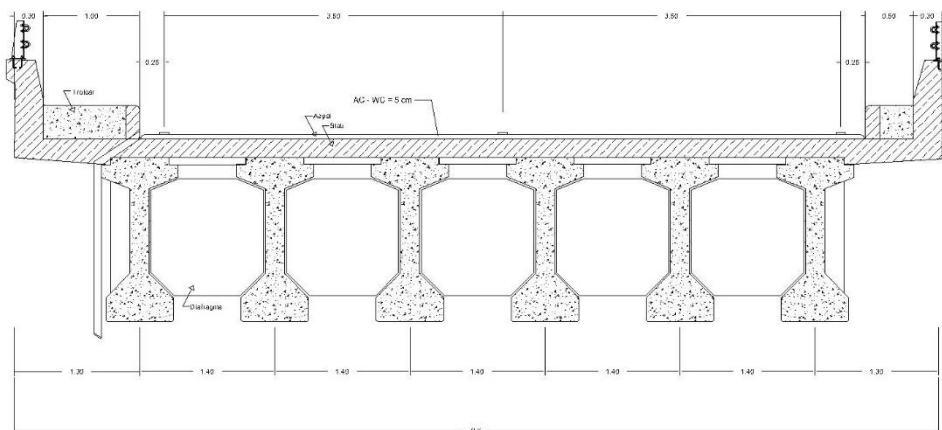
Posisi pelengkung berada di bawah geladak jembatan, dengan rencana bentang 40 m. Berikut rincian desain jembatan:

1. Lebar total jembatan : 10 meter,
2. Lebar perkerasan : 7 meter (3,5 meter x 2 lajur),
3. Lebar trotoar : 1,5 meter (1,0 meter dan 0,5 meter),

4.3.3 Detail Struktur



Gambar 4. 2 Potongan Memanjang Jembatan Galeh



Gambar 4. 3 Potongan Melintang Jembatan Galeh

4.4 Tahapan Penelitian

Tahapan penelitian tugas akhir ini adalah sebagai berikut :

1. Tahapan Pengumpulan Data dan Studi Literatur

Tahap ini merupakan tahap awal penyidikan yang nantinya hasil penyidikan ini menjadi dasar untuk mencapai tujuan, sasaran, manfaat dan keterbatasan penyidikan. Data yang diperlukan meliputi gambar DED (Detailed

Engineering Design), hasil pengujian sifat tanah, data desain dan data lain yang berguna untuk mendukung desain jembatan.

2. Tahapan Analisis Data

Tahapan analisis data dibagi menjadi dua tahap, analisis data yang dikumpulkan dengan metode empiris dan analisis beban, melalui perhitungan manual diketahui beban dan gaya yang akan ditahan oleh abutment dan pondasi.

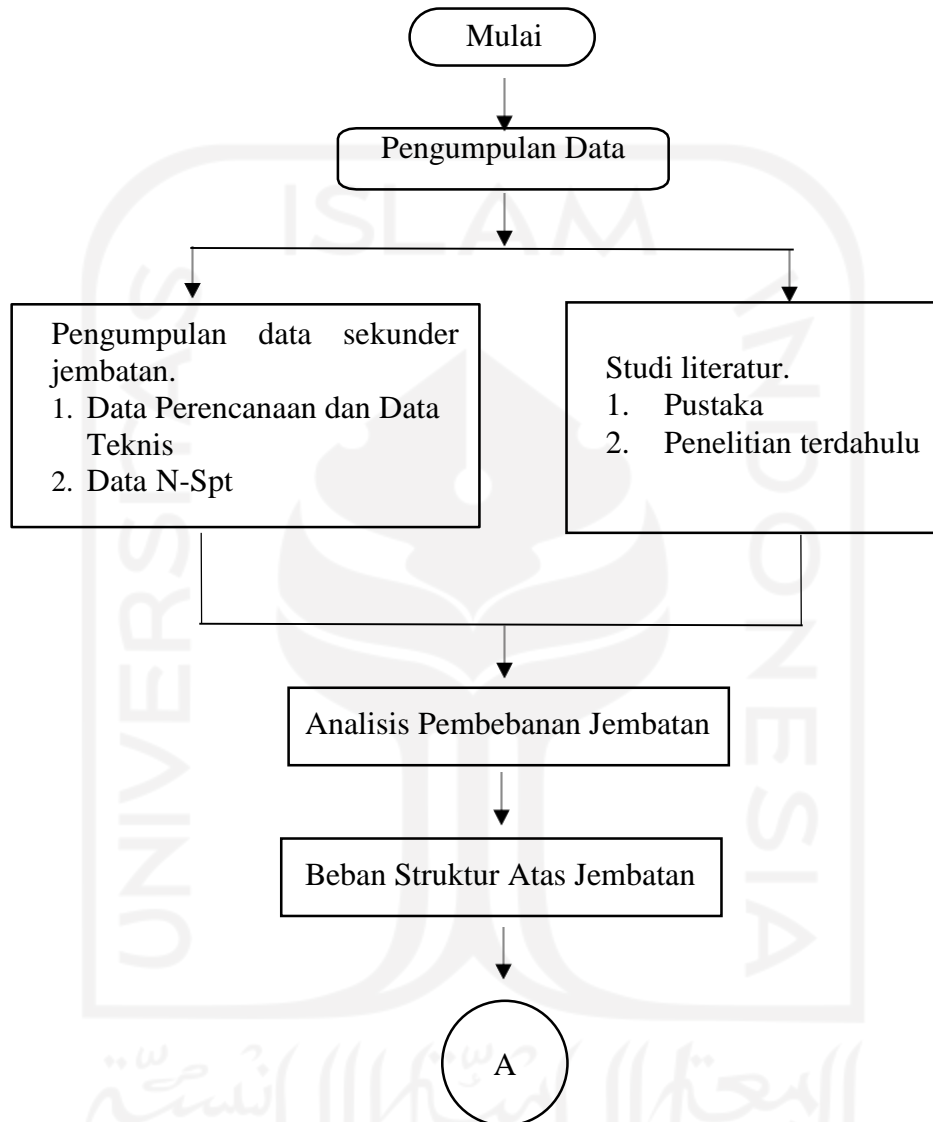
3. Tahapan Hasil dan Pembahasan

Hasil analisis stabilitas abutment dan daya dukung pondasi serta penurunannya dibahas secara rinci pada tahap ini, sehingga setelah dilakukan penambahan beban gempa diperoleh hasil yang aman atau tidak.

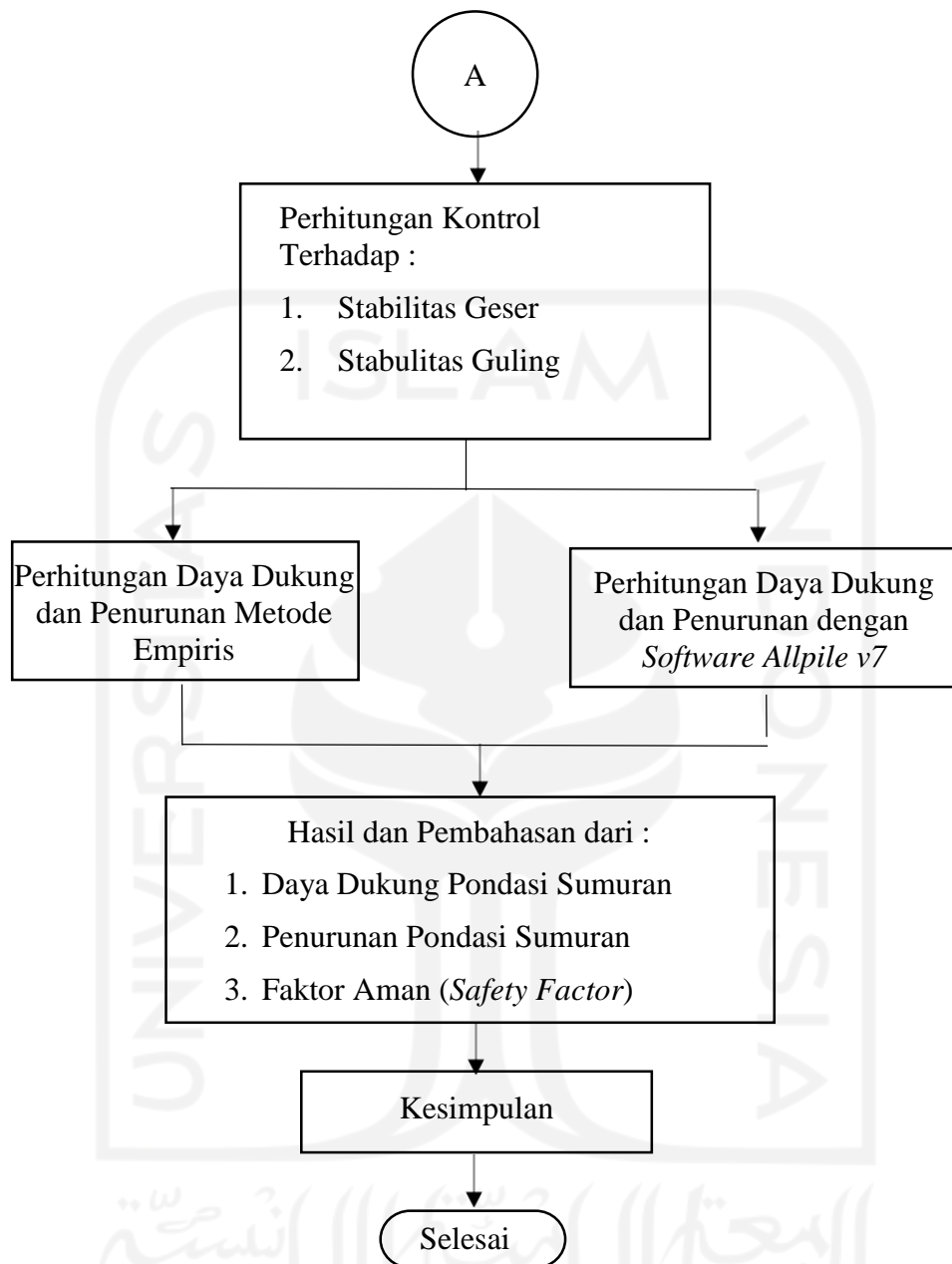
4. Tahapan Kesimpulan dan Saran

Data yang diperoleh dari tahap Outcome dan Discussion memungkinkan untuk ditarik kesimpulan sehingga hasil analisisnya ringkas dan mudah dipahami. Di sisi lain, peneliti akan memberikan saran dan kontribusi untuk memfasilitasi penelitian selanjutnya untuk meningkatkan pemahaman dalam analisis stabilitas kolom dan daya dukung pondasi.

4.5 Diagram Alir Penelitian



Gambar 4.2 Bagan Alir Penelitian



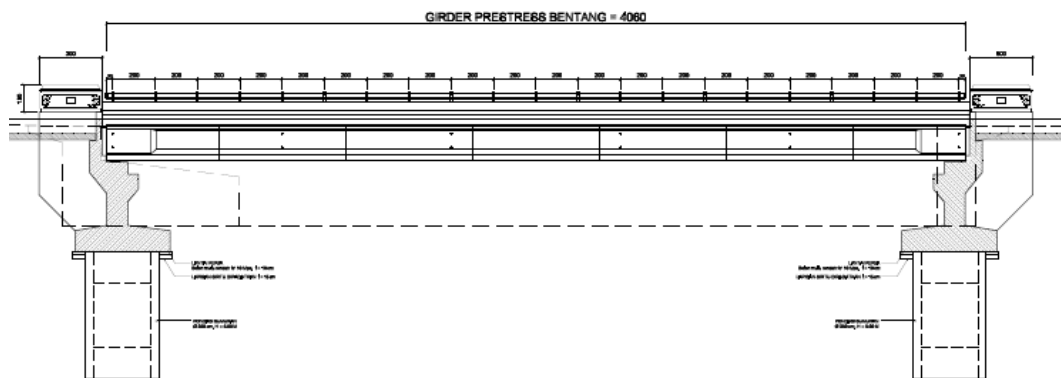
Gambar 4.2 Bagan Alir Penelitian (Lanjutan)

BAB V

ANALISIS DAN PEMBAHASAN

5.1 Data Jembatan

Sebelum melakukan analisis terhadap struktur yang ditinjau, langkah awal dari penelitian ini adalah mempersiapkan data jembatan yang akan ditinjau. Struktur yang ditinjau pada penelitian ini adalah jembatan jenis beton prategang yaitu Jembatan Galeh yang berlokasi di Kab. Temanggung. Jembatan tersebut mempunyai bentang 40 meter. Selain itu, jembatan tersebut dikelompokkan ke dalam jembatan dengan Kelas A. Gambar memanjang Jembatan Galeh dapat dilihat pada Gambar 5.1 berikut.

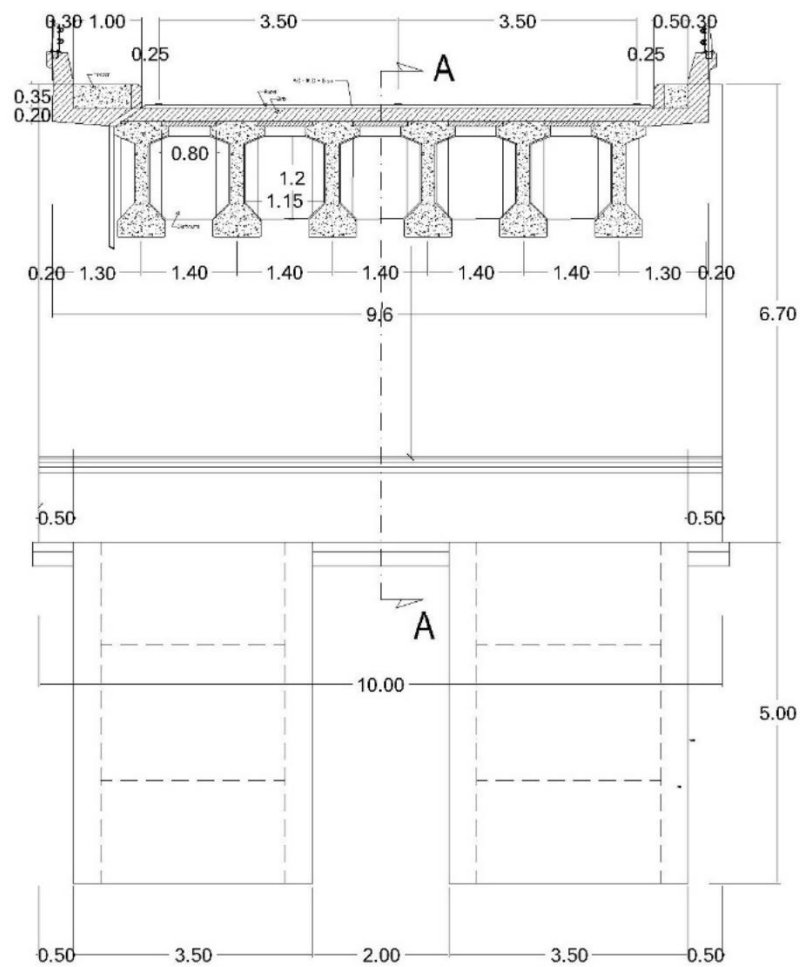


Gambar 5. 1 Potongan Memanjang Rencana Jembatan Galeh

(Sumber : PT. Surya Praga)

5.1.1 Data Data Konstruksi Jembatan

Berikut ini adalah data – data konstruksi bagian atas dan bawah terkait Proyek Pembangunan Jalan dan Jembatan Galeh.



Gambar 5. 2 Potongan Melintang Rencana Jembatan Galeh
(Sumber : PT. Surya Praga)

1. Data struktur atas jembatan Galeh

Jenis Jembatan : Jembatan Beton Prategang

Bentang Jembatan : 40 m

Lebar Jembatan : 9,6 m

Jumlah Girder Prategang : 6 Buah

Lebar Perkerasan : 7 m

Tebal Perkerasan : 0,05 m

Tebal Slab Lantai : 0,2 m

Lebar Pelat Lantai	:	9,6 m
Tebal Trotoar	:	0,35 m
Lebar Trotoar 1	:	1 m
Lebar Trotoar 2	:	0,5 m

2. Data struktur bawah jembatan Gales

Jenis Konstruksi	:	Beton Bertulang, Pondasi Sumuran
Diameter Pondasi	:	3,5 m
Tinggi Pondasi	:	5 m
lebar Abutment	:	4,5 m
Tinggi Abutment	:	6,7 m

5.1.2 Data Material Dan Data Tanah

Berikut ini adalah data – data material dan tanah terkait Proyek Pembangunan Jalan dan Jembatan Gales.

1. Data material

Data material yang digunakan pada proyek pembangunan jembatan gales dapat dilihat pada Tabel 5.1 berikut ini.

Tabel 5. 1 Specific Gravity

Specific Gravity		kN/m ³
Berat beton bertulang	wc =	25
Berat beton tidak bertulang	w'c =	24
Berat aspal	wa =	22
Berat jenis air	ww =	9.8

2. Data tanah

Berikut ini adalah data Standard Penetration Test (SPT) pada Proyek Pembangunan Jalan dan Jembatan Gales yang dapat dilihat pada Tabel 5.2 di bawah ini.

Tabel 5. 2 Data Hasil Pengujian Standart Penetration Test (SPT)

Kedalam	Ketebalan	Tanah	Deskripsi	N
---------	-----------	-------	-----------	---

an (m)	Lapisan (Li) (m)			
1	4	Pasir Kerikil an	Campur batu boulderan, setengah padat sampai padat, warna abu ke coklatan	31
2				34
3				
4				
5	4	Pasir Kelana uan	Sedikit batu boulderan, setengah padat, warna abu- abu kecoklatan	41
6				>60
7				
8				
9	2	Pasir Kerikil an	Campur batu boulderan, setengah padat sampai padat, warna abu ke coklatan	>60
10				

5.2 Pembebanan Jembatan

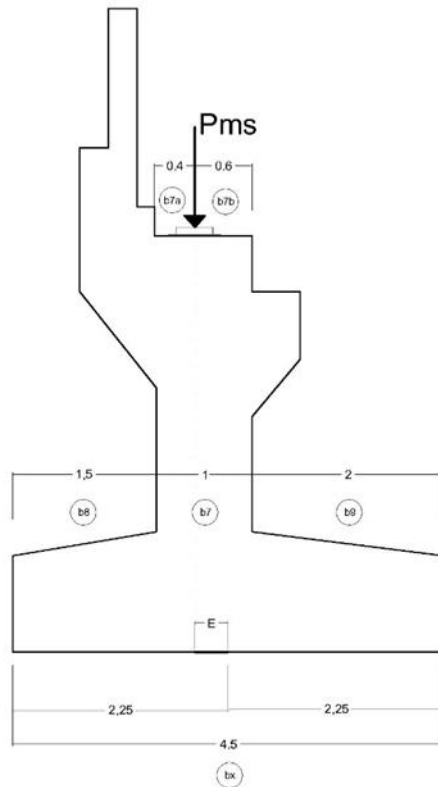
Pembebanan jembatan yang dilakukan pada penelitian kali ini dengan obyek Proyek Pembangunan Jalan dan Jembatan Galeh berpedoman kepada Pedoman Perencanaan Pembebanan Jembatan SNI 1725-2016 dan SNI 2833-2016 untuk pembebanan gempa pada jembatan.

5.2.1 Berat Sendiri

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

1. Berat Sendiri Struktur Atas

Berikut ini adalah data – data yang diperlukan untuk perhitungan mencari beban yang terjadi terhadap struktur atas jembatan. Perhitungan pembebanan dapat dilihat pada Gambar 5.2 dibawah ini, untuk ukuran dan dimensi yang diperlukan dapat dilihat pada Tabel 5.1 berikut.



Gambar 5. 3 Pembebanan Sendiri Struktur Atas (PMS)

Berikut ini merupakan perhitungan berat sendiri struktur atas,

3. Girder I *Center Section*

Panjang Girder bag.tengah (L_1)	= 36,4 m
Berat jenis beton bertulang (W_c)	= 25 kN/m ³
Luas penampang 1 (A_1)	= 0,697 m ²
Jumlah gider tengah melintang (n)	= 6 buah
Beban pada girder bag. tengah (Qg_2)	= $A \times L \times W_c \times n$
	= 0,697 x 36,4 x 25 x 6
	= 3805,62 kN

4. Girder I *End Section*

Panjang girder akhir (L_2)	= 2,1 m
Berat jenis beton bertulang (W_c)	= 25 kN/m ³
Luas penampang girder bag. akhir (A_2)	= 1,024 m ²
Jumlah gider melintang (n)	= 6 buah
Beban pada girder bag. akhir (Qg_2)	= $2 \times A \times L \times W_c \times n$
	= 2x 1,024 x 2,1 x 25 x 6

	= 644,805 kN
Beban girder total	= 3805,62 + 644,805
	= 4450,425 kN
5. Diafragma tengah,	
Tinggi diafragma bag tengah (hd1)	= 1,25 m
Lebar diafragma bag. Tengah (bd1)	= 1,14 m
Tebal diafragma bag. Tengah (td1)	= 0,15 m
Berat jenis beton bertulang (wc)	= 25 kN/m ³
Luas penampang segitiga pada diafragma tengah (A _{sg1})	= 0,1166 m ²
Jumlah diafragma tengah (n)	= 20 buah
Berat satu diafragma tengah (Q _{d1})	= ((hd x bd) - A _{sg1}) x td x Wc
	= ((1,25 x 1,14) - 0,1166) x 0,15 x 25
	= 4,905 kN
Berat diafragma tengah total (Q _{d1 tot})	= 4,905 x 20
	= 98,1 kN
6. Diafragma Tepi,	
Tinggi diafragma bag tengah (hd2)	= 1,25 m
Lebar diafragma bag. Tengah (bd2)	= 0,74 m
Tebal diafragma bag. Tengah (td2)	= 0,2 m
Berat jenis beton bertulang (wc)	= 25 kN/m ³
Luas penampang segitiga pada Diafragma bag. tepi (A _{sg2})	= 0,0132 m ²
Jumlah diafragma bag. tepi (n ₂)	= 10 buah
Berat satu diafragma bag. tepi (Q _{d2})	= ((hd x bd) - A _{sg2}) x td x Wc
	= ((1,25 x 0,74) - 0,0132) x 0,2 x 25
	= 4,559 kN
Berat diafragma tepi total (Q _{d2 tot})	= 4,559 x 10
	= 45,59 kN
Berat diafragma total (Q _{d tot})	= 98,1 + 45,59
	= 143,69 kN

Tabel 5. 3 Rekap Berat Sendiri Struktur Atas

No	Jenis Struktur	Tinggi H (m)	Lebar B (m)	Luas Tampang A (m ²)	Bentang (m)	Berat Jenis (kN/m ³)	n	Beban (kN)
1	Girder	Qg tot						4450,425
2	Slab	0,2	9,6	1,92	40,6	25	1	1948,8
3	deck slab	0,07	0,75	0,0525	40,6	25	5	266,437
3	Trotoar 1	0,35	1	0,35	40,6	24	1	341,04
4	Trotoar 2	0,35	0,5	0,175	40,6	24	1	170,52
5	Dinding Sandaran	0,8	0,3	0,24	40,6	25	2	487,2
6	Diafragma	Qd tot						143,69
Jumlah								7808,11

Beban pada reaksi perletakan *abutment* akibat berat sendiri struktur atas

$$\begin{aligned}
 P_{MS1} &= 0,5 \times W_{ms} \\
 &= 0,5 \times 7808,11 \\
 &= 3904,056 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Eksentrisitas beban terhadap pondasi

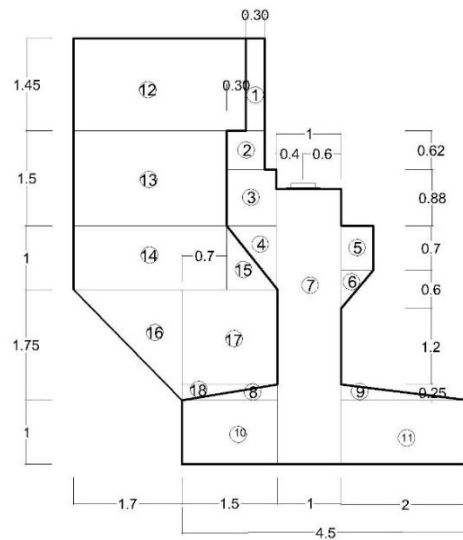
$$\begin{aligned}
 e &= -\frac{Bx}{2} + b_8 + b_7a \\
 &= -\frac{4,5}{2} + 1,5 + 0,4 \\
 &= -0,35 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Momen pada pondasi akibat berat sendiri struktur atas

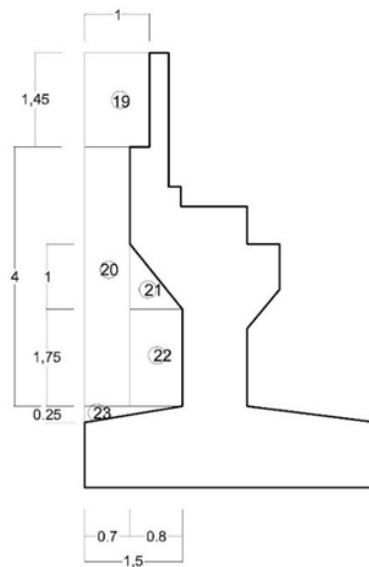
$$\begin{aligned}
 M_{MS1} &= P_{MS} \times e \\
 &= 3801,209 \times -0,35 \\
 &= -1366,420 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

2. Berat Sendiri Struktur Bawah

Berikut ini adalah data – data yang diperlukan untuk perhitungan mencari beban yang terjadi terhadap struktur bawah jembatan. Perhitungan pembebanan struktur bawah dapat dilihat pada Gambar 5.4 dan Gambar 5.5 dibawah ini, untuk ukuran dan dimensi yang diperlukan dapat dilihat pada Tabel 5.2 berikut.



Gambar 5. 4 Notasi Dimensi Pada Abutment Dan Wingwall



Gambar 5. 5 Notasi Tekanan Tanah Pada Abutment

Dalam perhitungan berat sendiri dan momen yang terjadi pada abutment dibutuhkan perhitungan luasan tiap bagian abutment yang sudah digambarkan pada gambar 5.4 yaitu notasi dimensi pada abutment, dengan dikalikan berat jenis beton sehingga didapatkan berat sendiri pada tiap-tiap bagian abutment. Lalu selanjutnya menentukan lengan pada tiap bagian dengan menggunakan jarak lengan ke titik pusat abutment dan didapatkan hasil momen pada abutment, perhitungan tersebut sama halnya dilakukan pada wingwall dan tanah timbunan.

Tabel 5. 4 Berat dan Momen yang Terjadi pada Abutment

No	b	h	by	shape f	arah	Berat (kN)	Lengan (m)	Momen (kNm)
Abutmen								
1	0,3	1,45	10	1	-1	108,750	1,100	-119,625
2	0,6	0,62	10	1	-1	93,000	1,250	-116,250
3	0,78	0,88	10	1	-1	171,600	1,200	-205,920
4	0,78	1	10	0,5	-1	97,500	1,083	-105,625
5	0,5	0,7	10	1	1	87,500	0,400	35,000

Lanjutan Tabel 5. 4 Berat dan Momen yang Terjadi pada Abutment

6	0,5	0,6	10	0,5	1	37,500	0,317	11,875
7	1	4,3	10	1	-1	1075,000	0,350	-376,250
8	1,5	0,25	10	0,5	-1	46,875	1,350	-63,281
9	2	0,25	10	0,5	1	62,500	0,817	51,042
10	1,5	1	10	1	-1	375,000	1,600	-600,000
11	2	1	10	1	1	500,000	1,150	575,000
Wing wall								
12	2,7	1,45	1	1	-1	97,875	2,600	-254,475
13	2,4	1,5	1	1	-1	90,000	2,830	-254,700
14	2,4	1	1	1	-1	60,000	2,050	-123,000
15	0,8	1	1	0,5	-1	10,000	1,383	-13,833
16	1,7	1,75	1	0,5	-1	37,188	2,917	-108,464
17	1,5	1,5	1	1	-1	56,250	1,850	-104,063
18	1,5	0,25	1	0,5	-1	4,688	2,100	-9,844
Tanah Timbunan								
19	1	1,45	9	1	-1	326,250	1,750	-570,938
20	0,7	4	9	1	-1	630,000	1,940	-1222,200
21	0,8	1	9	0,5	-1	90,000	1,303	-117,300

22	0,8	1,75	9	1	-1	315,000	1,170	-368,550
23	1,5	0,25	9	0,5	-1	42,188	1,770	-74,672
					Pms=	4414,663	Mms=	-1772,569

3. Total Berat Sendiri

Berikut ini adalah jumlah keseluruhan beban dan momen yang terjadi pada struktur atas dan struktur bawah jembatan.

$$\begin{aligned}
 P_{MS} &= PMS1 + PMS2 \\
 &= 3904,056 + 4414,663 \\
 &= 8318,719 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{MS} &= MMS1 + MMS2 \\
 &= -1366,419 + (-1772,569) \\
 &= -3138,989 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

5.2.2 Beban Mati Tambahan (MA)

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

Terkait data – data yang diperlukan dalam beban mati tambahan tertera pada Tabel 5.2 berikut ini.

Tabel 5. 5 Perhitungan Beban Mati Tambahan

Uraian	Tebal (m)	Lebar (m)	Panjang (m)	Jml	w (kN/m ³)	Berat (kN)
Lap. Aspal + overlay	0,1	7	40	1	22	616
Railing, lights, dll	w =	0,5	40	2		40

Instalasi ME	w =	0,1	40	2		8
Air Hujan	0,05	7	40	1	10	140
W_{MA}						804

Beban reaksi perletakan pada *abutment* akibat beban mati tambahan (MA)

$$\begin{aligned}
 P_{Ma} &= 0,5 \times W_{MA} \\
 &= 0,5 \times 804 \\
 &= 402 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Eksentrisitas beban terhadap pondasi

$$\begin{aligned}
 e &= -\frac{Bx}{2} + b_8 + b_7a \\
 &= -\frac{4,5}{2} + 1,5 + 0,4 \\
 &= -0,35 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Momen terhadap pondasi akibat berat sendiri struktur atas

$$\begin{aligned}
 M_{Ma} &= P_{Ma} \times e \\
 &= 402 \times -0,35 \\
 &= -142,811 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

5.2.3 Tekanan Tanah (TA)

Pada bagian tanah di belakang dinding *abutment* yang dibebani lalu lintas, harus diperhitungkan adanya beban tambahan yang setara dengan tanah setebal 0,6 m yang berupa beban merata ekivalen beban kendaraan pada bagian tersebut, Tekanan tanah lateral dihitung berdasarkan harga nominal dari berat tanah W_s , sudut gesek dalam Φ , dan kohesi c .

Berikut ini adalah perhitungan tekanan tanah yang sesuai dengan Persamaan 3.35 sampai dengan Persamaan 3.38, adapun perhitungan pembebanan dapat dilihat pada Gambar 5.7 serta data – data yang terlampir sebagai berikut.

Jenis tanah	= Pasir kerikilan
tinggi timbunan (H)	= 6,7 m
lebar timbunan (Ba)	= 10 m

Berat volume tanah timbun (γ_s) = 18,9 kN/m³

sudut geser dalam (ϕ) = 35 °

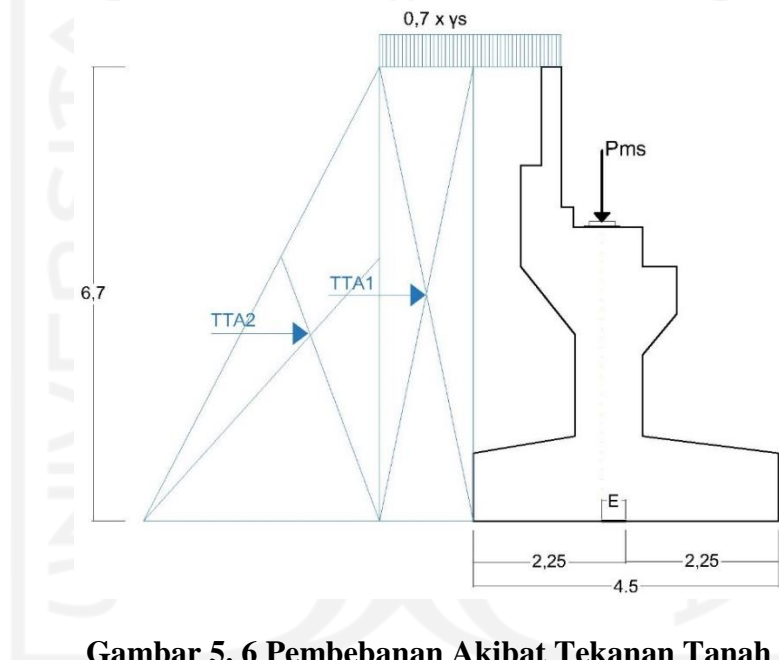
kohesi c = 0 kPa

sudut geser (δ) = 30°

Menurut RSNI-T-02-2005, harga-harga rencana dari C' dan ϕ' diperoleh dari harga nominal dengan menggunakan faktor pengurangan kekuatan K^R

Faktor reduksi untuk ϕ' ($K\phi^R$) = 0,7

Faktor reduksi untuk C (K_C^R) = 1



Gambar 5. 6 Pembebanan Akibat Tekanan Tanah

Sudut geser dalam terkoreksi lapis

$$\begin{aligned}\phi' &= \arctan (K^R \times \tan \phi) \\ &= \arctan (0,7 \times 35^\circ) \\ &= 26,11^\circ\end{aligned}$$

Koefisien tekanan tanah lateral aktif

$$K_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi)}{r [\sin^2 \theta \sin(\theta + \delta)]}$$

Dengan,

$$r = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\sin(\theta + \delta) \sin(\theta - \beta)}} \right]^2$$

$$= \left[1 + \sqrt{\frac{0,365}{0,866}} \right]^2$$

$$= 2,721$$

Maka, dapat dihitung untuk koefisien tanah lateral aktif sebagai berikut

$$K_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi)}{r [\sin^2 \theta \sin(\theta + \delta)]}$$

$$= \frac{0,806}{2,721 [0,866]}$$

$$= 0,342$$

Berikut ini adalah hasil beban dan momen yang diakibatkan oleh tekanan yang dapat dilihat pada perhitungan berikut ini.

Pehitungan beban horizontal akibat tekanan tanah aktif dan momen pada tekanan tanah aktif,

$$T_{TA} = T_{TA1} + T_{TA2}$$

$$= (0,7 \times \gamma_s \times K_a \times H \times B) + (1/2 \times \gamma_s \times K_a \times B \times H^2)$$

$$= (0,7 \times 17,2 \times 0,342 \times 6,7 \times 10) + (1/2 \times 17,2 \times 0,342 \times 10 \times 6,7^2)$$

$$= 124,211 + 594,441$$

$$= 718,652 \text{ kN}$$

$$M_{TA} = (T_{TA1} \times y_1) + (T_{TA2} \times y_2)$$

$$= (0,7 \times \gamma_s \times K_a \times H \times B \times 1/2H) + (1/2 \times \gamma_s \times K_a \times B \times H^2 \times 1/3H)$$

$$= 0,7 \times 17,2 \times 0,342 \times 6,7 \times 10 \times 1/2 \times 5,7 + 1/2 \times 17,2 \times 0,342 \times 10 \times 6,7^2 \times 1/3 \times 6,7$$

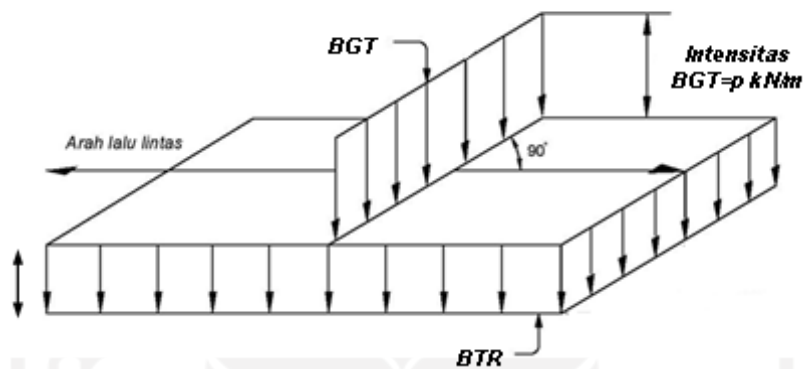
$$= 1743,693 \text{ kNm}$$

Berdasarkan perhitungan diatas, maka didapatkan hasil gaya total akibat tekanan tanah yang terjadi adalah sebesar 718,652 kN, sedangkan momen yang terjadi sebesar 1743,693 kNm.

5.2.4 Beban Lajur “D” (TD)

Beban hidup yang bekerja pada struktur jembatan terdiri dari beban pejalan kaki dan beban lalu lintas. Beban lalu lintas menurut SNI 1725-2016 terdiri dari beban lajur “D” dan beban truk “T”. Namun, pada penelitian ini beban lalu lintas yang diperhitungkan hanya beban lajur “D”. Hal ini sesuai dengan keterangan pada SNI 1725-2016 yang menyebutkan bahwa kedua beban tersebut tidak dapat digunakan secara bersamaan. Beban truk “T” digunakan

ketika analisis yang dilakukan lebih berfokus pada analisis pelat lantai pada jembatan. Pada penelitian ini analisis pelat lantai tidak dilakukan sehingga beban yang digunakan hanyalah beban lajur “D”. Perhitungan beban hidup tersebut dapat dilihat pada uraian berikut. Beban kendaraan yang berupa beban lajur “D” terdiri dari beban terbagi rata (*uniformly Distributed Load*) dan beban garis (*Knife Edge Load*). adapun data – data yang diketahui dapat dilihat pada Tabel 5.3. Beban Lajur “D” terdiri dari beban terbagi merata (BTR) dan beban garis terpusat (BGT).



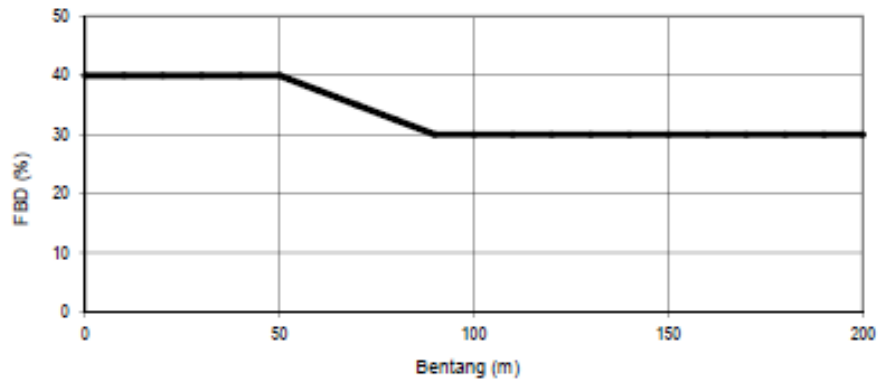
Gambar 5. 7 Beban lajur “D”

BTR mempunyai intensitas q (kPa) yang besarnya tergantung pada panjang bentang jembatan (L) yang dibebani dan dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 q &= 9 \times (0,5 + 15 / L) \text{ kPa} && \text{untuk } L > 30 \text{ m} \\
 &= 9 \times (0,5 + 15/40) \text{ kPa} \\
 &= 7,88 \text{ kPa}
 \end{aligned}$$

Maka, BTR yang dipakai dalam perhitungan beban lajur sebesar 7,88 kPa

Faktor beban dinamis (Dynamic Load Allowance) untuk BGT diambil sebagai berikut.



Gambar 5. 8 Faktor Beban Dinamis

(SNI 1725-2016)

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

$$FBD = 0,525 - 0,0025 L \quad \text{untuk } 50 < L < 90 \text{ m}$$

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

$$\text{Panjang bentang, (L)} = 40 \text{ m}$$

$$\text{Lebar jalur lalu-lintas, (b)} = 7 \text{ m}$$

$$\text{Beban garis terpusat (B}_{GT}) = 49 \text{ kN/m (SNI 1725-2016)}$$

Besar nilai beban lajur “D” pada jembatan sepanjang 40 m dapat dilihat pada perhitungan berikut ini.

Beban akibat kendaraan lajur “D”

$$\begin{aligned} P_{TD} &= \frac{[(B \times L(BTR) + FBD \times B \times (BGT)]}{2} \\ &= \frac{[(7 \times 40(7,88) + 0,4 \times 7 \times (49)]}{2} \\ &= 1171,1 \text{ kN} \end{aligned}$$

Eksentrisitas beban terhadap pondasi

$$\begin{aligned} e &= -\frac{Bx}{2} + b_8 + b_7a \\ &= -\frac{4,5}{2} + 1,5 + 0,4 \\ &= -0,35 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen terhadap pondasi akibat berat sendiri struktur atas

$$\begin{aligned}
 M_{TD} &= P_{TD} \times e \\
 &= 1171,1 \times -0,35 \\
 &= -409,885 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

5.2.5 Beban Pejalan Kaki / Pedestrian (TP)

Jembatan jalan raya direncanakan mampu memikul beban hidup meratapada trotoar yang besarnya tergantung pada luas bidang trotoar yang didukungnya. Berikut adalah perhitungan yang dapat beban pada trotoar dilihat pada perhitungan dibawah ini.

1. Trotoar 1

$$\begin{aligned}
 \text{Lebar trotoar 1 (} b_1 \text{)} &= 1 \text{ m} \\
 \text{Beban pejalan kaki (} Q_{tp} \text{)} &= 5 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Bentang jembatan (} L \text{)} &= 40 \text{ m} \\
 \text{Jumlah trotoar (} n \text{)} &= 1
 \end{aligned}$$

Beban pejalan kaki pada trotoar 1

$$\begin{aligned}
 T_{TP1} &= Q_{tp} \times n \times L \times b_1 \\
 &= 5 \times 1 \times 40 \times 1 \\
 &= 200 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2. Trotoar 2

$$\begin{aligned}
 \text{Lebar trotoar 1 (} b_2 \text{)} &= 0,5 \text{ m} \\
 \text{Beban pejalan kaki (} Q_{tp} \text{)} &= 5 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Bentang jembatan (} L \text{)} &= 40 \text{ m} \\
 \text{Jumlah trotoar (} n \text{)} &= 1
 \end{aligned}$$

Beban pejalan kaki pada trotoar 2

$$\begin{aligned}
 T_{TP2} &= Q_{tp} \times n \times L \times b_2 \\
 &= 5 \times 1 \times 40 \times 0,5 \\
 &= 100 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

3. Total beban pada trotoar

$$\begin{aligned}
 T_{TP} &= T_{TP1} + T_{TP2} \\
 &= 200 + 100 \\
 &= 304,5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beban reaksi perletakan pada *abutment* akibat pejalan kaki pada trotoar

$$\begin{aligned}
 P_{TP} &= \frac{T_{TP1} + T_{TP2}}{2} \\
 &= \frac{200 + 100}{2} \\
 &= 150 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Eksentrisitas beban terhadap pondasi

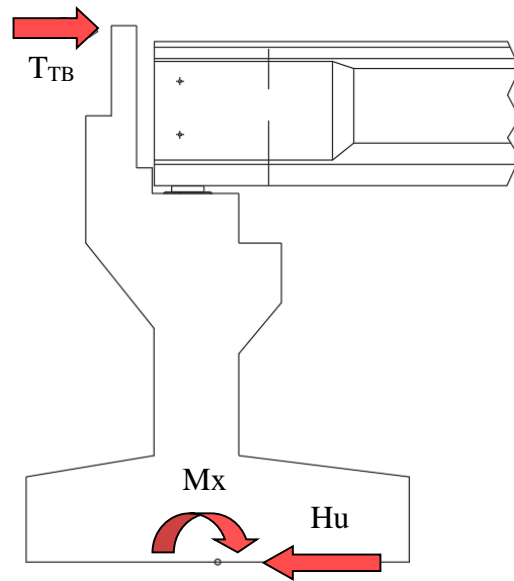
$$\begin{aligned}
 e &= -\frac{Bx}{2} + b_8 + b_7a \\
 &= -\frac{4,5}{2} + 1,5 + 0,4 \\
 &= -0,35 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Momen terhadap pondasi akibat berat sendiri struktur atas

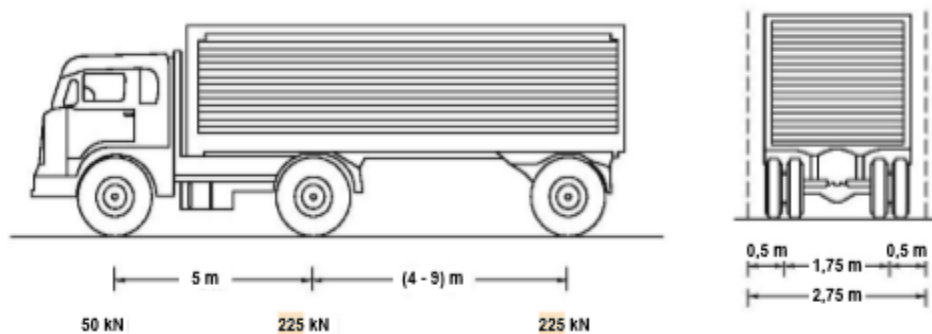
$$\begin{aligned}
 M_{TP} &= P_{TP} \times e \\
 &= 150 \times -0,35 \\
 &= -52,5 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

5.2.6 Beban Rem (TB)

Pembebanan jembatan jalan raya dipengaruhi pula dengan beban rem (TB) yang diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang serta diasumsikan sebagai gaya yang bekerja terhadap permukaan (*surface*) lantai jembatan. Hasil perhitungan beban rem pada jembatan dapat dilihat pada Tabel 5.5 serta perhitungan pembebanan dapat dilihat pada Gambar 5.9 berikut ini.



Gambar 5. 9 Pembebanan Terhadap gaya Rem (PTB)



Gambar 5. 10 Desain Gardar Truk

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

$$\text{Beban terbagi rata (BTR)} = 7,88 \text{ kPa}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat gardar truk} &= 50 + 225 + 225 \\ &= 500 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya rem 1} &= 25\% \times \text{berat gardar truk desain} \\ &= 25\% \times (50+225+225) \\ &= 125 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya rem 2} &= 5\% (\text{BTR} + \text{Pgardar}) \\
 &= 5\% (7,88 + (50+225+225)) \\
 &= 25,39 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Maka, Gaya rem (TB) adalah 125 kN karena merupakan beban terbesar dari kedua gaya rem tersebut.

Momen yang terjadi akibat gaya rem,

$$\begin{aligned}
 Y_{\text{TB}} &= 6,7 \text{ m} \\
 M_{\text{TB}} &= P_{\text{TB}} \times Y_{\text{TB}} \\
 &= 125 \times 6,7 \\
 &= 837,5 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

5.2.7 Beban Angin (EW)

Pembebanan jembatan dipengaruhi pula oleh beban angin yang diasumsikan bekerja secara merata terhadap struktur atas jembatan. Besarnya beban tersebut tergantung oleh kecepatan angin rencana.

1. Beban Angin Struktur Atas (EWS)

Beban angin yang menimpa bagian struktur atas pada jembatan merupakan gaya angin searah horizontal yang meniup struktur atas pada jembatan. Menggunakan kecepatan angin rencana dasar yang telah ditentukan oleh SNI 1725-2016 dimana hal tersebut berbeda untuk kombinasi pembebanan yang tidak melibatkan kondisi beban angin yang bekerja pada kendaraan. Arah angin rencana harus diasumsikan horizontal, kecuali ditentukan lain. Berikut ini adalah hasil perhitungan beban angin yang menimpa samping jembatan yang dapat dilihat pada Tabel 5.7.

Panjang jembatan (L)	= 40 m
Kecepatan Angin Dasar (VB)	= 126 km/jam
Kecepatan Angin Dasar El.10m (V10)	= 126 km/jam
Elevasi struktur dari permukaan tanah (Z)	= 3,4 m
Kecepatan gesekan angin di hulu jembatan (V0)	= 17,6 km/jam

Panjang gesekan angin di hulu jembatan (Z_0)	= 1 m
Tekanan angin dasar struktur rangka (P_{Bt})	= 0,0024 MPa
Tinggi bidang samping jembatan (h_a)	= 3,3 m
Tinggi bidang dalam abutment (h_7)	= 4,3 m
Luas bidang samping gelagar (A_g)	= 68,00 m ²
Luas bidang samping tg railing (A_r)	= 0,45 m ²
luas kontak pipa railing (A_p)	= 8 m ²

luas bidang kontak angin

$$\begin{aligned}
 A &= A_g + A_r + A_p \\
 &= 68 + 0,45 + 8 \\
 &= 85,45 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Kecepatan angin rencana di elevasi rencana

$$\begin{aligned}
 VDZ &= 2,5 \times V_0 \times (V_{10}/V_B) \times \ln(Z/Z_0) \\
 &= 2,5 \times 17,6 \times (126/126) \times \ln(3,4/1) \\
 &= 53,85 \text{ km/jam}
 \end{aligned}$$

Tekanan angin rencana pada struktur bawah

$$\begin{aligned}
 PD &= P_{Bt} \times (VDZ/V_B)^2 \\
 &= 0,0024 \times (53,85/126)^2 \\
 &= 0,0004 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

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

Beban akibat gaya horizontal akibat tekanan angin horizontal

$$\begin{aligned}
 TEW &= PD \times A \times 10^6 \\
 &= 0,0122 \times 85,45 \times 10^6 \\
 &= 37453 \text{ N} \\
 &= 37,454 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Yew &= \frac{1}{2} H_a + h_7 \\
 &= \frac{1}{2} 3,3 + 4,3 \\
 &= 5,9 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Momen pada dasar abutment akibat gaya angin

$$\begin{aligned}
 Mew &= Tew \times Yew \\
 &= 37,454 \times 5,9 \\
 &= 222,848 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

2. Beban Angin Kendaraan (EWL)

Menurut SNI 1725-2016, tekanan angin rencana harus dikerjakan baik pada struktur jembatan maupun pada kendaraan yang melintasi jembatan. Jembatan harus direncanakan memikul gaya akibat tekanan angin pada kendaraan, dimana tekanan tersebut harus diasumsikan sebagai tekanan menerus sebesar 1,46 N/mm, tegak lurus dan bekerja 1800 mm di atas permukaan jalan. Beban angin yang meniup kendaraan merupakan gaya angin tambahan searah horizontal yang meniup kendaraan yang berada di atas lantai jembatan. Hasil perhitungan beban yang meniup kendaraan dapat dilihat dibawah ini.

Beban angin akibat kendaraan (PEW) = 1,46 N/mm

Panjang bentang jembatan (L) = 40 m

Jarak as roda truk standar (x) = 1750 mm

Beban pada abutment akibat angin kendaraan

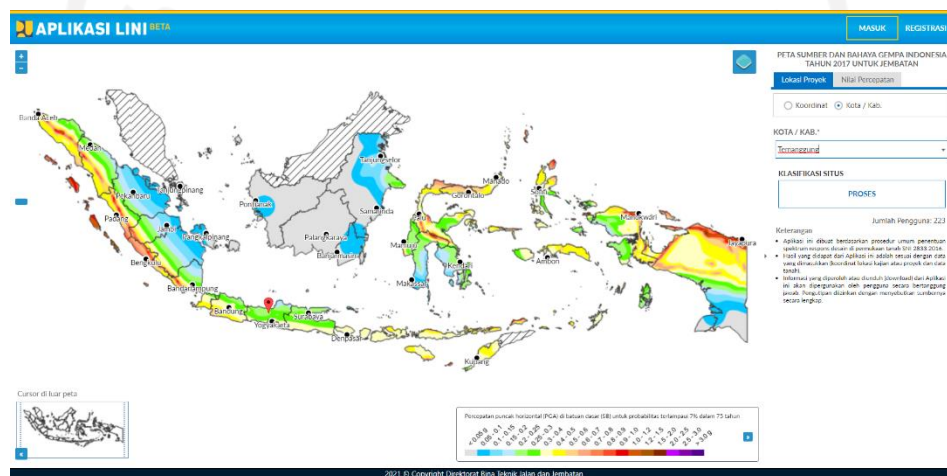
$$\begin{aligned}
 Pew &= \frac{[(Pew \times L) \times 1800]}{x} \\
 &= \frac{[(1,46 \times 40) \times 1800]}{1750} \\
 &= 60,069 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

5.2.8 Beban Gempa (EQ)

Pengaruh beban gempa pada jembatan dihitung berdasarkan pengaruh gaya horizontal terhadap struktur (beban mati) dan beban lain yang mempengaruhi perlu dipertimbangkan. Selama gempa bumi, beban dihitung menggunakan spektrum respons. Spektrum respon digunakan untuk menentukan beban gempa rencana pada struktur jembatan. Dalam analisis ini, data referensi gempa yang digunakan terdapat di Kab. Temanggung dengan kondisi tanah sedang dan beban gempa masuk disesuaikan dengan peraturan SNI 28332016.

Data seismik dan spektrum respon diperoleh pada aplikasi yang dikembangkan oleh Pusat Penelitian Jalan dan Jembatan (Pusjatan) dengan memasukkan koordinat daerah prakiraan seperti yang ditunjukkan pada Gambar 5.6.

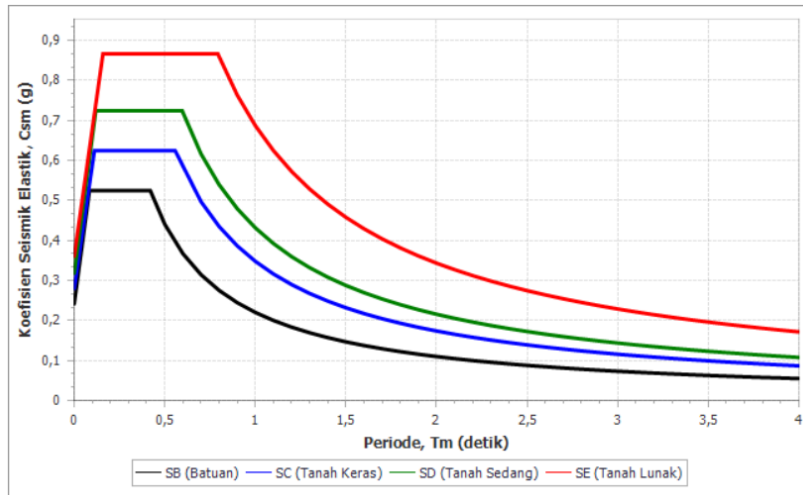
Data seismik dan respon spektral dikumpulkan dalam aplikasi LINI dengan sumber gempa Indonesia 2017 dan peta rawan jembatan yang dikembangkan oleh Pusat Penelitian Jalan dan Jembatan (Pusjatan) dengan mengimpor koordinat area yang diproyeksikan seperti yang ditunjukkan pada Gambar 5.6 di bawah ini.



Gambar 5. 11 Penentuan Respons Spektrum di Permukaan Tanah untuk Jembatan

(sumber : Aplikasi LINI Peta Sumber Dan Bahaya Gempa Indonesia Tahun 2017 Untuk Jembatan , PU)

Wilayah/koordinat yang digunakan untuk disain respon spektrum adalah wilayah Kab. Temanggung pada Lintang -7.285010593089018 dan Bujur 110.10476526806606 dengan kondisi tanah keras. Setelah koordinat tersebut diinputkan maka akan menghasilkan tampilan seperti Gambar 5.7. berikut.



Gambar 5. 12 Grafik Respon Spektra

(Sumber : Aplikasi LINI Peta Sumber Dan Bahaya Gempa Indonesia Tahun 2017 Untuk Jembatan , PU)

Didapatkan percepatan puncak dan spektrum respon dibatuan dasar :

$$\text{PGA} = 0,242$$

$$S_s = 0,525$$

$$S_1 = 0,22$$

Dengan kondisi tanah = Tanah Sedang (SD)

Tabel 5. 6 Faktor amplifikasi untuk PGA dan 0,2 detik (FPGA/Fa)

Kelas situs	PGA \leq 0,1	PGA = 0,2	PGA = 0,3	PGA = 0,4	PGA > 0,5
	S _s \leq 0,25	S _s = 0,5	S _s = 0,75	S _s = 1,0	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

(sumber : SNI 2833 : 2016)

Dari Tabel 5.15 SNI 2833-2016 tersebut didapatkan faktor amplifikasi untuk PGA dan 0,2 detik sebesar :

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

Faktor amplifikasi PGA (FPGA) = 1,4

Faktor amplifikasi Ss (Fa) = 1,38

Tabel 5. 7 Besarnya nilai faktor amplifikasi untuk periode 1 detik (Fv)

Kelas situs	$S_I \leq 0.1$	$S_I = 0.2$	$S_I = 0.3$	$S_I = 0.4$	$S_I \geq 0.5$
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

(sumber : SNI 2833 : 2016)

Dari Tabel 5.16 SNI 2833-2016 yang ada pada Gambar 5.8 tersebut didapatkan faktor amplifikasi untuk untuk periode 1 detik :

Faktor Amplifikasi S1 (Fv) = 2,0

1. Gempa arah memanjang jembatan (arah X)

a. Perhitungan respon spektra

$$\begin{aligned} \text{SDS} &= F_a \times S_s \\ &= 1,38 \times 0,525 \\ &= 0,725 \text{ g} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s &= \text{PGA} \times F_{\text{pga}} \\ &= 0,242 \times 1,4 \\ &= 0,339 \text{ g} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{SD1} &= S_1 \times F_v \\ &= 0,22 \times 1,6 \\ &= 0,440 \text{ g} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_s &= \text{SD1} / \text{SDS} \\ &= 0,440 / 0,725 \\ &= 0,607 \text{ dtk} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_0 &= 0,2 \times T_s \\ &= 0,2 \times 0,607 \\ &= 0,121 \text{ dtk} \end{aligned}$$

b. Berat total struktur (Wt)

$$\begin{aligned} W_t &= P_{\text{ms Atas}} + P_{\text{ma}} + P_{\text{ms bawah}} \\ &= 3904,056 + 402 + 4414,663 \\ &= 8720,719 \text{ kN} \end{aligned}$$

c. Kekakuan Struktur (Kp)

$$\text{Mutu beton (f'c)} = 30 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \text{Modulus elastis beton} &= 4700 \times \sqrt{30} \\ &= 25742960,2 \text{ kPa} \end{aligned}$$

$$\text{Panjang breast wall (h)} = 10 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi breast wall (Lb)} = 3,1 \text{ m}$$

$$\text{Lebar breast wall (b)} = 1 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen inersia (I)} &= \frac{1}{12} \times h \times b^e \\ &= \frac{1}{12} \times 10 \times 1^e \\ &= 0,833 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_p &= 3 \times E_c \times \frac{I}{Lb^3} \\ &= 3 \times 25742960,2 \times \frac{0,833}{3,1^3} \\ &= 2159432 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

d. Waktu periode alami (T)

$$\begin{aligned} T &= 2\pi \times \sqrt{Wt/(g \cdot K_p)} \\ &= 2\pi \times \sqrt{(8720,719)/(9,8 \cdot 2159432)} \\ &= 0,13 \text{ detik} \end{aligned}$$

e. Koefisien respons gempa elastis (Csm)

Karena waktu periode alami (T) = 0,13 detik, maka didapatkan persamaan $T_0 < T < T_s$. Untuk periode lebih besar atau sama dengan T_0 , dan lebih kecil atau sama dengan T_s , respons spektra percepatan, Csm adalah sama dengan SDS.

$$C_{sm} = SDS = 0,725$$

f. Faktor modifikasi respons

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

g. Gaya gempa

Menurut SNI 2833-2016 dan SNI 1725-2016, beban gempa rencana dihitung menggunakan rumus berikut

$$\begin{aligned} EQ &= \frac{C_{sm}}{R} \times Wt \\ &= \frac{0,725}{1,5} \times Wt \\ &= 0,483 \times Wt \end{aligned}$$

Perhitungan distribusi gaya gempa pada abutment arah memanjang jembatan dapat dilihat

pada Tabel 5.30 berikut ini.

Tabel 5. 8 Distribusi Gaya Gempa pada Abutment

No	Berat	Teq	Y	Meq
Struktur Atas				
Pms	3904,05	1132,17	4,5	5094,79
Pma	408,03	118,328	4,5	532,48
Abutmen				
1	108,75	31,5375	1,10	34,69
2	93	26,97	1,25	33,71
3	171,6	49,764	1,20	59,72
4	97,5	28,275	1,08	30,63
5	87,5	25,375	0,40	10,15
6	37,5	10,875	0,32	3,44
7	1075	311,75	0,35	109,11
8	46,875	13,593	1,35	18,35
9	62,5	18,125	0,82	14,80

Lanjutan Tabel 5. 8 Distribusi Gaya Gempa pada Abutment

10	375	108,75	1,60	174,00
11	500	145	1,15	166,75
Wing Wall				
12	97,875	28,38375	2,60	73,80
13	90	26,1	2,83	73,86
14	60	17,4	2,05	35,67
15	9,75	2,8275	1,37	3,87
16	37,1875	10,784375	2,92	31,45
17	28,125	8,15625	1,85	15,09
18	4,6875	1,359375	2,10	2,85
Tanah Timbun				
19	173,25	50,2425	1,80	90,44
20	702	203,58	1,99	405,12
21	65,8125	19,086	1,29	24,62
22	280,8	81,432	1,16	94,46
23	101,25	29,3625	1,77	51,97
	TEQ	2499,23	MEQ	5210,337

Letak titik tangkap gaya horizontal gempa

$$\begin{aligned}
 YEQ &= MEQ/TEQ \\
 &= 5210,337 / 2499,23 \\
 &= 2,9 \text{ m}
 \end{aligned}$$

2. Gempa arah melintang jembatan (arah Y)

a. Perhitungan respon spektra

$$\begin{aligned} \text{SDS} &= F_a \times S_s \\ &= 1,38 \times 0,525 \\ &= 0,725 \text{ g} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s &= \text{PGA} \times F_{pga} \\ &= 0,242 \times 1,4 \\ &= 0,339 \text{ g} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{SD1} &= S_1 \times F_v \\ &= 0,22 \times 1,6 \\ &= 0,440 \text{ g} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_s &= \text{SD1} / \text{SDS} \\ &= 0,440 / 0,725 \\ &= 0,607 \text{ dtk} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_0 &= 0,2 \times T_s \\ &= 0,2 \times 0,607 \\ &= 0,121 \text{ dtk} \end{aligned}$$

b. Berat total struktur (Wt)

$$\begin{aligned} W_t &= P_{ms} \text{ Atas} + P_{ma} + P_{ms} \text{ bawah} \\ &= 3904,056 + 402,0 + 4414,663 \\ &= 8720,719 \text{ kN} \end{aligned}$$

c. Kekakuan Struktur (Kp)

$$\text{Mutu beton (f'c)} = 30 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \text{Modulus elastis beton} &= 4700 \times \sqrt{30} \\ &= 25742960,2 \text{ kPa} \end{aligned}$$

$$\text{Panjang breast wall (h)} = 10 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi breast wall (Lb)} = 3,1 \text{ m}$$

$$\text{Lebar breast wall (b)} = 1 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen inersia (I)} &= \frac{1}{12} \times b \times h^e \\ &= \frac{1}{12} \times 1 \times 10^e \\ &= 83,33 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_p &= 3 \times E_c \times \frac{I}{Lb^3} \\ &= 3 \times 25742960,2 \times \frac{83,33}{3,1^3} \\ &= 216021033,9 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

d. Waktu periode alami (T)

$$\begin{aligned} T &= 2\pi \times \sqrt{(Wt/(g \cdot K_p))} \\ &= 2\pi \times \sqrt{(8618,049/(9,8 \cdot 216021033,9))} \\ &= 0,013 \text{ detik} \end{aligned}$$

e. Koefisien respons gempa elastis (Csm)

$$T_0 > T$$

$$\begin{aligned} C_{sm} &= (SDS - A_s) \frac{T}{T_0} + A_s \\ &= (0,725 - 0,315) \frac{0,013}{0,121} + 0,315 \\ &= 0,359 \end{aligned}$$

f. Faktor modifikasi respons

Nilai faktor modifikasi respons diambil dari SNI 2833-2016, dan ditentukan nilai factor modifikasi respon untuk bangunan bawah R = 1,5 Gaya gempa Menurut SNI 2833-2016 dan SNI 1725-2016, beban gempa rencana dihitung menggunakan rumus berikut

$$\begin{aligned} EQ &= \frac{C_{sm}}{R} \times Wt \\ &= \frac{0,359}{1,5} \times Wt \\ &= 0,239 \times Wt \end{aligned}$$

Perhitungan distribusi gaya gempa pada abutment arah melintang jembatan dapat dilihat

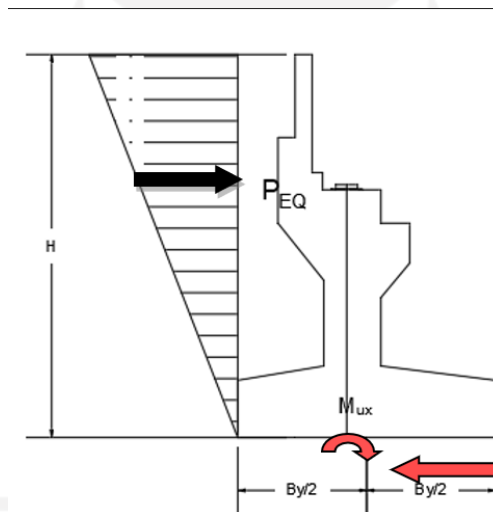
dibawah ini.

$$\begin{aligned} P_{EQ} &= C_{sm} \times W_t \\ &= 0,239 \times 8720,719 \\ &= 2088,602 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{EQ} &= P_{eq} \times Y_{eq} \\ &= 2062,586 \times 2,9 \\ &= 6056,945 \text{ kNm} \end{aligned}$$

3. Tekanan Tanah Dinamis Akibat Gempa

Gaya gempa yang terjadi searah lateral bangunan terjadi akibat adanya tekanan tanah dinamis. Perhitungan pembebanan dapat dilihat pada Gambar 5.14 berikut, serta hasil perhitungan tekanan tanah dinamis akibat gempa dapat dilihat pada Tabel 5.17 berikut ini.



Gambar 5. 13 Beban Akibat Tekanan Tanah Dinamis

$$\begin{aligned} \text{Tinggi Timbunan (H)} &= 6,7 \text{ m} \\ \text{Percepatan Gempa (Csm) = } A_s &= 0,315 \text{ g} \\ \text{Sudut } (\Theta) &= \tan^{-1} (Csm) \\ &= \tan^{-1} (0,315) \\ &= 0,305 \text{ rad} \\ \text{Sudut Geser Tanah Efektif } (\phi') &= 0,456 \text{ rad} \\ \text{Koef. Tanah Aktif (k}_a) &= 0,521 \\ \text{Koef. Tanah Dinamis (K}_g) & \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 K_{aG} &= \cos^2(\phi' - \theta) / [\cos^2 \theta \times \{1 + \sqrt{(\sin \phi' \times \sin(\phi' - \theta)) / \cos \theta}\}] \\
 &= \cos^2(0,456 - 0,305) / [\cos^2 0,305 \times \\
 &\quad 1 + \sqrt{(\sin 0,456 \times \sin(0,456 - 0,305)) / \cos 0,305}] \\
 &= 0,846
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Delta K_{aG} &= K_{aG} - K_a \\
 &= 0,846 - 0,521 \\
 &= 0,325
 \end{aligned}$$

$$\text{Lebar Tanah Timbunan (B)} = 10 \text{ m}$$

$$\text{Berat Volume Tanah Timbunan } (\gamma_s) = 17,2 \text{ kN/m}^3$$

Perhitungan beban dan momen akibat tekanan tanah dinamis

$$\begin{aligned}
 P_{eq} &= \frac{1}{2} \times \gamma_s \times H \times \Delta K_{eg} \times H \times B \\
 &= \frac{1}{2} \times 17,2 \times 6,7 \times 0,325 \times 6,7 \times 10 \\
 &= 1455,424 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Y_{eq} &= \frac{1}{2} \times H \\
 &= \frac{1}{2} \times 6,7 \\
 &= 3,350 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{eq} &= P_{eq} \times Y_{eq} \\
 &= 1455,424 \times 3,35 \\
 &= 4875,669 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

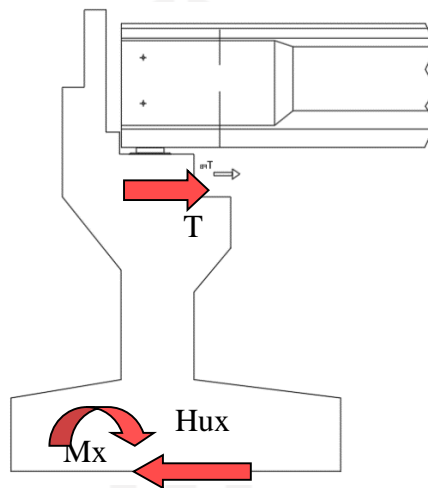
Tabel 5. 9 Hasil Perhitungan Tekanan Tanah Dinamis Akibat Gempa

No	Uraian	Lambang	Nilai	Satuan
1	Gaya Tekanan Tanah Dinamis	P_{eq}	1455,424	KkN
2	Titik Tangkap Tekanan Tanah Dinamis	Y_{eq}	3,35	m
3	Momen	M_{eq}	4875,669	kNm

5.2.9 Gesekan Perletakan (BF)

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

Jembatan Galeh menggunakan perletakan berupa bantalan jembatan karet elastomer atau *elastomeric bearing pads*. Bantalan karet ini juga berfungsi sebagai penghubung dan penerus gaya antara struktur atas jembatan dengan struktur bawah jembatan. Perhitungan pembebanan dapat dilihat pada Gambar 5.4 berikut, serta hasil perhitungan gaya gesekan pada perletakan jembatan dapat dilihat pada Tabel 5.14 berikut ini.



Gambar 5. 14 Beban Akibat Gesekan Perletakan

Koefisien gesek pada tumpuan yang berupa elastomer, $\mu = 0,18$

Gaya gesek yang timbul hanya ditinjau terhadap beban berat sendiri dan beban mati tambahan, berikut adalah perhitungan reaksi pada abutment :

Beban sendiri struktur atas (P_{ms}) = 3904,056 kN

Beban mati tambahan (P_{ma}) = 402,0 kN

Koefisien gesek tumpuan (μ) = 0,18 (BMS 1992)

Tinggi elastomeric bearing (h_{els}) = 0,1 m

Gaya gesek pada perletakan,

$$\begin{aligned} T_{FB} &= \mu \times (P_{ms} + P_{ma}) \\ &= 0,018 \times 8720,719 \\ &= 77,509 \text{ N} \end{aligned}$$

Momen pada pondasi akibat gesekan perletakan,

$$\text{Lengan momen } (Y_{FB}) = h_7$$

$$\begin{aligned}
 &= 4,3 \text{ m} \\
 M_{FB} &= T_{FB} \times Y_{FB} \\
 &= 77,509 \times 4,3 \\
 &= 333,288 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

5.2.10 Rekapitulasi Beban

Sebelumnya telah dihitung beban – beban yang harus diampu serta momen – momen yang terjadi terhadap abutment jembatan. Hasil rekapitulasi tersebut dapat dilihat pada Tabel 5.9 berikut ini.

Tabel 5. 10 Rekapitulasi Pembebanan Pada Abutment

No	Aksi/Beban	Vertikal P (kN)	Horisontal		Momen	
			H x (kN)	H y (kN)	M x (kNm)	M y (kNm)
A. Beban Tetap						
1	Berat Sendiri (MS)	8318,719			-3138,989	
2	Beban mati tambahan (MA)	402			-142,811	
3	Tekanan tanah (TA)		1597,005		3874,872	
B. Beban Lalu Lintas						
4	Beban lajur "D" (TD)	1171,100			-409,885	
5	Beban Pedestrian (TP)	150,000			-52,500	
6	Gaya Rem (TB)		125,000		837,500	
C. Aksi Lingkungan						
7	Beban Angin Struktur (EWs)			37,453		222,848
8	Beban Angin Kendaraan (EW _L)	60,97				
9	Beban gempa (EQ)		2499,234	2088,602	5210,337	6056,945
10	Tekanan Tanah Dinamis (PEQ)		1309,881		4875,669	
D. Aksi Lainnya						
11	Gesekan (BF)		77,509		333,288	

5.2.11 Kombinasi Pembebanan pada Abutment

Kombinasi pada pembebanan abutment jembatan diperlukan agar model struktur dapat

menerima berbagai macam beban secara bersamaan dalam suatu analisis perhitungan. Kombinasi pembebanan ini berpedoman pada SNI 1725-2016, serta dalam perencanaan beban gempa mengacu pada SNI 2833-2016 tentang beban gempa untuk jembatan.

Untuk perencanaan komponen struktur jembatan yang mengutamakan suatu pembatasan tegangan kerja, atau sebagai cara perhitungan alternative, bisa digunakan cara perencanaan berdasarkan batas layan (PBL). Dengan demikian metode perencanaan struktur jembatan prategang tipe Girder di bagi menjadi dua metode, yaitu: metode perencanaan ultimit (PBKT) dan metode perencanaan batas layan (PBL). Metode perencanaan ultimit digunakan pada perhitungan struktur atas jembatan dengan pemilihan faktor beban ultimit sesuai peraturan. Metode perencanaan batas layan atau tegangan ijin dengan beban kerja digunakan untuk perhitungan struktur bawah jembatan (pondasi).

Maka, kombinasi yang digunakan dalam penelitian ini yaitu daya layan dan ditambah 1 kombinasi ekstrim, dikarenakan penelitian ini meninjau terhadap kontrol daya dukung pada struktur bawah terutama pondasi, maka perhitungan kombinasi hanya menggunakan tegangan ijin tanpa perlu memperhitungkan faktor beban dan faktor ketahanan material seperti pada mendesain sebuah jembatan. Berikut ini uraian beban yang bekerja dapat dilihat pada Tabel 5.11.

Tabel 5. 11 Kombinasi Beban yang Bekerja

No	Kombinasi Beban	Uraian
1.	Daya Layan I	$MS + MA + TA + TD + TP + TB + 0,3EWS + EWL + FB$
2.	Daya Layan II	$MS + MA + TA + 1,3TD + 1,3TP + 1,3TB + FB$
3.	Daya Layan III	$MS + MA + TA + 0,8TD + 0,8TP + 0,8TB + FB$
4.	Daya Layan IV	$MS + MA + TA + 0,7 EWS + FB$
5.	Ekstrim I	$MS + MA + TA + 0,3TD + 0,3TP + 0,3TB + EQ + PEQ + FB$

(sumber : SNI 1725-2016)

Hasil pembebanan daya layan I sampai IV dan juga ekstrim I dengan beban gempa dapat dilihat pada Tabel 5.11 sampai dengan Tabel 5.15 berikut ini.

Tabel 5. 12 Daya Layan I Pembebanan pada Abutment

			Vertikal	Horisontal	Momen

No	Aksi/Beban	Koef	P (kN)	H x (kN)	H y	M x	M y
					(kN)	(kNm)	(kNm)
A. Beban Tetap							
1	Berat Sendiri (MS)	1	8318,71 9			-3138,989	
2	Beban mati	1	402			-142,811	
	tambahan (MA)						
3	Tekanan tanah (TA)	1		1597		3874,872	
B. Beban Lalu Lintas							
4	Beban lajur "D"	1	1171,1			-409,885	
	(TD)						
5	Beban Pedestrian	1	150			-52,5	
	(TP)						
6	Gaya Rem (TB)	1		125		837,5	
C. Aksi Lingkungan							
7	Beban angin Struktur (EWs)	0,3			11,236	0	66,8547
8	Beban Angin Kendaraan (EW _L)	1	60,97				
9	Beban gempa (EQ)						
10	Tekanan Tanah Dinamis (PEQ)						
D. Aksi Lainnya							
11	Gesekan (BF)	1		157,08		333,288	
Total			10101, 887	1799,5 14	11,23 6	1303,587	66,854

Tabel 5. 13 Daya Layan II Pembebanan pada Abutment

No	Aksi/Beban	Koef	Vertikal P (kN)	Horisontal		Momen	
				H x (kN)	H y	M x	M y
					(kN)	(kNm)	(kNm)

A. Beban Tetap							
1	Berat Sendiri (MS)	1	8318,719			-3138,989	
2	Beban mati	1	402			-142,811	
	tambahan (MA)						
3	Tekanan tanah (TA)	1		1597		3874,872	
B. Beban Lalu Lintas							
4	Beban lajur "D"(TD)	1,3	1522,430			-532,851	
5	Beban Pedestrian(TP)	1,3	195,000			-68,250	
6	Gaya Rem (TB)	1,3		162,500		1088,750	
C. Aksi Lingkungan							
7	Beban Angin Struktur (EWs)						
8	Beban Angin Kendaraan (EWL)						
9	Beban gempa (EQ)						
10	Tekanan Tanah Dinamis (PEQ)						
D. Aksi Lainnya							
11	Gesekan (BF)	1		77,509		333,288	
Total			10438,149	1837,014	0,000	1416,122	0,000

Tabel 5. 14 Daya Layan III Pembebanan pada Abutment

No	Aksi/Beban	Koef	Vertikal P (kN)	Horisontal		Momen	
				H x (kN)	H y (kN)	M x (kNm)	M y (kNm)
A. Beban Tetap							
1	Berat Sendiri (MS)	1	8318,719			-3138,989	
2	Beban mati	1	4020			-142,811	
	tambahan (MA)						
3	Tekanan tanah (TA)	1		1597		3874,872	

B. Beban Lalu Lintas							
4	Beban lajur "D"(TD)	0,8	936,880			-327,908	
5	Beban Pedestrian(TP)	0,8	120,000			-42,000	
6	Gaya Rem (TB)	0,8		100,000		670,000	
C. Aksi Lingkungan							
7	Beban Angin Struktur (EWs)						
8	Beban Angin Kendaraan (EWL)						
9	Beban gempa (EQ)						
10	Tekanan Tanah Dinamis (PEQ)						
D. Aksi Lainnya							
11	Gesekan (BF)	1		77,509		333,288	
Total			9777,599	1774,514	0,000	1228,564	0,000

Tabel 5. 15 Daya Layan IV Pembebanan Abutment

No	Aksi/Beban	Koef	Vertikal P (kN)	Horizontal		Momen	
				H x (kN)	H y (kN)	M x (kNm)	M y (kNm)
A. Beban Tetap							
1	Berat Sendiri (MS)	1	8318,719			-	3138,989
2	Beban mati	1	4020			-142,811	
	tambahan (MA)						
3	Tekanan tanah (TA)	1		1597		3874,872	
B. Beban Lalu Lintas							
4	Beban lajur "D"(TD)						
5	Beban Pedestrian(TP)						
6	Gaya Rem (TB)						

C. Aksi Lingkungan							
7	Beban Angin Struktur (EWs)	0,7			26,217		155,993
8	Beban Angin Kendaraan (EWL)						
9	Beban gempa (EQ)						
10	Tekanan Tanah Dinamis (PEQ)						
D. Aksi Lainnya							
11	Gesekan (BF)	1		77,509		333,288	
Total			8720,719	1674,514	26,217	928,472	155,993

Tabel 5. 16 Ekstrim I Pembebanan pada Abutment

No	Aksi/Beban	Koef	Vertikal P (kN)	Horisontal		Momen	
				H x (kN)	H y (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
A. Beban Tetap							
1	Berat Sendiri (MS)	1	8318,719			-3138,989	
2	Beban mati tambahan (MA)	1	4020			-142,811	
3	Tekanan tanah (TA)	1		1597		3874,872	
B. Beban Lalu Lintas							
4	Beban lajur "D"(TD)	0,3	356,291			-124,702	
5	Beban Pedestrian(TP)	0,3	45,675			-15,986	
6	Gaya Rem (TB)	0,3		37,500		251,250	
C. Aksi Lingkungan							
7	Beban Angin Struktur (EWs)						
8	Beban Angin Kendaraan (EWL)						
9	Beban gempa (EQ)	1		2499,234	2088,602	5210,337	6056,945
10	Tekanan Tanah Dinamis (PEQ)	1		1309,881		4875,669	

D. Aksi Lainnya							
11	Gesekan (BF)	1		77,509		333,288	
Total			9117,049	5227,668	2087,159	11127,013	6052,760

Tabel 5. 17 Rekapitulasi Pembebanan pada Abutment

No	Aksi/Beban	Vertikal P (kN)	Horisontal		Momen	
			H x (kN)	H y (kN)	Mx(kNm)	My(kNm)
1	Daya Layan I	10101,887	1799,514	11,236	1303,587	66,854
2	Daya Layan II	10438,149	1837,014	0,000	1416,122	0,000
3	Daya Layan III	9777,599	1774,514	0,000	1228,564	0,000
4	Daya Layan IV	8720,719	1674,514	26,217	928,472	155,993
5	Ekstrim I	9117,049	5227,668	2087,159	11127,013	6052,760

5.3 Stabilitas Abutment

Abutment harus mampu menahan gaya luar yang menyebabkan terjadinya guling dan geser pada abutment. Momen pasif harus dapat memenuhi untuk melawan dari momen guling itu sendiri. Dalam keamanan geser dan guling dikatakan stabil jika penahan pasif harus lebih besar dari 1,5 kali dari akibat beban aktif. Berikut ini adalah analisis perhitungan stabilitas *abutment* pada Proyek Pembangunan Jalan dan Jembatan, adapun beban yang bekerja antara lain:

Berat struktur bawah	: 4414,663 kN
Momen struktur bawah	: -1772,569 kNm
Berat struktur atas	: 3904,056 kN
Momen struktur atas	: -1366,42 kNm
Total gaya vertikal	: 8318,719 kN
Total Momen vertikal	: -3138,989 kN

5.3.1 Stabilitas Terhadap Guling

Stabilitas terhadap gaya guling berkaitan dengan momen – momen yang terjadi karena adanya gaya – gaya lateral tanah baik tanah aktif maupun pasif terhadap titik guling struktur. Di sisi lain akan terjadi momen resistensi yang diakibatkan oleh berat sendiri struktur tersebut yang akan membantu menahan momen guling.

Berikut ini adalah analisis perhitungan stabilitas *abutment* terhadap gaya guling yang dibagi menjadi 2 arah yaitu arah x dan arah y, stabilitas terhadap *abutment* dikatakan aman terhadap geser bila nilai *safety factor* (SF) lebih besar dari 1,5.

1. Stabilitas terhadap guling pada arah x

Perhitungan stabilitas terhadap guling arah x dilakukan pada setiap kombinasi, berikut ini adalah perhitungan stabilitas terhadap guling arah x pada kombinasi 1, untuk kombinasi selanjutnya akan di rekap pada Tabel 5.16.

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya vertical layan 1 (P)} &= 10101,887 \text{ kN} \\
 \text{Momen x pada layan 1 (Mx)} &= 1303,587 \text{ kNm} \\
 \text{Lebar abutment arah x (Bx)} &= 10 \text{ m} \\
 \text{Titik Tengah Pondasi} &= \frac{Bx}{2} \\
 &= 5 \text{ m} \\
 \text{Momen guling arah x (Mpx)} &= p \times \frac{Bx}{2} \\
 \text{Mpx} &= 10101,887 \times 5 \\
 &= 50509,437 \text{ kNm} \\
 \text{Batas safety factor (SF)} &= 1,5 \\
 \text{Safety Factor (SF)} &= \frac{Mpx}{Mx} > SF \\
 &= \frac{50509,437}{1303,587} \\
 &= 38,746 > 1,5 \text{ (aman terhadap guling)}
 \end{aligned}$$

Hasil perhitungan SF selanjutnya dapat dilihat pada Rekapitulasi Tabel 5.18 Berikut ini.

Tabel 5. 18 Rekapitulasi Stabilitas Abutment Terhadap Guling pada Arah X

No	Kombo	P(kn)	Mx(Knm)	Mpx	SF	Keterangan
1	Layan 1	10101,887	1303,587	50509,437	38,746	Aman
2	Layan 2	10438,149	1416,122	52190,744	36,855	Aman
3	Layan 3	9777,599	1228,564	48887,994	39,793	Aman
4	Layan 4	8720,719	928,472	43603,594	46,963	Aman
5	Extrim 1	9117,049	11127,013	45585,244	4,097	Aman

2. Stabilitas terhadap guling pada arah y

Perhitungan stabilitas terhadap guling arah y dilakukan pada setiap kombinasi, berikut ini adalah perhitungan stabilitas terhadap guling arah y pada kombinasi 1, untuk kombinasi selanjutnya akan di rekap pada Tabel 5.17.

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya vertical layan 1 (P)} &= 10101,887 \text{ kN} \\
 \text{Momen y pada layan 1 (My)} &= 66,854 \text{ kNm} \\
 \text{Lebar abutment arah y (By)} &= 4,5 \text{ m} \\
 \text{Titik Tengah Pondasi} &= \frac{By}{2} \\
 &= \frac{4,5}{2} \\
 &= 2,25 \text{ m} \\
 \text{Momen guling arah y (Mpy)} &= p \times \frac{By}{2} \\
 &= 10101,887 \times 2,25 \\
 &= 22729,246 \text{ kNm} \\
 \text{Batas safety factor (SF)} &= 1,5 \\
 \text{Safety Factor (SF)} &= \frac{Mpy}{My} > SF \\
 &= \frac{22729,246}{66,854} \\
 &= 339,982 > 1,5 \text{ (aman terhadap} \\
 &\quad \text{guling)}
 \end{aligned}$$

Hasil perhitungan *SF* selanjutnya dapat dilihat pada Rekapitulasi Tabel 5.18 Berikut ini

Tabel 5. 19 Rekapitulasi Stabilitas Abutment Terhadap Guling pada Arah Y

No	Kombo	P(kn)	My(Knm)	Mpy	SF	keterangan
1	Layan 1	10101,887	66,85428557	22729,246	339,982	Aman
2	Layan 2	10438,149	0	23485,835	-	
3	Layan 3	9777,599	0	21999,597	-	
4	Layan 4	8720,719	155,993333	19621,617	125,785	Aman
5	Extrim 1	9117,049	6052,760194	20513,360	3,389	Aman

5.3.2 Stabilitas Terhadap Geser

Stabilitas geser berkaitan dengan gaya – gaya transversal yang nantinya dapat menggeser struktur, gaya tersebut dapat ditahan oleh gaya gesek yang terjadi di antara bagian dasar dinding

struktur dengan yang ada dibawahnya.

Berikut ini adalah analisis perhitungan stabilitas *abutment* terhadap gaya geser, *abutment* dikatakan aman terhadap geser bila nilai *safety factor* (SF) lebih besar dari 2,2.

1. Stabilitas terhadap geser pada arah x

Perhitungan stabilitas terhadap geser arah x dilakukan pada setiap kombinasi, berikut ini adalah perhitungan stabilitas terhadap guling arah x pada layan 1, untuk kombinasi selanjutnya akan di rekap pada Tabel 5.18.

$$\begin{aligned} \text{Sudut gesek dalam } (\phi) &= 35^\circ \\ \text{Kohesi tanah } (c) &= 0 \text{ kPa} \\ \text{Ukuran dasar abutment} & \\ \text{Lebar arah sb x } (b_x) &= 10 \text{ m} \\ \text{Lebar arah sb y } (b_y) &= 4,5 \text{ m} \\ \text{Gaya vertical pada layan 1 } (P) &= 10127,606 \text{ kN} \\ \text{Gaya horizontal pada layan 1 } H_x &= 2498,180 \text{ kN} \\ \text{Penahan gaya geser } (H_{px}) &= (C \times B_x \times B_y + P \times \tan \phi) \\ &= (0 \times 10 \times 4,5 + 10101,887 \tan 35) \\ &= 7077,640 \text{ kN} \\ \text{Batas safety factor } (SF) &= 1,5 \\ \text{Safety factor } SF &= H_{px} / H_x \\ &= 7073,418 / 1799,514 \\ &= 3,931 > 1,5 \text{ (Aman terhadap geser)} \end{aligned}$$

Tabel 5. 20 Rekapitulasi Stabilitas Abutment Terhadap Geser pada Arah X

No	Kombo	P(kn)	Hx(kn)	Hpx	SF	Keterangan
1	Layan 1	10101,887	1799,514	7073,418	3,931	Aman
2	Layan 2	10438,149	1837,014	7308,870	3,979	Aman
3	Layan 3	9777,599	1774,514	6846,348	3,858	Aman
4	Layan 4	8720,719	1674,514	6106,313	3,647	Aman
5	Extrim 1	9117,049	5227,668	6383,826	1,221	Tidak Aman

2. Stabilitas terhadap geser pada arah y

Perhitungan stabilitas terhadap geser arah x dilakukan pada setiap kombinasi, berikut ini adalah perhitungan stabilitas terhadap guling arah x pada layan 1, untuk kombinasi selanjutnya akan di rekap pada Tabel 5.19.

$$\text{Sudut gesek dalam } (\phi) = 35^\circ$$

Kohesi tanah (c)	= 0 kPa
Ukuran dasar abutment	
Lebar arah sb x (bx)	= 10 m
Lebar arah sb y (by)	= 4,5 m
Gaya vertical pada layan 1 (P)	= 10101,887 kN
Gaya Horizontal arah y layan 1 (Hy)	= 11,236 kN
Penahan gaya geser (Hpy)	= (C x Bx x By+Ptan0)
	= (0 x 4,5 x 10 x 10101,887 tan 35)
	= 7073,418kN
Batas <i>safety factor</i> (SF)	= 1,5
SF	= Hpy / Hy
	= 7073,418 / 11,236
	= 629,907 > 1,5 (Aman terhadap geser)

Tabel 5. 21 Rekapitulasi Stabilitas Abutment Terhadap Geser pada Arah y

No	Kombo	P(kn)	Hy(kn)	Hpy	SF	Keterangan
1	Layan 1	10101,887	11,236	7073,418	629,531	Aman
2	Layan 2	10438,149		7308,870		
3	Layan 3	9777,599		6846,348		
4	Layan 4	8720,719	26,217	6106,313	232,911	Aman
5	Extrim 1	9117,049	2087,159	6383,826	3,059	Aman

5.4 Data Lapangan dan Laboratorium Properties Tanah

Berikut ini adalah data lapangan serta data laboratorium yang digunakan dalam penelitian ini.

5.4.1 Data Lapangan

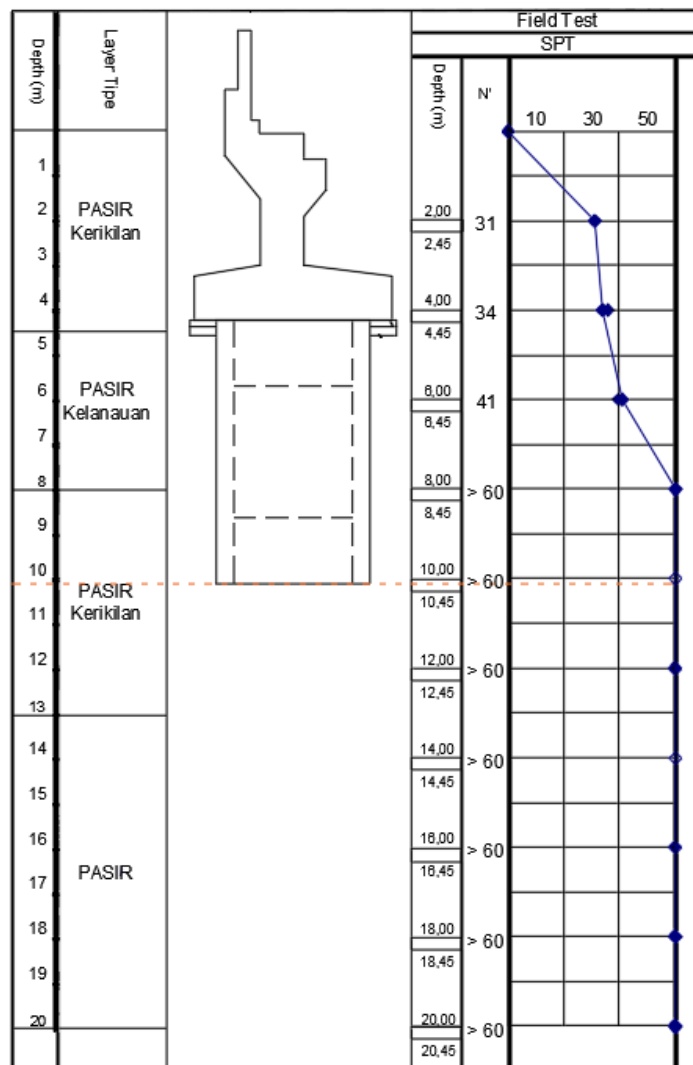
Berikut ini adalah data lapangan tanah pada Proyek Pembangunan Jalan dan Jembatan Gajah yang didapat dengan pengujian *Standard Penetration Test (SPT)* yang dapat dilihat pada Tabel 5.22 di bawah ini.

Tabel 5. 22 Data Hasil Pengujian Standard Penetration Test (SPT)

Kedalaman	Ketebalan Lapisan (Li)	Tanah	Deskripsi	N
-----------	------------------------	-------	-----------	---

(m)	(m)			
1	4	Pasir Kerikilan	Campur batu boulderan, setengah padat sampai padat, warna abu ke coklatan	31
2				34
3				
4				
5	4	Pasir Kelanauan	Sedikit batu boulderan, setengah padat, warna abu-abu kecoklatan	41
6				>60
7				
8				
9	2	Pasir Kerikilan	Campur batu boulderan, setengah padat sampai padat, warna abu ke coklatan	>60
10				

Berikut ini adalah skema kedalaman dimensi dari pondasi sumuran yang dapat dilihat pada Gambar 5.15 berikut ini.



Gambar 5. 15 Skema Kedalaman Pondasi

5.4.2 Data Teknis

1. Dimensi sumuran

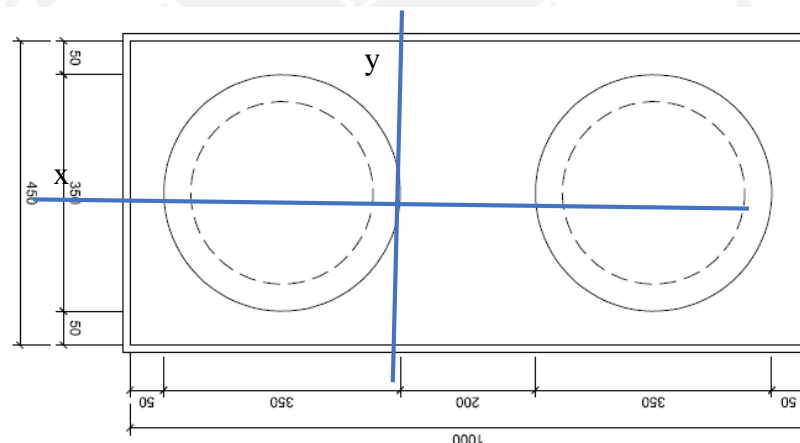
Diameter sumuran (D)	= 3,5 m
Jari-jari sumuran (R)	= 1,75 m
Kedalaman Pondasi (Df)	= 5 m
Luas penampang sumuran (Ab)	= $\frac{1}{4} \times \pi \times D^2$
	= $\frac{1}{4} \times \pi \times 3,5^2$
	= 9,621 m ²

Data susunan sumuran

Jumlah sumuran arah X (nx) = 1 buah

Jumlah sumuran arah Y (ny) = 2 buah

Gambar susunan sumuran pada abutment Jembatan Galeh dapat dilihat pada Gambar 5.16 berikut ini.



Gambar 5. 16 Tampak Atas Dan Penempatan Pondasi Sumuran

5.5 Analisis Daya Dukung Pondasi Sumuran

Daya dukung dan penurunan harus dihitung untuk mendapatkan nilai Daya dukung total. Penempatan pondasi sumuran yang direncanakan juga harus menyesuaikan dengan dimensi balok cap. Berdasarkan letaknya Daya dukung pondasi terbagi menjadi dua bagian yaitu bagian tahanan gesek selimut atau *friction* (Q_s) dan tahanan ujung atau *end bearing* (Q_b).

5.5.1 Analisis Daya Dukung Pondasi Sumuran

Berikut ini adalah perhitungan daya dukung aksial pada pondasi sumuran

1. Kekuatan bahan

Perhitungan daya dukung dengan kekuatan bahan didapatkan hasil tegangan ijin seperti berikut ini,

$$\sigma_{ijin} = 0,33 \times f'c \times 1000$$

dengan :

$$f'c = 25 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned} \text{Tegangan ijin}(\sigma_{ijin}) &= 0,33 \times f'c \times 1000 \\ &= 0,33 \times 25 \times 1000 \\ &= 8250 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

2. Metode Terzhagi dan Thomlinson

Perhitungan daya dukung tanah ujung berdasarkan kekuatan tanah menggunakan teori dari Terzhagi dan Thomlinson

$$\text{Kedalaman pondasi (Df)} = 6,25 \text{ m}$$

$$\text{Jari-jari penampang (R)} = 1,75 \text{ m}$$

$$\text{Berat Volume Tanah } (\gamma_s) = 18,9 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Sudut Gesek Dalam } (\phi) = 40^\circ$$

$$\text{Koheesi Tanah (c)} = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Safety Factor (SF)} = 3$$

Dari parameter kekuatan tanah yang berupa tanah pasir kerikilan, diperoleh nilai $N_c, N_q,$ dan N_γ hasil dari korelasi nilai ϕ berdasarkan table 5.23 berikut ini.

Tabel 5. 23 Koefisien Daya Dukung Terzaghi

ϕ	N_c	N_q	N_γ
0°	5,71	1,00	0
5°	7,32	1,64	0
10°	9,64	2,70	1,2
15°	12,8	4,44	2,4
20°	17,7	7,43	4,6
25°	25,1	12,7	9,2
30°	37,2	22,5	20,0
35°	57,8	41,4	44,0
40°	95,6	81,2	114,0
45°	172	173	320

(sumber : Hardiyanto, 2003)

Dari data yang sudah ada dengan nilai sudut gesek dalam sebesar 40° maka didapatkan nilai N_c, N_q, N_γ sebagai berikut ini.

$$N_c = 95,6$$

$$N_q = 81,2$$

$$N_\gamma = 114,0$$

a. Daya dukung tanah ultimate

$$\begin{aligned} q_{ult} &= (1,3 \times C \times N_c) + (\gamma_s \times D_f \times N_q) + (0,3 \times \gamma_s \times R \times N_\gamma) \\ &= (1,3 \times 0 \times 95,6) + (18,9 \times 6,25 \times 81,2) + (0,3 \times 18,9 \times 1,75 \times 114,0) \\ &= 8804,565 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

b. Tegangan ijin (σ_{ijin}) = q_{ult} / SF

$$\begin{aligned} &= 8804,565 / 3 \\ &= 2934,855 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

c. Daya dukung izin aksial

$$\begin{aligned} Q_u &= q_{ult} \times A_p \\ &= 8804,565 \times 9,621 \\ &= 84708,719 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_a &= Q_u / SF \\ &= 84708,719 / 3 \\ &= 28236,23 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan daya dukung tanah pada pondasi sumuran dan dihitung tegangan ijin, maka didapat tegangan ijin dengan nilai $2934,855 \text{ kN/m}^2$ untuk pondasi sumuran pada Jembatan Galeh.

3. Metode Janbu

Perhitungan daya dukung izin pondasi terhadap kekuatan tanah non-kohesif berdasarkan data N-Spt dengan rumus Janbu's

$$\text{Diameter (D)} = 3,5 \text{ meter}$$

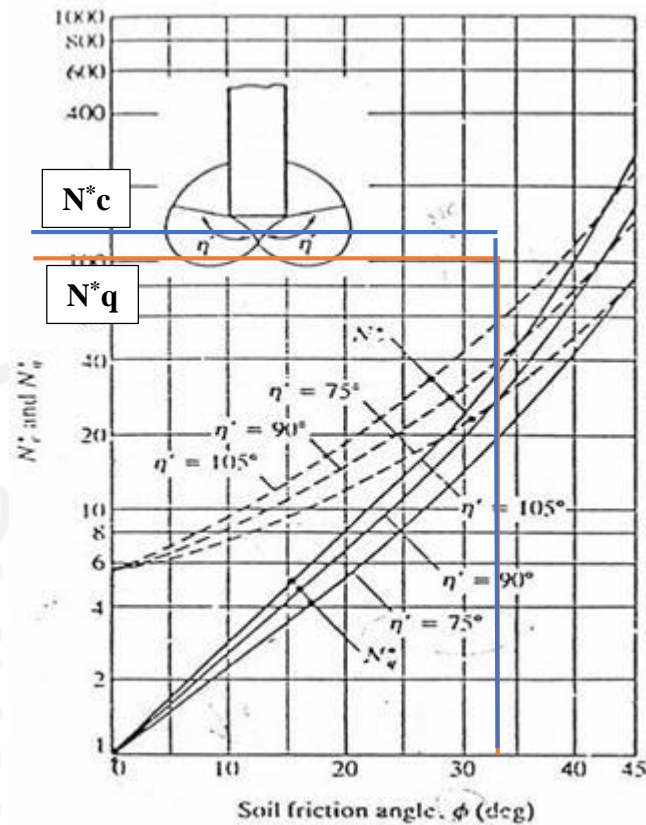
$$\text{Kedalaman (Df)} = 6,25 \text{ meter}$$

$$\text{Jumlah pukulan (N)} = 60$$

$$\text{Berat Volume Tanah } (\gamma_s) = 18,9 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Sudut Gesek Dalam } (\phi) = 40^\circ$$

$$\text{Kohesi (c)} = 0$$



Gambar 5. 17 Faktor Daya Dukung Metode Janbu

$$n' = 105^\circ \text{ (untuk pasir padat)}$$

$$N^*c = 130$$

$$N^*q = 100$$

a. Daya dukung ultimate (Q_u)

$$\text{Tekanan vertical (} q' \text{)} = \gamma_s \times D_f$$

$$= 18,9 \times 6,25$$

$$= 118,125 \text{ kN/m}^2$$

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

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times 3,5^2$$

$$= 9,621 \text{ m}^2$$

$$Q_u = (c \times N^*c + q' \times N^*q) \times A_p$$

$$= (0 \times 130 + 118,125 \times 100) \times 9,621$$

$$= 113648,06 \text{ kN}$$

b. Daya dukung ijin (Q_a)

$$Q_a = Q_u / SF$$

$$= 113648,06 / 3$$

$$= 37882,69 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{c. Tegangan ijin } (\sigma_{ijin}) &= Q_a / A_p \\ &= 37882,69 / 9,621 \\ &= 3937,5 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

5.5.2 Rekapitulasi Hasil Kontrol Daya Dukung Pondasi

Berikut ini adalah yang rekapitulasi kontrol daya dukung dan tegangan pada pondasi yang telah dianalisis sebelumnya, dapat dilihat pada Tabel 5.25 di bawah ini.

Tabel 5. 24 Rekapitulasi Hasil Kontrol Daya Dukung Pondasi

No	Daya Dukung ijin Tanah (Q_u)	
	Metode	Hasil (kN)
1	Terzhagi dan Thomlinson	28236,23
2	Janbu	37882,69
Qa Pakai		28236,23

Berdasarkan rekapitulasi hasil daya dukung tersebut, maka digunakan hasil analisis yang terkecil yaitu metode Terzhagi dan Thomlinson dengan nilai 84708,72 kN. Dengan nilai SF 3, maka daya dukung ijin tanah yang dipakai adalah 28236,23 kN.

Tabel 5. 25 Rekapitulasi Hasil Tegangan ijin Pondasi

No	Tegangan Ijin	
	Metode	Hasil (kN/m ²)
1	Kekuatan Bahan	8250
2	Janbu	3937,521
3	Terzhagi dan Thomlinson	2934,855
σijin pakai		2934,855 kN/m ²

Berdasarkan hasil perhitungan daya dukung tunggal pondasi sumuran digunakan tegangan ijin dengan metode Terzhagi dan Thomlinson dengan nilai 2934,855 kN/m².

5.5.3 Kapasitas Dukung Pondasi Kelompok

Perhitungan kapasitas dukung pondasi kelompok tidak jauh berbeda dengan analisis pondasi tunggal, hal yang membedakan hanya pengalihan dengan factor Efisiensi Kelompok (E_g) dan jumlah pondasi yang digunakan (n). Efisiensi Efisiensi Kelompok (E_g) adalah faktor pengali adapun data yang diketahui

sebagai berikut serta skema kapasitas dukung pondasi kelompok dapat dilihat pada Gambar 5.22 berikut ini.

$$\begin{aligned}
 Q_a &= 28236,23 \text{ kN} \\
 \text{Beban Total (p)} &= 10101,887 \text{ kN} ; \\
 \text{Jumlah tiang (n)} &= 2 \\
 m &= 1 \\
 n &= 2 \\
 B &= 3,5 \text{ m} \\
 s &= 5,5 \text{ m} \\
 \theta &= \text{arc tg} \left(\frac{3,5}{5,5} \right) \\
 &= 32,471^\circ \\
 E_g &= 1 - 32,471 \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 m n} \\
 &= 1 - 0 \frac{(2-1)1 + (1-1)2}{90 \cdot 1 \cdot 2} \\
 &= 0,82 \\
 Q_g &= n \cdot E_g \cdot Q_a \\
 &= 1 \times 2 \times 28236,23 \times 0,82 \\
 &= 46307,417 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan dari kapasitas dukung pondasi kelompok (Q_g) tersebut maka diambil yang paling kecil sebagai dasar untuk analisis pondasi, yaitu sebesar 46307,417 kN

5.5.4 Kontrol Tegangan Ijin Pondasi Sumuran

Kombinasi pembebanan juga diperlukan untuk mengetahui tegangan yang diterima pondasi untuk mengetahui aman atau tidaknya suatu pondasi. Kontrol tegangan ijin pondasi ini menggunakan tegangan ijin yang didapatkan menggunakan perhitungan daya dukung tanah.

Tegangan aksial yang ditinjau akan dilihat dari 2 arah, yaitu arah x dan y, berikut adalah estimasi tegangan berlebih yang digunakan.

1. Kontrol tegangan yang diterima oleh sumuran kombinasi beban arah X

Berikut ini adalah perhitungan tegangan pada kombinasi I

$$\begin{aligned}
 \text{Tegangan Ijin } (\sigma_{ijin}) &= 2934,855 \text{ kN/m}^2 \\
 Y &= 1,75 \text{ m} \\
 I_x^0 &= (1/64 \times \pi \times D^4) \\
 &= (1/64 \times \pi \times 3,5^4) \\
 &= 7,369 \text{ m}^4 \\
 \text{Luas penampang sumuran } (A_p) &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 3,5^2 \\
 &= 9,621 \text{ m}^2 \\
 \text{Momen Inersia penampang } (I_x) &= 2 \times I_x^0 \\
 &= 14,738 \text{ m}^4 \\
 \text{Beban total } (P) &= 10101,887 \text{ kN} \\
 M_x &= 1303,587 \text{ kNm} \\
 \text{Tegangan maksimum} \\
 \sigma_X \text{ max} &= \frac{P}{2A} + \frac{M_x \times Y}{I_x} \\
 &= \frac{10101,887}{2 \times 9,621} + \frac{1303,587 \times 1,75}{14,738} \\
 &= 679,777 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Tegangan minimum} \\
 \sigma_X \text{ min} &= \frac{P}{2A} - \frac{M_x \times Y}{I_x} \\
 &= \frac{10101,887}{2 \times 9,621} - \frac{1303,587 \times 1,75}{14,738} \\
 &= 370,206 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Perhitungan kontrol tegangan untuk kombinasi lainnya dapat dilihat Pada table berikut ini.

Tabel 5. 26 Rekapitulasi Tegangan Sumuran Arah X

No	Aksi/Beban	Vertikal P (kN)	M x (kNm)	Tegangan max (kN/m ²)	Tegangan min (kN/m ²)
1	Daya Layan I	10101,887	1303,587	679,777	370,206

2	Daya Layan II	10438,149	1416,122	710,615	374,319
3	Daya Layan III	9777,599	1228,564	654,016	362,261
4	Daya Layan IV	8720,719	928,472	563,458	342,967
5	Ekstrim I	9117,049	11127,013	1795,014	-847,394

Tabel 5. 27 Kontrol Tegangan Ijin Aksial Arah X

No	Kombinasi	Teg. Max (kN/m ²)	Kontrol Thd tegangan Ijin	Teg Ijin (kN/m ²)	Keterangan
1	Daya Layan I	679,777	< TEG IJIN	2934,855	AMAN
2	Daya Layan II	710,615	< TEG IJIN	2934,855	AMAN
3	Daya Layan III	654,016	< TEG IJIN	2934,855	AMAN
4	Daya Layan IV	563,458	< TEG IJIN	2934,855	AMAN
5	Ekstrim I	1795,014	< TEG IJIN	2934,855	AMAN

2. Kontrol tegangan yang diterima sumuran kombinasi beban arah Y

Berikut ini adalah perhitungan tegangan yang diterima oleh sumuran pada kombinasi I

$$\begin{aligned}
 \text{Tegangan Ijin } (\sigma_{ijin}) &= 2934,855 \text{ kN/m}^2 \\
 X &= 4,5 \text{ m} \\
 I_y^0 &= 1/64 \times \pi \times D^4 \\
 &= 1/64 \times \pi \times 3,5^4 \\
 &= 7,369 \text{ m}^4 \\
 \text{Luas penampang sumuran } (A_p) &= 1/4 \times \pi \times D^2 \\
 &= 1/4 \times \pi \times 3,5^2 \\
 &= 9,621 \text{ m}^2 \\
 x'^2 &= (4,5-1,75)^2 \\
 &= 2,75^2 \\
 &= 7,5625 \text{ m}^2 \\
 \text{Momen Inersia penampang } (I_y) &= 2 \times (I_y^0 + (A_p \times x'^2)) \\
 &= 2 \times (14,738 + (9,621 \times 7,5625))
 \end{aligned}$$

$$= 160,184 \text{ m}^4$$

Beban total (P) = 10101,887 kN

M_y = 66,854 kNm

Tegangan maksimum

$$\begin{aligned}\sigma_Y \text{ max} &= \frac{P}{2A} + \frac{M_y \times X}{I_y} \\ &= \frac{10101,887}{2 \times 9,621} + \frac{66,854 \times 4,5}{160,184} \\ &= 526,870 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

Tegangan minimum

$$\begin{aligned}\sigma_Y \text{ min} &= \frac{P}{A} - \frac{M_y \times X}{I_y} \\ &= \frac{10101,887}{2 \times 9,621} - \frac{66,854 \times 4,5}{160,184} \\ &= 523,113 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

Perhitungan kontrol tegangan untuk kombinasi lainnya dapat dilihat pada table berikut ini.

Tabel 5. 28 Rekapitulasi Tegangan Sumuran Arah Y

No	Aksi/Beban	Vertikal P (kN)	M _y (kNm)	Tegangan max (kN/m ²)	Tegangan min (kN/m ²)
1	Daya Layan I	10101,887	66,854	526,870	523,113
2	Daya Layan II	10438,149	0,000	542,467	542,467
3	Daya Layan III	9777,599	0,000	508,138	508,138
4	Daya Layan IV	8720,719	155,993	457,595	453,213
5	Ekstrim I	9117,049	6052,760	643,848	473,810

Tabel 5. 29 Kontrol Tegangan Ijin Aksial Arah Y

No	Kombinasi	Teg. Max (kN/m ²)	Kontrol Thd Daya Dukung Ijin	Teg Ijin (kN/m ²)	Keterangan
1	Daya Layan I	526,870	< TEG IJIN	2934,855	AMAN
2	Daya Layan II	542,467	< TEG IJIN	2934,855	AMAN
3	Daya Layan III	508,138	< TEG IJIN	2934,855	AMAN
4	Daya Layan IV	457,595	< TEG IJIN	2934,855	AMAN

5	Ekstrim I	643,848	< TEG IJIN	2934,855	AMAN
---	-----------	---------	------------	----------	------

5.5.5 Daya Dukung Lateral (Akibat Gempa)

Berikut ini adalah perhitungan Daya dukung lateral (akibat gempa), perhitungan yang digunakan berdasarkan Teori Nair (1969), adapun data dan analisis yang dilakukan sebagai berikut.

Diketahui :

$$\begin{aligned} Q_a &= 28236,23 \text{ kN} \\ \text{Beban Lateral} &= 10\% \times Q_a \\ &= 10\% \times 28236,23 \\ &= 2823,623 \text{ kN} \end{aligned}$$

Jadi, Daya dukung lateral yang dapat diampu adalah sebesar 2823,623 kN

5.5.6 Penurunan

Analisis penurunan pondasi dilakukan untuk mengantisipasi penurunan pondasi yang berlebihan sehingga dapat mencegah terjadinya kegagalan struktur bangunan yang diakibatkan beban yang berlebih.. Berikut adalah data yang diperlukan untuk menganalisis penurunan pondasi.

Untuk $B > 1,2$ meter

$$S_i = \frac{6q}{N} \times \left(\frac{B}{B+1}\right)^2$$

Penurunan pondasi ditinjau pada ujung kaisan dengan data perencanaan ;

$$\text{Diameter pondasi (D)} = 3,5 \text{ m (11,483 ft)}$$

$$N = 60$$

$$\text{Beban maksimal (P)} = 10438,149 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas total pondasi (At)} &= 0,25 \times \pi \times 3,5^2 \times 2 \\ &= 19,25 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Intensitas beban yang

$$\text{diterapkan dalam kip/ft}^2 (q) = (P / At) / 47,88$$

$$= (10438,149/19,25)/47,88$$

$$= 11,33 \text{ kip/ft}^2$$

maka ;

$$S_i = \frac{6q}{N} \times \left(\frac{B}{B+1}\right)^2$$

$$= \frac{6 \times 11,33}{60} \times \left(\frac{11,483}{11,483 + 1}\right)^2$$

$$= 0,959 \text{ in}$$

$$= 2,436 \text{ cm}$$

Penelitian ini menggunakan Untuk perhitungan penurunan berdasarkan nilai SPT digunakan persamaan Meyerhof (1965), dimana Meyerhof memberikan persamaan perhitungan penurunan untuk tanah pasir dan diperoleh hasil sebesar 0,959 in, atau sebesar 2,436 cm.

5.5.7 Perhitungan Daya Dukung Program Allpile v7

Sebagai pembandingan, penulis menggunakan program Allpile V7 untuk mendukung perhitungan manual yang telah dibuat sebelumnya dengan data perencanaan dan Langkah perhitungan sebagai berikut.

1. Data Perencanaan

- a. Pile type : SHAFT
- b. Pile profile : - Pile Length (L) = 5 meter
: - Top Height (H) = -5,25 meter
- c. Pile properties : Zp = 0 m ; width = 350 cm
: Zp = 5 m ; width = 350 cm
- d. Load : Vertical = 10444,18 kN
- e. Soil properties : Zp = 0 m ; sand/gravel ; N_{spt} = 0
: Zp = 2 m ; sand/gravel ; N_{spt} = 31
: Zp = 4 m ; sand/gravel ; N_{spt} = 34
: Zp = 6 m ; sand/gravel ; N_{spt} = 41

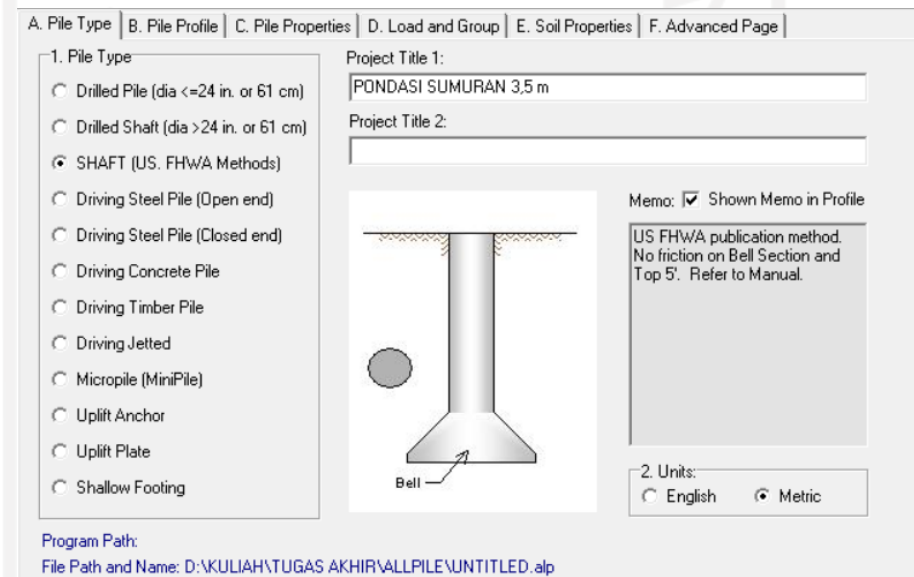
: $Z_p = 8 \text{ m}$; sand/gravel ; $N_{spt} = >60$

: $Z_p = 10 \text{ m}$; sand/gravel ; $N_{spt} = >60$

2. Langkah-langkah input data analisa kedalam Allpile v7

a. Pemilihan Tipe Pondasi

Menentukan tipe pile yang akan dianalisis pada program Allpile, dalam penelitian ini dipilih pondasi sumuran pada tipe SHAFT yang dibutuhkan untuk menganalisa daya dukung dan penurunan pada pondasi sumuran. Dapat dilihat seperti gambar 5.18 berikut ini,



Gambar 5. 18 Pemilihan Tipe Pondasi

b. Input data profil pondasi sumuran

Pada tahap ini data yang diinput adalah kedalaman pondasi sumuran sesuai dengan desain bahwa Panjang pondasi sumuran sebesar 5 m dan plat abutment ditanam sedalam 1,25 m. Langkah pengisian dapat dilihat seperti gambar 5.19 berikut ini,

A. Pile Type | B. Pile Profile | C. Pile Properties | D. Load and Group | E. Soil Properties | F. Advanced Page

1. Pile Length (L) -m Input data in box if it is beyond limits of sliding bar. After entering the data, press the Enter key.

2. Top Height (H) -m

3. Surface Angle (As) degree

4. Batter Angle (Ab) degree

Zs - Soil Depth, from ground surface Zp - Pile Depth, from pile top

Gambar 5. 19 Input Data Pondasi Sumuran

c. Input data properti pondasi sumuran

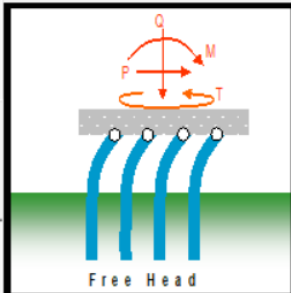
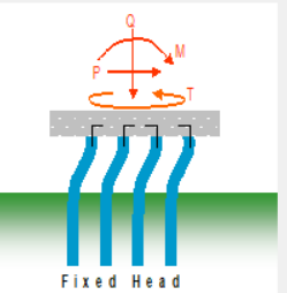
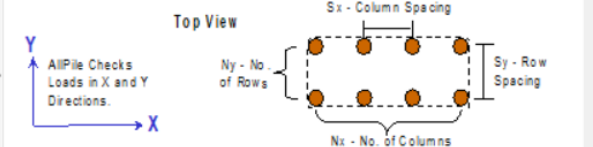
Pada tahap ini, data yang diinput yaitu dimensi pondasi lebih kepada diameter pondasi sumuran. Diawali dengan dimensi paling atas, dan diteruskan hingga dimensi paling bawah dengan mengisi kolom zp (kedalaman) yang seperti desain awal bahwa diameter pondasi sumuran sebesar 3,5 m. Hasil penginputan dapat dilihat seperti gambar 5.20 berikut ini,

A. Pile Type		B. Pile Profile		C. Pile Properties		D. Load and Group		E. Soil Properties		F. Advanced Page	
1. Pile Property Table (Zp - Pile Depth, from pile top to beginning of each section) Total Pile Length=5-m											
Zp-m	Pile Data Input	Width-cm	A'-cm ²	Per.-cm	I'-cm ⁴	E -MP	W -kN/m	At-cm ²			
0	● Concrete (smooth)	350	96211.3	1099.6	736617600	20683	226.866	96211.3			
5	● Concrete (smooth)	350	96211.3	1099.6	736617600	20683	226.866	96211.3			
	Click to Open										
	Click to Open										
	Click to Open										
	Click to Open										
	Click to Open										
	Click to Open										
	Click to Open										
	Click to Open										
	Click to Open										
2. Add Tip Section		Only if bearing area is different from that of the last section, add a new section then modify the area equal to the bearing area.									

Gambar 5. 20 Input Data Pondasi Sumuran

d. Input beban dan jumlah grup pada pondasi sumuran

Pada tab Load and Group tempat untuk menginput beban yang bekerja serta jumlah tiang dan model ikatan dengan pelat penutup tiang. Pada bagian tersebut diisi beban vertical yang ditahan oleh pondasi sumuran dan juga jumlah tiang pada pondasi sumuran tersebut. Hasil penginputan dapat dilihat seperti gambar 5.21 berikut ini,

A. Pile Type		B. Pile Profile		C. Pile Properties		D. Load and Group		E. Soil Properties		F. Advanced Page	
Vertical(Q) kN	Shear (P) kN	Moment(M)kN-m	Torsion(T) kN								
10444.179	0	0	0.000							<input checked="" type="radio"/> Static <input type="radio"/> Cyclic	
<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div style="width: 45%;"> <p>a. Single Pile</p>  <p>b. Group Piles</p>  <p>c. Tower Foundation</p>  </div> <div style="width: 50%;"> <p>% Load Supported by Pile Cap (in %)</p> <input type="text" value="0"/> <p>Nx - No. of Columns</p> <input type="text" value="2"/> <p>Col. Spacing (Sx) -cm</p> <input type="text" value="550"/> <p>Ny - No. of Rows</p> <input type="text" value="1"/> <p>Row Spacing (Sy) -cm</p> <input type="text" value="0"/> </div> </div>											

Gambar 5. 21 Input beban dan jumlah grup pondasi sumuran

e. Input data tanah

Soil properties atau data tanah, data tanah yang diinput adalah data tanah hasil pengujian SPT, dan dikorelasi dengan nilai korelasi bawaan dengan cara mencentang links pada pilihan disamping, seperti gambar 5.22 berikut ini.

Zs-m	Soil Data Input	G-kN/m3	Phi	C-kN/m2	k-MN/m3	e50 or Dr	Nspt	Type
0.000	Sand/Gravel[W]	9.5	38.1	0.0	26.4	66.40	0	4
2	Sand/Gravel[W]	9.6	38.2	0.0	26.8	66.98	31	4
4	Sand/Gravel[W]	9.6	38.4	0.0	28.4	69.20	34	4
6	Sand/Gravel[W]	9.9	39.0	0.0	33.9	76.10	41	4
8	Sand/Gravel[W]	11.7	42.1	0.0	53.5	95.94	60	4
10	Sand/Gravel[W]	11.7	42.1	0.0	53.5	95.94	60	4
12	Sand/Gravel[W]	11.7	42.1	0.0	53.5	95.94	60	4
	Click to Open							
	Click to Open							
	Click to Open							

Gambar 5. 22 input data tanah

3. Output hasil dari perhitungan analisis Allpile v7

Output dari Allpile yang digunakan adalah total ultimate capacity, total allowable capacity, dan settlement. Dengan mengambil safety factor = 3, hasil dari perhitungan program dapat dilihat di gambar berikut ini.

a. Output dimensi pondasi sumuran

Setelah melakukan input data pada tahap sebelumnya, maka didapatkan hasil rekap data dimensi pondasi sumuran pada *software Allpile v7* seperti gambar 5.23 berikut ini.

```

Title 1: PONDASI SUMURAN 3,5 m
Title 2:

TOTAL LOADS:
  Vertical Load, Q: 10444.2 -kN
  Load Factor for Vertical Loads: 1.0
  Loads Supported by Pile Cap: 0 %

PILE PROFILE:
  Pile Length, L= 5.0 -m
  Top Height, H= -5.25 -m
  Slope Angle, As= 0
  Batter Angle, Ab= 0.00    Batter Factor, Kbat= 1.00

GROUP PILES:
Group Configuration:
  Free Head
  Average Pile Diameter= 3.50 -m
  Sx= 550 -cm
  Sy= 3 -cm
  Nx= 2
  Ny= 1

```

Gambar 5. 23 Data Pondasi sumuran hasil output

b. Hasil analisis daya dukung dan penurunan pondasi tunggal

Setelah dilakukan analisis pada *software* Allpile v7 didapatkan hasil untuk daya dukung dan penurunan pondasi tunggal dengan menggunakan *safety factor* (SF) sebesar 3,0 maka didapatkan daya dukung ijin sebesar 11348,49 kN. Hasil daya dukung satu tiang pada Analisa tersebut lebih besar dari beban vertical yang diterima oleh pondasi satu tiang yaitu 5222,09 kN. Oleh karena itu pondasi tunggal tersebut dinyatakan “Aman” dengan penurunan sebesar 1,883 cm. Dan hasil perhitungan dapat dilihat pada gambar 5.24 berikut ini.

```

1. Single Pile Vertical Analysis (in Group):
  Vertical Load= 5222.09 -kN
  Results:
    Total Ultimate Capacity (Down)= 34045.46-kN, Total Ultimate Capacity (Up)= 3179.54-kN
    Total Allowable Capacity (Down)= 11348.49-kN, Total Allowable Capacity (Up)= 1059.85-kN
    At Work Load= 5222.09-kN, Settlement= 1.883-cm
    At Work Load= 5222.09-kN, Secant Stiffness Kqx= 2773.72-kN/-cm
    At Allowable Settlement= 3.200-cm, Capacity= 8324.98-kN
    Work Load, 5222.09-kN, OK with the Capacity at Allowable Settlement= 3.20-cm, Capacity= 8324.98-kN
    Work Load, 5222.09-kN, OK with the Allowable Capacity (Down)= 11348.49-kN

```

Gambar 5. 24 Summary report Allpile v7 untuk pondasi tunggal

c. Hasil analisis daya dukung dan penurunan pondasi kelompok

Setelah didapatkan hasil daya dukung pondasi tunggal, maka dihitung daya dukung pondasi kelompok dengan hasil dari pondasi tunggal dikalikan jumlah sumuran yang direncanakan. Maka didapatkan nilai daya dukung ijin pondasi sumuran total sebesar 22754,15 kN setelah di bagi dengan *safety Factor (SF)* sebesar 3,0. Dengan hasil tersebut, daya dukung pondasi sumuran dapat dinyatakan aman terhadap beban vertical yang bekerja dan didapatkan penurunan sebesar 1.883 cm. Perhitungan dapat dilihat pada gambar 5.25 berikut ini,

```

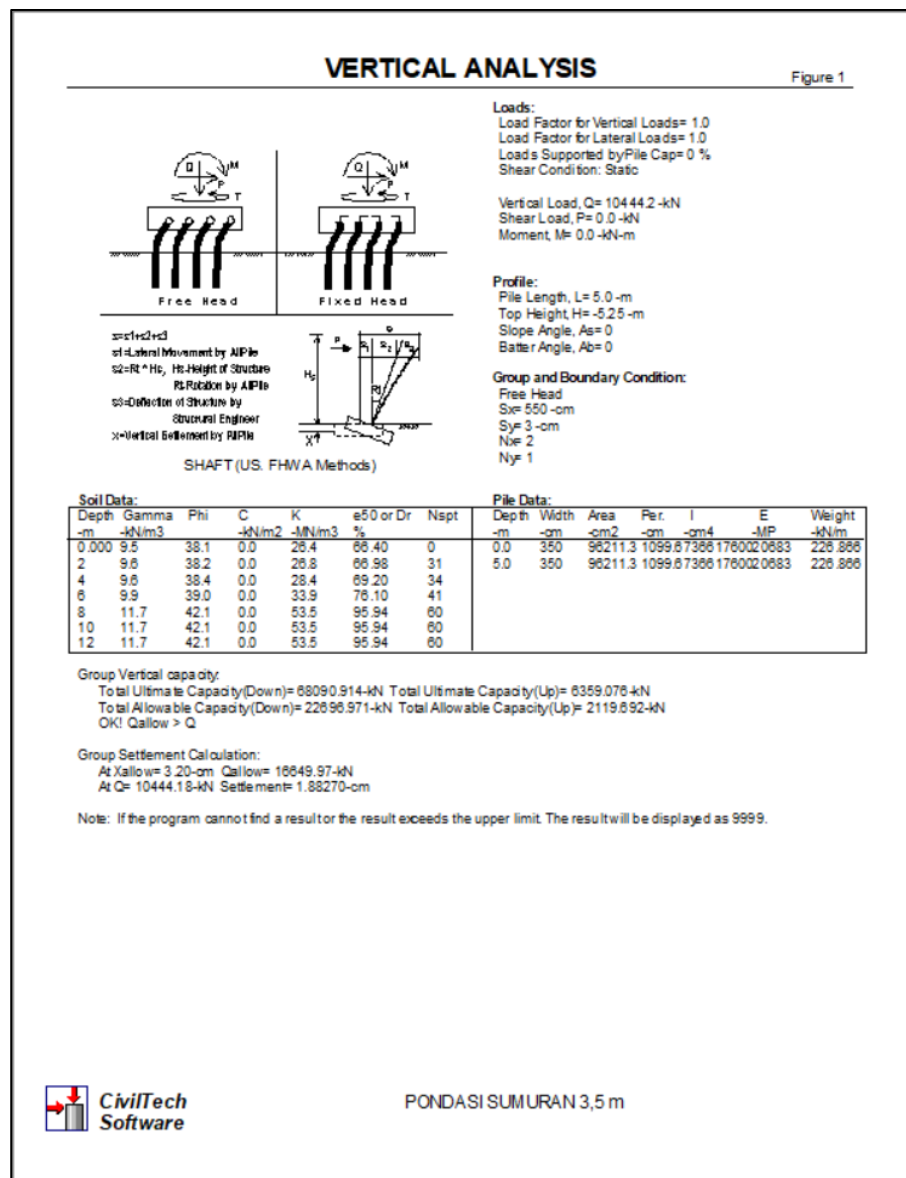
Group Pile Vertical Analysis (in Group):
  Vertical Load= 10438.15 -kN
  Results:
    Total Ultimate Capacity (Down)= 68262.45-kN, Total Ultimate Capacity (Up)= 6777.41-kN
    Total Allowable Capacity (Down)= 22754.15-kN, Total Allowable Capacity (Up)= 2259.14-kN
    At Work Load= 10438.15-kN, Settlement= 1.72585-cm
    At Work Load= 10438.15-kN Secant Stiffness Kqx= 6048.13-kN/-cm
    At Allowable Settlement= 3.200-cm, Capacity= 17868.62-kN
    Work Load, 10438.15-kN, OK with the Capacity at Allowable Settlement= 3.20-cm, Capacity= 17868.62-kN
    Work Load, 10438.15-kN, OK with the Allowable Capacity (Down)= 22754.15-kN

```

Gambar 5. 25 Summary report Allpile v7 untuk pondasi grup

d. Hasil rekapan analisis daya dukung pondasi sumuran menggunakan Allpile v7

Dari hasil yang telah diperoleh pada analisis daya dukung pondasi menggunakan *software Allpile v7* maka pada software tersebut telah otomatis membuat sebuah data rekapan dari hasil perhitungan daya dukung dan penurunan pada pondasi tersebut. Detail rekapan hasil Analisa dapat dilihat pada gambar 5.26 berikut ini.

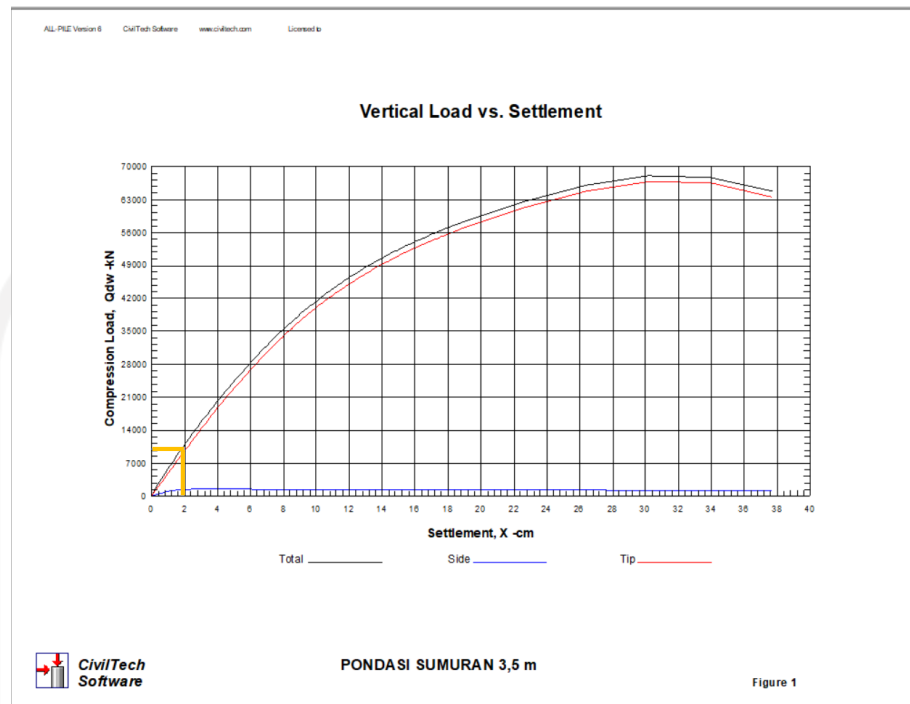


Gambar 5. 26 Rekap Hasil Analisis dari program Allpile v7

e. Pengaruh beban bekerja terhadap penurunan pondasi

Setelah dilakukan analisis terhadap daya dukung dan penurunan pondasi sumuran tersebut maka dalam software allpile v7 akan otomatis membuat garis kurva pada grafik perbandingan antara beban vertical dengan penurunan pondasi. Dengan ditarik garis pada beban vertical yang ditahan oleh pondasi yaitu sebesar 10444,18 kN maka didapatkan penurunan pondasi sebesar kurang lebih 1,883 cm. Untuk grafik penurunan dapat

dilihat pada gambar 5.27 sebagai berikut.



Gambar 5. 27 Grafik Perbandingan Beban dengan Penurunan

4. Perbandingan perhitungan Allpile dengan Manual

Dalam software Allpile v7 perhitungan dalam menghitung daya dukung pondasi menggunakan metode Reese O'neil. Pada saat ini penulis akan membandingkan dengan perhitungan manual Metode Reese O'neil untuk memvalidasi hasil perhitungan daya dukung pondasi dari software Allpile. Berikut adalah perhitungan manual dari Metode Reese O'neil.

Metode Reese & O'Neill

Digunakan persamaan Reese & O'Neill

$$Qu(net) = \sum fipDf + qp Ap$$

$$\beta = 1,5 - 0,135 zi^{0.5} \quad (0,25 \leq \beta \leq 1,2)$$

dengan :

Jenis pondasi = Pondasi Sumuran

Diameter (B) = 3,5 meter (11,483 ft)

Kedalaman (Df) = 6,25 meter (16,404 ft)

$$\begin{aligned} \text{Jumlah suumuran (n)} &= 2 \text{ buah} \\ \text{Jumlah pukulan (N)} &= 34 \\ \gamma &= 18,9 \text{ kN/m}^3 \text{ (0,121 kip/ft}^3\text{)} \end{aligned}$$

a. Kapasitas Tahanan ujung (Q_b)

$$\begin{aligned} \text{Jumlah pukulan SPT (N)} &= 34 \text{ pukulan} \\ \text{Tahanan dukung ujung (qp)} &= 1,2 \times N \\ &= 1,2 \times 34 \\ &= 40,8 \text{ kip/ft}^2 \\ \text{Kapasitas tahanan ujung (Qb)} &= qp \times 0,25 \times \pi \times B^2 \\ &= 40,8 \times 0,25 \times \pi \times 11,4832 \\ &= 4225,331 \text{ kip} \\ &= 18795,21 \text{ kN} \end{aligned}$$

b. Kapasitas Tahanan samping (Q_s)

$$\begin{aligned} Q_s &= f_i p D_f 4l \\ \text{Setengah kedalaman pondasi (Zi)} &= \frac{1}{2} \times D_f \\ &= \frac{1}{2} \times 16,404 \\ &= 8,202 \text{ ft} \\ \beta &= 1,5 - 0,135 z_i^{0.5} \\ &= 1,5 - 0,135 \times 8,202^{0.5} \\ &= 1,113 \\ \text{Tegangan di tengah pondasi } (\sigma_{zi}) &= \gamma (D_f/2) \\ &= 0,110 \times (16,404 / 2) \\ &= 0,9924 \text{ kip/ft}^2 \\ \text{Perlawanan gesekan pada dinding (fi)} &= \beta \times \sigma_{zi} \\ &= 1,113 \times 0,9924 \\ &= 1,104 \text{ kip/ft}^2 \\ \text{Kapasitas Tahanan samping (Qs)} &= f_i p D_f \\ &= 1,104 \times \pi \times 11,483 \times 16,404 \\ &= 653,32 \text{ kip} \\ &= 2906,11 \text{ kN} \end{aligned}$$

c. Kapasitas total (Q_u)

$$\begin{aligned}
 Q_u &= Q_b + Q_s \\
 &= 18795.21 \times 2906,11 \\
 &= 21641,32 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

d. Perbandingan Allpile v7 dengan manual

5.6 Pembahasan

Perencanaan sebuah struktur bangunan pasti membutuhkan sebuah dukungan struktur bawah yang kuat, agar dapat mengampu beban struktur atas tersebut. Pondasi harus mampu menahan penurunan maupun kerusakan sesuai batas yang telah ditentukan. Pondasi juga dirancang sedemikian rupa agar dapat menahan beban hingga maksimum yang mungkin akan terjadi sampai batas aman tertentu.

Data yang digunakan untuk analisis pada penelitian ini diperoleh dari berbagai sumber, untuk data propertis dan parameter tanah didapat dari data Bina Marga Jawa Tengah.

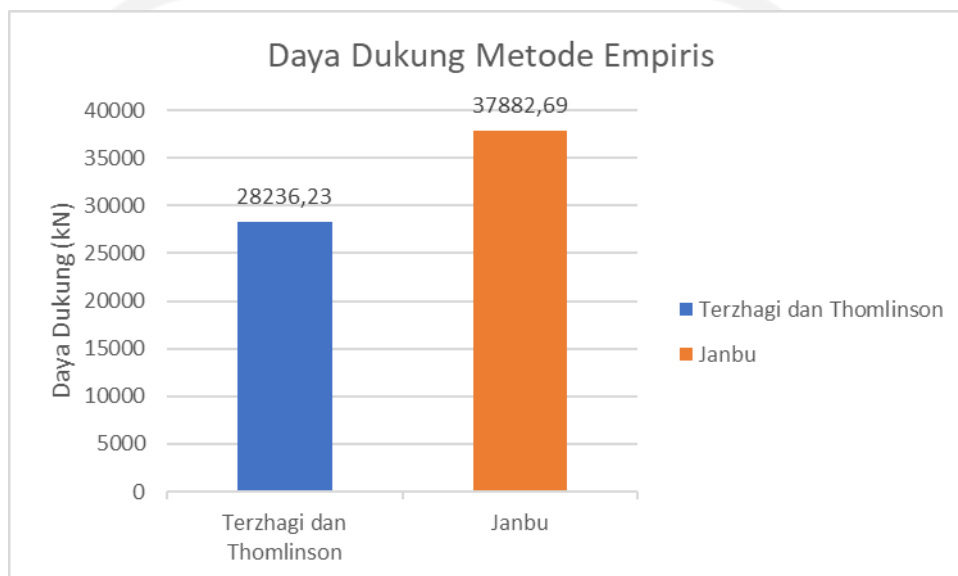
Latar belakang permasalahan dalam proyek Pembangunann Jalan dan Jembatan Galeh ini adalah struktur bawah jembatan yang direncanakan berupa pondasi sumuran yang didesain menggunakan peraturan sebelumnya. Salah satu tujuan dari penelitian ini adalah untuk mengetahui kapasitas daya dukung pondasi dalam menopang gaya gempa yang terjadi dengan menggunakan SNI 1725-2016 dan SNI 2833-2016.

5.6.1 Daya Dukung Pondasi Metode Empiris

Pondasi sumuran merupakan salah satu pondasi pondasi peralihan dari dangkal ke dalam yang relatif sering digunakan pada kondisi yang relatif keras. Suatu pondasi dapat mengampu beban struktur diatasnya serta menyalurkan beban tersebut ke lapisan tanah jika pondasi tersebut telah memasuki lapisan tanah keras (*bearing stratum*), sehingga tida terjadi keruntuhan ataupun kegagalan struktur.

1. Daya Dukung Ijin Pondasi

Telah dilakukan analisis kapasitas dukung pondasi dengan berbagai metode, baik metode dengan data lapangan maupun metode data laboratorium. Hasil – hasil daya dukung pondasi sumuran tersebut diinterpretasikan dalam grafik pada Gambar 5.37 dan Gambar 5.38 berikut ini.



Gambar 5. 28 Daya Dukung Pondasi dengan Metode Empiris

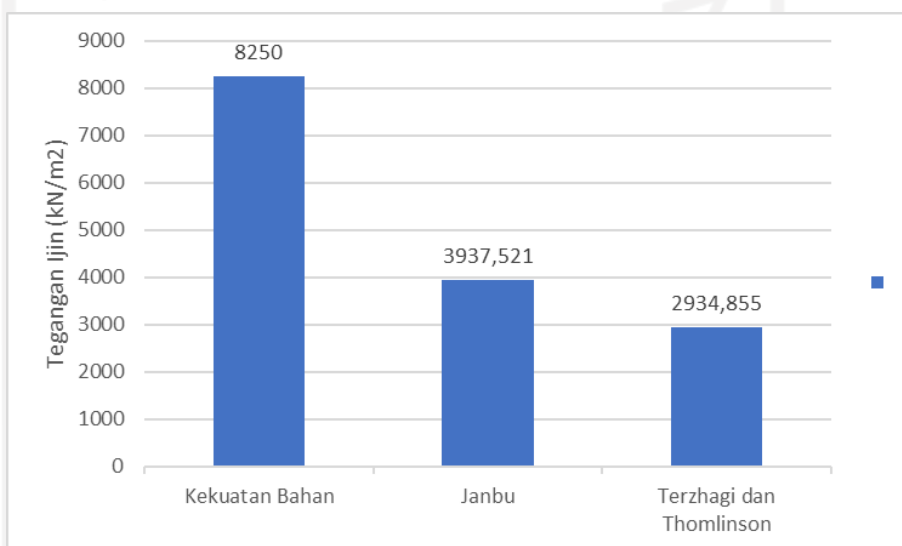
Berdasarkan hasil analisis tersebut, terdapat beberapa variasi data yang diperoleh dari berbagai metode yang digunakan. Hasil analisis dengan Metode Lapangan dengan Data N–SPT selalu lebih besar dibandingkan dengan hasil data laboratorium dengan metode lainnya. Data lapangan menggambarkan langsung kondisi lapisan tanah yang sebenarnya secara langsung dilapangan. Hal ini bisa disebabkan oleh beberapa faktor, salah satunya kesalahan manusia (human error) yang berdampak terhadap sampel tanah untuk data laboratorium atau kesalahan dalam pengujian di laboratorium sehingga bisa mereduksi hasil paramater tanah.

Berdasarkan hasil analisis tersebut, terdapat beberapa variasi data yang diperoleh dari berbagai metode yang digunakan, maka diambil hasil terkecil pada masing – masing kapasitas dukung. Kapasitas dukung diambil hasil dari Metode Terzaghi dan Thomlinson , sehingga didapat kapsitas dukung ultimit

(Ultimate Bearing Capacity) sebesar 28236,23 kN.

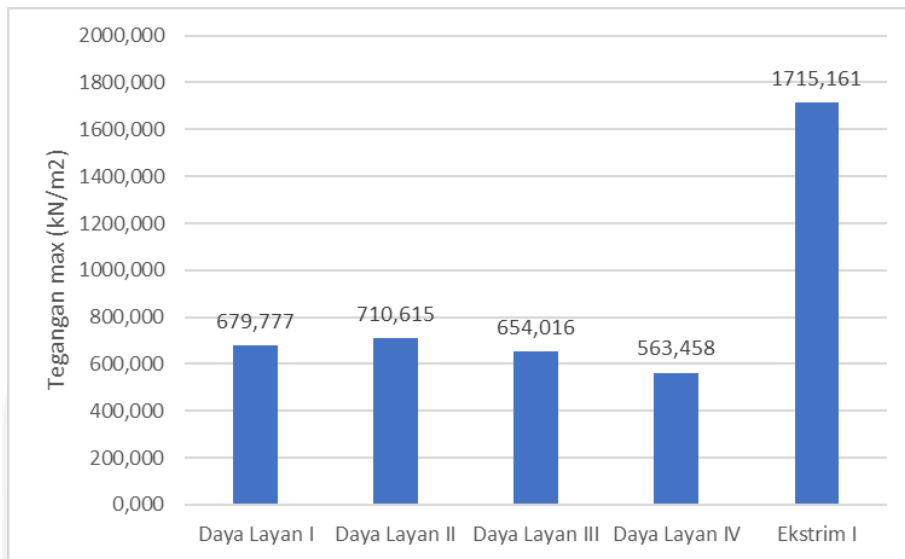
2. Tegangan ijin pada pondasi sumuran

Tegangan yang terjadi terhadap pondasi diakibatkan oleh kombinasi beban yang harus di tahan oleh pondasi tersebut. Telah dilakukan analisis kapasitas dukung pondasi dengan berbagai metode, baik metode dengan data lapangan maupun metode data laboratorium, dan didapatkan hasil tegangan ijin dari masing – masing metode. Hasil – hasil tegangan ijin tersebut diinterpretasikan dalam grafik pada Gambar 5.29 berikut ini.

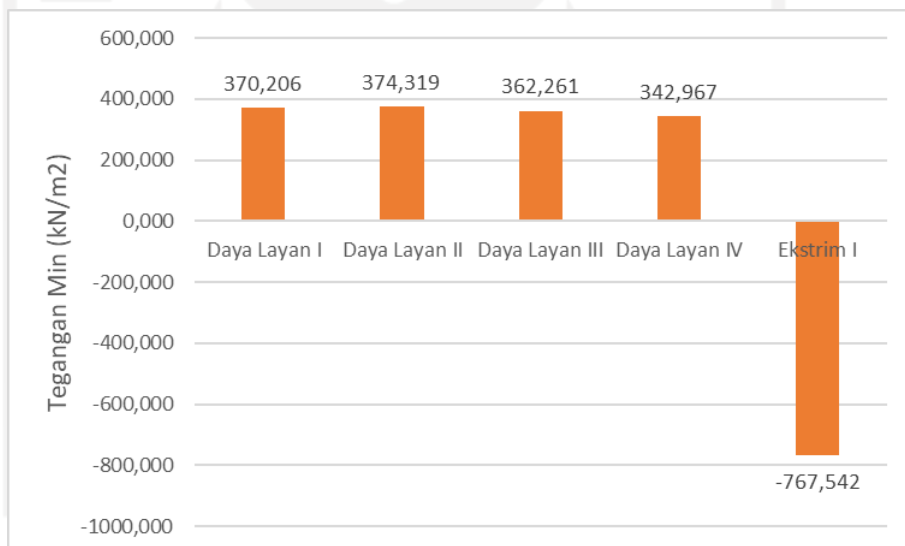


Gambar 5. 29 Tegangan Ijin pada Pondasi Sumuran

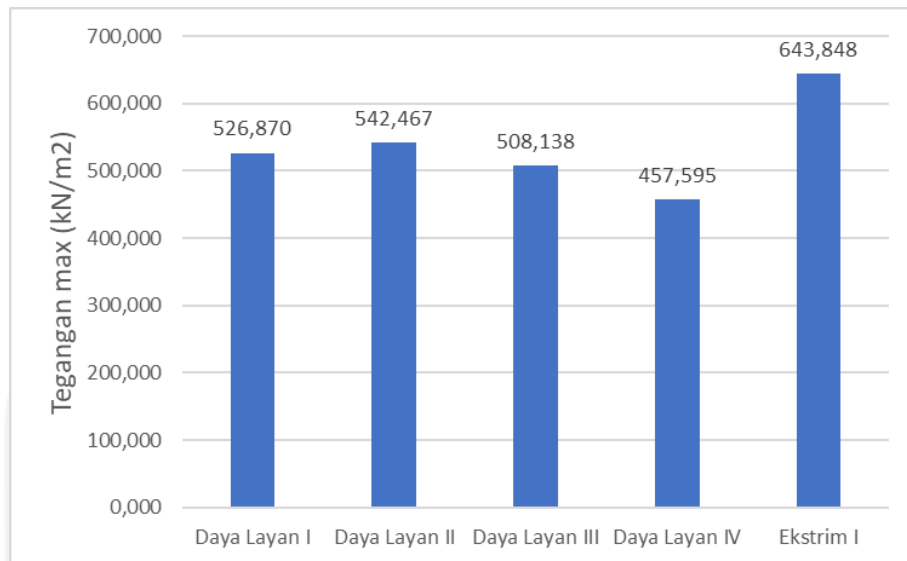
Hasil analisis tegangan pada tiap arah tegangan tersebut dapat disajikan dalam bentuk grafik yang dapat dilihat pada Gambar 5.30 sampai Gambar 5.33 berikut ini.



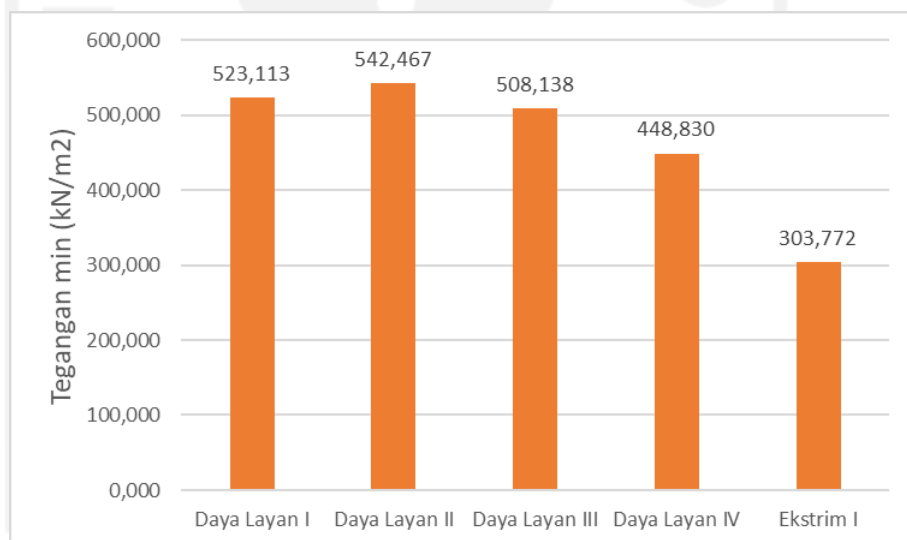
Gambar 5. 30 Tegangan Maksimum Arah X



Gambar 5. 31 Tegangan Minimum Arah X



Gambar 5. 32 Tegangan Maksimum Arah Y



Gambar 5. 33 Tegangan Minimum Arah Y

Sebuah pondasi dikatakan aman jika tegangan maksimum yang terjadi lebih kecil dibandingkan tegangan yang diijinkan. Pada penelitian ini, tegangan – tegangan maksimum yang terjadi baik arah x ataupun arah y nilainya lebih kecil dibandingkan tegangan ijin pondasi yang sudah dihitung dengan metode Terzaghi sebesar 2934,855 kN/m², maka dapat disimpulkan bahwa pondasi sumuran ini aman terhadap tegangan.

3. Daya Dukung Lateral (Akibat Gempa)

Menurut Malissa (2009), belum ada rumusan dan keseragaman pasti dalam

perhitungan gaya seismik dalam perhitungan koefisien gempa serta perhitungan beban gempa pada tekanan tanah dibelakang abutmen. Berdasarkan Teori Nair (1969) dalam buku *Pile Foundation Analysis and Design (1980)*, beban gaya gempa pada struktur bawah dapat dihitung dengan tiga metode, antara lain :

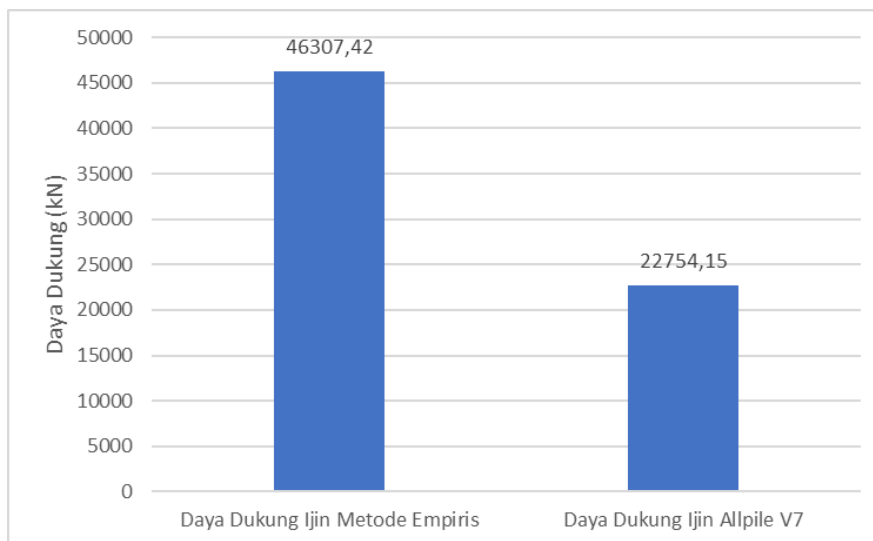
- a. dalam beban statik ekivalen, beban lateral dapat diasumsikan 10% dari bebanvertikal,
- b. pada beban dinamis ekivalen, beban lateral dapat diambil dengan asumsisinusoidal $F(t) = F_0 \sin wt$, dan
- c. pada *Bedrock* beban lateral atau percepatan gempa dapat dihitung denganmengabaikan beban vertikalnya.

Berdasarkan tiga metode tersebut, penelitian ini mengacu pada metode pertama pada poin a, yaitu dengan mengasumsikan bahwa bebal lateral sebesar 10% dari beban vertikal, sehingga hasil analisis Daya dukung lateral akibat gempa sebesar 2823,623 kN.

5.6.2 Daya Dukung dengan *Software Allpile V7*

Kajian Daya dukung pondasi perlu menggunakan beberapa metode salah satunya menggunakan metode elemen hingga (*Finite Element Method*), dalam penelitian ini digunakan *Software Allpile V7* sebagai alat bantu hitung dan permodelan, sehingga hasil yang diperoleh lebih bervariasi.

Berdasarkan hasil analisis *Software Allpile V7* didapat hasil faktor aman (*Safety factor*) sebesar 3, dengan hasil Daya dukung ijin kelompok pondasi (Q_a) sebesar 22754,15 kN yang diperoleh dari perhitungan pada Sub Bab 5.5.6. Hasil Tersebut lebih kecil dari Daya dukung ijin dengan metode empiris yaitu sebesar 46307,42 kN. Perbandingan kedua Daya dukung tersebut disajikan dalam bentuk grafik batang yang dapat dilihat pada Gambar 5.32 berikut ini.



Gambar 5. 34 Perbandingan Daya Dukung Ijin dengan Metode Empiris dan Software Allpile V7

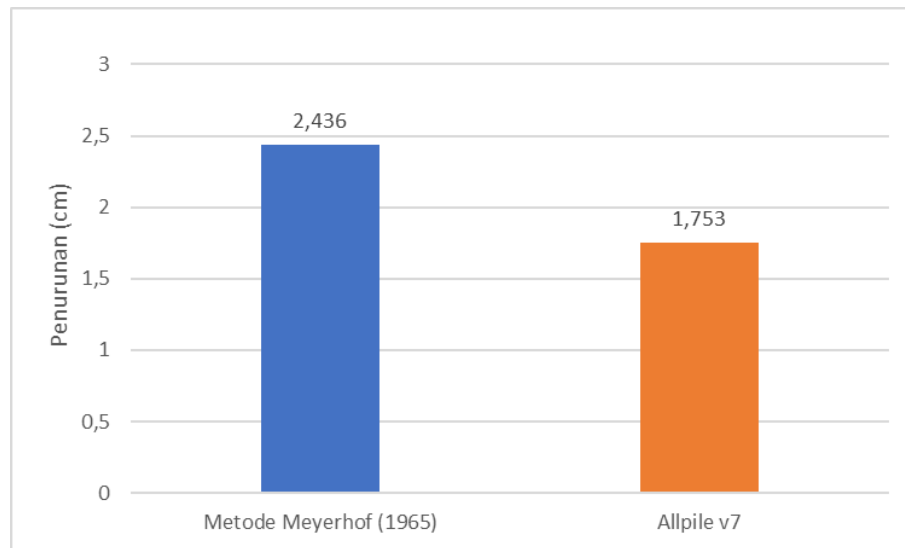
Penelitian ini bertujuan untuk mengetahui bagaimana Daya dukung ijin pondasi terhadap beban akibat gaya gempa yang terjadi baik dari segi metode empiris ataupun dengan metode elemen hingga dengan menggunakan *Software Allpile V7*, diperoleh hasil bahwa Daya dukung ijin dengan metode *Software Allpile V7* lebih kecil dibandingkan metode empiris.

5.6.3 Penurunan yang Terjadi

Pondasi berfungsi untuk menempatkan bangunan serta meneruskan beban yang berada di atasnya menuju lapisan tanah keras tanpa terjadi perubahan ataupun kerusakan tanah, selain itu penurunan struktur masih diperbolehkan namun tidak boleh melebihi batas toleransi dan syarat yang telah ditentukan.

Penelitian ini menggunakan Metode Meyerhof (1965), untuk menganalisis penurunan yang terjadi pada pondasi, diperoleh hasil sebesar 2,436 cm. Hasil tersebut memenuhi persyaratan pondasi untuk jembatan yakni sebesar 32 mm atau sebesar 3,2 cm.

Hasil analisis penurunan menggunakan *Software Allpile V7* menunjukkan terjadi penurunan sebesar 1,883 cm. Berikut ini adalah perbandingan hasil penurunan dengan Metode Vesic dan hasil analisis *Software Allpile V7* yang dapat dilihat pada Gambar 5.46 di bawah ini.



Gambar 5. 35 Perbandingan Hasil Penurunan Pondasi dengan Metode Meyerhof (1965) dan Software Allpile V7

Hasil penurunan dengan *Allpile V7* lebih besar dari penurunan dengan metode empiris, selain itu hasil penurunan tersebut sudah memenuhi syarat yang ditentukan yakni sebesar 3,2 cm sebagai persyaratan penurunan pondasi untuk struktur jembatan pada kondisi tanah normal. Sebenarnya penurunan tersebut masih wajar dalam, karena pada saat pelaksanaan dalam waktu yang relatif lama pondasi secara alamiah akan menurun untuk mencari kestabilannya. Di sisi lain, perlu dilakukannya analisis lebih lanjut mengenai hal ini.

BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Berdasarkan hasil perhitungan analisis dan pembahasan pada penelitian tentang Analisis Daya Dukung dan Penurunan Pondasi Sumuran pada Proyek Pembangunan Jalan dan Jembatan Galeh yang telah dilakukan, maka dapat diambil beberapa kesimpulan, hasil analisis Daya dukung dengan menggunakan data lapangan maupun data laboratorium dapat disimpulkan bahwa,

1. Daya dukung yang ada harus lebih besar daripada gaya dan beban yang terjadi, berdasarkan hasil analisis Daya dukung dengan beberapa metode tersebut pondasi memenuhi syarat aman,
2. Daya dukung pondasi Sumuran pada struktur Jembatan Galeh menggunakan metode permodelan dengan *Software Allpile V7* lebih besar dibandingkan beban yang diampu oleh jembatan, sehingga pondasi tersebut relatif aman,
3. Analisis penurunan dengan metode empiris dan menggunakan *Software Allpile V7* hasilnya memenuhi syarat. Syarat maksimal penurunan pada pondasi jembatan yakni sebesar 32 mm atau 3,2 cm,
4. Abutment pada pondasi aman terhadap gaya guling arah x dan arah y, serta aman terhadap gaya geser yang terjadi, dan
5. Faktor aman yang digunakan memenuhi persyaratan yang sudah ditentukan, *SF* dari hasil *Software Allpile V7* sama dengan *SF* dari metode empiris, namun perbedaannya tidak terlalu signifikan.

6.2 Saran

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

1. Perlu dilakukan analisis Daya dukung dengan metode empiris lainnya, agar nantinya didapatkan hasil analisis yang bervariasi pula.
2. Perlu dilakukannya analisa yang sama namun dengan program – program komputer untuk metode elemen tak hingga (*finite element method*) yang berbeda, misalnya *Geo5*, *L–Pile*, *Plaxis 3D*, dan masih banyak lagi aplikasi lainnya.
3. Sebelum melakukan penelitian dan analisis menggunakan sebuah program komputer, sebaiknya program komputer tersebut dipahami dan dipelajari terlebih dahulu agar lebih mudah dalam menjalankannya.
4. Pengujian dan analisis data laboratorium sebaiknya dilakukan hingga kedalaman pondasi yang direncanakan agar data karakteristik tanah yang diperoleh lebih akurat.

DAFTAR PUSTAKA

- Ahmad, I. 2012. Analisa Lendutan dan Distribusi Gaya Lateral Akibat Gaya Lateral Monotonik pada Pondasi Tiang Kelompok. *Jurnal Konstruksi*. Vol.3 No. 2 23 – 31. Jakarta.
- Anonim. 2017. *Allpile Version 7 User's Manual volume 1 and 2*, Civiltech. Amerika
- Budi, Gogot Setyo. *Pondasi Dangkal*, ANDI Yogyakarta. Yogyakarta
- Das, B. M., 1995, Mekanika Tanah 1 (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknis), Penerbit Erlangga, Jakarta.
- Das, B. M., 1995, Mekanika Tanah 2 (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknis), Penerbit Erlangga, Jakarta.
- Hardiyatmo, Hary Christady. 2002. *Mekanika Tanah I*, Gadjah Mada University Press. Yogyakarta
- Hardiyatmo, Hary Christady. 2003. *Mekanika Tanah II*, Gadjah Mada University Press. Yogyakarta
- Hardiyatmo, Hary Christady. 2008. *Teknik Fondasi 2*, PT Gramedia Pustaka Utama. Jakarta
- Harsanto C., Manoppo F. J., Sumampouw J. R.. 2015. Analisis Daya Dukung Tiang Bor (Bored Pile) Pada Struktur Pylon Jembatan Soekarno Dengan PLAXIS 3D, Universitas Sam Ratulangi. Manado
- Ramadhani, A. 2012. Analisa Lendutan dan Distribusi Gaya Lateral Akibat Gaya Lateral Monotonik pada Pondasi Tiang Kelompok. Tugas Akhir. Yogyakarta: S1 Teknik Sipil Universitas Islam Indonesia.
- Roschedy, George. 2019. Analisis Daya Dukung Pondasi Jembatan GORR I. Fakultas Teknik Universitas Sam Ratulangi. Manado.
- Standar Nasional Indonesia. 2016. Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa (SNI 2833:2016) Jakarta: Badan Standarisasi Nasional
- Standar Nasional Indonesi. 2016. Pembebanan Untuk Jembatan (SNI 1725:2016) .Jakarta:Badan Standarisasi Nasional

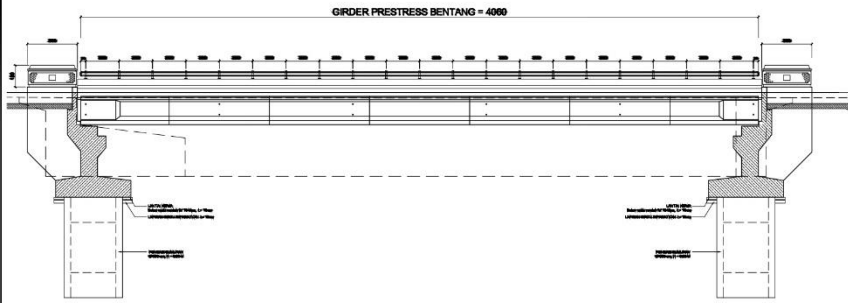


LAMPIRAN

Lampiran 1. Dokumentasi survey lapangan







POTONGAN MEMANJANG JEMBATAN GALEH
 SKALA: 1 : 200

Tinggi (m)	Tinggi (ft)	SPT	Profil / Blow Count		DESCRIPTION	Tinggi (m)	Tinggi (ft)
			Blow	Count			
0.00	0.00	0	0	0	PAS Keramik	0.00	0.00
1.00	3.28	10	10	10	sedikit batu boulder, seronggi padat, warna abu kecoklatan	1.00	3.28
2.00	6.56	20	20	20	campur batu boulder, seronggi padat serpal padat, warna abu kecoklatan	2.00	6.56
3.00	9.84	30	30	30	campur batu boulder, padat, warna abu kecoklatan sedikit tumpul	3.00	9.84
4.00	13.12	40	40	40	campur batu boulder, padat, warna coklat keasngan sedikit hitam	4.00	13.12
5.00	16.40	50	50	50	End Off Boring	5.00	16.40

NOTE: 1 - Nilai N Spt terkecil



KEMENTERIAN PEKERJAAN UMUM DAN PERUMAHAN RAKYAT
DIREKTORAT JENDERAL BINA MARGA
BADAN KUALITAS PERENCANAAN DAN PENGENDALIAN KUALITAS PERENCANAAN BINA MARGA
Jl. Sekeloa Timur I, Kebayoran Lama, Jakarta Selatan 12120

PEKERJAAN
PAKET 9
PERENCANAAN TEKNIK JEMBATAN GALAH
PROVINSI JAWA TENGAH

PROJEK
660
JEMBATAN
180/0/0/0
KAWASAN PERENCANAAN
KAWASAN PERENCANAAN

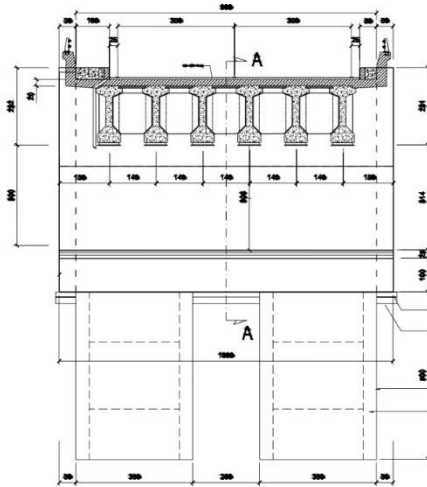
KEMALIHAN PERENCANAAN
PT. SURYA PRAGA
Jl. Raya Pajajaran No. 100, Bandung 40132

DISAINERS
SURYA PRAGA
Desain Arsitek, ST

DESAINERS
SURYA PRAGA
Desain Arsitek, ST

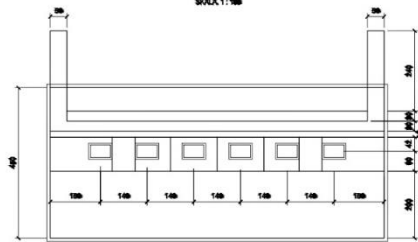
DESAINERS
SURYA PRAGA
Desain Arsitek, ST

JUMLAH SHEET
DETAIL ABUTMENT
NO. SHEET
08/11
SKALA

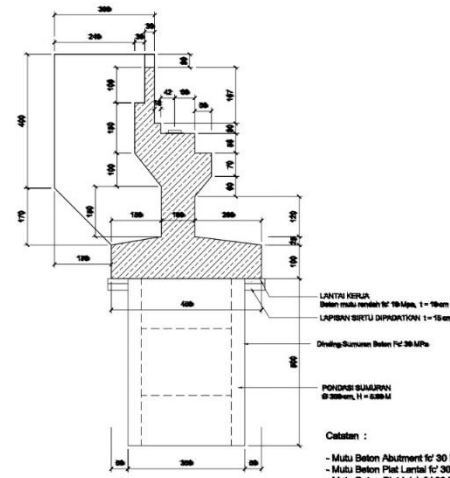


LANTAI KERUA
Beton mutu rendah f'c 18 MPa, t = 180 mm
LAPISAN BERTU DUKUNGAN N ± 15 mm
Dinding Sumuran Beton f'c 30 MPa
PONDASI SUMURAN
Ø 1000 mm, H = 1000 mm

TAMPAK DEPAN ABUTMENT
SKALA 1:100



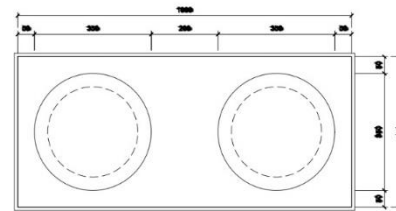
TAMPAK ATAS ABUTMENT
SKALA 1:100



LANTAI KERUA
Beton mutu rendah f'c 18 MPa, t = 180 mm
LAPISAN BERTU DUKUNGAN N ± 15 mm
Dinding Sumuran Beton f'c 30 MPa
PONDASI SUMURAN
Ø 1000 mm, H = 1000 mm

Catatan :
- Mutu Beton Abutment f'c 30 MPa
- Mutu Beton Plat Lantai f'c 30 MPa
- Mutu Beton Plat Trjtek f'c 30 MPa
- Mutu Baja Tulangan U-36 (L18)
- Jarak bersih antar tulangan yang bertipe 7.5 cm
- Selimut Beton Dasar Pile Cap = 10 cm
- Selimut Beton lainnya 4 cm

POTONGAN A - A
SKALA 1:100



DENAH PENEMPATAN PONDASI SUMURAN
SKALA 1:100

Lampiran 3. Brosur Bridge Concrete Product dari WIKA BETON


BRIDGE CONCRETE PRODUCTS

Description

Type of girder : PC I Girder
 PC U Girder
 PC Volded Slab

Prestressing System : Post-tension, Pretension

Production System : Segmental, non segmental

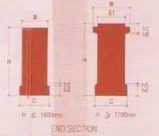
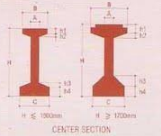


Innovation and Trust

Design and Manufacturing Reference

Design	SNI 03-1725-1989	Recommendation for Design Loading of Highway Bridges
	BMS 7 - 1992	Bridge Design Code
	AASHTO - 1992	Standard Specification for Highway Bridges
	ACI 318 - 2002	Building Code Requirements for Structural Concrete
	SNI 03-2847-2002	Indonesian Concrete Code
Manufacturing	WIKA BETON-09-IK-005	Girder Manufacturing Work Instruction

PC I GIRDER Shape and Dimension

Notation	Unit	H (cm)							
		90	125	160	170	210	230	200	200
h1	mm	75	75	125	200	200	200		
h2	mm	75	75	75	120	120	120		
h3	mm	100	100	100	250	250	250		
h4	mm	125	125	225	250	250	250		
h5	mm	62.5	62.5	21	50	50	50		
h6	mm	-	-	-	40	40	40		
A	mm	170	170	180	200	200	200		
B	mm	350	350	550	800	800	800		
B1	mm	-	-	-	600	600	600		
C	mm	650	650	650	700	700	700		

PC I GIRDER Classification

Span (m)	Beam Spacing (cm)						Span (m)	Beam Spacing (cm)					
	A - Class (Cube : 800 Kg/cm ²)							B - Class (Cube : 500 Kg/cm ²)					
	H-90	H-125	H-160	H-170	H-210	H-230		H-90	H-125	H-160	H-170	H-210	H-230
16	185	230					16	185	230				
17	140	230					17	140	230				
18	140	230					18	140	230				
19	140	230					19		230				
20		230					20		185	230			
21		230					21		185	230			
22		230					22		140	230			
23		230					23		140	230			
24		185	230				24		140	230			
25		185	230				25			230			
26		140	230				26			230			
27		140	230				27		185		230		
28		140	230				28		185	230			
29			230				29		185	230			
30			230				30		140	230			
31			230				31		140	230			
32			230				32		140	185		230	
33			230				33		140	185		230	
34			230				34			185		230	
35			185	230			35			140		230	
36			185	230			36			140		230	
37			185	230			37			140		185	230
38			140	185	230		38			140		185	230
39			140	185	230		39			140		185	230
40			140	140	230		40					185	185
41			140	140	230		41					140	185
42			140	140	230		42					140	185
43			140	140	230		43					140	185
44				140	230		44					140	140
45					185	230	45					140	140
46					185	230	46						140
47					185	230	47						140
48					185	185	48						
49					185	185	49						
50					140	185	50						
51					140	185	51						
52					140	140	52						