

TUGAS AKHIR

**EVALUASI INTERAKSI TANAH STRUKTUR DAN RESPON
DINAMIS TANAH TERHADAP ABUTMENT JEMBATAN
KERETA API BH-38 BAJA LINGGEI - SIANTAR
(Studi Kasus)**

*Diajukan Untuk Memenuhi Syarat – Syarat Memperoleh
Gelar Sarjana Pada Fakultas Teknik Program Studi Teknik Sipil
Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara*

Disusun oleh:
DERRY PRIYANTO
NPM: 2107210002



UMSU
Unggul | Cerdas | Terpercaya

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SUMATERA UTARA
MEDAN
2025**

LEMBAR PERSETUJUAN PEMBIMBING

Tugas akhir ini diajukan oleh:

Nama : Derry Priyanto

Npm : 2107210002

Program Studi : Teknik Sipil

Judul Skripsi : Evaluasi Interaksi Tanah Struktur Dan Respon Dinamis Tanah
Terhadap Abutment Jembatan Kereta Api BH-38 BAJALINGGEI
SIANTAR

Bidang Ilmu : Struktur

Telah berhasil dipertahankan dihadapan Tim Penguji dan diterima sebagai salah satu syarat yang diperlukan untuk memperoleh gelar Sarjana Teknik pada Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.

Disetujui Untuk Disampaikan
Kepada Panitia Ujian:

Medan, September 2025

Dosen Pembimbing


Ir. Tondi Amrisyah Putera ST, MT.

LEMBAR PENGESAHAN

Tugas akhir ini diajukan oleh:

Nama : Derry Priyanto

Npm : 2107210002

Program Studi : Teknik Sipil

Judul Skripsi : Evaluasi Interaksi Tanah Struktur Dan Respon Dinamis Tanah
Terhadap Abutment Jembatan Kereta Api BH-38 BAJALINGGEI
SIANTAR

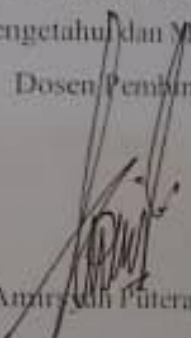
Bidang Ilmu : Struktur

Telah berhasil dipertahankan dihadapan Tim Penguji dan diterima sebagai salah satu syarat yang diperlukan untuk memperoleh gelar Sarjana Teknik pada Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.

Medan, September 2025

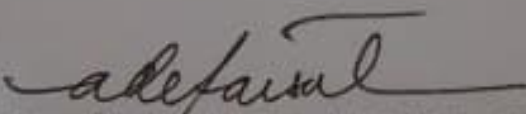
Mengetahui dan Menyetujui

Dosen Pembimbing


Ir. Tondi Annyulhi Putera, S.T., M.T.

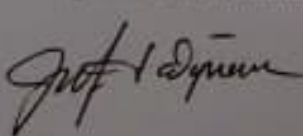
Dosen Pembimbing I

Dosen Pembimbing II


Assoc. Prof. Dr. Ade Faisal, S.T., M.Sc., Ph.D.


Rizki Efrida, S.T., M.T.

Ketua Program Studi Teknik Sipil


Josef Hadipramana, S.T., M.Sc., Ph.D.

SURAT PERNYATAAN KEASLIAN TUGAS AKHIR

Saya yang bertandatangan dibawah ini :

Nama : Derry Priyanto
Tempat, Tanggal Lahir : Binjai, 11 Agustus 2002
Npm : 2107210002
Fakultas : Teknik
Program Studi : Teknik Sipil

Menyatakan dengan sesungguhnya dan sejujurnya, bahwa Laporan Tugas Akhir saya yang berjudul:

“Evaluasi Interaksi Tanah Struktur Dan Respon Dinamis Tanah Terhadap Abutment Jembatan Kereta Api BH-38 BAJALINGGEI SIANTAR”

Bukan merupakan plagiarisme, pencurian hasil karya milik orang lain, hasil kerja orang lain untuk kepentingan saya karena hubungan material dan nonmaterial serta segala kemungkinan lain, yang pada hakekatnya merupakan karya tulis Tugas Akhir saya secara orisinal dan otentik.

Bila kemudian hari diduga kuat ada ketidaksesuaian antara fakta dengan kenyataan ini, saya bersedia diproses oleh Tim Fakultas yang dibentuk untuk melakukan verifikasi, dengan sanksi terberat berupa pembatalan kelulusan atau keserjanaan saya.

Demikian Surat Pernyataan ini saya buat dengan kesadaran sendiri dan tidak atas tekanan ataupun paksaan dari pihak manapun demi menegakkan integritas akademik di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.

Medan, September 2025

Saya yang menyatakan



(DERRY PRIYANTO)

ABSTRAK

EVALUASI INTERAKSI TANAH STRUKTUR DAN RESPON DINAMIS TANAH TERHADAP ABUTMENT JEMBATAN KERETA API BH 38 BAJA LINGGEI - SIANTAR

Derry Priyanto

2107210002

Ir. Tondi Amirsyah Putera P, S.T.,M.T.

Perencanaan jembatan konvensional seringkali mengasumsikan tumpuan jepit (*fixed base*), yang mengabaikan Interaksi Tanah-Struktur (SSI). Pendekatan ini dapat menghasilkan analisis yang kurang akurat, terutama pada struktur yang berada di atas tanah non-kaku, yang berpotensi menghasilkan desain yang terlalu konservatif. Penelitian ini bertujuan untuk mengevaluasi pengaruh SSI terhadap respon dinamis, khususnya perpindahan (*displacement*) pada abutment Jembatan Kereta Api BH-38 Baja Linggei – Siantar, dan membandingkannya dengan kriteria batas layan. Metodologi penelitian menggunakan analisis elemen hingga dengan membandingkan empat model: (1) jembatan utuh dengan tumpuan jepit, (2) jembatan utuh dengan SSI yang dimodelkan sebagai pegas nonlinier ($p-y$), (3) substruktur terisolasi dengan tumpuan jepit, dan (4) substruktur terisolasi dengan SSI. Beban gempa dianalisis menggunakan metode spektrum respons sesuai SNI 2833:2016. Hasil analisis menunjukkan bahwa model yang paling realistis (Model 2: Utuh-SSI) menghasilkan perpindahan puncak kepala tiang abutment sebesar 17,62 mm, sementara metode desain konvensional (Model 3: Substruktur-Fixed) menghasilkan perpindahan yang jauh lebih besar, yaitu -40,16 mm. Jika dibandingkan dengan batas izin layan 1 inci (25,4 mm), hasil dari analisis SSI (Model 2) menunjukkan bahwa struktur memenuhi syarat, sedangkan hasil dari pendekatan konvensional (Model 3) justru melebihi batas tersebut. Kesimpulan utama dari penelitian ini adalah bahwa pengabaian efek SSI menyebabkan sistem jembatan menjadi terlalu kaku, menarik gaya gempa yang lebih besar, dan menghasilkan estimasi perpindahan yang sangat konservatif. Penerapan analisis SSI terbukti krusial untuk memperoleh evaluasi kinerja struktur yang lebih akurat, aman, dan ekonomis.

Kata Kunci: Interaksi Tanah-Struktur, Abutment Jembatan, Analisis Dinamis, Beban Gempa, Metode Elemen Hingga, Perpindahan.

ABSTRACT

EVALUATION OF SOIL-STRUCTURE INTERACTION AND DYNAMIC SOIL RESPONSE ON THE ABUTMENT OF THE BH-38 BAJA LINGGEI - SIANTAR RAILWAY BRIDGE

Derry Priyanto

2107210002

Ir. Tondi Amirsyah Putera P, S.T.,M.T.

Conventional bridge design often assumes a fixed base, neglecting Soil-Structure Interaction (SSI). This approach can lead to less accurate analyses, especially for structures on non-rigid soil, potentially resulting in an overly conservative design. This study aims to evaluate the effect of SSI on the dynamic response, particularly the displacement, of the abutment of the BH-38 Baja Linggei – Siantar Railway Bridge, and to compare it against serviceability criteria. The research methodology employs finite element analysis to compare four models: (1) a full bridge model with a fixed base, (2) a full bridge model with SSI represented by nonlinear springs (p-y), (3) an isolated substructure with a fixed base, and (4) an isolated substructure with SSI. Seismic loads were analyzed using the response spectrum method in accordance with SNI 2833:2016. The analysis results show that the most realistic model (Model 2: Full-SSI) yields a peak pile head displacement at the abutment of 17.62 mm, whereas the conventional design method (Model 3: Substructure-Fixed) results in a much larger displacement of -40.16 mm. When compared to the serviceability limit of 1 inch (25.4 mm), the result from the SSI analysis (Model 2) indicates that the structure meets the criteria, while the result from the conventional approach (Model 3) exceeds this limit. The main conclusion of this research is that neglecting the SSI effect causes the bridge system to be overly rigid, attracting larger seismic forces and leading to a highly conservative displacement estimation. Implementing SSI analysis is proven to be crucial for obtaining a more accurate, safe, and economical evaluation of structural performance.

Keywords: Soil-Structure Interaction, Bridge Abutment, Dynamic Analysis, Seismic Load, Finite Element Method, Displacement.

KATA PENGANTAR

Segala Puji Syukur penulis panjatkan kepada Allah Yang Maha Kuasa dan penuh Kasih karena telah melimpahkan segala Anugerah-Nya dan tiada henti – hentinya, sehingga penulis dapat menyelesaikan Skripsi yang berjudul “EVALUASI INTERAKSI TANAH STRUKTUR DAN RESPON DINAMIS TANAH TERHADAP ABUTMENT JEMBATAN KERETA API BH-38 BAJA LINGGEI - SIANTAR.” Sebagai syarat untuk meraih gelar akademik Sarjana Teknik pada Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara (UMSU), Medan.

Banyak pihak telah membantu dalam menyelesaikan laporan Tugas Akhir ini, untuk itu penulis menyampaikan rasa terima kasih yang tulus dan dalam kepada:

1. Bapak Tondi Amirsyah Putera S.T., M.T selaku Dosen Pembimbing yang telah membimbing dan mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
 2. Bapak Dr. Ade Faisal S.T., M.Sc. Selaku Dosen Pembimbing I dan Ketua Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara yang telah banyak membantu dan memberi saran demi kelancaran proses penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
 3. Ibu Rizki Efrida, S.T., M.T selaku Dosen Pembimbing II sekaligus Sekertaris Program Studi Teknik Sipil yang telah banyak membantu dan memberi saran demi kelancaran proses penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
 4. Bapak Munawar Alfansury Siregar, S.T., M.T selaku Dekan Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
 5. Seluruh Bapak/Ibu Dosen di Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara yang telah banyak memberikan ilmu kepada penulis.
 6. Bapak/Ibu Staff Administrasi di Biro Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara. Teristimewa untuk kedua orang tua Ari Priyanto dan Ratna Dewi serta saudara – saudara kandung saya atas dukungan moril maupun material dan kasih sayang tulus selama ini kepada penulis.
- Laporan Tugas Akhir ini tentunya masih jauh dari kesempurnaan, untu

itu penulis berharap kritik dan saran yang membangun untuk menjadi bahan pembelajaran berkesinambungan penulis di masa depan. Semoga laporan Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi dunia Teknik Sipil.

Medan, September 2025

Derry Priyanto

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	
LEMBAR PERSETUJUAN PEMBIMBING	i
LEMBAR PENGESAHAN	ii
LEMBAR PERNYATAAN KEASLIAN TUGAS AKHIR	iii
ABSTRAK	iv
ABSTRACT	v
KATA PENGANTAR	vi
DAFTAR ISI	vii
DAFTAR GAMBAR	ix
DAFTAR TABEL	x
DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN	xi
BAB 1 PENDAHULUAN	1
1.1. Latar Belakang	1
1.2. Rumusan Masalah	2
1.3. Batasan Masalah	2
1.4. Tujuan Penelitian	3
1.5. Manfaat Penelitian	3
1.6. Sistematika Penulisan	3
BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA	5
2.1 Tujuan Umum	5
2.2 Interaksi Tanah Struktur (<i>Soil Structure Interaction</i>)	6
2.3 Interaksi Inersia (<i>Inertial Interaction</i>)	8
2.4 Interaksi Kinematik (<i>Kinematic Interaction</i>)	9
2.5 Metode Analisis SSI	10
2.5.1 Metode Langsung (<i>Direct Method</i>)	10
2.5.2 Metode Tidak Langsung (<i>Substructure Method</i>)	11
2.6 Pembebanan Struktur Atas Jembatan	12
2.6.1 Beban Mati	12
2.6.2 Beban Hidup	13
2.6.3 Beban Kejut (i)	14
2.6.4 Beban Horizontal	14
2.6.5 Beban angin	15

2.6.6	Beban Gempa	15
2.7	Parameter tanah	18
2.7.1	Standard Penetration Test (SPT)	18
2.7.2	Sondir Test	18
2.8	Pondasi Bore Pile	18
2.9	Pemodelan Tanah sebagai Pegas (<i>Soil Spring</i>)	19
2.10	Standar Desain dan Batas Layan Deformasi	19
BAB 3 METODE PENELITIAN		21
3.1	Metodologi Penelitian	21
3.2	Objek dan Lokasi Studi	22
3.3	Tahapan Pemodelan dan Analisis Struktur	23
3.3.1	Model 1: Jembatan Utuh	23
3.3.2	Model 2: Jembatan Utuh dengan Interaksi Tanah Struktur (SSI)	23
3.3.3	Model 3: Substruktur Dasar Jepit (Fixed Substructure)	24
3.3.4	Model 4: Substruktur dengan SSI (SSI Substructure)	25
3.4	Pemodelan Interaksi Tanah Struktur (<i>SSI</i>)	25
3.4.1	Penentuan Kurva Respons Tanah (p - y , t - z , q - z)	26
3.4.2	Perhitungan Koefisien Pegas (<i>Spring</i>) Fondasi	27
3.4.3	Koreksi Efek Kelompok Tiang (P – <i>Multipliers</i>)	29
3.4.4	Implementasi Pegas pada Model Elemen Hingga	29
3.5	Transfer Beam Force sebagai Beban <i>Nodal Load</i>	30
3.6	Data Pembebanan Jembatan Kereta Api	31
3.6.1	Beban Tetap (Permanent Load)	31
3.6.2	Beban Sementara (Transient Loads)	33
3.7	Penentuan Beban Gempa Rencana dan Metode Analisis	36
3.7.1	Beban Gempa Rencana Penentuan Beban Gempa Rencana	36
3.7.2	Metode Analisis Gempa	38
BAB 4 HASIL DAN PEMBAHASAN		40
4.1	Tinjauan umum	40
4.2	Prosedur Analisis	40
4.2.1	Kombinasi Pembebanan	41
4.2.2	Penentuan Arah Beban Dominan dan Faktor Reduksi Kelompok Tiang (p - <i>multipliers</i>)	42
4.3	Penentuan Beban Input Untuk Model Substruktur	45
4.4	Analisis Perpindahan Pilar 3 (P3)	47

4.4.1	Perbandingan Perpindahan Puncak Pilar 3	47
4.4.2	Perbandingan Perpindahan Tiang Pondasi Pilar 3	50
4.5	Analisis Perpindahan Pondasi Abutment	52
4.5.1	Perpindahan Tiang Pondasi Abutment 1 (A1)	52
4.5.2	Perpindahan Tiang Pondasi Abutment 2 (A2)	54
4.6	Analisis Perbandingan Seluruh Model	56
4.6.1	Perbandingan Perpindahan Pilar 3	56
4.6.2	Perbandingan Perpindahan Tiang Pondasi Abutment 1 & 2	57
4.7	Evaluasi Setiap Model Analisis	58
4.7.1	Model 1 (Utuh - Fixed Base)	59
4.7.2	Model 2 (Utuh - SSI)	59
4.7.4	Model 4 (Substruktur - SSI)	59
BAB 5 KESIMPULAN DAN SARAN		61
5.1	Kesimpulan	61
5.2	Saran	62
DAFTAR PUSTAKA		63
LAMPIRAN		65

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1. Respon perpindahan vertikal dan lateral max tengah bentang (a, c) dan akselerasi (b, d) dengan berbagai kecepatan kereta api pada bentang 2 jembatan integral.	7
Gambar 2.2. Lendutan yang disebabkan oleh gaya yang diberikan.	9
Gambar 2.3. Analisis interaksi tanah struktur.	10
Gambar 2.4. Model struktur: (a.) superstruktur dan (b.) pondasi abutment.	12
Gambar 2.5. Skema pembebanan rencana muatan 1921.	13
Gambar 2.6. Beban lateral kereta.	14
Gambar 2.7. Peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA) untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun.	16
Gambar 2.8. Peta respon spektra percepatan 0.2 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun.	16
Gambar 2.9. Peta respon spektra percepatan 1 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun.	17
Gambar 3.1. Diagram alir.	21
Gambar 3.2. Lokasi jembatan eksisting.	22
Gambar 3.3. Model 1: Jembatan utuh dengan fixed base.	23
Gambar 3.4. Pemodelan jembatan utuh dengan interaksi tanah-struktur (SSI).	24
Gambar 3.5. Model 3: Substruktur dengan tumpuan jepit (fixed base).	25
Gambar 3.6. Model 4: Substruktur dengan interaksi tanah struktur (SSI).	25
Gambar 3.7. Profil lapisan tanah.	26
Gambar 3.8. Hasil p-y dengan garis secant stiffness 50% P_{max}	27
Gambar 3.9. Hasil q-w dengan garis secant stiffness 50% q_{max} .	29
Gambar 3.10. Implementasi pegas pada model tiang fondasi.	30
Gambar 3.11. Sistem koordinat pada puncak pilar.	31
Gambar 3.12. Titik tinjau dan penginputan pada puncak pilar.	31
Gambar 3.13. Elemen struktur atas dan elemen lintasan rel jembatan.	31
Gambar 3.14. Respon spektrum Bajalinggei.	38
Gambar 4.1. Susunan kelompok tiang pada pilar.	43

Gambar 4.2. Susunan kelompok tiang pada abutment.	43
Gambar 4.3. Grafik perpindahan pilar 3 (model 1: utuh - fixed base).	48
Gambar 4.4. Grafik perpindahan pilar 3 (model 2: utuh - SSI).	48
Gambar 4.5. Grafik perpindahan pilar 3 (model 3: substruktur - fixed).	49
Gambar 4.6. Grafik perpindahan pilar 3 (model 4: substruktur - SSI).	49
Gambar 4.7. Grafik perpindahan pondasi pilar 3 (model 2: utuh - SSI).	50
Gambar 4.8. Grafik perpindahan pilar 3 (model 3: substruktur - fixed).	51
Gambar 4.9. Grafik perpindahan pondasi pilar 3 (model 4: substruktur - SSI)	51
Gambar 4.10. Perpindahan lateral tiang pondasi abutment 1 (model 2).	52
Gambar 4.11. Grafik perpindahan lateral tiang pondasi abutment 1 (model 3).	53
Gambar 4.12. Grafik perpindahan lateral tiang pondasi abutment 1 (model 4).	53
Gambar 4.13. Perpindahan lateral tiang pondasi abutment 2 (model 2).	55
Gambar 4.14. Grafik perpindahan lateral tiang pondasi abutment 2 (model 3).	55
Gambar 4.15. Grafik perpindahan lateral tiang pondasi abutment 2 (model 4).	56
Gambar 4.16. Grafik perbandingan perpindahan pilar 3.	57
Gambar 4.17. Grafik perbandingan perpindahan lateral pada pile A1.	58
Gambar 4.18. Grafik perbandingan perpindahan lateral pada pile A2.	58

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1. Beban mati.	13
Tabel 2.2. Rekapitulasi hasil Standard Penetration Test (SPT)	18
Tabel 2.3. Rekapitulasi hasil Sondir Test.	18
Tabel 3.1. Data uji N-SPT dan perhitungan N.	36
Tabel 3.2. Penentuan zona gempa.	38
Tabel 4.1. Kelompok pembebanan.	41
Tabel 4.2. Kombinasi pembebanan.	41
Tabel 4.3. Rekapitulasi gaya pada dasar (base) struktur bawah (model 1).	42
Tabel 4.4. Kekakuan lateral dan vertikal pada kedalaman tiang pondasi.	44
Tabel 4.5. Faktor reduksi (p-multipliers) untuk lateral tiang.	44
Tabel 4.6. Rekapitulasi Beban Input untuk Analisis.	46
Tabel 4.7. Rekapitulasi Perpindahan Puncak Maksimum Pilar 3.	50
Tabel 4.8. Data Komparatif Perpindahan maksimum Puncak Tiang pilar 3.	52
Tabel 4.9. Data Komparatif Perpindahan maksimum Puncak Tiang abutment 1.	54

DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN

f_c	= Kuat tekan beton (MPa)
E_c	= Modulus elastisitas beton (MPa atau kN/m^2)
E_s	= Modulus elastisitas baja tulangan (MPa)
γ_c	= Berat isi beton (kN/m^3)
γ_s	= Berat isi baja (kN/m^3)
γ	= Berat isi tanah (kN/m^3)
H	= Tinggi abutmen atau kedalaman tanah (m)
D	= Diameter tiang (m)
L	= Panjang/ kedalaman tiang (m)
N	= Jumlah tiang dalam satu kelompok
Φ	= Sudut geser dalam tanah ($^\circ$)
c	= Kohesi tanah (kN/m^2)
ν	= Rasio Poisson tanah
E_s	= Modulus elastisitas tanah (kN/m^2)
k_h	= Koefisien percepatan gempa horizontal
k_v	= Koefisien percepatan gempa vertikal
θ	= Sudut seismik akibat gempa ($\tan^{-1}(k_h / (1 - k_v))$)
δ	= Sudut gesekan tanah–dinding ($^\circ$)
β	= Sudut kemiringan timbunan tanah di belakang abutmen ($^\circ$)
K_a	= Koefisien tekanan tanah aktif statis
K_{ae}	= Koefisien tekanan tanah aktif seismik (<i>Mononobe–Okabe</i>)
P_a	= Tekanan tanah aktif statis (kN/m)
P_{ae}	= Tekanan tanah aktif seismik (kN/m)
Δ	= Perpindahan lateral puncak abutmen atau pile head (mm)
p	= Tekanan tanah lateral per satuan panjang (kN/m)
y	= Lendutan lateral tiang pada kedalaman tertentu (m)
t	= Gesekan selimut tanah pada permukaan tiang (kN/m)
z	= Perpindahan aksial tiang (m)
q	= Tahanan ujung tiang (kN)
M	= Momen lentur (kNm)

V	= Gaya geser (kN)
N	= Gaya aksial (kN)
K	= Kekakuan elemen struktur atau pondasi (kN/m)
T	= Periode alami struktur (detik)
ξ	= Rasio redaman struktur (%)
D	= Beban mati (<i>Dead Load</i>)
LL	= Beban hidup (<i>Live Load</i>)
P	= Beban gandar (<i>Axle Load</i>) kereta api (kN)
T	= Beban temperatur akibat perubahan suhu pada struktur (kN)
W	= Beban angin (<i>Wind Load</i>)

AASHTO = *American Association of State Highway and Transportation Officials*

API = *American Petroleum Institute*

DL = *Dead Load* (Beban Mati)

LL = *Live Load* (Beban Hidup)

EQ = *Earthquake Load* (Beban Gempa)

SSI = *Soil-Structure Interaction* (Interaksi Tanah-Struktur)

SNI = Standar Nasional Indonesia

SPT = *Standard Penetration Test*

CPT = *Cone Penetration Test* (Sondir)

FEA = *Finite Element Analysis* (Analisis Elemen Hingga)

BAB 1

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Jembatan memegang peran strategis dalam infrastruktur transportasi karena menghubungkan wilayah yang terpisah, terutama di negara kepulauan seperti Indonesia. Menurut Firoozi et al. (2023), “*bridges are among the most important transportation elements*”. Oleh karena itu, perencanaan jembatan harus memperhatikan kemampuan menahan berbagai beban dinamis, seperti beban gempa, beban angin, getaran lalu lintas, dan beban lain yang timbul selama operasi. Secara umum, jembatan terdiri atas struktur atas (gelagar, dek, rel penyangga, dan sebagainya) serta struktur bawah yang meliputi pondasi dan abutment. Pondasi dan struktur bawah sangat krusial karena mentransfer beban dari superstruktur ke tanah penyangga.

Pada praktik perencanaan konvensional, pemodelan jembatan sering menggunakan tumpuan tetap (*fixed support*) pada pondasi. Namun pendekatan ini merupakan penyederhanaan yang hanya valid jika tanah penahan sangat kaku atau berupa batuan dasar. Padahal, di lapangan tanah substruktur sering bersifat lunak atau nonlinier. Saat terjadi beban dinamis (misalnya gempa atau getaran kendaraan), respon struktur dan tanah saling mempengaruhi. Interaksi timbal balik ini dikenal sebagai *Soil–Structure Interaction (SSI)*. Literatur menunjukkan bahwa apabila tanah bersifat lunak atau medium, efek SSI menjadi signifikan dan tidak dapat diabaikan. Dengan mengabaikan SSI, perhitungan struktur dapat menjadi kurang akurat. Bahkan penelitian Firoozi et al. (2023) menyimpulkan bahwa sifat kekakuan tanah di sekitar abutment sangat memengaruhi distribusi beban dan deformasi jembatan; tanah dengan kekakuan tinggi menghasilkan perpindahan dan momen yang lebih kecil.

Metode desain struktural konvensional terkadang mengabaikan efek SSI (*Soil structure interaction*). Efek SSI, bagaimanapun, menjadi menonjol untuk struktur berat yang bersandar pada tanah yang relatif lunak seperti jembatan besar, bangunan bertingkat tinggi dan jalan layang di tanah lunak (Wolf, J. P.(1985).

Pada jembatan rel berkecepatan tinggi, interaksi dinamis ini juga kritikal. Takemiya (2007) menemukan bahwa pemodelan jembatan rel cepat harus memasukkan efek interaksi tanah-struktur agar perilaku dinamisnya tertangkap dengan benar. Dengan latar tersebut, penelitian ini memilih studi kasus *Jembatan Kereta Api BH-38 Baja Linggei – Siantar*. Penelitian akan mengevaluasi pemodelan struktur bawah abutment menggunakan model per-spring (*point spring*) untuk menangkap SSI, dan membandingkannya dengan asumsi tumpuan kaku. Tujuannya untuk mengetahui dampak SSI terhadap perpindahan abutment di bawah beban getaran.

1.2. Rumusan Masalah

Melihat dari latar belakang diatas, maka didapatkan rumusan masalah yang dibahas pada penelitian ini:

1. Mengetahui berapa nilai puncak *displacement* yang terjadi di kepala tiang?
2. Menganalisis perbedaan *displacement* yang telah didapatkan ke dalam pile cap dan dasar struktur bawah, serta menilai apakah perbedaan tersebut melebihi batas kriteria layan (*serviceability*) yang ditetapkan?

1.3. Batasan Masalah

Permasalahan yang akan dibahas oleh penulis pada tugas akhir ini adalah sebagai berikut :

1. Penelitian ini difokuskan pada *abutment 1*, *abutment 2* dan pilar 3 jembatan sebagai elemen struktur bawah yang berinteraksi secara langsung dengan tanah, khususnya melalui sistem pondasi tiang (*pile foundation*).
2. Tidak mencakup perhitungan struktur atas (*superstructure*) jembatan, seperti gelagar, lantai kendaraan, maupun komponen penopang beban lalu lintas.
3. Tidak membahas perhitungan geometri jalan dan perkerasan baik pada jalan dan jembatan.
4. Tidak membahas metode pelaksanaan dan anggaran biaya pelaksanaan.
5. Tempat Lokasi Stasiun Kereta Api Baja Linggei, Kec. Dolok Merawan, Kabupaten Serdang Berdagai, Sumatera Utara.

1.4. Tujuan Penelitian

Adapun tujuan dari penelitian ini adalah sebagai berikut :

1. Mengetahui seberapa besar perpindahan struktur bawah yang terjadi ketika adanya respon getaran akibat beban diatas pada struktur bawah dengan menggunakan SSI (*Soil Structure Interaction*) atau tanpa menggunakan SSI (*Soil Structure Interaction*).
2. Serta mengetahui displacement yang telah didapatkan tersebut tidak melebihi batas kriteria layan yang telah ditetapkan.

1.5. Manfaat Penelitian

Adapun manfaat dari penelitian ini adalah sebagai berikut :

1. Menjadi referensi untuk penelitian terkait *soil structure interaction* berikutnya.
2. Menjadi masukan untuk pengembangan analisis struktur terkait dengan *soil structure interaction*.
3. Menjadi masukan untuk memperkirakan tingkat kebutuhan peninjauan *Soil Structure Interaction (SSI)* dalam melakukan desain struktur dan untuk memberi alternatif metode kepada praktisi untuk meninjau efek SSI kedalam bangunan yang dianalisis.

1.6. Sistematika Penulisan

Secara garis besar, tugas akhir ini akan disusun dalam lima bab dengan sistematika sebagai berikut:

BAB 1 PENDAHULUAN

Dalam bab ini yang dibahas tentang latar belakang, rumusan masalah, tujuan, manfaat penelitian dan sistematika penulisan.

BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA

Dalam bab ini membahas mengenai teori yang digunakan dalam perencanaan yang menggunakan SSI (*Soil Structure Interaction*) dengan tanpa menggunakan SSI (*Soil Structure Interaction*).

BAB 3 METODOLOGI PENELITIAN

Dalam bab ini memuat uraian tentang metode dan langkah – langkah

penelitian secara operasional yang menyangkut pendekatan penelitian, lokasi penelitian, sumber data dan tahap – tahap penelitian.

BAB 4 HASIL DAN PEMBAHASAN

Dalam bab ini berisi tentang data perhitungan dan analisis yang dilakukan.

BAB 5 KESIMPULAN DAN SARAN

Dalam bab ini berisi tentang Kesimpulan dari hasil analisis pengolahan data, solusi dan saran.

BAB 2

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Tujuan Umum

Menurut Wulandari dan Sasongko, (2023) konstruksi jembatan merupakan sistem struktural kompleks yang terdiri dari berapa desain jembatan dibagi menjadi dua bagian utama. Superstruktur (struktur atas) dan substruktur (struktur bawah). Bagian atas struktur terdiri dari balok utama (girder), diafragma, pelat lantai kendaraan dan trotoar. Sedangkan untuk bagian struktur bawah jembatan biasanya mencakup kepala jembatan (abutment), pilar jembatan, dan pondasi. Komponen utamanya meliputi pilar penopang, balok struktural, dan permukaan lintasan yang secara sistematis dirancang untuk mendistribusikan dan menahan beban. Pemilihan material konstruksi menjadi sesuatu yang penting diperhatikan dalam proses perancangan, dengan mempertimbangkan karakteristik mekanis, durabilitas, dan konteks lingkungan spesifik lokasi pembangunan.

Jembatan komposit merupakan jembatan penggabungan material berbeda yaitu antara material beton dan baja struktural. Unsur struktur beton memiliki sifat kuat terhadap gaya tekan sehingga dapat menahan kuat dari momen dan baja struktural memiliki sifat kuat dalam menahan gaya tarik, sehingga kombinasi unsur pembangun jembatan dapat menciptakan struktur yang kuat dan aman.

Sebagian besar kode desain menggunakan spektra desain yang disederhanakan, yang mencapai percepatan konstan hingga periode tertentu, dan setelah itu menurun secara monoton dengan periode. Mempertimbangkan interaksi tanah-struktur membuat struktur lebih fleksibel dan dengan demikian, meningkatkan periode alami struktur dibandingkan dengan struktur yang didukung secara kaku. Selain itu, mempertimbangkan efek SSI meningkatkan rasio redaman efektif sistem. Idealisasi halus dari spektrum desain menunjukkan respons seismik yang lebih kecil dengan peningkatan periode alami dan rasio redaman efektif karena SSI, yang merupakan justifikasi utama dari kode desain seismik untuk mengurangi geser dasar desain ketika efek SSI dipertimbangkan.

2.2 Interaksi Tanah Struktur (*Soil Structure Interaction*)

Konsep interaksi tanah-struktur (*Soil Structure Interaction* atau SSI) menjelaskan bagaimana ketika pondasi dalam pada sebuah komponen ketika bangunan terpengaruhi respon struktur selama terjadinya gempa. Pada pendekatan konvensional, pondasi biasanya dianggap sebagai titik jepit yang kaku, padahal sesungguhnya sistem pondasi memiliki peran yang dinamis.

Ketika sebuah struktur bangunan mengalami beban gempa, kinerjanya tidak hanya ditentukan oleh desain struktur itu sendiri, melainkan juga oleh interaksi kompleks antara beberapa komponen utama. Komponen-komponen tersebut meliputi struktur bangunan atas, sistem pondasi, dan kondisi tanah tempat bangunan didirikan.

Ketika gempa terjadi, pergerakan tanah menghasilkan gaya inersia yang menciptakan gaya geser dasar dan momen lentur pada titik pertemuan antara struktur dan pondasi. Jika sistem pondasi dan tanah tidak benar-benar kaku, maka akan terjadi perpindahan dan rotasi pada pondasi yang dapat secara signifikan memengaruhi perilaku keseluruhan struktur.

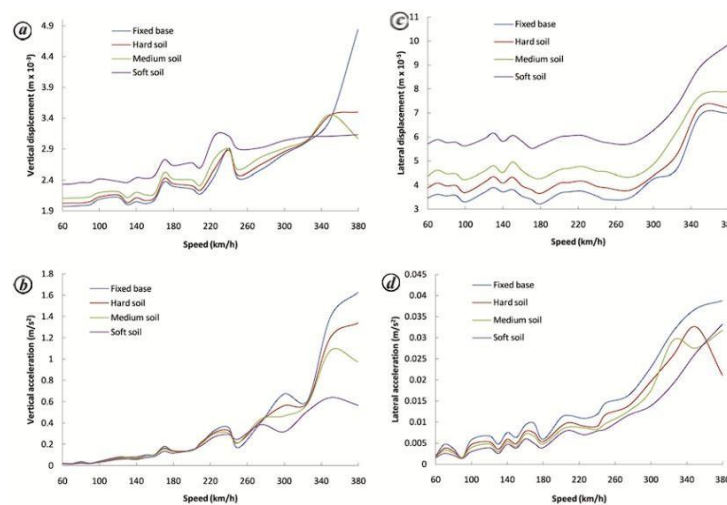
Dalam konteks bangunan seperti jembatan, efek perpindahan pondasi dapat sangat berpengaruh terhadap respons struktur. Mengabaikan fenomena ini berpotensi menimbulkan kesalahan dalam memprediksi kinerja struktur saat menghadapi beban gempa.

Interaksi tanah-struktur dapat dibagi menjadi dua fenomena utama: interaksi kinematik dan interaksi inersia. Interaksi kinematik terjadi karena ketidakmampuan pondasi untuk sepenuhnya mengikuti gerakan tanah (medan bebas) selama gempa. Sementara itu, interaksi inersia berlangsung ketika massa struktur atas mentransfer gaya ke tanah, yang selanjutnya menyebabkan deformasi tambahan pada tanah.

Pemahaman mendalam tentang mekanisme ini sangat penting dalam merancang struktur yang tangguh dan mampu bertahan terhadap beban gempa, dengan mempertimbangkan kompleksitas interaksi antara struktur, pondasi, dan tanah. Wolf, J. P (1985). dari uraian diatas adalah salah satu kasus dimana interaksi antara tanah SSI (*Soil Structure Interaction*) dan struktur bangunan harus diperhitungkan atau tidak. Interaksi tanah terhadap struktur adalah suatu proses analisa struktur yang mengevaluasi respon struktur bagian atas, sistem pondasi,

serta tanah pendukung dibawahnya secara bersama sama akibat gerakan tanah. Secara umum gaya-gaya dalam yang dihasilkan pondasi kaku lebih besar dibandingkan pada model pondasi 6 fleksibel (*flexible base*). Namun tidak dapat dikatakan bahwa seluruhnya menguntungkan terhadap respon dinamis struktur.

Pada penelitian Gharad et al., n.d. (2019), melakukan studi analisis terhadap dua tipe jembatan integral dan menerus, menggunakan metode SSI (Soil Structure Interaction) untuk mengetahui nilai respons resonansi setiap bentang jembatan pada jembatan integral yang mengalami beban dinamis berkecepatan tinggi.



Gambar 2.1: Respon perpindahan vertikal dan lateral max tengah bentang (a, c) dan akselerasi (b, d) dengan berbagai kecepatan kereta api pada bentang 2 jembatan integral.

Gambar 2.1 a dan b menunjukkan plot displesemen dan percepatan vertikal bentang tengah bentang 2 dengan bertambahnya kecepatan kereta. Respon-respon ini meningkat seiring dengan kecepatan untuk jenis tanah yang ditinjau. Dari respon percepatan vertikal, kecepatan resonansi berdekatan dengan nomor moda.

2.3 Interaksi Inersia (*Inertial Interaction*)

Interaksi inersia merupakan salah satu bentuk dari *Soil–Structure Interaction (SSI)* yang berhubungan dengan respon struktur terhadap beban dinamis. Interaksi inersia mengacu pada perpindahan dan rotasi pada tingkat pondasi suatu struktur yang ditimbulkan oleh gaya-gaya inersia yang bekerja pada massa struktur ketika terjadi eksitasi gempa atau getaran dinamis lainnya. Gaya inersia ini terutama berupa gaya geser dasar (*base shear*) dan momen inersia, yang dihasilkan dari respon dinamis superstruktur.

Ketika struktur berinteraksi dengan tanah, gaya inersia yang timbul dari massa struktur tidak hanya memengaruhi perilaku struktur itu sendiri, tetapi juga ditransfer ke pondasi dan selanjutnya ke tanah. Akibatnya, pondasi dapat mengalami pergerakan tambahan, baik berupa translasi maupun rotasi, yang kemudian akan mengubah pola distribusi gaya dalam serta memperbesar deformasi yang terjadi. Dengan kata lain, interaksi inersia menggambarkan pengaruh gaya inersia superstruktur terhadap deformasi pondasi dan tanah di bawahnya, sehingga respons total struktur berbeda dengan kondisi ideal tanpa interaksi tanah.

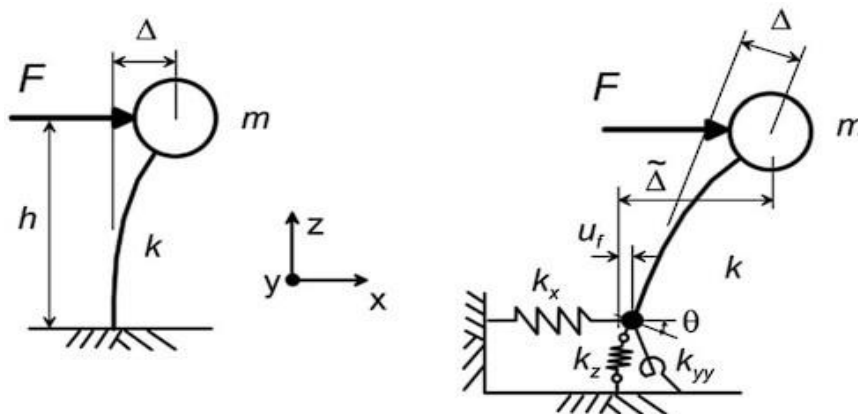
Beberapa penelitian menunjukkan bahwa pengaruh interaksi inersia sangat signifikan pada struktur dengan pondasi fleksibel, seperti pondasi tiang (*pile foundation*), dibandingkan dengan pondasi yang dianggap rigid. Hal ini karena fleksibilitas pondasi menyebabkan gaya inersia yang ditransfer ke tanah dapat menimbulkan deformasi tambahan yang tidak dapat diabaikan. Oleh karena itu, dalam analisis dinamis jembatan maupun bangunan tinggi, pemodelan interaksi inersia menjadi penting untuk memperoleh prediksi respons struktur yang lebih realistis.

Menurut Wolf (1994), interaksi inersia pada dasarnya terjadi karena adanya transfer gaya dari superstruktur ke pondasi yang menghasilkan deformasi tambahan pada tanah. Lebih lanjut, Gazetas (1991) menjelaskan bahwa interaksi inersia dapat menyebabkan peningkatan displacement dan rotasi pondasi, serta memengaruhi periode alami struktur secara keseluruhan. Hal ini berarti bahwa mengabaikan interaksi inersia dapat menimbulkan underestimate maupun overestimate terhadap respons seismik suatu struktur.

Dengan demikian, dalam penelitian ini interaksi inersia dimodelkan melalui penerapan soil spring pada pondasi tiang abutment jembatan, di mana gaya inersia dari superstruktur dipertimbangkan sebagai sumber eksitasi yang menyebabkan terjadinya pergerakan dan rotasi pondasi.

2.4 Interaksi Kinematik (Kinematic Interaction)

Interaksi kinematik terjadi akibat keberadaan elemen pondasi kaku di atas atau di dalam tanah, yang menyebabkan gerakan pada pondasi menyimpang dari gerakan medan bebas. Salah satu penyebab penyimpangan ini adalah rata-rata pelat dasar, di mana gerakan tanah yang bervariasi secara spasial di dalam selubung bangunan dirata-ratakan dalam tapak pondasi karena kekakuan dan kekuatan sistem pondasi. Penyebab penyimpangan lainnya adalah efek penanaman, di mana gerakan pada permukaan pondasi berkurang sebagai akibat dari pengurangan gerakan tanah dengan kedalaman di bawah permukaan bebas. Jika pondasi ditopang oleh tiang pancang, tiang pancang berinteraksi dengan perambatan gelombang di bawah pelat dasar, yang selanjutnya dapat mengubah gerakan pada permukaan pondasi di dasar suatu struktur. seperti yang diilustrasikan dalam Gambar 2, keberadaan sudut vertikal yang bukan nol menyebabkan gelombang tiba di titik yang berbeda di sepanjang pondasi bangunan pada waktu yang berbeda. Lendutan yang disebabkan oleh gaya yang diberikan.



Gambar 2.2: Lendutan yang disebabkan oleh gaya yang diberikan.

2.5 Metode Analisis SSI

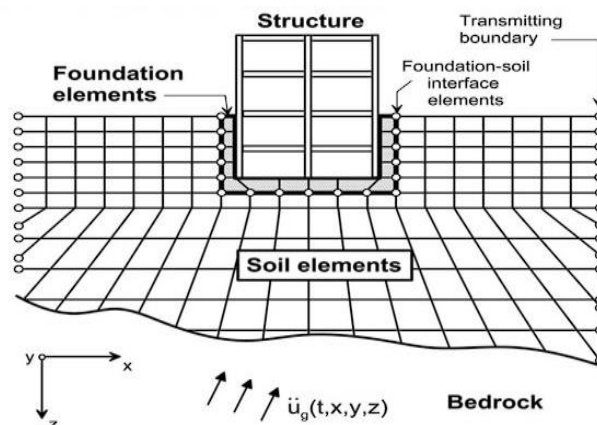
Pada umumnya, analisa *Soil–Structure Interaction (SSI)* dapat dilakukan dengan dua pendekatan utama, yaitu pendekatan langsung (*direct method*) dan pendekatan tidak langsung atau metode sub-struktur (*substructure method*). Kedua metode ini memiliki prinsip, kelebihan, dan keterbatasan masing-masing, serta dipilih berdasarkan tujuan analisis, ketersediaan data, dan tingkat kompleksitas yang diinginkan.

2.5.1 Metode Langsung (*Direct Method*)

Pada pendekatan langsung, tanah dan struktur dimodelkan secara bersamaan dalam satu sistem integral, kemudian dianalisis secara serentak dalam satu tahapan komputasi. Pemodelan dilakukan dengan menggunakan teknik diskretisasi numerik, antara lain:

- a. *Metode Boundary Element (BEM)* untuk domain tanah *semi-infinite*.

Metode ini mampu menggambarkan perilaku interaksi tanah–struktur secara detail, baik dari sisi deformasi tanah maupun respon struktur, sehingga dianggap sebagai pendekatan yang paling realistis. Namun demikian, metode langsung membutuhkan data tanah yang lengkap, kapasitas komputasi yang besar, serta waktu pemodelan dan analisis yang lebih panjang. Oleh sebab itu, metode ini umumnya digunakan dalam penelitian lanjutan atau proyek-proyek skala besar yang menuntut tingkat akurasi tinggi, seperti analisis seismik pada pembangkit listrik nuklir atau jembatan besar.



Gambar 2.3: Analisis interaksi tanah struktur.

Seperti yang digambarkan secara skematis pada Gambar 2.1, tanah sering kali direpresentasikan sebagai kontinum (misalnya, elemen hingga) bersama dengan elemen pondasi dan struktural, yang mentransmisikan batas pada batas jaring tanah, dan elemen antarmuka di tepi pondasi.

Evaluasi respons lokasi menggunakan analisis perambatan gelombang melalui tanah penting untuk pendekatan ini. Analisis semacam itu paling sering dilakukan menggunakan representasi linier yang setara dari sifat-sifat tanah dalam formulasi numerik elemen hingga, perbedaan hingga, atau elemen batas (Wolf, 1985; Lysmer et al., 1999). Analisis langsung dapat mengatasi semua efek SSI yang dijelaskan di atas, tetapi penggabungan interaksi kinematik menantang karena memerlukan spesifikasi gerakan input variabel spasial dalam tiga dimensi. Karena penyelesaian langsung masalah SSI sulit dari sudut pandang komputasi, terutama ketika sistemnya rumit secara geometris atau mengandung nonlinier signifikan pada tanah atau material struktural, maka jarang digunakan dalam praktik.

2.5.2 Metode Tidak Langsung (*Substructure Method*)

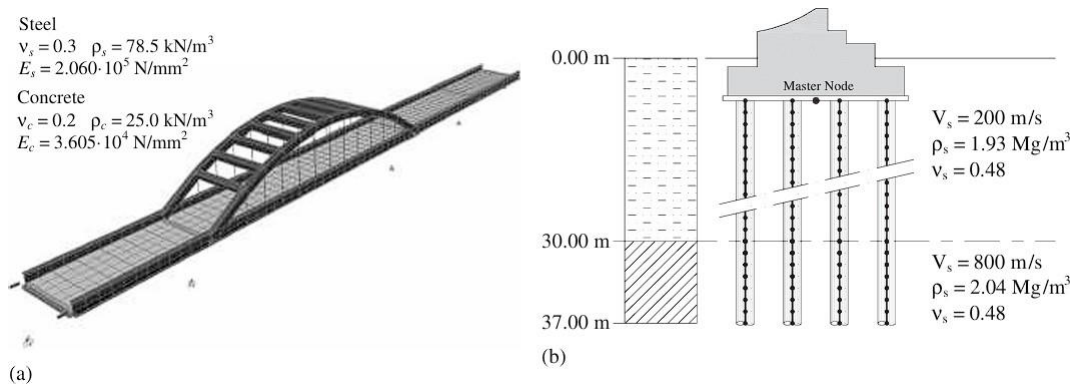
Pada pendekatan sub-struktur, analisis SSI dilakukan melalui pemisahan antara model tanah dan model struktur. Konsep utama metode ini adalah memisahkan sistem menjadi dua bagian, yaitu:

1. Analisis respon tanah, yang dilakukan terlebih dahulu untuk memperoleh impedansi dinamis (*dynamic impedances*) berupa kekakuan pegas (*spring stiffness*) dan redaman (*dashpot*) pada pondasi.
2. Analisis struktur, di mana hasil impedansi dinamis dari tanah tersebut kemudian diterapkan sebagai kondisi batas (*boundary condition*) pada model struktur.

Dengan metode ini, tanah direpresentasikan melalui model soil spring dan dashpot, sedangkan struktur dianalisis terpisah dengan kondisi batas hasil perhitungan tanah. Pendekatan sub-struktur banyak digunakan karena lebih praktis, efisien secara komputasi, dan tidak membutuhkan pemodelan tanah secara detail, metode ini bersifat pendekatan sehingga tingkat akurasinya sangat bergantung pada asumsi linearitas tanah dan representasi soil spring yang

digunakan.

Berdasarkan penelitian yang dilakukan (Carbonari et al., 2011) bertujuan untuk menyelidiki pengaruh interaksi tanah-struktur (*soil-structure interaction*), terhadap respons seismik jembatan multi-bentang (*multi-span bridges*), dengan menerapkan metode pendekatan substruktur pada jembatan rel kereta api yang terletak di daerah rawan gempa.



Gambar 2.4: Model struktur: (a.) superstruktur dan (b.) pondasi abutment.

2.6 Pembebanan Struktur Atas Jembatan

Struktur jembatan harus dirancang sesuai dengan peraturan-peraturan yang berlaku hingga saat ini. Perancangan dilakukan mengacu pada standarisasi perancangan struktur jembatan dan peraturan-peraturan guna mendapatkan hasil yang maksimal. Perencanaan pembebanan jembatan kereta api didasarkan pada pedoman standar Pembebanan untuk jembatan menurut Peraturan Menteri Nomor 60 tahun 2012.

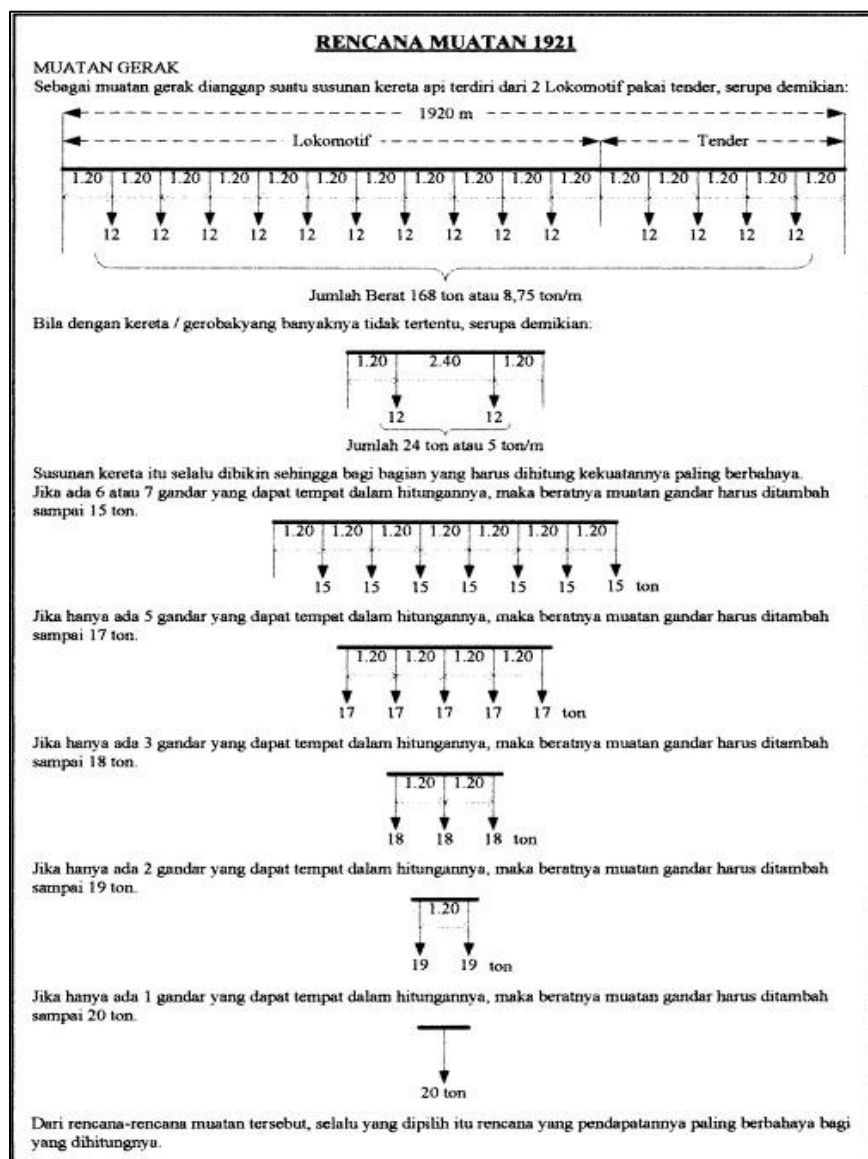
2.6.1 Beban Mati

Berat jenis bahan yang biasanya digunakan dalam perhitungan beban mati sebagaimana tersebut dalam Tabel 2.1.

Tabel 2.1: Beban mati.

Baja, Baja Cor	78.50 kN/m ³
Besi Cor	72.50 kN/m ³
Kayu	8.00 kN/m ³
Beton	24.00 kN/m ³
Aspal Anti Air	11.00 kN/m ³
Ballast Gravel atau Batu Pecah	19.00 kN/m ³

2.6.2 Beban Hidup



Gambar 2.5: Skema pembebanan rencana muatan 1921.

2.6.3 Beban Kejut (i)

Beban kejut diperoleh dengan mengalikan faktor i terhadap beban kereta. Perhitungan paling sederhana untuk faktor i adalah dengan menggunakan rumus sebagai berikut :

- a. Untuk rel pada alas *ballast*, $i = 0,1 + \frac{22,5}{50+L}$
- b. Untuk rel pada perletakan kayu, $i = 0,1 + \frac{25}{50+L}$
- c. Untuk rel secara langsung pada baja, $i = 0,3 + \frac{25}{50+L}$

Dimana i = pada faktor kejut dan L = panjang bentang (m)

2.6.4 Beban Horizontal

a. Beban sentrifugal

Beban sentrifugal diperoleh dengan mengalikan faktor α terhadap beban kereta. Beban bekerja pada pusat gaya berat kereta pada arah tegak lurus rel secara horizontal.

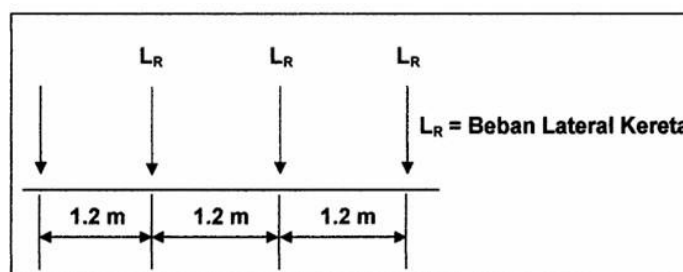
$$\alpha = \frac{V^2}{127 R} \quad (2.1)$$

Dimana : α : Koefisien beban sentrifugal

V : Kecepatan maksimum kereta pada tikungan (km/jam)

R : Radius tikungan (m)

b. Beban lateral kereta (L_R)



Gambar 2. 6: Beban lateral kereta.

Beban lateral kereta adalah sebagaimana ditunjukkan pada Gambar di bawah. Beban bekerja pada bagian atas dan tegak lurus arah rel, secara horizontal. Besaran adalah 15% atau 20% dari beban gandar untuk masing-masing lokomotif atau kereta listrik/diesel.

c. Beban Pengereman dan Traksi

Beban pengereman dan traksi masing-masing adalah 25% dari beban kereta, bekerja pada pusat gaya berat kereta ke arah rel (secara longitudinal).

d. Beban Rel Panjang Longitudinal (L_F)

Beban rel panjang longitudinal pada dasarnya adalah 10 kN/m, maksimum 2,000 kN.

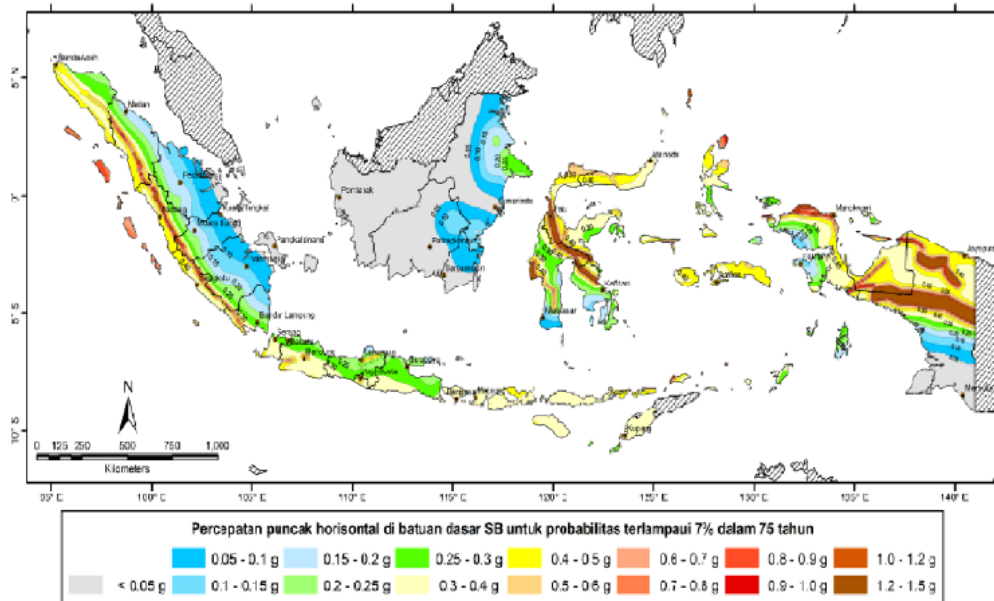
2.6.5 Beban angin

Beban angin bekerja tegak lurus rel, secara horizontal, tipikal nilainya adalah:

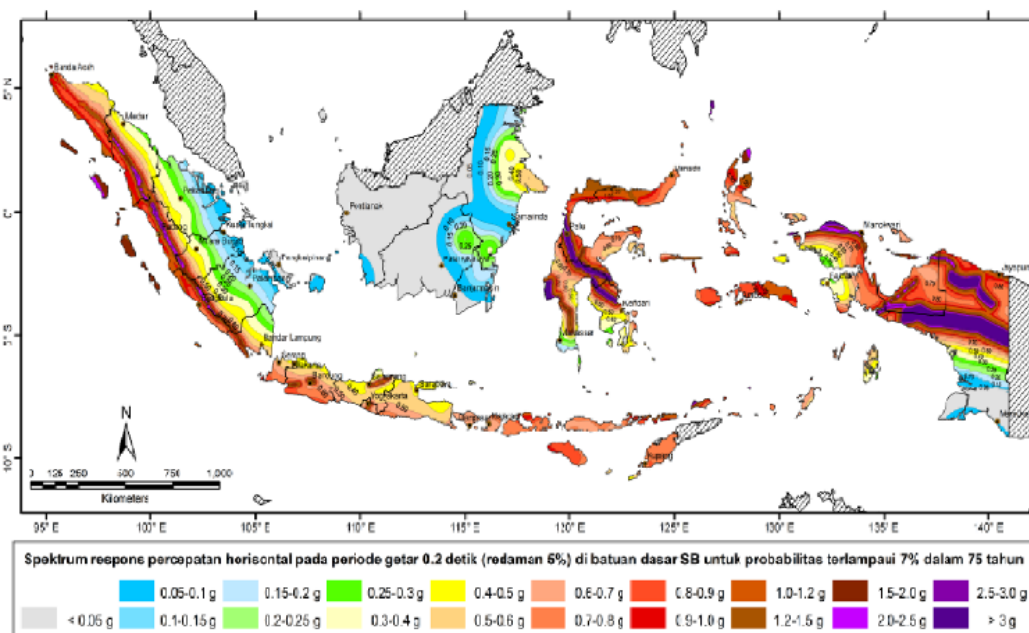
- a. 3.0 kN/m^2 pada areal proyeksi vertikal jembatan tanpa kereta di atasnya. Namun demikian, 2.0 kN/m^2 , pada areal proyeksi rangka batang pada arah datangnya angin, tidak termasuk areal sistem lantai.
- b. 1.5 kN/m^2 pada areal kereta dan jembatan, dengan kereta di atasnya, pengecualian 1.2 kN/m^2 untuk jembatan selain getagar deklorasuk atau jembatan komposit, sedangkan 0.8 kN/m^2 untuk areal proyeksi rangka batang pada arah datangnya angin.

2.6.6 Beban Gempa

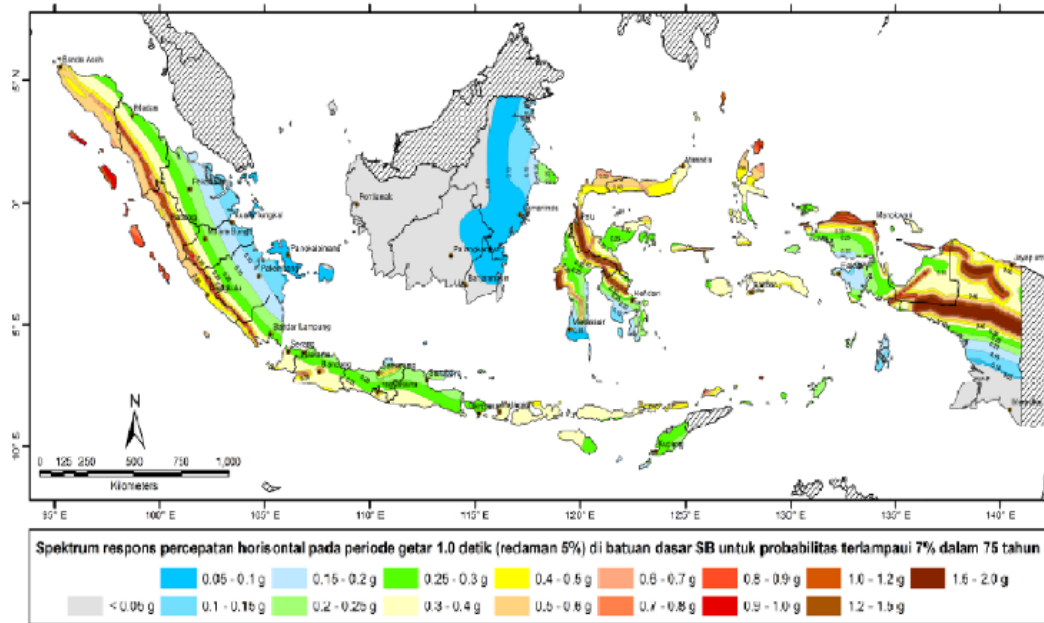
Beban gempa yang digunakan sesuai dengan kriteria SNI 2833:2016 Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa. Sesuai dengan peraturan tersebut mengenai perencanaan ketahanan gempa untuk jembatan, beban gempa didasarkan pada tingkat gempa rencana dengan probabilitas terlampaui 7% dalam kurun waktu 75 tahun. Parameter gempa yang relevan diambil dari peta zonasi gempa Indonesia, yang disajikan sebagai berikut:



Gambar 2.7: Peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA) untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun.



Gambar 2.8: Peta respon spektra percepatan 0.2 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun.



Gambar 2.9: Peta respon spektra percepatan 1 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun.

Perancangan jembatan bertujuan untuk memastikan risiko keruntuhan sangat rendah saat gempa terjadi, meskipun kerusakan yang substansial dan terganggunya fungsi jembatan masih dapat dialami. Kondisi ini mungkin memerlukan perbaikan sebagian atau penggantian struktur secara keseluruhan dalam beberapa situasi. Pihak berwenang memiliki kewenangan untuk menetapkan kriteria kinerja yang lebih ketat, misalnya agar jembatan tetap dapat beroperasi setelah gempa. Beban gempa yang diperhitungkan berupa gaya horizontal. Penentuan besaran gaya ini dilakukan dengan mengalikan koefisien respons elastis (C_{sm}) dengan berat ekuivalen struktur, lalu hasil tersebut disesuaikan dengan faktor modifikasi respons, sebagaimana dirumuskan sebagai berikut:

$$E_Q = \frac{C_{sm}}{R_d} \times W_t \quad (2.2)$$

Dimana : E_Q = gaya gempa horizontal statis (kN)

C_{sm} = koefisien respon gempa elastis

R_d = faktor modifikasi respons

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

2.7 Parameter tanah

Dalam proyek pembangunan jembatan BH-38 ini terdapat beberapa jenis pengujian tanah di lapangan atau *field investigation*, yaitu *Drilling Log* dan *Standard Penetration Test (SPT)* serta *Dutch Cone Penetration Test (Sondir Test)*. Pada bab ini hanya ditampilkan kesimpulan hasil dari pengujian tanah.

2.7.1 Standard Penetration Test (SPT)

Tabel 2.2: Rekapitulasi hasil *Standard Penetration Test (SPT)*

Titik Pengeboran	Kedalaman untuk SPT > 50 blows
Bor 1	12 – 22 meter
Bor 2	14 – 24 meter
Bor 3	14 – 26 meter
Bor 4	20 – 32 meter
Bor 5	14 – 24 meter

Dari hasil pengujian SPT diketahui bahwa pada semua lokasi titik pengujian didapat nilai SPT > 50 blows (Tanah sangat padat dan batuan lunak).

2.7.2 Sondir Test

Tabel 2.3: Rekapitulasi hasil *Sondir Test*.

Titik Sondir	Kedalaman untuk $q_c > 150 \text{ kg/cm}^2$
Sondir 1	$q_c \text{ maks. } 115 \text{ kg/cm}^2$
Sondir 2	16,00 – 19,40 meter
Sondir 3	13,00 – 15,20 meter
Sondir 4	16,00 – 21,80 meter
Sondir 5	15,00 – 15,40 meter

2.8 Pondasi Bore Pile

Pondasi tiang bor mentransfer beban struktur ke lapisan tanah yang lebih dalam melalui dua mekanisme utama: tumpuan ujung (*tip bearing*) dan gesekan kulit (*shaft friction*). Pada tiang pancang tumpuan ujung, ujung tiang bertumpu pada lapisan keras di bawahnya, sedangkan pada tiang gesek beban ditahan oleh tegangan geser sepanjang permukaan tiang. Interaksi tanah-struktur (*SSI*) sangat

mempengaruhi perilaku sistem pondasi dan struktur di atasnya. Fakta bahwa hampir seluruh struktur jembatan (termasuk abutmen dan tiang pancang) dibangun di atas atau dalam tanah menunjukkan bahwa hasil analisis akan berbeda signifikan bila kondisi tanah diperhitungkan. Kondisi tanah yang relatif lunak (kekakuannya lebih kecil daripada kekakuan struktur) menyebabkan kekakuan total sistem berkurang, sehingga frekuensi alami sistem juga menurun. Dengan demikian, fleksibilitas tiang pancang (yang bergantung pada kedalaman, panjang, dan modulus elastisitasnya) akan memodifikasi respons dinamik struktur; tiang yang lebih fleksibel cenderung menurunkan frekuensi alami dan menghasilkan deformasi resonansi yang berbeda dibanding tiang kaku (Bapir dkk., 2023).

2.9 Pemodelan Tanah sebagai Pegas (*Soil Spring*)

Model tanah tipe *Winkler* yang dipakai pada analisis pondasi menggunakan kurva-pegas seperti $p-y$, $t-z$, dan $q-z$. Kurva $p-y$ merepresentasikan respons lateral tanah terhadap perpindahan tiang, dihasilkan secara empiris dari data uji lapangan (misalnya model Matlock–Reese). Pendekatan $p-y$ ini banyak dipakai untuk perhitungan beban horizontal pada tiang karena mampu memodelkan interaksi nonlinier tanah–tiang (Wu dkk., 2024). Untuk gaya aksial pada tiang digunakan metode $T-Z$: kurva $t-z$ (tegangan geser vs perpindahan) mensimulasikan gesekan kulit, sedangkan $Q-z$ (gaya ujung vs perpindahan) mewakili tumpuan ujung (Oh dkk., 2023). Kurva $t-z$ dan $q-z$ umumnya diperoleh dari uji tiang instrumentasi spesifik situs; perangkat lunak geoteknik (misalnya *LPILE*, *DeepFND*) mengimplementasikan model ini untuk mensimulasikan perpindahan tiang dengan metode transfer beban nonlinier (Oh dkk., 2023).

2.10 Standar Desain dan Batas Layan Deformasi

Standar internasional mensyaratkan batas deformasi struktur bawah untuk memastikan kenyamanan dan keamanan operasional rel kereta. Menurut *Eurocode* (EN 1990 dan EN 1991-2), defleksi vertikal maksimum dek jembatan rel dibatasi sekitar $L/1200$ (di mana L = bentang) untuk menjamin kenyamanan penumpang (Rail Baltica, 2022). *AASHTO LRFD* juga menetapkan kriteria layanan yang ketat; misalnya, kriteria defleksi lentur jembatan konvensional berada pada

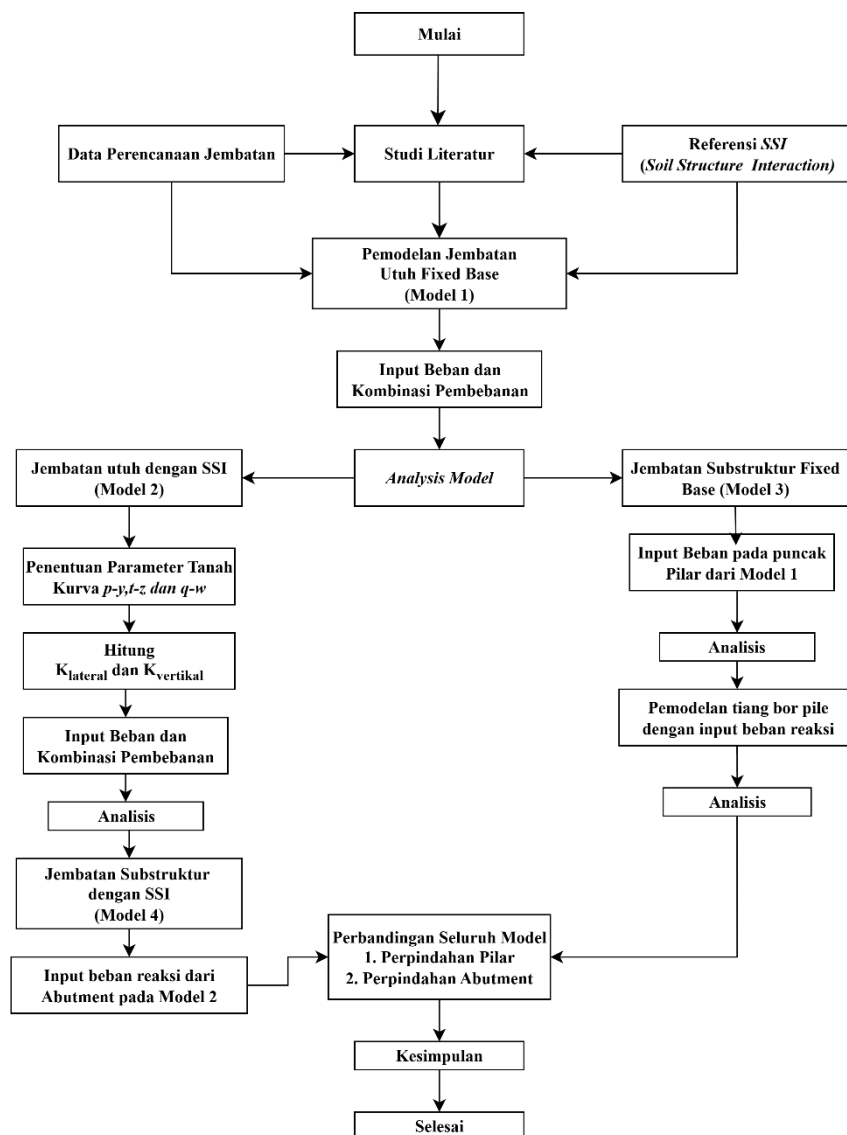
kisaran $L/800$ – $L/1000$ untuk beban hidup guna mencegah getaran atau deformasi berlebih pada dek. Di samping itu, perbedaan penurunan (settlement) antara elemen penopang harus dikendalikan (biasanya di bawah 10–25 mm) untuk menjaga kelancaran transisi trek antara landasan jalan raya dan jembatan (Rail Baltica, 2022). Batas-batas ini secara kolektif memastikan bahwa deformasi horizontal dan vertikal struktur bawah jembatan tetap dalam batas layanan yang diizinkan demi keselamatan dan kenyamanan perjalanan kereta api (Rail Baltica, 2022).

BAB 3

METODE PENELITIAN

3.1 Metodologi Penelitian

Langkah-langkah dalam perencanaan dan analisis struktur jembatan pada tugas akhir ini dilakukan dengan beberapa tahapan, seperti tujuan perencanaan struktur jembatan hingga pemodelan atau pendesainan struktur jembatan. Langkah-langkah perencanaan struktur jembatan dapat dilihat pada Gambar 3.1 berikut ini:



Gambar 3.1: Diagram alir.

3.2 Objek dan Lokasi Studi

Lokasi studi dalam penelitian ini adalah proyek Pembangunan Jembatan Kereta Api BH-38 yang berlokasi di lintas Bajalinggei-Siantar, Kabupaten Serdang Bedagai, Sumatera Utara. Jembatan ini didesain sebagai jembatan kereta api dua jalur.



Gambar 3.2: Lokasi jembatan eksisting.

Kriteria teknis jembatan yang menjadi objek penelitian dirangkum sebagai berikut:

1. Struktur Atas (*Super – structure*)

Tipe jembatan	: Jembatan Beton Precast Voided Slab
Panjang Bentang Jembatan	: 15 meter
Jumlah Bentang Jembatan	: 6 buah

2. Struktur Bawah (*Sub – structure*)

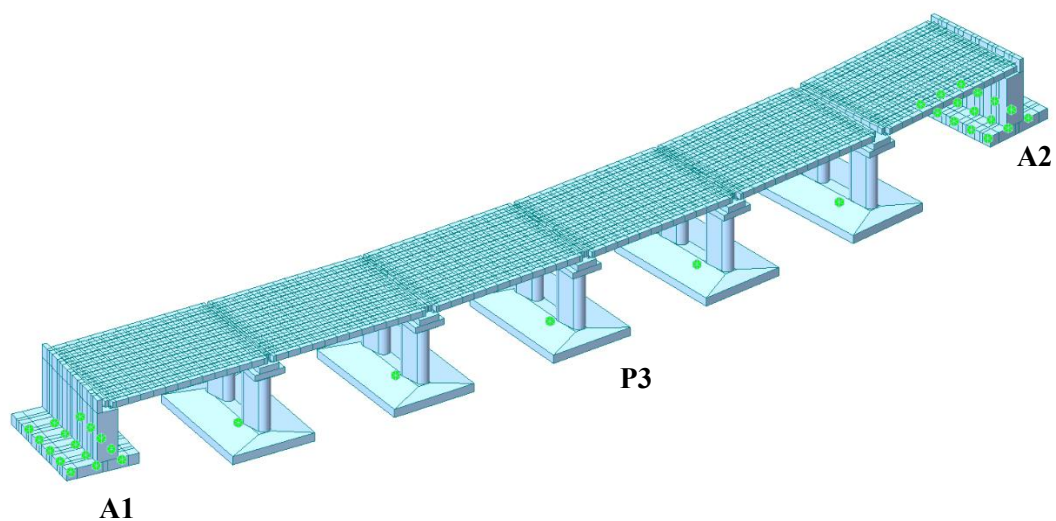
Tipe Abutment	: Abutment Kantilever
Jumlah Abutment	: 2 buah
Tipe Pilar	: Dua Kolom
Jumlah Pilar	: 5 buah
Tipe Pondasi	: Bor Pile
Diameter Tiang	: 0,8 meter

3.3 Tahapan Pemodelan dan Analisis Struktur

Dalam Tugas Akhir ini, analisis jembatan dimodelkan menjadi dua pendekatan pemodelan. Pertama, pemodelan secara keseluruhan (model 1 & model 2), di mana pada jembatan dianalisis sebagai satu kesatuan utuh. Kedua, pemodelan substruktur (Model 3 & 4), di mana hanya bagian bawah jembatan (substruktur) yang dimodelkan, sementara pengaruh dari struktur atas diperhitungkan sebagai beban.

3.3.1 Model 1: Jembatan Utuh

Model ini mempresentasikan jembatan sebagai satu kesatuan sistem struktur yang utuh, mulai dari struktur atas hingga pilar & abutment. Tumpuan pada dasar pilar maupun abutment diasumsikan bersifat jepit sempurna (*fixed base*), yang mengabaikan deformabilitas tanah di bawah fondasi. Pendekatan ini merupakan metode konvensional dalam analisis struktur.

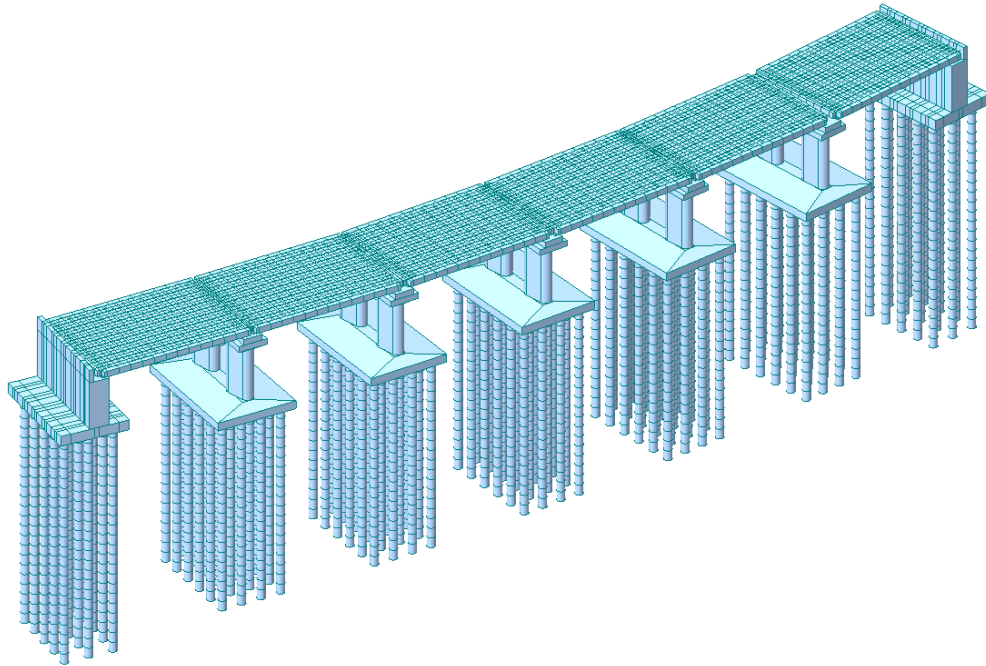


Gambar 3.3: Model 1: Jembatan utuh dengan fixed base.

3.3.2 Model 2: Jembatan Utuh dengan Interaksi Tanah Struktur (SSI)

Model ini merupakan representasi yang lebih realistis karena menganalisis jembatan sebagai satu sistem terintegrasi. Seluruh komponen, mulai dari struktur atas, pilar, abutment, hingga pondasi tiang bor, dimodelkan secara bersamaan,

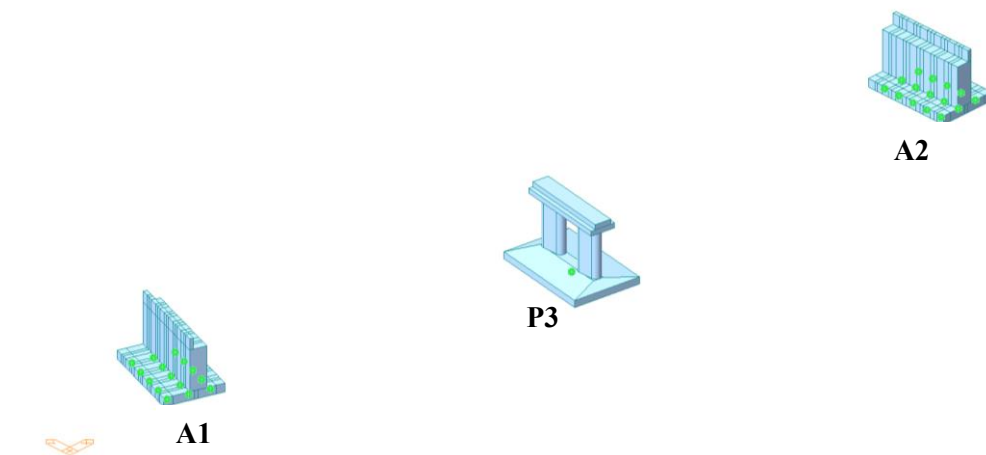
seperti yang diperlihatkan pada Gambar 3.5. Interaksi tanah-struktur (SSI) dimodelkan secara langsung dengan menerapkan tumpuan pegas elastis (*soil spring*) di sepanjang tiang pondasi untuk mensimulasikan fleksibilitas tanah. Analisis ini bertujuan untuk mendapatkan respons perpindahan struktur dengan memperhitungkan efek SSI secara simultan.



Gambar 3.4: Pemodelan jembatan utuh dengan interaksi tanah-struktur (SSI).

3.3.3 Model 3: Substruktur Dasar Jepit (Fixed Substructure)

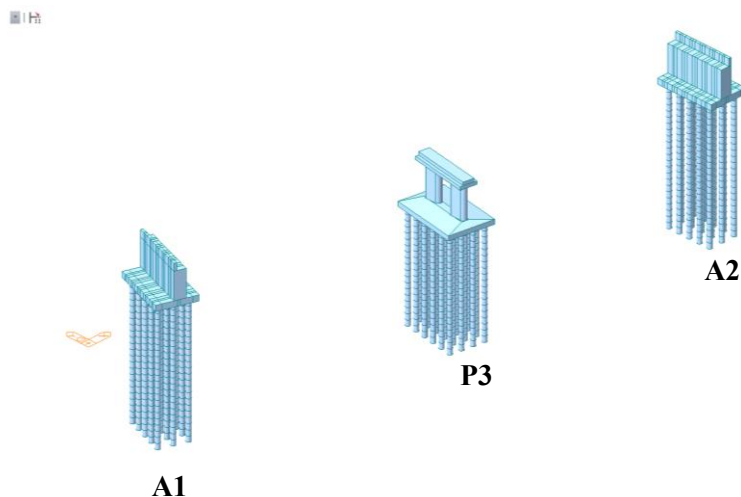
Model ini hanya terdiri dari elemen substruktur pilar dan abutment secara terpisah. Beban dari struktur atas (gelagar, plat lantai) tidak dimodelkan secara fisik, melainkan di representasikan sebagai beban nodal yang bekerja pada puncak pilar maupun abutment. Beban nodal ini diperoleh dari hasil analisis Model 1. Tumpuan pada dasar struktur diasumsikan jepit sempurna.



Gambar 3.5: Model 3: Substruktur dengan tumpuan jepit (fixed base).

3.3.4 Model 4: Substruktur dengan SSI (SSI Substructure)

Model ini identik dengan Model 3. Beban dari struktur atas (gelagar, plat lantai) tidak dimodelkan secara fisik, melainkan direpresentasikan sebagai beban nodal yang bekerja di puncak pilar. Beban nodal ini diperoleh dari hasil analisis Model 2. Tanah disimulasikan sebagai rangkaian pegas (*spring*) dengan nilai kekakuan tertentu yang didistribusikan di sepanjang tiang fondasi.



Gambar 3.6: Model 4: Substruktur dengan interaksi tanah struktur (SSI).

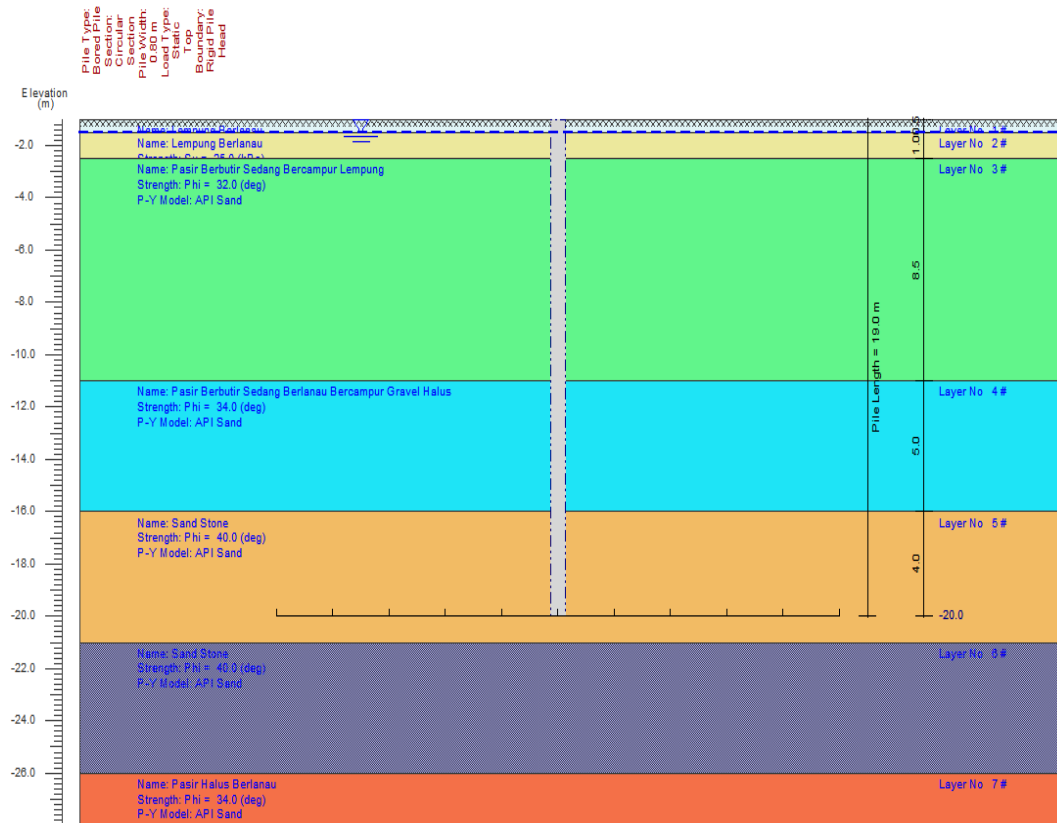
3.4 Pemodelan Interaksi Tanah Struktur (SSI)

Pemodelan SSI adalah langkah kunci untuk mensimulasikan respons tanah. Proses ini mengubah data properti tanah menjadi koefisien pegas untuk digunakan dalam model struktur. Tahapan pemodelan SSI dijelaskan sebagai berikut.

3.4.1 Penentuan Kurva Respons Tanah (p-y, t-z, q-z)

Langkah pertama adalah menentukan perilaku tanah melalui kurva nonlinear yang menunjukkan hubungan antara beban dan deformasi.

- Kurva p-y: Menghubungkan tekanan tanah lateral (p) dengan perpindahan horizontal tiang (y).
- Kurva t-z: Menghubungkan gesekan selimut (t) dengan perpindahan vertikal tiang (z).
- Kurva q-z: Menghubungkan tahanan ujung (q) dengan perpindahan ujung tiang (z). Kurva-kurva ini dihasilkan oleh perangkat lunak berdasarkan data properti tanah.



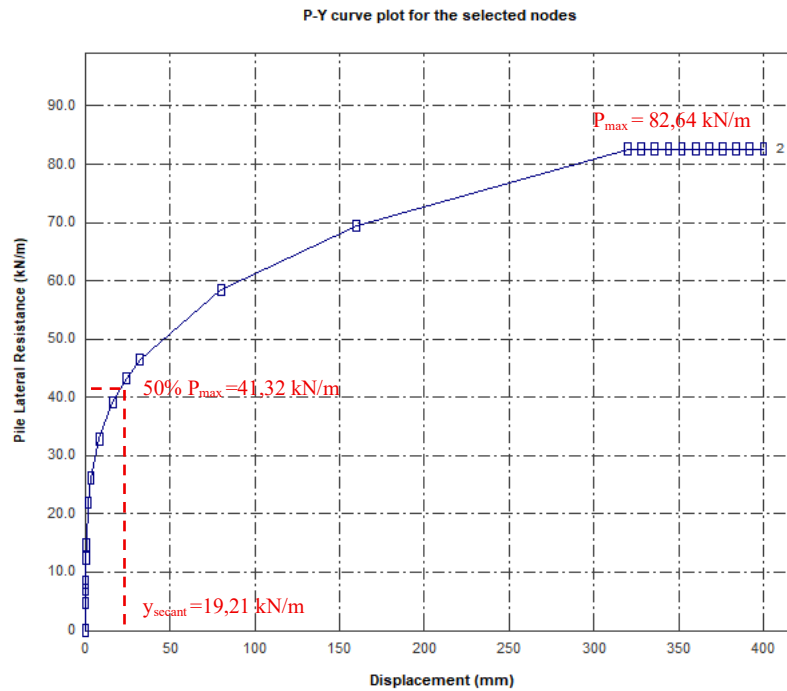
Gambar 3.7: Profil lapisan tanah.

Karena struktur fondasi jembatan ini menggunakan *bor pile*, maka analisis *t-z* dianggap tidak relevan. Dengan demikian, tahanan geser selimut sepanjang tiang diabaikan atau dianggap nol. Kurva-kurva yang dihasilkan dari bantuan

software yang didasarkan pada properti tanah yang diperoleh dari hasil penyelidikan geoteknik, sebagaimana disajikan pada Gambar 3.6. Untuk melihat kurva keseluruhan dari p - y dan q - w , data tersebut dapat dilihat pada lampiran.

3.4.2 Perhitungan Koefisien Pegas (*Spring*) Fondasi

Koefisien pegas (k) merepresentasikan kekakuan tanah dalam model elemen hingga, yang dihitung berdasarkan kurva respons tanah non-linear. Untuk pegas lateral, kekakuan ditentukan dari kurva p - y menggunakan pendekatan secant stiffness pada 50% kapasitas lateral ultimit tanah ($P_{\max}$). Sedangkan untuk pegas vertikal, kekakuan dihitung secara eksklusif dari tahanan ujung (q - z) dengan pendekatan yang sama pada 50% kapasitas ultimit, dimana nilai tegangan (q) dikonversi menjadi gaya dengan mengalikan luas penampang tiang (A). Seperti diilustrasikan pada Gambar 3.7.



Gambar 3.8: Hasil p - y dengan garis secant stiffness 50% $P_{\max}$

Adapun rumus yang digunakan untuk menghitung kekakuan dari grafik non-linier p - y menjadi nilai kekakuan pegas linier adalah dengan rumus:

$$k_h = \frac{p}{y} \quad (3.1)$$

Dimana k_h adalah modulus *subgrade horizontal* dalam satuan kN/m^2 . Karena nilai kekakuan pegas yang diperlukan dalam satuan kN/m , maka nilai p dilakukan perkalian terhadap panjang segmen pengaruh tiang (Δz). Dengan demikian, tekanan tanah persatuan panjang dapat diperoleh menggunakan rumus:

$$k_{lateral} = \frac{p \times \Delta z}{y} \quad (3.2)$$

Keterangan :

k_h = modulus *subgrade horizontal* (kN/m^2)

$k_{lateral}$ = kekakuan pegas lateral (kN/m)

p = tekanan lateral per panjang (kN/m)

Δz = panjang segmen pengaruh tiang (m)

y = perpindahan horizontal tiang (m)

Kekakuan pegas vertikal digunakan untuk mensimulasikan respons tanah terhadap beban aksial. Nilai kekakuan ini secara eksklusif hanya berasal dari tahanan ujung (*end bearing*) di dasar tiang dihitung dari gradien kurva q - w . Untuk menjaga konsistensi, kurva *non-linier* vertikal juga menggunakan kekakuan *secant* 50%, sama seperti pada kurva p - y .

Untuk mengubah nilai tegangan (q) menjadi kekakuan vertikal ($k_{vertikal}$), diperlukan perkalian luas penampang (A). Hal ini dilakukan untuk mengubah nilai tegangan menjadi gaya total yang bekerja pada ujung tiang.

$$k_{vertikal} = \frac{q \times A}{w} \quad (3.3)$$

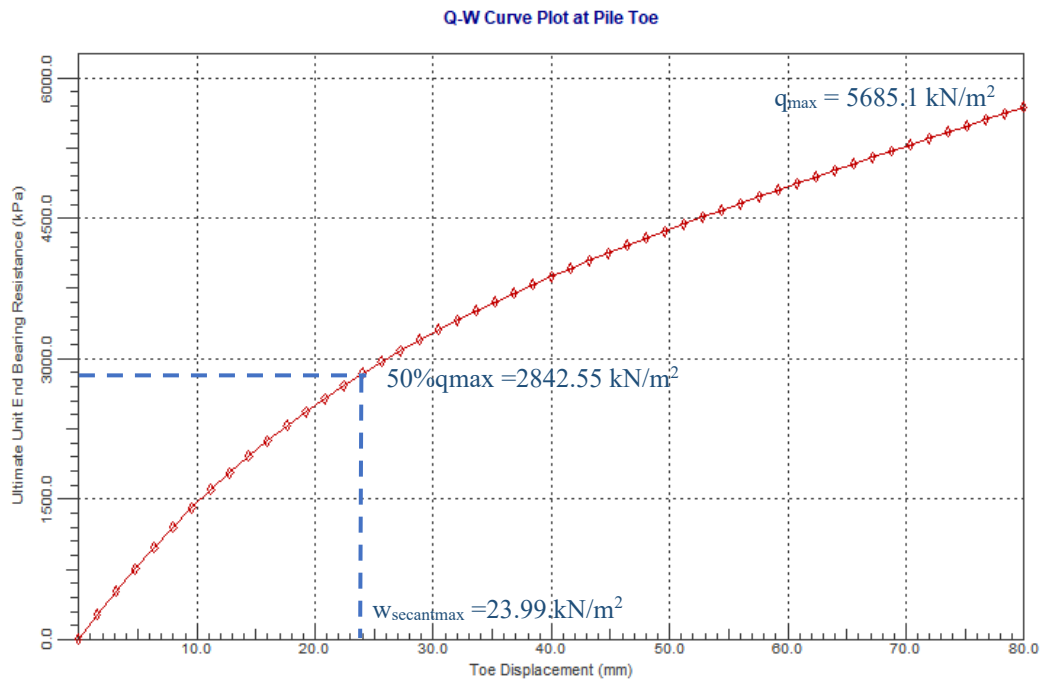
Keterangan :

$k_{vertikal}$ = kekakuan pegas vertikal (kN/m)

q = tegangan tahanan ujung (kN/m^2)

A = luas penampang tiang (m^2)

w = perpindahan vertikal tiang (m)



Gambar 3.9: Hasil q-w dengan garis secant stiffness 50% $q_{\max}$.

3.4.3 Koreksi Efek Kelompok Tiang ($P - Multipliers$)

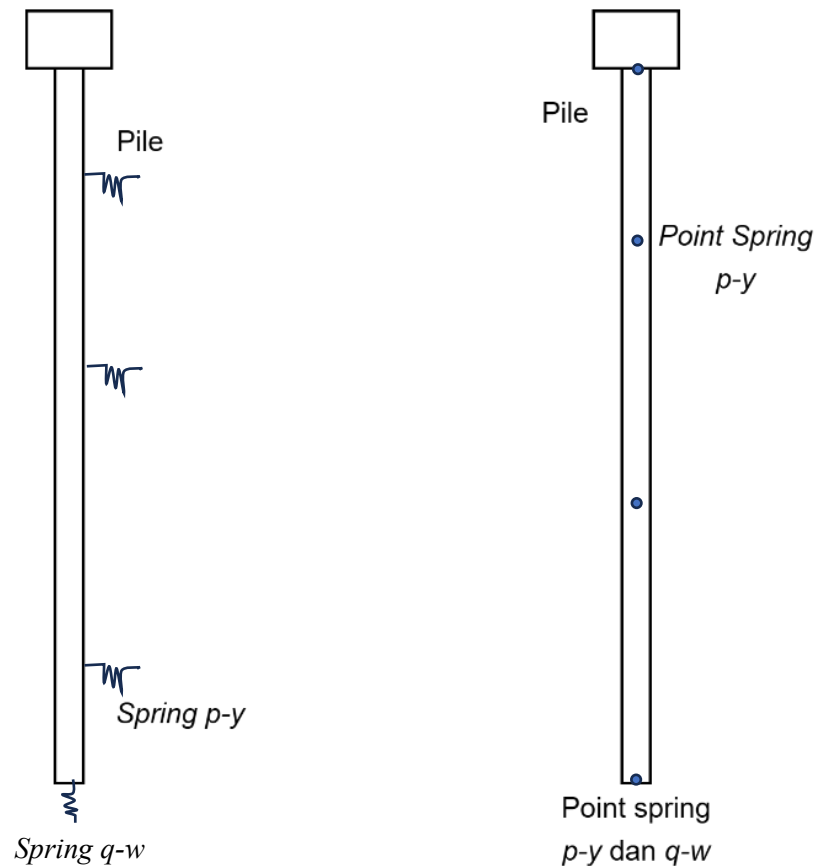
Ketika tiang fondasi dipasang dalam satu kelompok, kapasitas lateral tiang yang berada di baris belakang akan berkurang akibat efek bayangan (*shadowing effect*) dari tiang baris depan. Untuk mengakomodasi fenomena ini, kurva $p-y$ dari tiang tunggal perlu dimodifikasi menggunakan faktor reduksi yang disebut p -multiplier (P_m).

3.4.4 Implementasi Pegas pada Model Elemen Hingga

Nilai koefisien pegas yang telah dihitung dan dikoreksi diterapkan pada model struktur sebagai tumpuan elastis (*point spring*) di setiap titik (node) sepanjang tiang pondasi. Terdapat dua jenis pegas yang digunakan: pegas lateral ($p-y$) untuk mensimulasikan respons tanah terhadap beban lateral, dan pegas vertikal (berbasis kurva $q-w$) untuk mensimulasikan respons terhadap beban aksial yang hanya mewakili tahanan ujung.

Untuk kekakuan lateral yang didasarkan pada kurva ($p-y$), pemodelan dilakukan per segmen 1 meter sepanjang tiang bor. Ketika kekakuan tersebut di

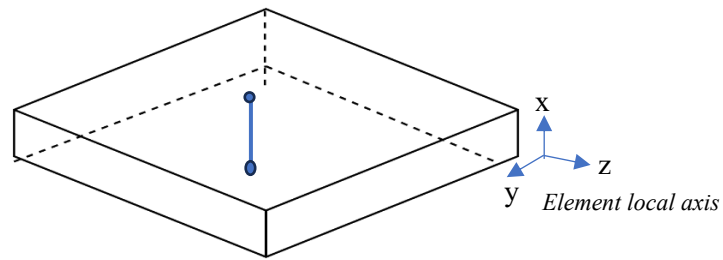
input pada node atas dan bawah dari segmen tiang, panjang pengaruh yang ditanggung oleh setiap pegas adalah 0,5 meter atau setengah dari panjang segmen 1 meter tersebut.



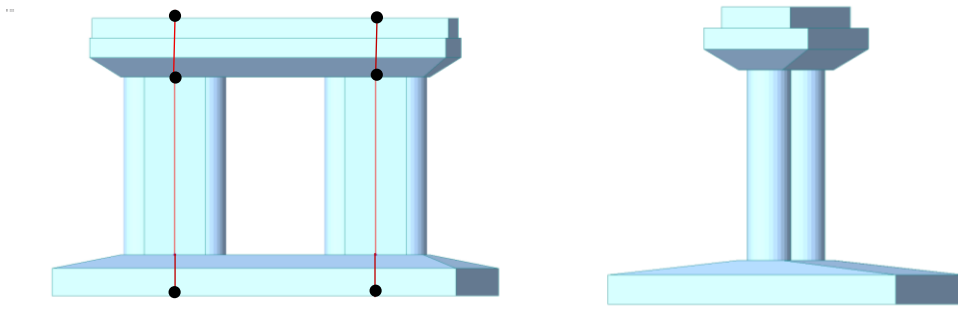
Gambar 3.10: Implementasi pegas pada model tiang fondasi.

3.5 Transfer Beam Force sebagai Beban *Nodal Load*

Dalam pemodelan substruktur (Model 3 dan 4), beban dari struktur atas diaplikasikan sebagai beban terpusat (nodal load) pada puncak pilar. Nilai beban ini merupakan hasil beam force yang diperoleh dari analisis model jembatan utuh (Model 1 dan 2). Beam force dari analisis elemen hingga umumnya disajikan dalam sistem koordinat lokal elemen. Oleh karena itu, diperlukan transformasi ke sistem koordinat global untuk memastikan arah pembebanan yang benar.



Gambar 3.11: Sistem koordinat pada puncak pilar.



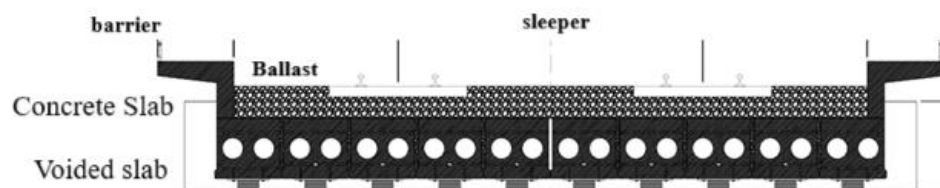
Gambar 3.12: Titik tinjau dan penginputan pada puncak pilar.

3.6 Data Pembebanan Jembatan Kereta Api

Dalam analisis dan perancangan struktur, jenis pembebanan secara umum dikategorikan berdasarkan durasi dan variabilitasnya, yaitu menjadi beban permanen (*permanent load*) dan beban sementara (*transient load*).

3.6.1 Beban Tetap (Permanent Load)

Beban yang bekerja secara terus – menerus pada jembatan, yang sumber utamanya adalah karakteristik material jembatan, teknik konstruksinya, serta bangunan pelengkap yang terhubung dengannya. Aksi-aksi ini antara lain :



Gambar 3.13: Elemen struktur atas dan elemen lintasan rel jembatan.

1. Beban Mati Primer (MS – *Dead Load*)

Merupakan berat sendiri dari komponen struktur utama jembatan (balok, plat lantai, pilar, abutment) yang dihitung berdasarkan dimensi rencana dan berat volume material yang digunakan (beton, baja). Perhitungan ini mengacu pada prinsip dasar mekanika struktur dan sifat material, sebagaimana tersirat dalam persyaratan material pada PM.60.

2. Beban Mati Tambahan (MS – *Dead Wear*)

Beban mati tambahan didefinisikan sebagai berat dari komponen-komponen yang terpasang secara permanen di atas struktur atas jembatan, namun tidak termasuk dalam elemen struktur utama. Dalam konteks kereta api, fungsi utama ballast adalah mendistribusikan beban-beban di atasnya secara merata keseluruhan permukaan *voided slab* yang menanggungnya. Oleh karena itu besar beban yang bekerja pada masing-masing *voided slab* ditentukan oleh nilai beban yang disebarkan oleh *ballast* tersebut. Adapun beban yang bekerja antara lain :

a. Lapisan beton tambahan (*Topping*)

Karena penampang *topping* merata pada seluruh permukaan *voided slab* sehingga beban ini dapat dihitung :

$$\begin{aligned} Topping &= \gamma_{topping} \times \text{penampang topping} \times 1 \\ &= 24,00 \frac{kN}{m^3} \times 0.78m^2 \times 1 m \\ &= 0,862 \text{ kN/m} \\ &= 0,172 \text{ kN/m (sepanjang bentang dari 5 slab)} \end{aligned}$$

b. Batu Pecah (*Ballast*)

Karena *ballast* berbentuk trapesium dan penampang *ballast* tidak simetris bekerja pada permukaan *voided slab*, maka beban *ballast* yang bekerja akan dihitung satu persatu.

Penampang *ballast* yang bekerja pada *voided slab* :

$$A_{ballast_{Void 1,5}} = \frac{1}{2} \times 0.145 \times 0.0725$$

$$\begin{aligned}
& \approx 0,005 \text{ m}^2 \\
A_{ballast_{Void3}} &= 0,97 \times 0,3 \\
& \approx 0,291 \text{ m}^2 \\
A_{ballast_{Void2,4}} &= A_{ballast_{Void3}} - \frac{1}{2} \times 0,455 \times 0,2275 \\
& \approx 0,239 \text{ m}^2
\end{aligned}$$

Maka beban *ballast* yang bekerja pada tiap *voided slab* dapat dihitung :

$$\begin{aligned}
Ballast_{Void1.5} &= \gamma_{ballast} \times A_{ballast_{void1.5}} \times 1 \text{ m} \\
&= 19,00 \text{ kN/m}^3 \times 0,005 \times 1 \text{ m} \\
&= 0,01 \text{ kN/m} \\
&\text{(sepanjang bentang dari voided slab1\&5)}
\end{aligned}$$

c. Bantalan (*Sleeper*)

Beban ini dianggap hanya bekerja pada 3 *voided slab* yang berada ditengah sehingga :

$$\begin{aligned}
Sleeper &= \gamma_{concrete} \times \text{volume sleeper} \times \text{jumlah sleeper} \\
&= 24,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \times 0,092 \text{ m}^3 \times 25 \text{ buah} \\
&= 55,2 \text{ kN} \\
&= 1,23 \text{ kN/m (sepanjang bentang dari 3 voided slab)}
\end{aligned}$$

d. Dinding pembatas dan Trotoar (*Side Barrier and Sidewalk*)

Beban ini dianggap hanya bekerja pada 2 *voided slab* yang berada di sisi terluar sehingga :

$$\begin{aligned}
Barrier &= \gamma_{concrete} \times \text{volume barrier} \times \text{jumlah barrier} \\
&= 24,00 \text{ kN/m}^3 \times 6,694 \text{ m}^3 \times 2 \text{ buah} \\
&= 321,3 \text{ kN} \\
&= 10,71 \text{ kN/m (sepanjang bentang dari 2 voided slab)}
\end{aligned}$$

3.6.2 Beban Sementara (Transient Loads)

Beban sementara adalah beban yang karakteristiknya tidak permanen, yakni keberadaannya tidak terus-menerus dan magnitudonya mengalami fluktuasi besar sepanjang umur layan struktur. Pola kemunculan maupun besarnya dapat

bersifat acak atau teratur dalam periode waktu yang singkat.

1. Beban Hidup Kereta Api (LL-Live Load)

Karena jembatan memiliki bentang 15 meter, maka digunakan susunan kereta api standar dengan beban gandar 12 ton dan jarak antar gandar , 1,20 meter berdasarkan RM.12.

2. Beban Kejut (I – *Impact*)

Beban kejut atau *impact factor* adalah beban tambahan yang diaplikasikan pada beban hidup kereta api statis (LL) untuk memperhitungkan efek dinamis.

$$\begin{aligned}\text{Faktor Beban Kejut} &= 0,1 + \frac{22,5}{50+L} \\ &= 0,1 + \frac{22,5}{50+15} \\ &= 0,446 \quad (44,6\%)\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Beban Kejut} &= 1 + \text{faktor beban kejut} \\ &= 1 + 0,446 \\ &= 1,446 \quad (\text{faktor perkalian untuk beban LL})\end{aligned}$$

3. Beban Rem dan Traksi (*TB – Braking Force and Traction Force*)

Beban ini dimodelkan pada tengah bentang dari tiga voided slab dengan ketinggian pusat gravitasi kereta api yaitu 1,8 meter dari permukaan slab. Untuk mengetahui beban rem dan traksi yang besarnya adalah 25% dari beban kereta, maka harus mengetahui terlebih dahulu berapa total beban vertikal dari susunan kereta api yang bisa berada disepanjang bentang 15 meter dari *voided slab*. Susunan standar yang digunakan adalah 12 ton dengan jarak 1,20 meter. Jadi total beban gandar yang masuk dibentang 15 meter adalah 13 beban gandar. Maka beban rem dan traksi, yaitu :

$$\begin{aligned}\text{Panjang total gandar} &= \text{jarak beban} \times \text{perkiraan gandar di bentang} \\ &= 1,20 \times 12 \text{ gandar} \\ &= 14,40 \text{ m } (<15 \text{ meter})\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Total beban gandar} &= \text{jumlah beban gandar} \times \text{satuan beban gandar} \\ &= 13 \text{ beban gandar} \times 12 \text{ ton} \\ &= 156 \text{ ton}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Beban Rem dan Traksi} &= 25\% \times \text{total beban gandar} \\ &= 25\% \times 156 \text{ ton}\end{aligned}$$

$$= 39 \text{ ton}$$

$$= 13 \text{ ton (tengah bentang dari 3 voided slab)}$$

4. Beban Lateral Kereta (LR – *Lateral Force from Train*)

Beban ini merupakan salah satu komponen dari total gaya lateral yang ditransfer dari kereta api ke jembatan yang secara khusus mempresentasikan efek goyangan sebesar 15% atau 20% dari beban gandar. Karena kereta api lokomotif maka digunakan sebesar 15% dari beban gandar.

$$\text{Lateral kereta} = 15\% \times \text{satuan beban gandar}$$

$$= 15\% \times 12 \text{ ton}$$

$$= 1,8 \text{ ton/beban gandar}$$

5. Beban sentrifugal (TR – *Centrifugal Force*)

Beban ini dimodelkan sebagai beban merata horizontal radial yang bekerja di sepanjang bentang dari tiga voided slab, diaplikasikan pada ketinggian pusat gravitasi kereta api setinggi 1,8 meter dari permukaan slab. Diketahui bahwa kecepatan maksimum kereta adalah 120km/jam dan kelengkungan jembatan adalah 300,2 meter.

$$\begin{aligned} \text{Faktor beban sentrifugal} &= \frac{v^2}{127 \times R} \\ &= \frac{120^2}{127 \times 300,2} \\ &= 0,378 \text{ (37,8\%)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban sentrifugal} &= 37,8\% \times \text{total beban gandar} \\ &= 37,8\% \times 156 \text{ ton} \\ &\approx 58,92 \text{ ton} \\ &\approx 1,31 \text{ ton/m (sepanjang bentang dari 3 voided slab)} \end{aligned}$$

6. Beban Angin (EW – *Wind Force*)

Permukaan jembatan yang terkena angin diasumsikan menerima beban secara merata. Luas area yang dihitung untuk beban ini adalah total area semua komponen (termasuk sistem lantai dan railing) yang proyeksinya tegak lurus terhadap arah angin. Kita perlu mencoba berbagai arah angin untuk menentukan

efek paling berbahaya pada jembatan atau bagian-bagiannya. Bagian struktur yang luasnya tidak signifikan terkena angin dapat diabaikan.

7. Beban Gempa (*Earthquake Load*)

Pembebanan gempa dalam penelitian ini ditentukan berdasarkan SNI 2833:2016 tentang Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Jembatan, dengan probabilitas terlampaui sebesar 7% dalam periode 75 tahun.

8. Tekanan pada dinding abutment

Tekanan Pada Dinding Abutment Tekanan yang hekerja pada dinding abutment terdiri dari tiga komponeri utama, tekanan akibat bera tanah sendiri, tekanan akibat beban tambahan (sarchurgy), dan tekanan akibat heban dinamis Rincian perhitungan untuk setiap komponen tersebut dapat dilihat pada lampiran.

3.7 Penentuan Beban Gempa Rencana dan Metode Analisis

Pada bagian ini dibahas penentuan beban gempa rencana meliputi pengolahan data tanah, kalsifikasi situs, penentuan faktor amplikasi, penyusunan respon spektrum rencana, kalasifikasi keberaturan jembatan, serta metode analisis yang digunakan.

3.7.1 Beban Gempa Rencana Penentuan Beban Gempa Rencana

Penentuan beban gempa rencana mengacu pada SNI 2833-2016, diawali dengan identifikasi kondisi tanah dari hasil SPT. Nilai N rata-rata digunakan untuk Klasifikasi situs, penentuan faktor amplikasi, respon spektrum, serta metode analisis gempa. Data uji NSPT dapat dilihat pada tabel 3.1.

Tabel 3.1: Data uji N-SPT dan perhitungan $\bar{N}$.

Nilai N-SPT		Rata - rata N	
Kedalaman m	N-SPT blows	Tebal (t) m	t/N m
2	8	2	0.250
4	15	2	0.133
6	34	2	0.059
8	37	2	0.054
10	45	2	0.044
12	50	2	0.040
14	67	2	0.030
16	61	2	0.033

Tabel 3.1: *Lanjutan.*

Nilai N-SPT		Rata - rata N	
Kedalaman m	N-SPT blows	Tebal (t) m	t/N m
18	64	2	0.031
20	60	2	0.033
22	62	2	0.032

Untuk menentukan klasifikasi situs, diperlukan nilai rata-rata N-SPT ($\bar{N}$) hingga kedalaman 23 meter. Perhitungan ini mengacu pada pedoman yang sesuai dengan SNI 2833-2016, dengan menggunakan rumus rata-rata harmonik sebagai berikut:

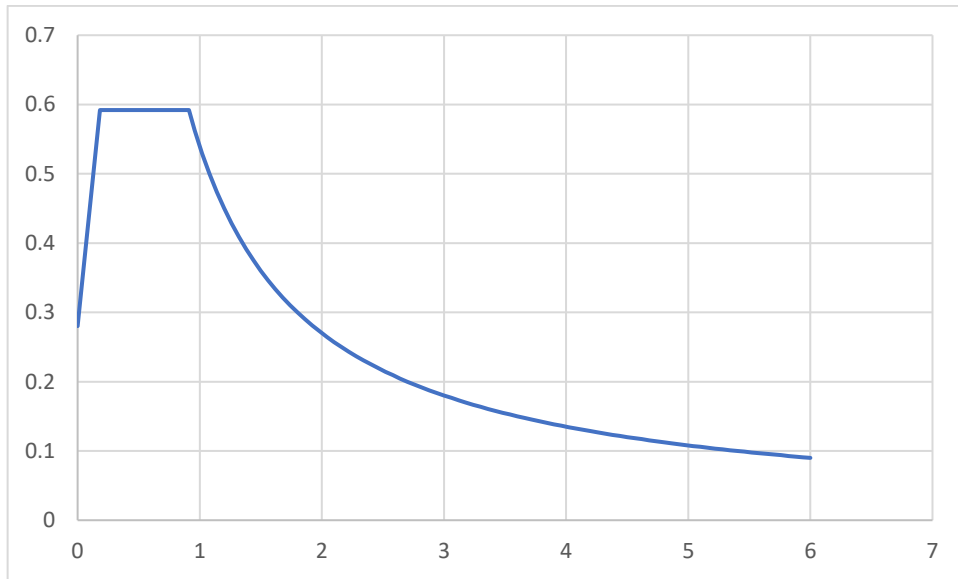
$$\bar{N} = \frac{\sum t_i}{\sum \left(\frac{t_i}{N_i} \right)} \quad (3.4)$$

$$\bar{N} = \frac{32,86}{0,7}$$

Berdasarkan nilai N tersebut dapat diketahui bahwa kelas situs pada lokasi jembatan ini adalah Tanah Sedang (SD). Dengan begitu dari peta gempa dapat diketahui untuk wilayah jembatan ini.

$$\begin{aligned} \text{PGA} &= 0,175 \text{ g} \\ \text{Ss} &= 0,35 \text{ g} \\ \text{S}_1 &= 0,275 \text{ g} \end{aligned} \quad (3.5)$$

Berdasarkan data percepatan tanah yang diperoleh, analisis beban gempa untuk wilayah Bajalinggei dilakukan menggunakan respons spektrum yang dihasilkan dari tanah ini menjadi dasar perhitungan gaya-gaya gempa yang bekerja pada struktur. Respon spektrum untuk wilayah Bajalinggei dapat dilihat pada Gambar 3.10 dibawah berikut:



Gambar 3.14: Respon spektrum Bajalinggei.

3.7.2 Metode Analisis Gempa

Penentuan metode analisis gempa yang tepat untuk struktur jembatan merupakan langkah krusial dalam perencanaan untuk memastikan keamanan dan kinerja struktur saat terjadi guncangan seismik. Proses pemilihan metode ini didasarkan pada tiga faktor utama zona gempa lokasi jembatan, tingkat keberaturan struktur dan klasifikasi kepentingan jembatan.

Tabel 3.2: Penentuan zona gempa.

Koefisien Percepatan (SD_1)	Zona Gempa
$SD_1 \leq 0,15$	1
$0,15 < SD_1 \leq 0,30$	2
$0,30 < SD_1 \leq 0,50$	3
$SD_1 > 0,50$	4

Dilakukan penentuan zona gempa berdasarkan nilai koefisien percepatan respons spektral desain (SD_1). Nilai ini dihitung menggunakan persamaan:

$$SD_1 = F_v \times S_1 \quad (3.6)$$

$$SD_1 = 1.525 \times 0,275$$

$$SD_1 = 0,419$$

Berdasarkan tabel 3.2, nilai SD_1 sebesar 0,419 berada pada $0,30 < SD_1 \leq 0,50$. Dengan demikian lokasi jembatan ditetapkan masuk kedalam zona gempa 3.

Sesuai standar yang berlaku, evaluasi terhadap konfigurasi jembatan menunjukkan bahwa jembatan memenuhi kriteria untuk parameter sudut maksimum dan rasio bentang maksimum.

Namun, terdapat ketidaksesuaian pada parameter rasio maksimum kekakuan pilar dari bentang ke bentang. Standar yang ditetapkan untuk jembatan dengan 6 bentang membatasi rasio kekakuan pilar maksimum sebesar 2,0. Hasil perhitungan menunjukkan bahwa jembatan ini memiliki rasio kekakuan sebesar 4,29, yang mana melebihi batas yang diizinkan. Oleh karena nilai rasio kekakuan yang didapat melebihi standar, maka struktur jembatan ini diklasifikasikan sebagai Jembatan Tidak Beraturan.

Dari hasil analisis yang dilakukan, didapatkan kesimpulan sebagai berikut:

- a. Zona gempa: 3
- b. Keberaturan struktur: Jembatan Tidak Beraturan.
- c. Klasifikasi Jembatan: Kategori Jembatan Penting.

Berdasarkan ketiga faktor tersebut, dapat disimpulkan bahwa metode analisis pengaruh gempa yang sesuai dengan SNI 2833:2016 untuk perancangan jembatan ini adalah metode spektra multimoda (mm).

Menurut SNI 2833:2016 Pasal 6.3.3, metode spektra multimoda digunakan untuk menganalisis respon jembatan terhadap gempa. Dalam metode ini, respons dari setiap mode getar digabungkan menggunakan metode Complete Quadratic Combination untuk mendapatkan perpindahan total pada struktur.

BAB 4

HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1 Tinjauan umum

Bab ini menyajikan hasil analisis struktur dari dua pendekatan pemodelan yang berbeda untuk mengevaluasi pengaruh interaksi tanah-struktur (*SSI*) pada Jembatan Kereta Api BH-38. Fokus utama pembahasan adalah perbandingan respons perpindahan (*displacement*) pada abutment jembatan. Dua metode pemodelan yang dianalisis adalah:

- Model 1 (Jembatan Utuh - Fixed Base): Model jembatan holistik dengan asumsi perletakan jepit sempurna (*fixed base*) di dasar pilar dan abutment. Model ini merepresentasikan pendekatan desain paling sederhana dengan tingkat kekakuan struktur maksimum.
- Model 2 (Metode Langsung/Utuh SSI): Pada metode ini, jembatan dimodelkan sebagai satu sistem terintegrasi di mana struktur atas, abutment, pilar, dan pondasi tiang dengan *soil spring* dianalisis secara bersamaan. Model ini merepresentasikan interaksi antara tanah dan struktur secara lebih realistis.
- Model 3 (Jembatan Substruktur - Fixed): Model pondasi yang dianalisis secara terpisah (substruktur), dimana perilakunya dianggap kaku tanpa *soil spring*. Beban input pada model ini berasal dari reaksi perletakan maksimum yang dihasilkan oleh Model 1. Pendekatan ini mensimulasikan alur kerja desain konvensional bertahap.
- Model 4 (Jembatan Substruktur - SSI): Model substruktur yang dilengkapi dengan *soil spring* untuk merepresentasikan fleksibilitas tanah. Beban input pada model ini berasal dari gaya dalam (*beam force*) yang diekstrak dari Model 2. Pendekatan ini bertujuan untuk menguji akurasi metode substruktur jika diberi input beban yang lebih realistis.

4.2 Prosedur Analisis

Sebelum menyajikan hasil dari kedua model, langkah-langkah awal analisis yang berlaku untuk keduanya diuraikan terlebih dahulu, meliputi kombinasi

pembebanan dan penentuan faktor reduksi akibat efek kelompok tiang.

4.2.1 Kombinasi Pembebanan

Untuk memastikan seluruh skenario pembebanan paling kritis terwakili dalam analisis, kombinasi pembebanan didasarkan pada standar SNI 1725:2016 dan SNI 2833:2016. Pengelompokan jenis beban dirangkum pada Tabel 4.1, sedangkan kombinasi pembebanan ultimit yang digunakan, khususnya untuk analisis beban gempa (EQ), disajikan pada Tabel 4.2. Untuk mendapatkan respons struktur maksimum, hasil analisis beban gempa diambil dari nilai selubung (*envelope*) dari semua kombinasi yang ada.

Tabel 4.1: Kelompok pembebanan.

<i>Dead Load</i>	<i>Dead Wear</i>	<i>Live Load</i>	<i>Prestress</i>	<i>Earth Preassure</i>	<i>Wind Load</i>	<i>Earthquake</i>
(DL)	(DW)	(LL)	(PR)	(TA)	(TA)	(EQ)
<i>Self Weight</i>	<i>Ballast</i>	<i>Train</i>	<i>Prestress</i>	<i>Horizontal Eath Preasure</i>	<i>Wind Load on Structure</i>	<i>Earthquake X - direction</i>
<i>Topping</i>	<i>Side Barrier</i>	<i>Impact</i>		<i>Earth Surcharge</i>	<i>Wind Load on Live Load</i>	<i>Earthquake Y - direction</i>
	<i>Rail</i>	<i>Centrifugal</i>		<i>Dinamic Eath Preasure</i>		
		<i>Lateral</i>				
		<i>Break / Traction</i>				

Tabel 4.2: Kombinasi pembebanan.

KOMBINASI	MS	MA	TT	TA	EQx	EQy
1EQx + 0,3EQy	1.3	2	0.3	1.25	1.0	0.3
1EQx + (- 0,3EQy)	1.3	2	0.3	1.25	1.0	-0.3
1EQx + 0,3EQy	1.3	2	0.3	1.25	-1.0	0.3
-1EQx + (- 0,3EQy)	1.3	2	0.3	1.25	-1.0	-0.3
0,3EQx + 1EQY	1.3	2	0.3	1.25	0.3	1.0
0,3EQx + (-1EQY)	1.3	2	0.3	1.25	0.3	-1.0
-0,3EQx + 1EQY	1.3	2	0.3	1.25	-0.3	1.0
-0,3EQx + (-1EQY)	1.3	2	0.3	1.25	-0.3	-1.0

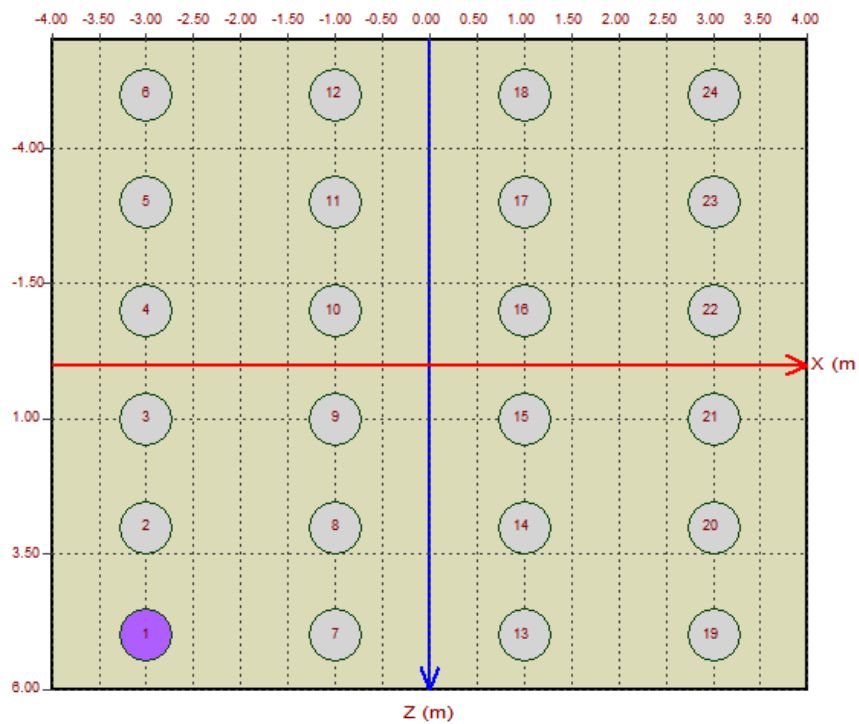
4.2.2 Penentuan Arah Beban Dominan dan Faktor Reduksi Kelompok Tiang (*p-multipliers*)

Dalam analisis pondasi, tiang-tiang tidak bekerja secara individual, melainkan sebagai satu kesatuan kelompok. Ketika beban lateral (misalnya dari gempa) bekerja pada kelompok tiang, kapasitas tiang yang berada di baris belakang akan berkurang akibat efek bayangan (*shadowing effect*) dari tiang di baris depan. Untuk mengakomodasi fenomena ini secara akurat dalam pemodelan, kurva respons tanah lateral (*p-y*) dari setiap tiang perlu dimodifikasi menggunakan faktor reduksi yang dikenal sebagai *p-multiplier*. Nilai *p-multiplier* ini sangat bergantung pada posisi tiang dalam kelompok dan arah dominan dari beban lateral yang bekerja.

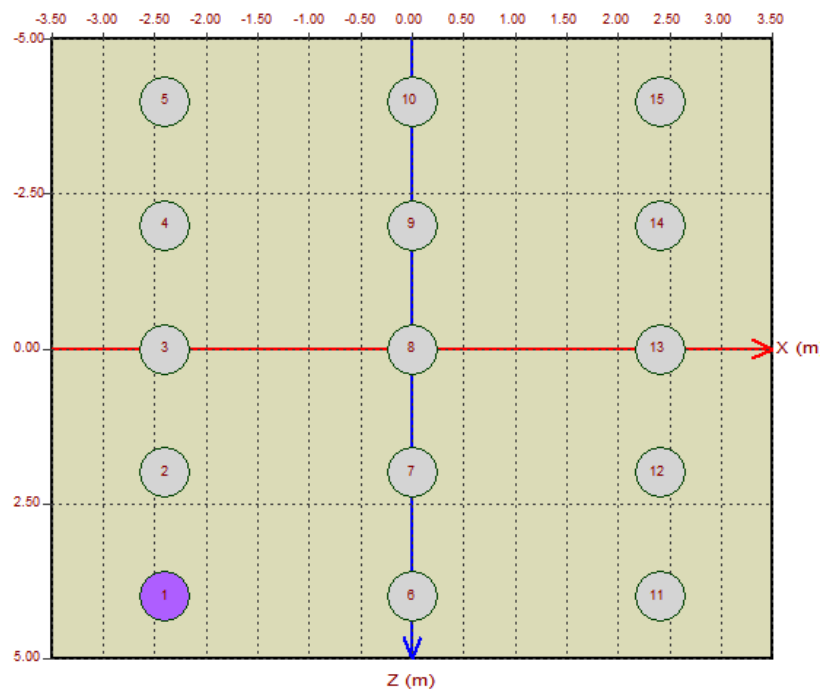
Tabel 4.3: Rekapitulasi gaya pada dasar (base) struktur bawah (model 1).

Lokasi	FX	FY	FZ
Abutment 1	-13845.297	4670.036	33111.638
Pilar 1	6808.000	4935.929	12137.308
Pilar 2	4530.706	5509.136	11891.129
Pilar 3	-4237.291	5686.024	11794.816
Pilar 4	-4948.887	5786.726	12250.556
Pilar 5	-5864.781	5621.621	12300.700
Abutment 2	13910.860	2445.666	33467.339

Tabel 4.3 menyajikan hasil reaksi perletakan maksimum pada dasar pondasi dari analisis awal jembatan dengan tumpuan jepit. Data ini krusial untuk mengidentifikasi arah dan besaran gaya lateral dominan (FX dan FY) yang akan digunakan sebagai acuan dalam menghitung faktor reduksi untuk setiap tiang.



Gambar 4.1: Susunan kelompok tiang pada pilar.



Gambar 4.2: Susunan kelompok tiang pada abutment.

Gambar 4.1 dan Gambar 4.2 mengilustrasikan denah konfigurasi dan penomoran kelompok tiang untuk abutment dan pilar. Tata letak geometris ini,

termasuk jarak antar tiang, merupakan parameter esensial yang mendefinisikan bagaimana interaksi dan efek bayangan terjadi, yang menjadi dasar perhitungan *p-multiplier*.

Tabel 4.4: Kekakuan lateral dan vertikal pada kedalaman tiang pondasi.

Kedalaman	Abutment		Pilar	
	K _{lateral}	K _{vertikal}	K _{lateral}	K _{vertikal}
m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m
0	750.00	0	750.00	0
1	2151.53	0	2065.12	0
2	22885.33	0	19862.69	0
3	35085.61	0	29949.08	0
4	46666.97	0	39960.38	0
5	58502.86	0	49434.47	0
6	69800.03	0	59209.48	0
7	81322.70	0	69424.38	0
8	92788.91	0	78198.49	0
9	104302.49	0	88428.13	0
10	155577.16	0	152569.83	0
11	170007.09	0	159389.01	0
12	185444.48	0	168653.15	0
13	201530.47	0	167041.62	0
14	217191.61	0	181455.06	0
15	490078.53	0	575856.83	0
16	524685.79	0	813144.35	0
17	559083.55	0	855624.15	0
18	595669.30	0	4200387.89	0
19	630832.00	0	525232.45	59551.02
20	668043.30	0	-	-
21	704944.17	0	-	-
22	741104.87	0	-	-
23	388708.59	59551.02	-	-

Tabel 4.4 merinci nilai kekakuan pegas lateral dan vertikal untuk tiang tunggal pada berbagai kedalaman, yang merepresentasikan resistansi tanah sebelum adanya pengaruh efek kelompok. Nilai-nilai ini berfungsi sebagai data dasar (baseline) yang nantinya akan dikalikan dengan *p-multiplier* untuk mensimulasikan penurunan kekakuan.

Tabel 4.5: Faktor reduksi (p-multipliers) untuk lateral tiang.

NO PILE	faktor <i>P-multipliers</i>													
	Struktur Bawah													
	Abutment 1		Pilar 1		Pilar 2		Pilar 3		Pilar 4		Pilar 5		Abutment 2	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
1	0.96	0.96	0.67	0.92	0.67	0.92	0.67	0.92	0.67	0.92	0.67	0.92	0.96	0.96
2	0.93	0.7	0.61	0.65	0.61	0.65	0.61	0.65	0.61	0.65	0.61	0.65	0.93	0.7
3	0.93	0.69	0.61	0.65	0.61	0.65	0.61	0.65	0.61	0.65	0.61	0.65	0.93	0.69

Tabel 4.5: *Lanjutan.*

NO PILE	faktor <i>P-multipliers</i>													
	Struktur Bawah													
	Abutment 1		Pilar 1		Pilar 2		Pilar 3		Pilar 4		Pilar 5		Abument 2	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
4	0.93	0.69	0.61	0.65	0.61	0.65	0.61	0.65	0.61	0.65	0.61	0.65	0.93	0.69
5	0.96	0.72	0.61	0.65	0.61	0.65	0.61	0.65	0.61	0.65	0.61	0.65	0.96	0.72
6	0.67	0.96	0.67	0.67	0.67	0.67	0.67	0.67	0.67	0.67	0.67	0.67	0.67	0.96
7	0.67	0.67	0.65	0.89	0.65	0.89	0.65	0.89	0.65	0.89	0.65	0.89	0.67	0.67
8	0.67	0.66	0.58	0.59	0.58	0.59	0.58	0.59	0.58	0.59	0.58	0.59	0.67	0.66
9	0.74	0.66	0.58	0.58	0.58	0.58	0.58	0.58	0.58	0.58	0.58	0.58	0.74	0.66
10	0.74	0.69	0.58	0.58	0.58	0.58	0.58	0.58	0.58	0.58	0.58	0.58	0.74	0.69
11	0.96	0.96	0.58	0.58	0.58	0.58	0.58	0.58	0.58	0.58	0.58	0.58	0.96	0.96
12	0.67	0.7	0.65	0.61	0.65	0.61	0.65	0.61	0.65	0.61	0.65	0.61	0.67	0.7
13	0.67	0.69	0.65	0.89	0.65	0.89	0.65	0.89	0.65	0.89	0.65	0.89	0.67	0.69
14	0.67	0.69	0.59	0.59	0.59	0.59	0.59	0.59	0.59	0.59	0.59	0.59	0.67	0.69
15	0.74	0.72	0.59	0.58	0.59	0.58	0.59	0.58	0.59	0.58	0.59	0.58	0.74	0.72
16			0.59	0.58	0.59	0.58	0.59	0.58	0.59	0.58	0.59	0.58		
17			0.59	0.58	0.59	0.58	0.59	0.58	0.59	0.58	0.59	0.58		
18			0.65	0.61	0.65	0.61	0.65	0.61	0.65	0.61	0.65	0.61		
19			0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92		
20			0.89	0.65	0.89	0.65	0.89	0.65	0.89	0.65	0.89	0.65		
21			0.89	0.65	0.89	0.65	0.89	0.65	0.89	0.65	0.89	0.65		
22			0.89	0.65	0.89	0.65	0.89	0.65	0.89	0.65	0.89	0.65		
23			0.89	0.65	0.89	0.65	0.89	0.65	0.89	0.65	0.89	0.65		
24			0.92	0.67	0.92	0.67	0.92	0.67	0.92	0.67	0.92	0.67		

Tabel 4.5 menampilkan hasil akhir perhitungan faktor reduksi (*p-multiplier*) untuk setiap tiang dalam arah X dan Y. Tabel ini secara kuantitatif menunjukkan besaran reduksi yang diterapkan pada masing-masing tiang berdasarkan posisinya (baris depan atau belakang), yang kemudian digunakan untuk memodelkan respons kelompok tiang yang lebih realistis dalam analisis SSI.

4.3 Penentuan Beban Input Untuk Model Substruktur

Analisis struktur jembatan melibatkan penentuan beban input yang akurat untuk model substruktur, karena akurasi hasil sangat bergantung pada kualitas beban yang diterapkan. Beban ini harus secara tepat merepresentasikan gaya yang ditransfer dari superstruktur ke substruktur.

Tabel 4.6 merangkum beban input yang digunakan untuk setiap model substruktur, dengan nilainya yang diekstrak dari model utuh yang sesuai.

Tabel 4.6: Rekapitulasi Beban Input untuk Analisis.

Model Substruktur	Komponen Struktur	Sumber Beban	Tipe Beban	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
Model 3 (Substruktur Fixed Base)	Abutment 1	Reaksi Perletakan dari Model 1	<i>Base Reaction</i>	40500	31522	104477
	Pilar 3	Reaksi Perletakan dari Model 1	<i>Base Reaction</i>	5827.7	5522.9	3501.36
	Abutment 2	Reaksi Perletakan dari Model 1	<i>Base Reaction</i>	40500	31522	104477
Model 4 (Substruktur SSI)	Abutment 1	Gaya Dalam Puncak Tiang dari Model 2	<i>Nodal Force</i>	826.44	256.77	397.32
	Pilar 3	Gaya Dalam Puncak Pilar dari Model 2	<i>Nodal Force</i>	-6380.92	-4882.38	-1471.90
	Abutment 2	Gaya Dalam Puncak Tiang dari Model 2	<i>Nodal Force</i>	770.09	122.29	267.2

Tabel 4.6 sangat penting untuk memahami perbedaan hasil antar model. Beban untuk Model 3 diambil dari reaksi perletakan Model 1, yang sangat kaku. Kekakuan ini menyebabkan Model 1 "menarik" gaya gempa yang jauh lebih besar dari spektrum respons, sehingga menghasilkan nilai reaksi yang sangat tinggi. Pendekatan ini merupakan representasi dari metode desain konvensional yang bersifat konservatif.

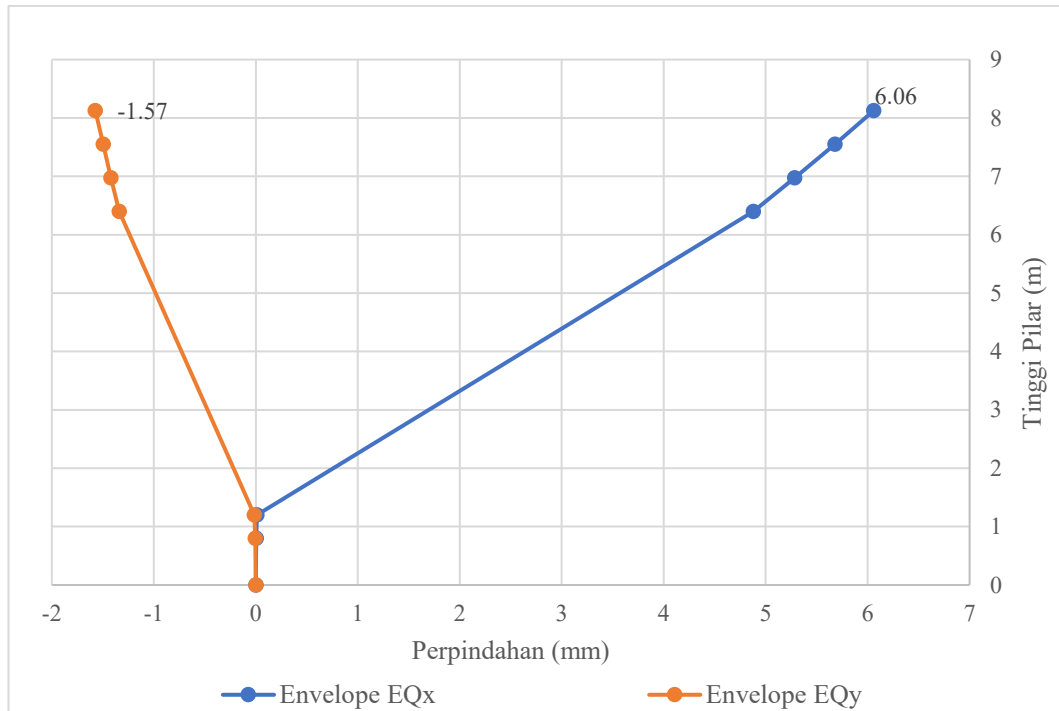
Sebaliknya, beban untuk Model 4 diambil dari gaya dalam pada Model 2, yang lebih fleksibel karena adanya interaksi struktur-tanah (SSI). Fleksibilitas ini memperpanjang periode getar, yang pada gilirannya menarik gaya gempa yang lebih kecil. Akibatnya, nilai gaya dalam yang menjadi input untuk Model 4 secara signifikan lebih rendah dibandingkan dengan input untuk Model 3. Hal ini merepresentasikan pendekatan substruktur yang lebih canggih dan realistis. Perbedaan fundamental pada beban input inilah yang menjadi penyebab utama perbedaan respons perpindahan yang akan dibahas di bagian selanjutnya.

4.4 Analisis Perpindahan Pilar 3 (P3)

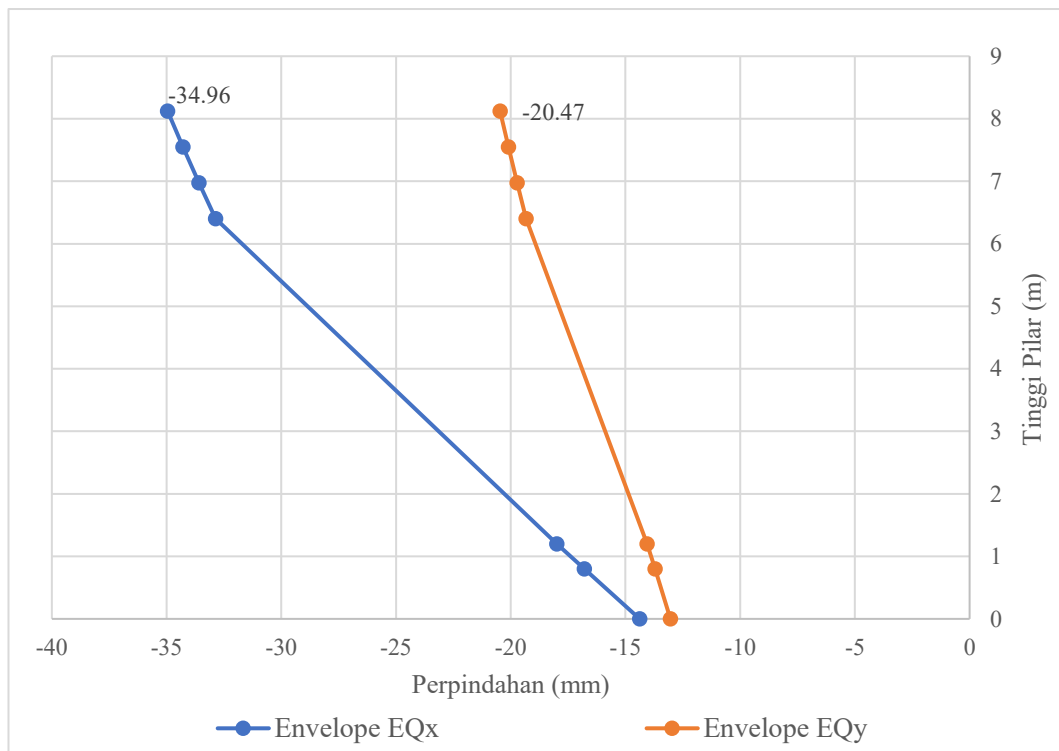
Pada sub-bab ini, akan disajikan analisis mendalam mengenai respons perpindahan (displacement) yang terjadi pada Pilar 3 (P3). Analisis ini merupakan bagian krusial untuk memahami bagaimana perbedaan pendekatan pemodelan khususnya antara model yang mengasumsikan tumpuan jepit (fixed base) dan model yang memperhitungkan interaksi tanah-struktur (*SSI*) berdampak pada perilaku struktur. Pembahasan akan difokuskan pada dua titik tinjauan utama: perpindahan pada puncak pilar dan perpindahan lateral di sepanjang tiang pondasi. Perbandingan hasil dari keempat model analisis akan diuraikan secara kuantitatif dan visual melalui grafik untuk mengevaluasi tingkat kekakuan dan fleksibilitas sistem pada pilar.

4.4.1 Perbandingan Perpindahan Puncak Pilar 3

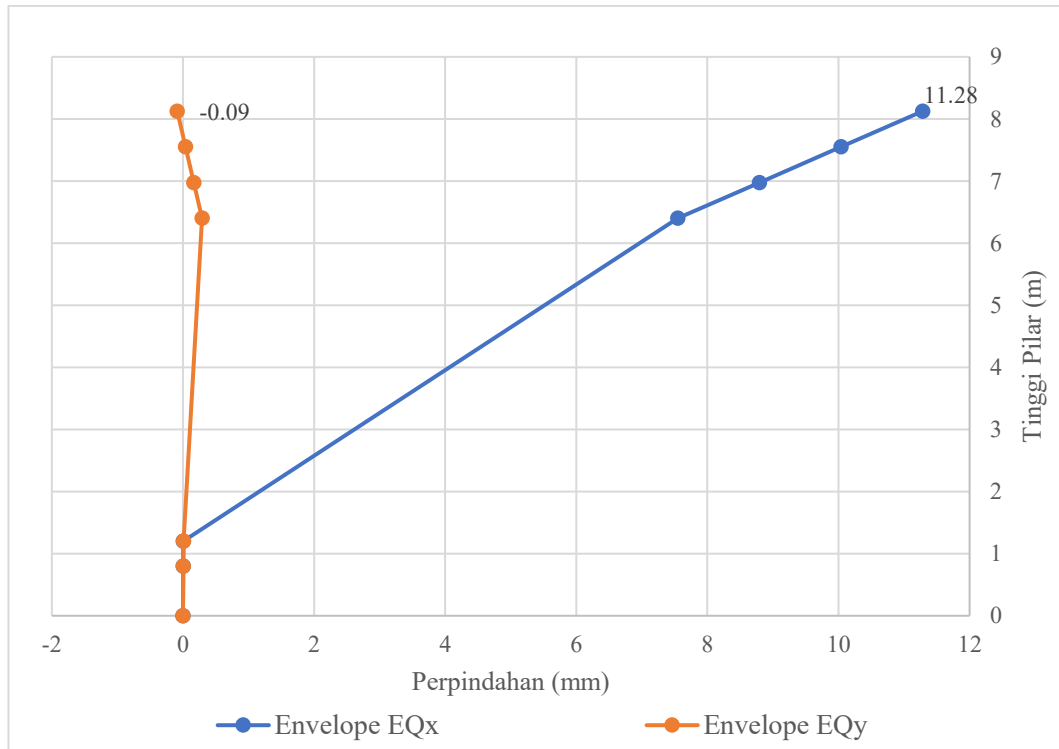
Gambar 4.3 hingga 4.6 secara visual menampilkan profil perpindahan horizontal di sepanjang ketinggian Pilar 3 untuk keempat model. Tabel 4.7 mengkuantifikasi perpindahan maksimum di puncak pilar. Terlihat jelas bahwa Model 1 (Utuh-Fixed Base) sangat kaku dengan perpindahan maksimum hanya 6,06 mm. Sebaliknya, Model 2 (Utuh-SSI) yang memperhitungkan fleksibilitas tanah menunjukkan perpindahan yang jauh lebih besar, yaitu -34,96 mm, atau sekitar 5,7 kali lipat dari Model 1. Hal ini membuktikan bahwa SSI secara signifikan meningkatkan fleksibilitas sistem. Model 4 (Substruktur-SSI) menunjukkan perpindahan ekstrem hingga -300,22 mm, yang kemungkinan besar disebabkan oleh efek resonansi atau ketidakstabilan numerik saat beban dinamis diterapkan pada model pilar yang terisolasi tanpa kekakuan dari superstruktur.



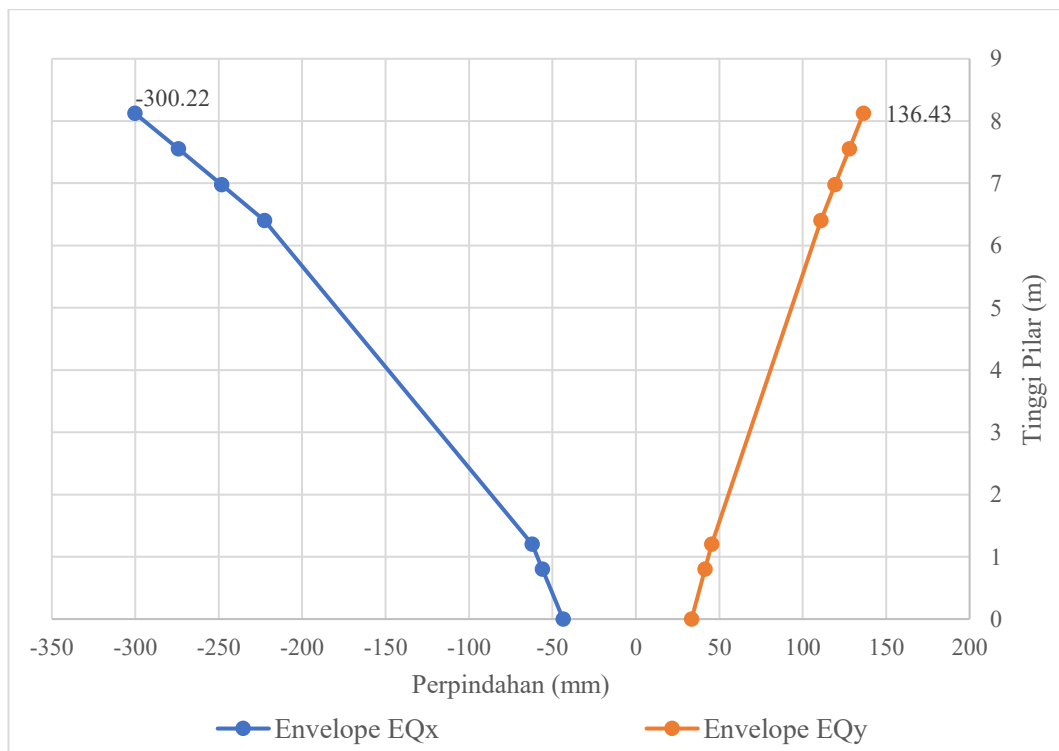
Gambar 4.3: Grafik perpindahan pilar 3 (model 1: utuh - fixed base).



Gambar 4.4: Grafik perpindahan pilar 3 (model 2: utuh - SSI).



Gambar 4.5: Grafik perpindahan pilar 3 (model 3: substruktur - fixed).



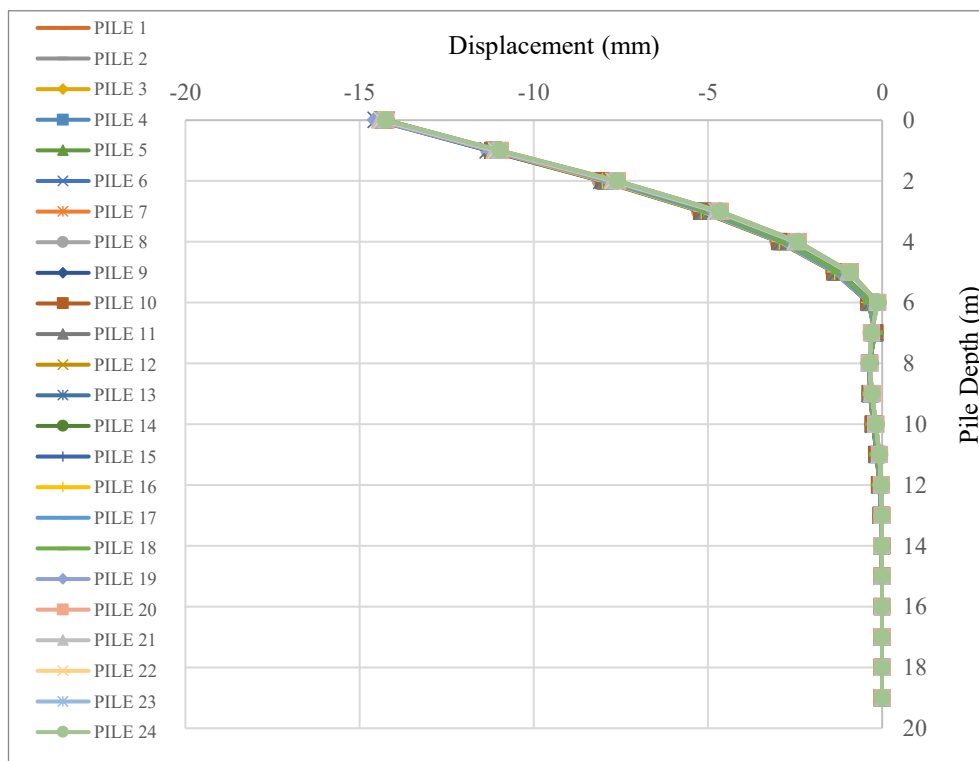
Gambar 4.6: Grafik perpindahan pilar 3 (model 4: substruktur - SSI).

Tabel 4.7: Rekapitulasi Perpindahan Puncak Maksimum Pilar 3.

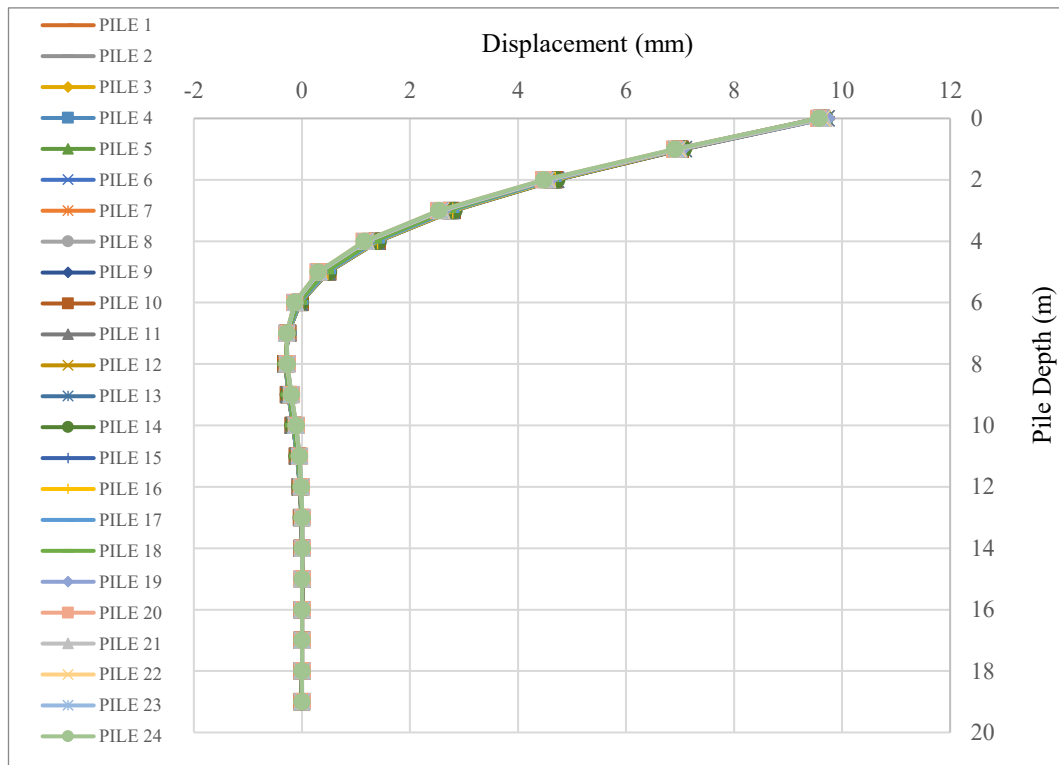
Model Analisis	DX	DY	DZ
	mm	mm	mm
Model 1 (Utuh - Fixed Base)	6,06	-1,57	-0,28
Model 2 (Utuh - SSI)	-34,96	-20,47	-1,20
Model 3 (Substruktur - Fixed)	11,28	-0,09	-0,29
Model 4 (Substruktur - SSI)	-300,22	136,42	-0,65

4.4.2 Perbandingan Perpindahan Tiang Pondasi Pilar 3

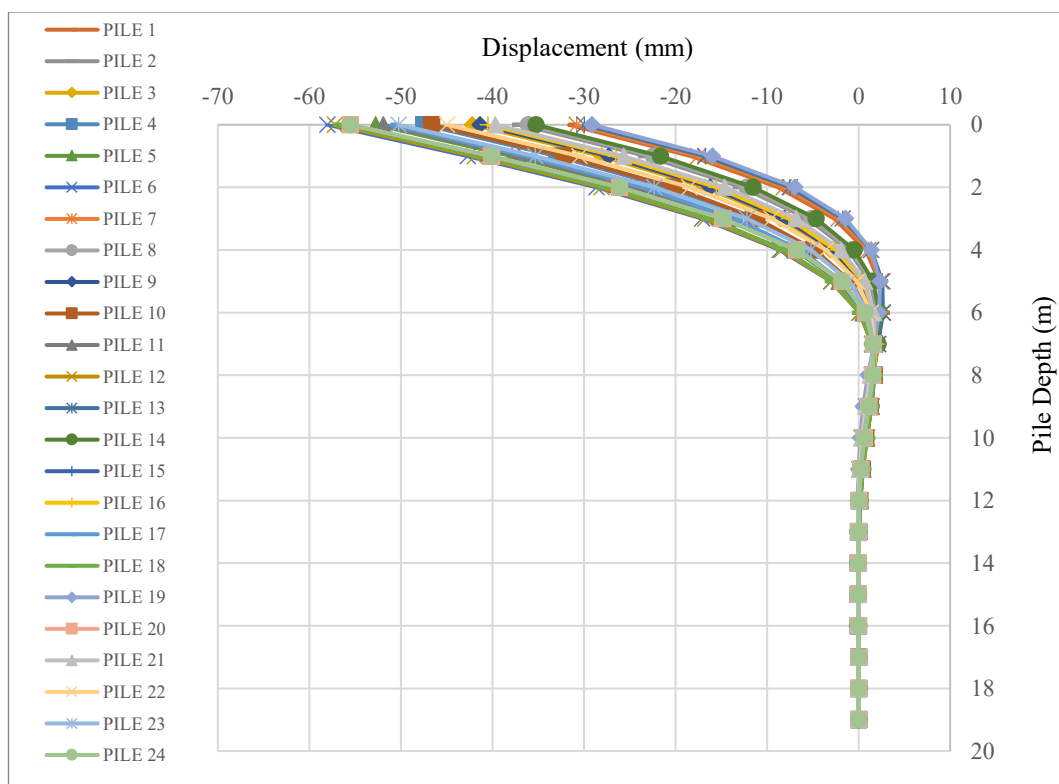
Analisis perpindahan pada pondasi tiang Pilar 3 menunjukkan hasil yang bervariasi antar model. Model 2, yang dianggap paling realistis, menghasilkan perpindahan lateral -14,25 mm. Model 3 (Substruktur-Fixed) menunjukkan perpindahan 9,60 mm, sementara Model 4 memberikan respons terbesar dengan perpindahan -55,54 mm. Hasil ini menggarisbawahi bahwa model substruktur pilar yang dianalisis terpisah sangat sensitif terhadap beban dinamis.



Gambar 4.7: Grafik perpindahan pondasi pilar 3 (model 2: utuh - SSI).



Gambar 4.8: Grafik perpindahan pilar 3 (model 3: substruktur - fixed).



Gambar 4.9: Grafik perpindahan pondasi pilar 3 (model 4: substruktur - SSI)

Tabel 4.8: Data Komparatif Perpindahan maksimum Puncak Tiang pilar 3.

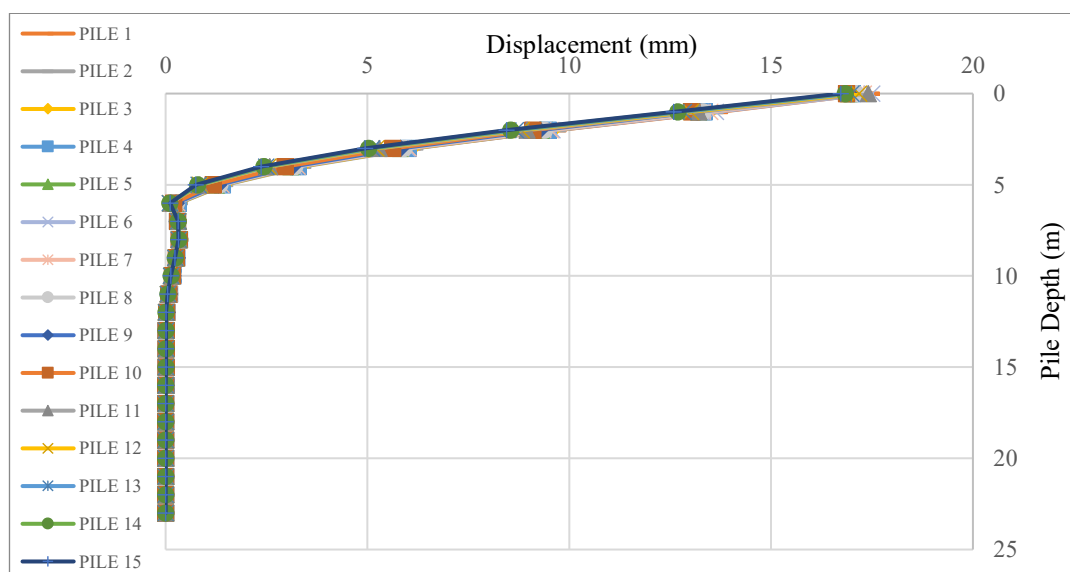
Model Analisis	DX	DY	DZ
	mm	mm	mm
Model 2 (Utuh - SSI)	-14,25	-6,52	-11,07
Model 3 (Substruktur - Fixed)	9,60	12,37	-36,90
Model 4 (Substruktur - SSI)	-55,54	43,40	12,33

4.5 Analisis Perpindahan Pondasi Abutment

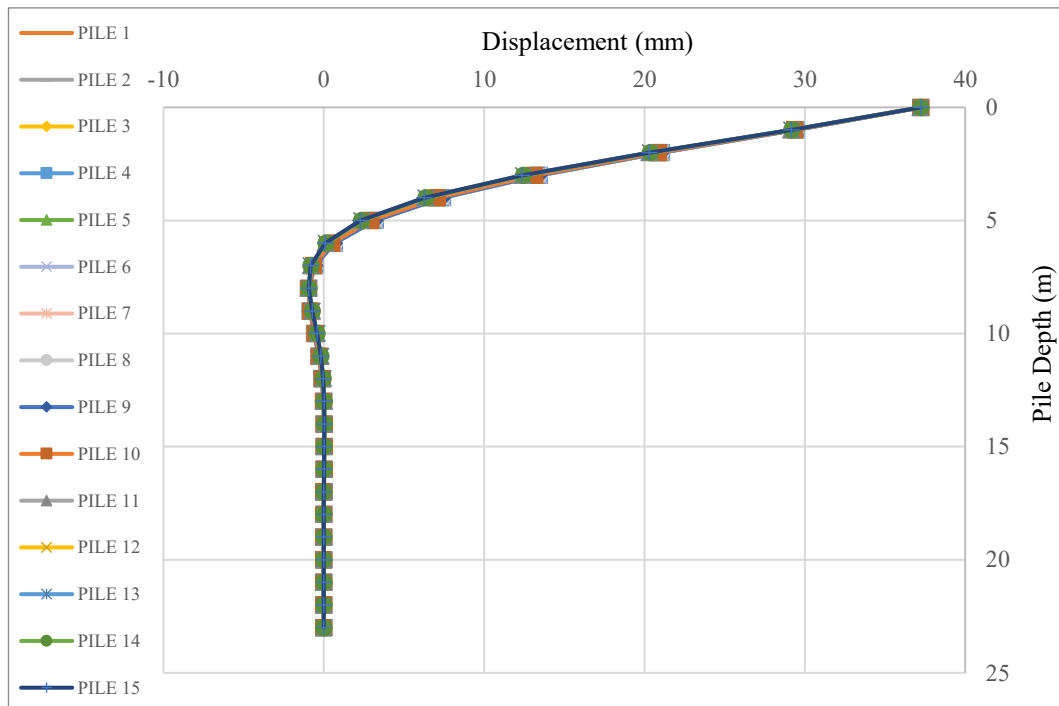
Analisis pada abutmen memberikan perbandingan yang paling relevan untuk praktik desain pondasi.

4.5.1 Perpindahan Tiang Pondasi Abutment 1 (A1)

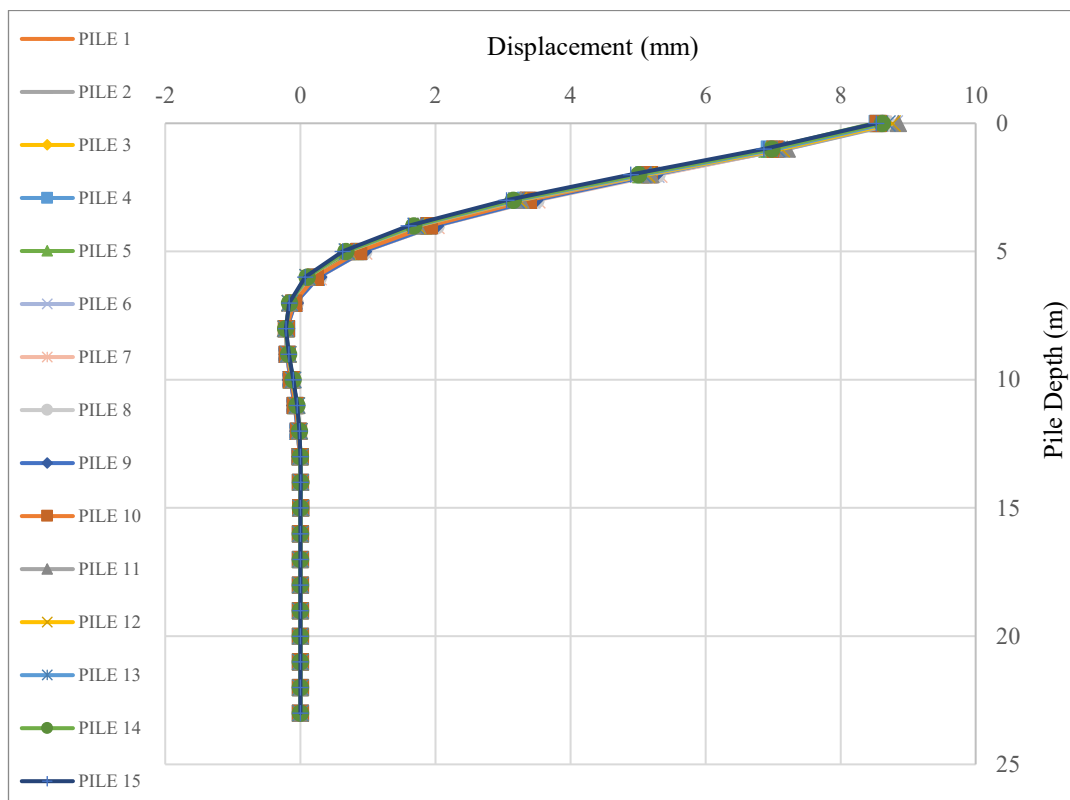
Untuk pondasi tiang Abutment 1, metode desain konvensional (Model 3) menunjukkan perpindahan puncak sebesar 37,20 mm. Hasil ini sangat konservatif dibandingkan dengan Model 2 yang lebih realistis, yang hanya menghasilkan perpindahan 17,48 mm. Sementara itu, Model 4 menunjukkan perpindahan 8,53 mm, membuktikan bahwa pendekatan substruktur dapat akurat jika menggunakan input beban yang realistis.



Gambar 4.10: Perpindahan lateral tiang pondasi abutment 1 (model 2).



Gambar 4.11: Grafik perpindahan lateral tiang pondasi abutment 1 (model 3).



Gambar 4.12: Grafik perpindahan lateral tiang pondasi abutment 1 (model 4).

Tabel 4.9: Data Komparatif Perpindahan maksimum Puncak Tiang abutment 1.

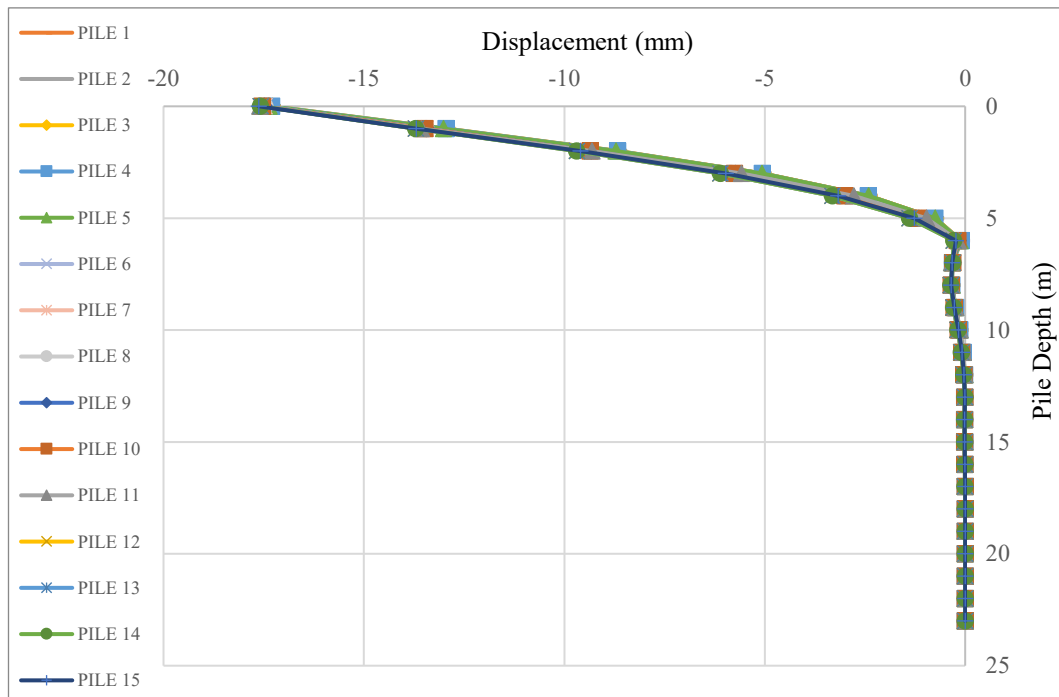
Model Analisis	DX	DY	DZ
	mm	mm	mm
Model 2 (Utuh - SSI)	17,48	4,70	9,82
Model 3 (Substruktur - Fixed)	37,20	0,50	40,66
Model 4 (Substruktur - SSI)	8,53	4,73	-3,05

Kurva Model 3 (Substruktur - Fixed) menunjukkan deviasi yang sangat besar, dengan perpindahan mencapai 37,24 mm. Ini adalah bukti visual dari sifat sangat konservatif dari metode desain konvensional, yang didorong oleh input beban berlebihan dari asumsi fixed base.

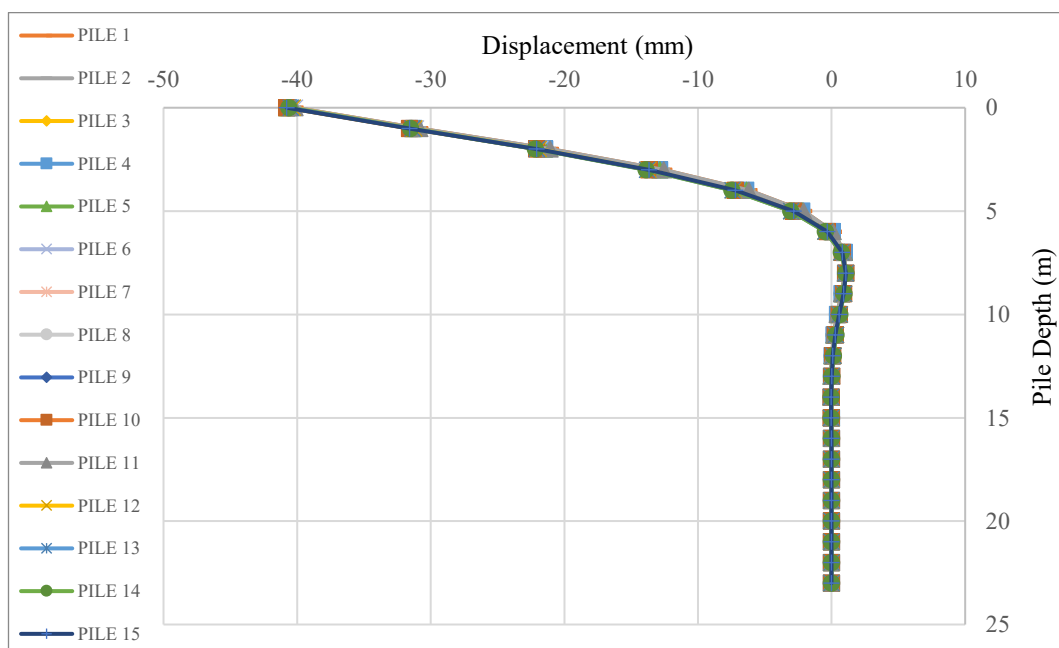
Kurva Model 2 (Utuh - SSI), sebagai tolak ukur realistis, berada pada nilai 17,50 mm. Kurva Model 4 (Substruktur - SSI) menunjukkan kesesuaian yang sangat baik dengan Model 2, dengan nilai perpindahan 17,88 mm. Tumpang tindihnya kurva Model 2 dan Model 4 memberikan bukti kuat bahwa metode substruktur dapat mencapai akurasi tinggi jika input bebannya berasal dari analisis yang benar, yang telah memperhitungkan SSI.

4.5.2 Perpindahan Tiang Pondasi Abutment 2 (A2)

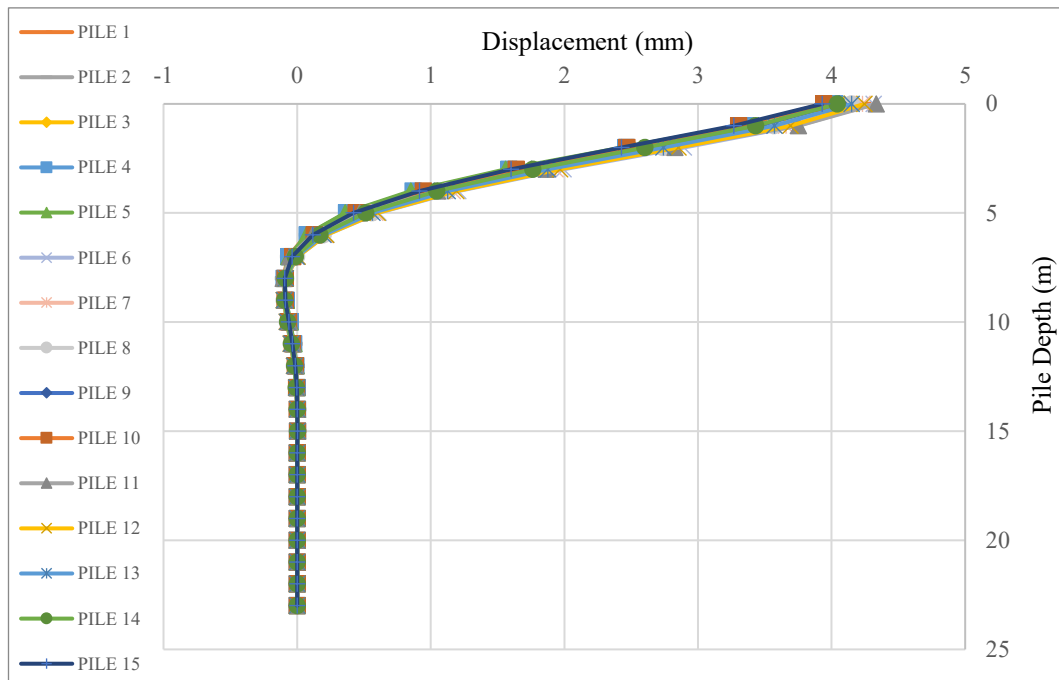
Pola serupa terkonfirmasi pada Abutment 2, seperti yang terlihat pada Gambar 4.13 hingga 4.15 dan dirangkum dalam Tabel 4.10. Metode konvensional (Model 3) menghasilkan perpindahan puncak -40,16 mm, lebih dari dua kali lipat dari hasil metode realistis (Model 2) yang sebesar -17,62 mm. Sekali lagi, Model 4 menunjukkan hasil yang terkendali (4,23 mm), mengonfirmasi kemampuannya untuk mereplikasi hasil model utuh dengan baik jika input bebannya akurat.



Gambar 4.13: Perpindahan lateral tiang pondasi abutment 2 (model 2).



Gambar 4.14: Grafik perpindahan lateral tiang pondasi abutment 2 (model 3).



Gambar 4.15: Grafik perpindahan lateral tiang pondasi abutment 2 (model 4).

Tabel 4.5: Data Komparatif Perpindahan maksimum Puncak Tiang abutment 2

Model Analisis	DX	DY	DZ
	mm	mm	mm
Model 2 (Utuh - SSI)	17,62	-3,10	-10,56
Model 3 (Substruktur - Fixed)	-40,16	-4,47	-70,24
Model 4 (Substruktur - SSI)	4,23	4,80	0,82

4.6 Analisis Perbandingan Seluruh Model

4.6.1 Perbandingan Perpindahan Pilar 3

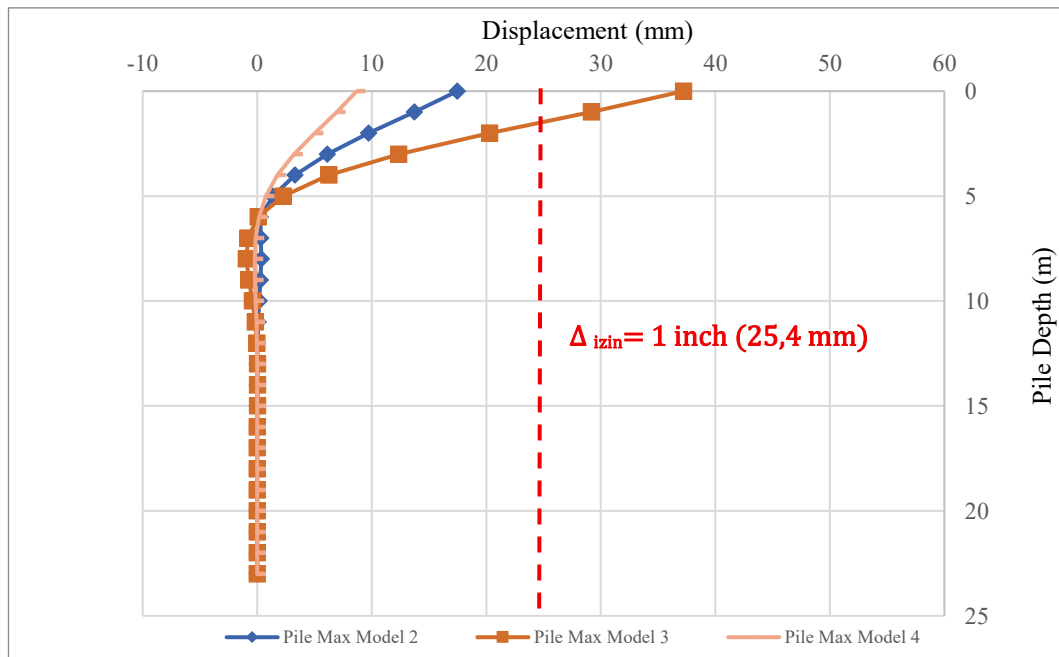
Gambar 4.16 menunjukkan perbandingan dramatis antar model. Perbedaan ekstrem ini disebabkan oleh asumsi dasar. Model 1 dan Model 3 yang berbasis perletakan jepit secara inheren kaku. Model 2 lebih fleksibel karena SSI. Perpindahan masif pada Model 4 (-300,22 mm) adalah konsekuensi logis dari penerapan beban dinamis pada substruktur yang terisolasi tanpa kekakuan pengeang dari superstruktur, yang memicu respons berlebihan.



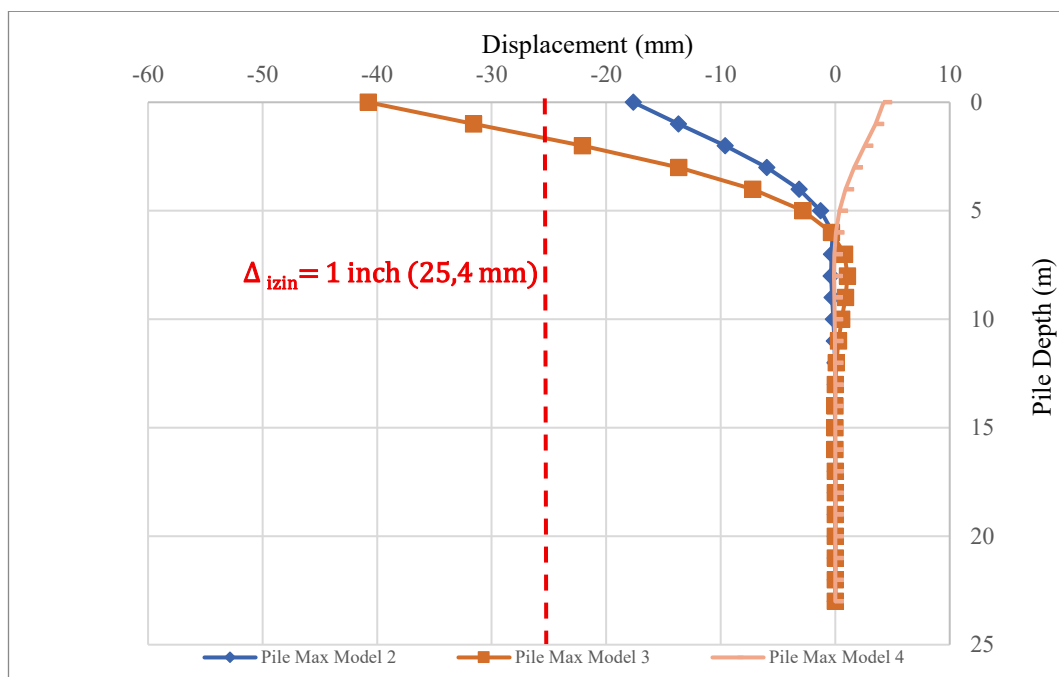
Gambar 4.16: Grafik perbandingan perpindahan pilar 3.

4.6.2 Perbandingan Perpindahan Tiang Pondasi Abutment 1 & 2

Gambar 4.18 (Abutment 1) dan Gambar 4.19 (Abutment 2) menyoroti perbedaan utama antara pendekatan desain. Perpindahan pada Model 3 (37,2 mm di A1 dan -40,16 mm di A2) yang lebih dari dua kali lipat dibandingkan Model 2 (17,48 mm di A1 dan -17,62 mm di A2) adalah bukti sifat sangat konservatif dari metode konvensional. Metode ini mengambil reaksi gaya yang besar dari analisis struktur kaku dan menerapkannya ke pondasi fleksibel, yang secara matematis pasti menghasilkan perpindahan besar. Kesesuaian hasil antara Model 4 dan Model 2 pada abutmen membuktikan bahwa metode substruktur bisa akurat, namun hanya jika input bebannya berasal dari analisis yang sudah memperhitungkan SSI.



Gambar 4.17: Grafik perbandingan perpindahan lateral pada pile A1.



Gambar 4.18: Grafik perbandingan perpindahan lateral pada pile A2.

4.7 Evaluasi Setiap Model Analisis

Pada bagian ini, akan diuraikan evaluasi mendalam untuk setiap model analisis berdasarkan hasil perpindahan yang telah disajikan. Evaluasi ini bertujuan untuk memahami karakteristik, kelebihan, dan kelemahan dari masing-masing

pendekatan dalam konteks analisis Jembatan Kereta Api BH-38.

4.7.1 Model 1 (Utuh - Fixed Base)

Model ini merupakan representasi paling kaku dan sederhana dari struktur jembatan. Meskipun tidak secara langsung memperhitungkan interaksi tanah, hasil perpindahan yang sangat kecil (hanya 6,06 mm) di puncak pilar menunjukkan asumsi perletakan jepit menahan deformasi secara signifikan, menghasilkan gaya dalam yang lebih besar.

4.7.2 Model 2 (Utuh - SSI)

Model ini dinilai paling realistis dan akurat. Dengan memperhitungkan SSI, keseluruhan sistem menjadi lebih fleksibel. Fleksibilitas ini memperpanjang periode getar alami struktur, yang pada gilirannya menyebabkan struktur menarik gaya gempa yang lebih kecil dari spektrum respons. Hasilnya adalah deformasi yang lebih terkendali dan realistis (misalnya, perpindahan -17,62 mm pada abutmen), yang seringkali mengarah pada desain yang lebih efisien dan ekonomis.

4.7.3 Model 3 (Substruktur - Fixed)

Model ini merepresentasikan metode konvensional yang paling konservatif. Pendekatan ini menghasilkan nilai perpindahan terbesar (misalnya, 40,16 mm pada abutmen) karena proses analisisnya yang terpisah. Gaya gempa yang besar dari analisis struktur kaku (Model 1) diterapkan pada model pondasi yang fleksibel, secara matematis menghasilkan perpindahan yang sangat besar. Meskipun konservatif, hasil ini (deformasi -40,16 mm) masih berada di bawah batas izin layan yaitu 2 inci (50,8 mm), menandakan struktur tetap aman.

4.7.4 Model 4 (Substruktur - SSI)

Model ini menunjukkan bahwa metode substruktur dapat menghasilkan hasil yang akurat, tetapi dengan satu syarat penting: beban inputnya harus berasal dari analisis yang sudah mempertimbangkan SSI (misalnya, dari Model 2). Kesesuaian hasil Model 4 dan Model 2 pada abutmen (misalnya, perpindahan

8,53 mm pada A1) membuktikan hal ini. Namun, model ini menunjukkan perilaku anomali dan tidak stabil pada pilar yang terisolasi, mengindikasikan bahwa penggunaannya perlu hati-hati, terutama saat menganalisis substruktur yang sangat dipengaruhi oleh kekakuan superstruktur.

BAB 5

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 Kesimpulan

Berdasarkan analisis data dan pembahasan mengenai “Evaluasi Interaksi Tanah Struktur Dan Respon Dinamis Tanah Terhadap Abutment Jembatan Kereta Api Bh-38 Baja Linggei - Siantar”, maka dapat diambil kesimpulan sebagai berikut:

1. Berdasarkan analisis dan evaluasi yang telah dilakukan, penelitian ini berhasil menjawab rumusan masalah yang diajukan. Pertama, terkait nilai puncak perpindahan (displacement) yang terjadi di kepala tiang, ditemukan bahwa penerapan Interaksi Tanah-Struktur (SSI) memiliki pengaruh yang sangat signifikan dalam mereduksi respons struktur. Model yang paling realistis (Model 2: Utuh-SSI) menunjukkan perpindahan lateral puncak sebesar 17,62 mm pada kepala tiang Abutment 2. Sebaliknya, metode desain konvensional yang paling konservatif (Model 3: Substruktur-Fixed) menghasilkan nilai perpindahan yang jauh lebih besar, yaitu -40,16 mm pada lokasi yang sama. Perbedaan drastis ini menegaskan bahwa asumsi perletakan jepit (fixed base) dalam analisis awal menciptakan sistem yang terlalu kaku, yang cenderung menarik gaya gempa lebih besar dari spektrum respons, sehingga berujung pada estimasi perpindahan yang sangat konservatif ketika beban tersebut diaplikasikan pada substruktur.
2. Mengenai pemenuhan batas kriteria layan (serviceability), analisis menunjukkan hasil yang berbeda secara fundamental antar model ketika dievaluasi terhadap batas izin yang ditetapkan sebesar 1 inci (25.4 mm). Perpindahan puncak yang dihasilkan oleh Model 2 (17,62 mm) secara jelas berada di bawah batas izin, yang membuktikan bahwa dengan memperhitungkan SSI, deformasi struktur bawah jembatan masih memenuhi syarat keamanan dan kelayakan operasional. Namun, nilai perpindahan terbesar yang dihasilkan oleh metode paling konservatif (Model 3), yaitu -40,16 mm, secara signifikan melebihi batas izin aman tersebut. Dengan demikian, dapat

disimpulkan bahwa pemilihan metode analisis menjadi krusial; sementara analisis yang realistis dengan SSI menunjukkan struktur aman, pendekatan konvensional yang konservatif justru dapat mengarah pada kesimpulan keliru bahwa struktur tidak memenuhi kriteria layan. Hal ini menyoroti pentingnya penerapan SSI untuk mendapatkan hasil desain yang tidak hanya aman tetapi juga lebih efisien dan ekonomis.

5.2 Saran

Berdasarkan hasil penelitian dan kesimpulan yang diperoleh, maka dapat disampaikan beberapa saran sebagai berikut:

1. Memperhitungkan *SSI* dalam perencanaan. Perancangan dan analisis struktur bawah jembatan sebaiknya selalu mempertimbangkan efek interaksi tanah–struktur (*SSI*), mengingat hasil penelitian ini menunjukkan pengaruh signifikan terhadap besarnya perpindahan abutment.
2. Analisis lanjutan dengan variabel tambahan.

Penelitian berikutnya dapat dilakukan dengan mempertimbangkan variasi parameter tanah, kondisi muka air tanah, maupun beban gempa yang lebih besar, untuk mendapatkan gambaran yang lebih komprehensif mengenai perilaku dinamis abutment.

3. Pemodelan numerik yang lebih detail.

Disarankan untuk melakukan analisis lanjutan menggunakan metode *time history analysis* nonlinier atau model tiga dimensi dengan karakteristik tanah nonlinier. Pendekatan ini akan meningkatkan akurasi hasil analisis serta memberikan dasar yang lebih kuat dalam perencanaan struktur jembatan.

DAFTAR PUSTAKA

- "Pembebanan untuk jembatan Badan Standardisasi Nasional. (2016). www.bsn.go.id
- Alver, O., & Eseller-Bayat, E. E. (2024). A new p-y model for soil-pile interaction analyses in cohesionless soils under monotonic loading. *Soils and Foundations*, 64(2).
- Anwar, S., Misbah, M., & Sabri, D. (2021). Soil-Structure Interaction for Building Structures. In *International Journal for Research in Applied Science & Engineering Technology (IJRASET)* (Vol. 9).
- Bapir, B., Abrahamczyk, L., Wichtmann, T., & Prada-Sarmiento, L. F. (2023). Soil-structure interaction: A state-of-the-art review of modeling techniques and studies on seismic response of building structures. *Frontiers in Built Environment*, 9(February), 1–17.
- Carbonari, S., Dezi, F., & Leoni, G. (2011). Seismic soil-structure interaction in multi-span bridges: Application to a railway bridge. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 40(11), 1219–1239.
- Deng, Y., Ge, S., & Lei, F. (2023). Effects of Pounding and Abutment Behavior on Seismic Response of Multi-Span Bridge Considering Abutment-Soil-Foundation-Structure Interactions. *Buildings*, 13(1).
- Gharad, A. M., Ranjan, D., & Sonparote, S. (n.d.). *Efek interaksi tanah-struktur dinamis pada jembatan kereta api integral 3D di bawah beban bergerak berkecepatan tinggi*.
- Jurnal, W. (2023). Indo Green Journal. In *Indo Green Journal* (Vol. 1).
- Mourya, V. K., Pandey, G., Patel, D., & Kumar, R. (2023). Approaches considering non-linearity in soil-foundation-interaction: A State of the Art Review. In *Research on Engineering Structures and Materials* (Vol. 9, Issue 3, pp. 989–1013). MIM RESEARCH GROUP.
- Oh, Y. P., Ooi, P. H., Sinnreich, J., Lee, Y. K., Oscar, H. H. W., & Wong, K. W. (n.d.). *Pile Load Displacement Prediction by Using Non-linear Load Transfer Curves*.
- Oh, Y. P., Ooi, P. H., Sinnreich, J., Lee, Y. K., Oscar, H. H. W., & Wong, K. W. (2023). *Pile Load Displacement Prediction by Using Non-linear Load Transfer Curves*. 1–8.
- Rail Baltica. (2022). *Design guidelines: Railway substructure, Part 3 bridges, overpasses, tunnels and similar structures*.

Wu, J., Pu, L., & Zhai, C. (2024). A Review of Static and Dynamic p-y Curve Models for Pile Foundations. *Buildings*, 14(6).

LAMPIRAN

Material Data

General
Material ID: 2 Name: Dummy

Elasticity Data
Type of Design: Concrete

Type of Material
☒ Isotropic ☐ Orthotropic

Steel
Modulus of Elasticity: 0.0000e+00 kN/mm²
Poisson's Ratio: 0
Thermal Coefficient: 0.0000e+00 1/[C]
Weight Density: 0 kN/mm³
☐ Use Mass Density: 0 kN/mm³/g

Concrete
Modulus of Elasticity: 1.0000e+00 kN/mm²
Poisson's Ratio: 0.2
Thermal Coefficient: 5.5556e-06 1/[C]
Weight Density: 0 kN/mm³
☐ Use Mass Density: 2.498e-12 kN/mm³/g

Plasticity Data
Plastic Material Name: NONE

Inelastic Material Properties for Fiber Model
Concrete: None Rebar: None

Thermal Transfer
Specific Heat: 0 Btu/kN*[C]
Heat Conduction: 0 Btu/mm*hr*[C]
Damping Ratio: 0.05

OK Cancel Apply

Material Data

General
Material ID: 5 Name: TENDON

Elasticity Data
Type of Design: Steel

Type of Material
☒ Isotropic ☐ Orthotropic

Steel
Modulus of Elasticity: 1.9650e+02 kN/mm²
Poisson's Ratio: 0.3
Thermal Coefficient: 1.1700e-05 1/[C]
Weight Density: 7.709e-08 kN/mm³
☐ Use Mass Density: 7.861e-12 kN/mm³/g

Concrete
Modulus of Elasticity: 0.0000e+00 kN/mm²
Poisson's Ratio: 0
Thermal Coefficient: 0.0000e+00 1/[C]
Weight Density: 0 kN/mm³
☐ Use Mass Density: 0 kN/mm³/g

Plasticity Data
Plastic Material Name: NONE

Inelastic Material Properties for Fiber Model
Concrete: None Steel: None

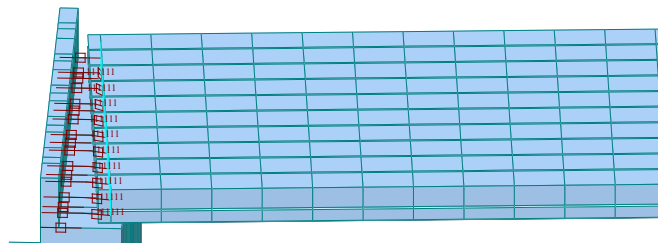
Thermal Transfer
Specific Heat: 0 Btu/kN*[C]
Heat Conduction: 0 Btu/mm*hr*[C]
Damping Ratio: 0.02

OK Cancel Apply

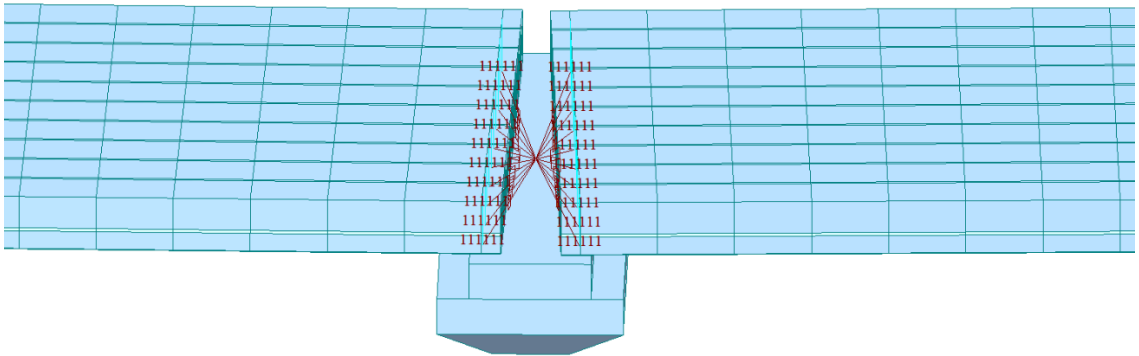
L.I.1. Material Dummy & Tendon

K	Kg/cm ² to Mpa	Factor	Fc' Mpa	Ec Mpa	Weight Density
300	10	0.83	24.9	23452.95	24
350	10	0.83	29.05	25332.08	24
542	10	0.83	45	31528.56	24

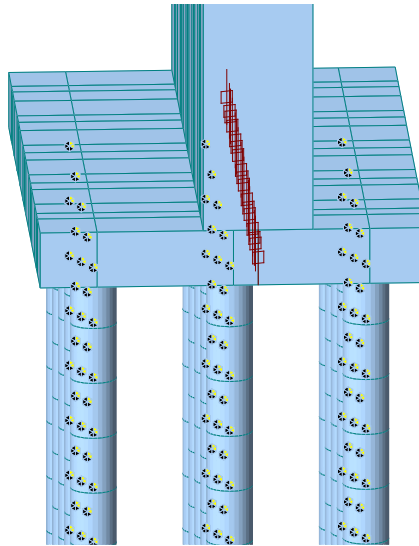
L.I.2. Pendefinisian material beton



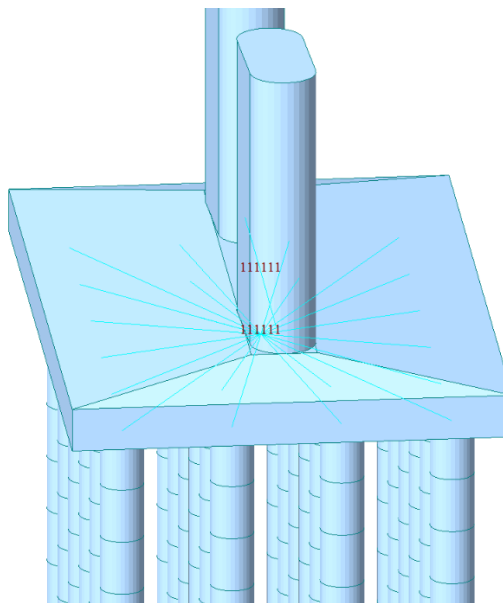
L.I.3. Boundary condition untuk struktur atas dan abutment menggunakan *rigid link – point spring – elastic link (rigid)*



L.I.4. *Boundary condition* struktur atas dan pilar menggunakan *rigid link – point spring – elastic link (rigid)*



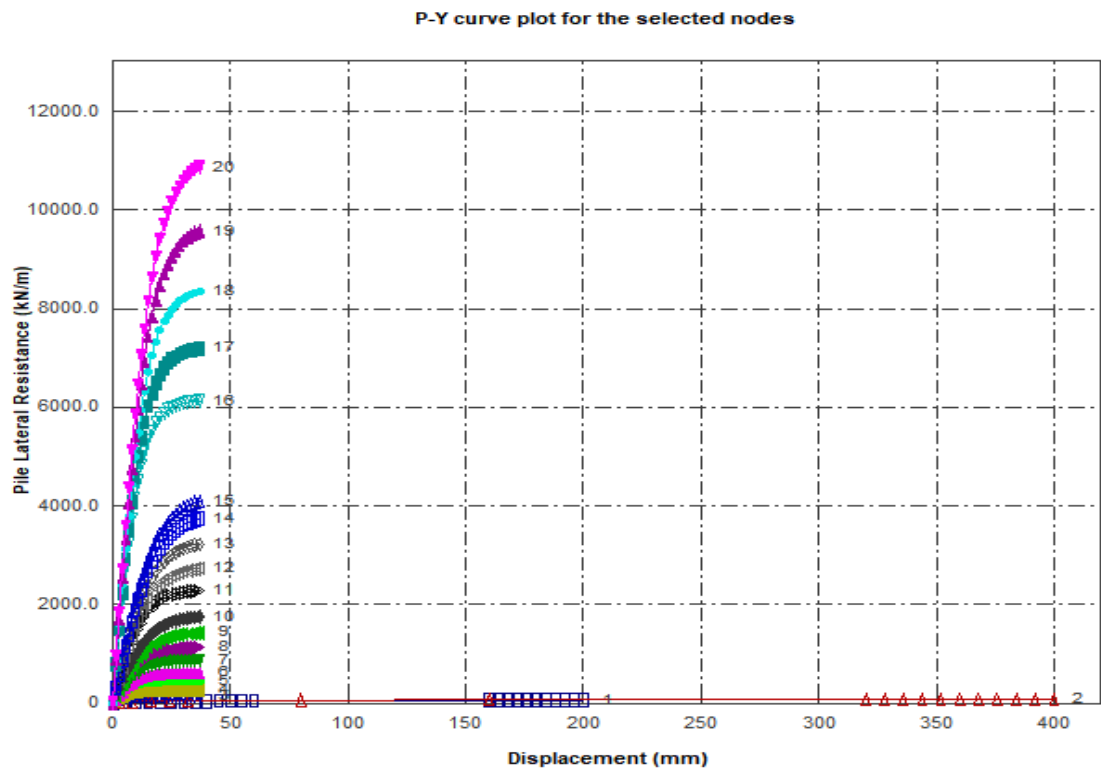
L.I.5. *Boundary condition* abutment dan pondasi tiang bor dengan *rigid link*



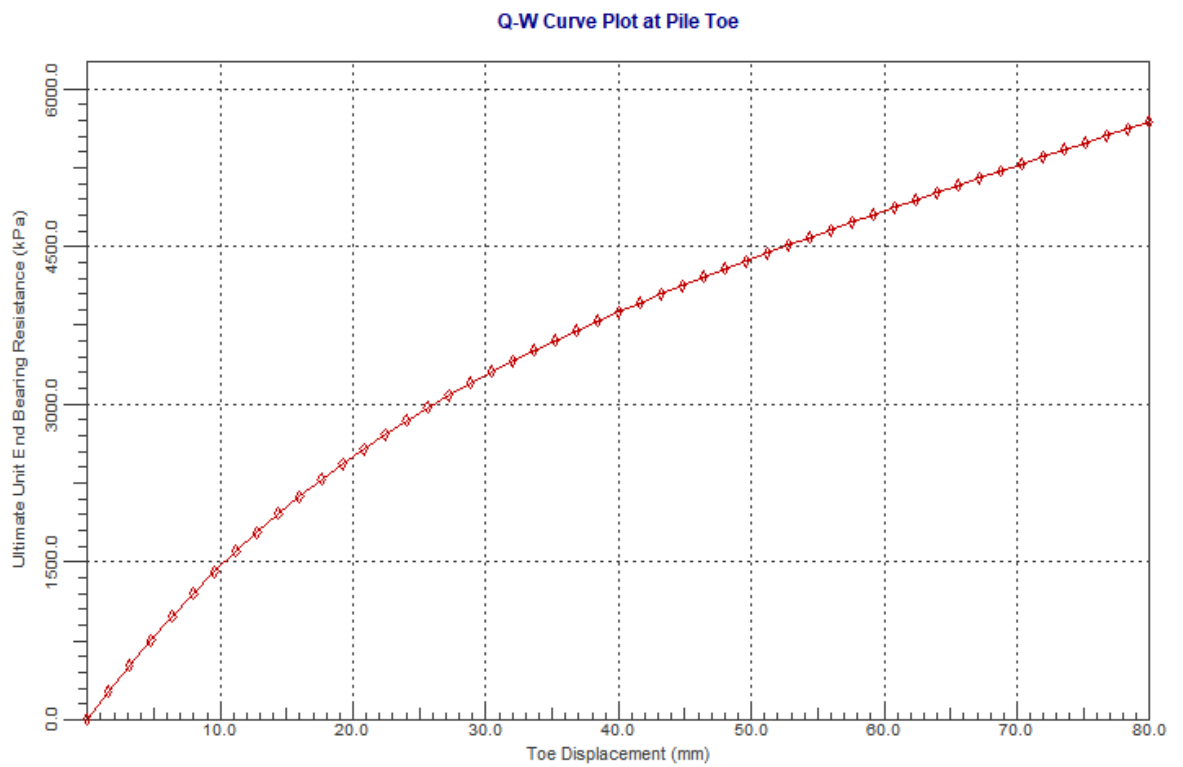
L.I.6. *Boundary condition* pilar dan pondasi tiang bor dengan *rigid link*

DRILLING LOG LAPANGAN				Projek :	DED Jembatan KA. Araskabu-Tebing Tinggi-Siantar Tahun Anggaran 2019																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																	
				Lokasi :	BH 38																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																	
KOORDINAT : N : 03°10'09,1" E: 99°06'43,3"				BOR : 1																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																		
MULAI : 17 September 2019				BORING MACHINE :																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																		
SELESAI : 18 September 2019				DRILL MASTER :																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																		
Total Kedalaman : 23 m				DICATAT OLEH :																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																		
FINAL GWL : 1.70 m				DIPERIKSA OLEH :																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																		
Kedalaman (m)	Ketebalan (m)	GWL (m)	Simbol UDS/DS	Simbol Tanah	Deskripsi Tanah Secara Visual	STANDARD PENETRATION TEST (SPT)																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																
						Grafik Nilai NSPT		N/15 CM	N/15 CM	N/15 CM	N BLOWS																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
						10	20					30	40	50	60	70																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																						
1	2.40				Lempung, coklat gelap, kadar air sedang, plastisitas sedang, kekakuan lunak																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																	

L.I.7. Data kedalaman lapisan tanah dan n-spt



L.I.8. Hasil kurva p - y



L.I.9. Hasil kurva q - w

Group Factors for Axial and Lateral Loading

Reduction Factors for Lateral Loading

Pile No	X Coord (m)	Z Coord (m)	PM-X	PM-Z
1	-2.40	4.00	0.74	0.96
2	-2.40	2.00	0.67	0.70
3	-2.40	0.00	0.67	0.69
4	-2.40	-2.00	0.67	0.69
5	-2.40	-4.00	0.74	0.72
6	0.00	4.00	0.74	0.96
7	0.00	2.00	0.67	0.67
8	0.00	0.00	0.67	0.66

☐ Ignore Group Effects for Lateral Loading
☐ User-Specified Group Factors for Lateral Loading
☒ Program-Generated Group Factors for Lateral Loading

Reduction Factors for Axial Loading

Pile No	X Coord (m)	Z Coord (m)	Reduction Factor

☒ Ignore Group Effects for Axial Loading
☐ User-Specified Group Factors for Axial Loading
☐ Program-Generated Group Factors for Axial Loading

Notes: PM-X is the P-Multiplier along the X direction and PM-Z is the P-Multiplier along the Z direction

OK

L.I.10. Faktor reduksi akibat kelompok tiang pada abutment

Group Factors for Axial and Lateral Loading

Reduction Factors for Lateral Loading

Pile No	X Coord (m)	Z Coord (m)	PM-X	PM-Z
1	-3.00	5.00	0.67	0.92
2	-3.00	3.00	0.61	0.65
3	-3.00	1.00	0.61	0.65
4	-3.00	-1.00	0.61	0.65
5	-3.00	-3.00	0.61	0.65
6	-3.00	-5.00	0.67	0.67
7	-1.00	5.00	0.65	0.89
8	-1.00	3.00	0.58	0.59

☐ Ignore Group Effects for Lateral Loading
☐ User-Specified Group Factors for Lateral Loading
☒ Program-Generated Group Factors for Lateral Loading

Reduction Factors for Axial Loading

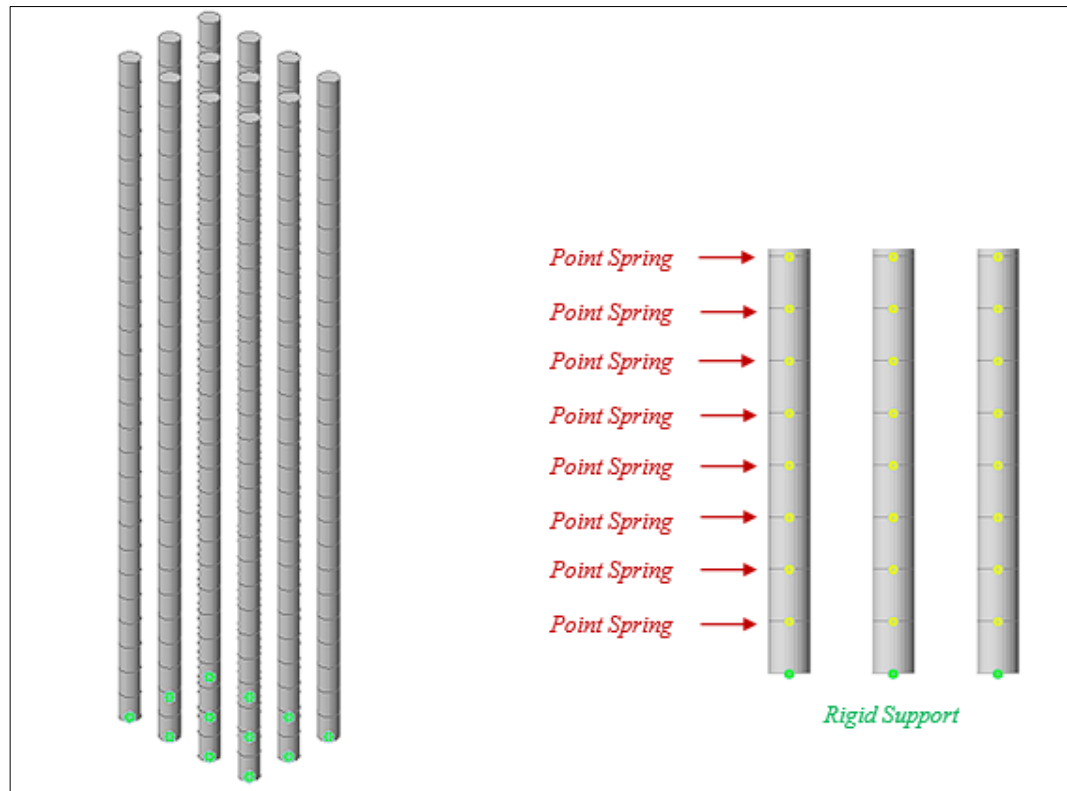
Pile No	X Coord (m)	Z Coord (m)	Reduction Factor

☒ Ignore Group Effects for Axial Loading
☐ User-Specified Group Factors for Axial Loading
☐ Program-Generated Group Factors for Axial Loading

Notes: PM-X is the P-Multiplier along the X direction and PM-Z is the P-Multiplier along the Z direction

OK

L.I.11. Faktor reduksi akibat kelompok tiang pada pilar



L.I.12. Pemodelan fondasi bor pile

LAMPIRAN PERHITUNGAN PEMBEBANAN JEMBATAN

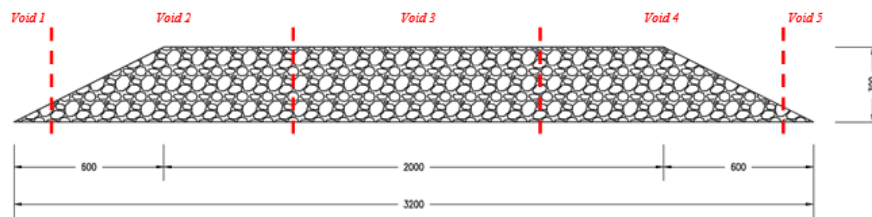
180

9640

Karena penampang *topping* merata pada seluruh permukaan *voided slab* sehingga beban ini dapat dihitung :

$$\begin{aligned}
 \text{Topping} &= \gamma_{\text{topping}} \times \text{penampang topping} \times 1 \\
 &= 24,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \times 0,78 \text{m}^2 \times 1 \text{ m} \\
 &= 0,862 \text{ kN/m} \\
 &= 0,172 \text{ kN/m} \text{ (sepanjang bentang dari 5 slab)}
 \end{aligned}$$

L.I.13. Lapisan beton tambahan (*topping*)



Gambar 3.10. Detail *ballast* kereta api

Karena *ballast* berbentuk trapesium dan penampang *ballast* tidak simetris bekerja pada permukaan *voided slab*, maka beban *ballast* yang bekerja akan dihitung satu persatu. Penampang *ballast* yang bekerja pada *voided slab* :

$$\begin{aligned}
 A_{\text{ballast Void 1,5}} &= \frac{1}{2} \times 0,145 \times 0,0725 \\
 &\approx 0,005 \text{ m}^2 \\
 A_{\text{ballast Void 3}} &= 0,97 \times 0,3 \\
 &\approx 0,291 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

L.I.14. Batu Pecah (*ballast*)

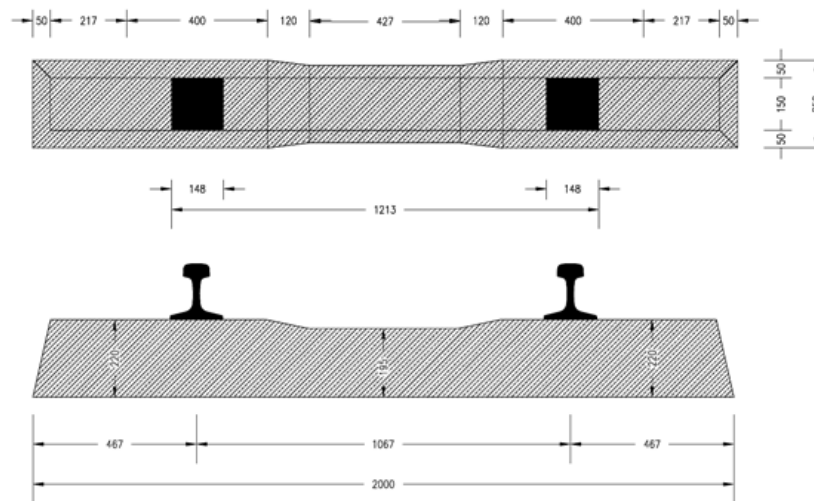
Maka beban *ballast* yang bekerja pada tiap *voided slab* dapat dihitung :

$$\begin{aligned} Ballast_{Void\ 1,5} &= \gamma_{ballast} \times A_{ballast\ Void\ 1,5} \times 1\text{ m} \\ &= 19,00\text{ kN/m}^3 \times 0,005 \times 1\text{ m} \\ &\approx 0,01\text{ kN/m} \text{ (sepanjang bentang voided slab 1 \& 5)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ballast_{Void\ 3} &= \gamma_{ballast} \times A_{ballast\ Void\ 3} \times 1\text{ m} \\ &= 19,00\text{ kN/m}^3 \times 0,291 \times 1\text{ m} \\ &\approx 5,529\text{ kN/m} \text{ (sepanjang bentang dari voided slab 3)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ballast_{Void\ 2,4} &= \gamma_{ballast} \times A_{ballast\ Void\ 2,4} \times 1\text{ m} \\ &= 19,00\text{ kN/m}^3 \times 0,239 \times 1\text{ m} \\ &\approx 4,546\text{ kN/m} \text{ (sepanjang bentang voided slab 2 \& 4)} \end{aligned}$$

L.I.14. *Lanjutan*



Gambar 3.12. Detail *sleeper* dan rel kereta

Beban ini dianggap hanya bekerja pada 3 *voided slab* yang berada di tengah dengan perbandingan penyebaran beban transversal 1:2:1, sehingga :

L.I.15. Bantalan dan rel kereta (*sleeper & rail*)

$$\begin{aligned}
 \text{Sleeper} &= \gamma_{\text{concrete}} \times \text{volume sleeper} \times \text{jumlah sleeper} \\
 &= 24,00 \text{ kN/m}^3 \times 0,092 \text{ m}^3 \times 25 \text{ buah} \\
 &\approx 55,2 \text{ kN} \\
 &\approx 3,68 \text{ kN/m} \quad (\text{per meter panjang})
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Rail} &= \gamma_{\text{rail}} \times \text{Penampang rail} \times \text{jumlah rail} \times 1 \text{ m} \\
 &= 78,5 \text{ kN/m}^3 \times 0,0069 \text{ m}^2 \times 2 \times 1 \text{ m} \\
 &\approx 1,09 \text{ kN/m} \quad (\text{per meter panjang})
 \end{aligned}$$

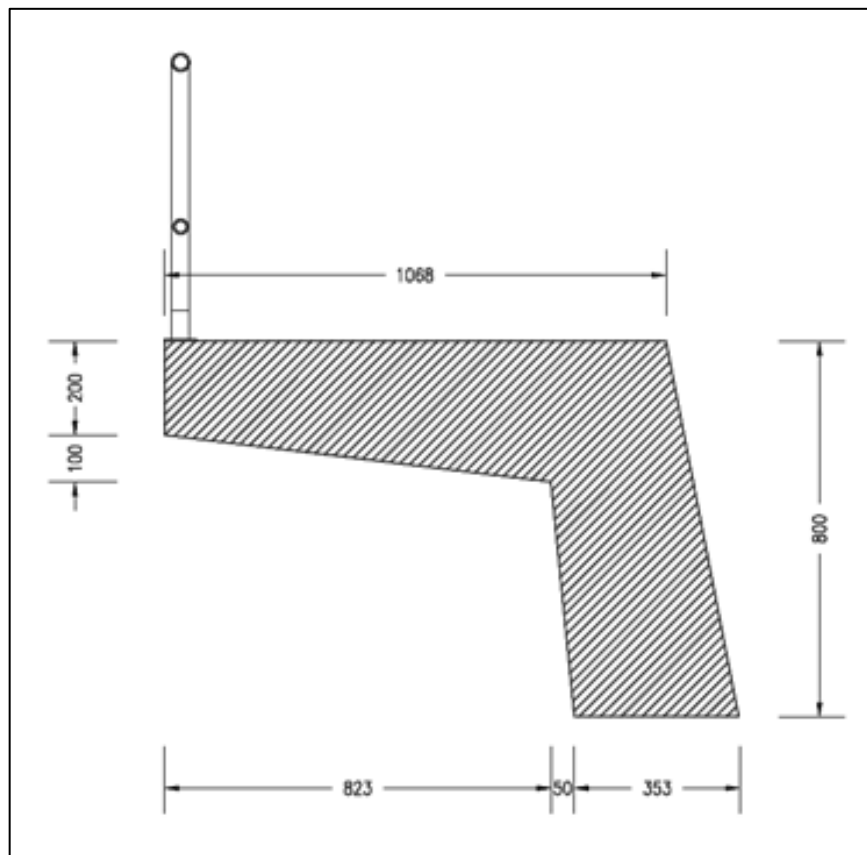
$$\text{Sleeper} + \text{Rail} \approx 4,77 \text{ kN/m} \quad (\text{per meter panjang})$$

Kemudian dihitung perbandingan penyebaran beban dengan nilai 1:2:1, maka didapat beban pada tiap voided :

$$\begin{aligned}
 \text{Void 2,4} &= (\text{Sleeper} + \text{Rail}) / 4 \times 1 \\
 &= 4,77 \text{ kN/m} / 4 \times 1 \\
 &\approx 1,19 \text{ kN/m} \quad (\text{sepanjang bentang voided slab 2 \& 4})
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Void 3} &= (\text{Sleeper} + \text{Rail}) / 4 \times 2 \\
 &= 4,77 \text{ kN/m} / 4 \times 2 \\
 &\approx 2,39 \text{ kN/m} \quad (\text{sepanjang bentang voided slab 3})
 \end{aligned}$$

L.I.15. Lanjutan

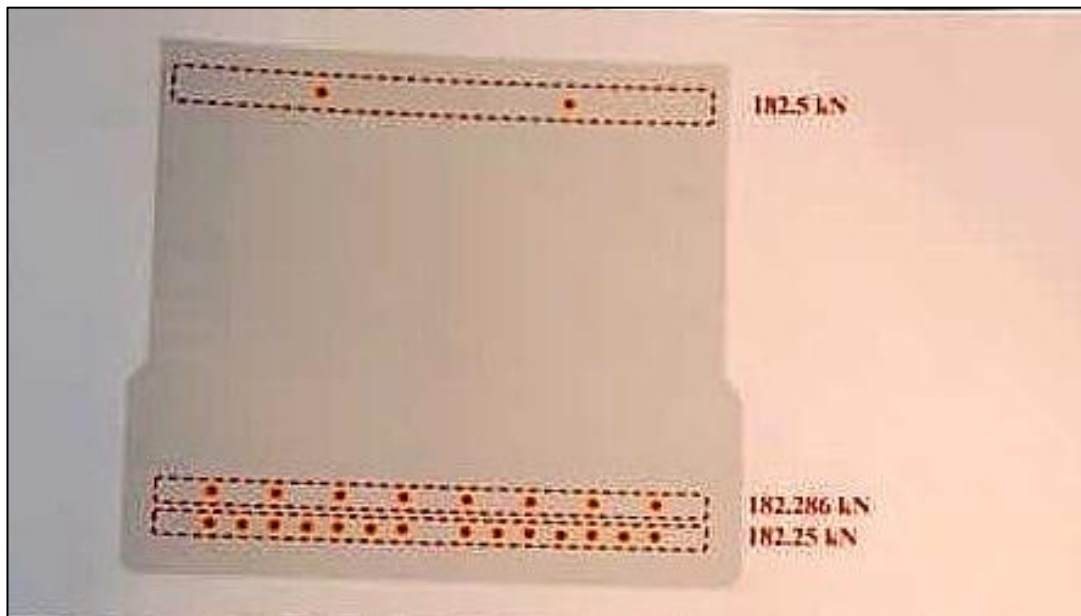


L.I.16. Side barrier and sidewalk

Beban ini dianggap hanya bekerja pada 2 voided slab yang berada di sisi terluar, sehingga :

$$\begin{aligned}
 \text{Barrier} &= \gamma_{\text{concrete}} \times \text{volume barrier} \times \text{jumlah barrier} \\
 &= 24,00 \text{ kN/m}^3 \times 6,694 \text{ m}^3 \times 2 \text{ buah} \\
 &\approx 321,3 \text{ kN} \\
 &\approx 10,71 \text{ kN/m} \quad (\text{sepanjang bentang dari 2 voided slab})
 \end{aligned}$$

L.I.16. Lanjutan



L.I.17. Jacking force pada tendon

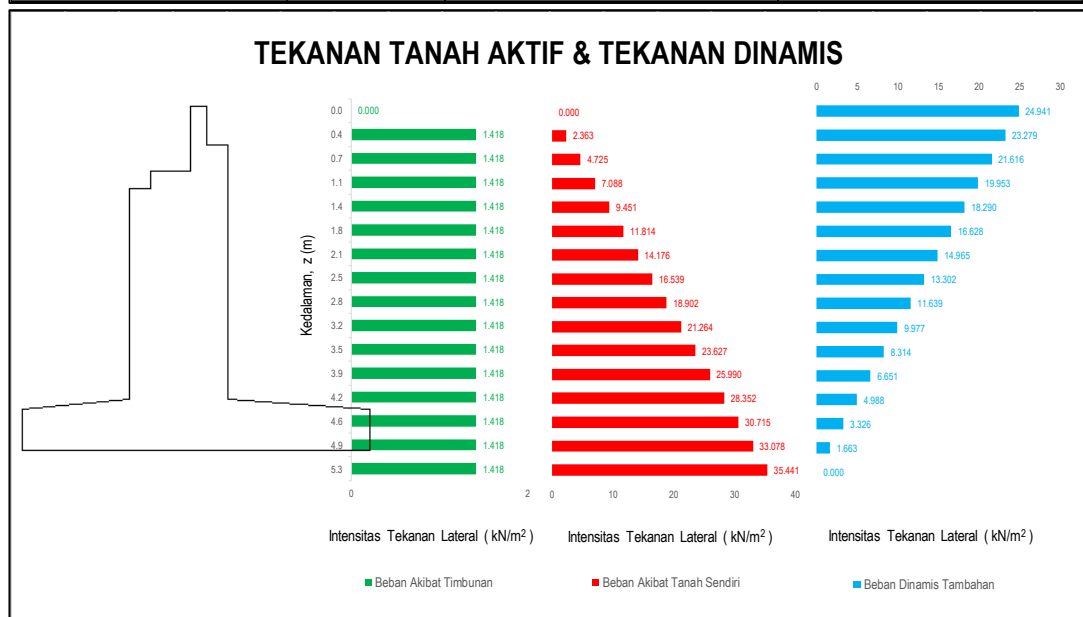
Berat Tanah	Ws	17.2 kN/m ³
Sudut gesek dalam	φ	35 °
kohesi	c	0 kPa
tinggi abutment	H	5.3 m
lebar abutment	By	10.57 m
SF sudut gesek dalam	KφR	0.7 -
SF kohesi	KcR	1 -

L.I.18. Perhitungan tekanan dinding abutment

PERHITUNGAN TEKANAN TANAH AKTIF			
1.	Sudut gesek dalam tereduksi	ϕ'	0.455732796 rad 26.11156578 °
2.	Koefisien tekanan tanah aktif	k_a	0.388772736
3.	Beban merata akibat timbunan tanah ekuivalen beban kendaraan beban merata	q	10.32 kPa
4.	Gaya-gaya tekanan tanah dan momen		
	a. gaya akibat beban merata	TTA1	224.7637943 kN
	tinggi resultan gaya	y_1	2.65 m
	momen	MTA1	595.6240549 kNm
	b. gaya akibat tekanan tanah	TTA2	992.7067582 kN
	tinggi resultan gaya	y_2	1.766666667 m
	momen	MTA2	1753.781939 kNm
5.	Total gaya dan momen		
	Total gaya	TTA	1217.470553 kN
	Total momen	MTA	2349.405994 kNm
BEBAN TEKANAN TANAH DINAMIS (METODE MONONOBE - OKABE)			
	Berat Tanah	W_s	17.2 kN/m ³
	tinggi abutment	H	5.3 m
	lebar abutment	B_y	10.57 m
	Koefisien percepatan gempa horizontal	K_h	0.127
	Sudut gesek dalam tereduksi	ϕ'	26.11 °
	Koefisien tekanan tanah aktif	k_a	0.39
1.	Hitung θ		
	sudut percepatan seismik	θ	0.126 rad 7.231 °
2.	Hitung $\cos^2(\phi' - \theta)$		0.89528
3.	Hitung term dalam kurung kurawal untuk K_{AG}	$\cos(\theta)$	0.992
		$\cos^2(\theta)$	0.984
		$\sin(\phi')$	0.440
		$\sin(\phi' - \theta)$	0.314
			0.373
	maka term dalam kurung kurawal		1.373
	Penyebut K_{AG}		1.352
4.	Hitung K_{AG}	K_{AG}	0.66
5.	Hitung ΔK_{AG}	ΔK_{AG}	0.27
6.	Hitung Gaya Gempa Lateral T_{EQ}	T_{EQ}	698.62 kN
7.	Hitung tinggi resultan gaya	y_{EQ}	3.533333333 m
8.	Hitung momen akibat gempa	M_{EQ}	2468.456854 m

L.I.18. Lanjutan

REKAPITULASI HASIL PERHITUNGAN			
DARI PERMUKAAN (m)	TIMBUNAN	BERAT TANAH SENDIRI	DINAMIS TAMBAHAN
5.30	1.42	35.44	24.94
4.95	1.42	33.08	23.28
4.59	1.42	30.72	21.62
4.24	1.42	28.35	19.95
3.89	1.42	25.99	18.29
3.53	1.42	23.63	16.63
3.18	1.42	21.26	14.96
2.83	1.42	18.90	13.30
2.47	1.42	16.54	11.64
2.12	1.42	14.18	9.98
1.77	1.42	11.81	8.31
1.41	1.42	9.45	6.65
1.06	1.42	7.09	4.99
0.71	1.42	4.73	3.33
0.35	1.42	2.36	1.66
0.00	0.00	0.00	0.00



L.I.18. Lanjutan

Tabel 3 - Faktor Amplifikasi Untuk PGA dan 0,2 Detik (F_{PGA}/F_a) (SNI 2833:2016)					
Kelas Situs	PGA < 0.1	PGA = 0.2	PGA = 0.3	PGA = 0.4	PGA ≥ 0.5
SA	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
SB	1	1	1	1	1
SC	1.2	1.2	1.1	1	1
SD	1.6	1.4	1.2	1.1	1
SE	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9

Tabel 4 - Besarnya nilai faktor amplifikasi untuk periode 1 detik (F_v) (SNI 2833:2016)					
Kelas Situs	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \geq 0.5$
SA	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
SB	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
SC	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
SD	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
SE	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4

Interpolasi Linier					
S1 Tabel 1	S1 Tabel 2	S1 Value	F_a Tabel 1	F_a Tabel 2	F_a
0.25	0.5	0.35	1.6	1.4	1.520
PGA tabel 1	PGA tabel 2	PGA Value	FPGA Tabel 1	FPGA Tabel 2	FPGA
0.1	0.2	0.175	1.6	1.4	1.450
S1 Tabel 1	S1 Tabel 2	S1 Value	F_a Tabel 1	F_a Tabel 2	F_a
0.2	0.3	0.275	1.6	1.5	1.525

PGA Value dan **S1 Value** didapat dari Peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA) dan Peta respon spektra percepatan 0,2 detik untuk probabilitas terlampaui 7% Dalam 75 Tahun (Gambar 1 Pada SNI 2833:2016).

S1 Value didapat dari Peta respon spektra percepatan 1 detik di batuan dasar probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun (Gambar 2 Pada SNI 2833:2016).

L.I.19. Perhitungan faktor amplikasi (F_{PGA} , f_a dan f_v) SNI 2833:2016

LAMPIRAN

HASIL OUTPUT SOFTWARE

Node	Load	DX (mm)	DY (mm)	DZ (mm)	RX ([rad])	RY ([rad])	RZ ([rad])
87000	-1+-0.3Y	-14.246	-6.5148	-11.068	-0.0006	-0.003	-0.000038
87001	-1+-0.3Y	-10.965	-5.5898	-11.047	-0.0009	-0.0034	-0.000038
87002	-1+-0.3Y	-7.5986	-4.324	-11.025	-0.001	-0.0032	-0.000038
87003	-1+-0.3Y	-4.6535	-3.0142	-11.002	-0.0009	-0.0026	-0.000038
87004	-1+-0.3Y	-2.4075	-1.8677	-10.978	-0.0008	-0.0019	-0.000038
87005	-1+-0.3Y	-0.9173	-0.9906	-10.952	-0.0005	-0.0012	-0.000038
87006	-1+-0.3Y	-0.127	-0.4058	-10.925	-0.0003	-0.0006	-0.000038
87007	-1+-0.3Y	-0.3081	-0.1008	-10.896	-0.0002	-0.0002	-0.000038
87008	-1+-0.3Y	-0.3665	-0.0948	-10.866	-7E-05	-3E-05	-0.000038
87009	-1+-0.3Y	-0.29	-0.1122	-10.835	-2E-05	-0.0001	-0.000038
87010	-1+-0.3Y	-0.1754	-0.0907	-10.803	-4E-05	-0.0001	-0.000038
87011	-1+-0.3Y	-0.0809	-0.0583	-10.769	-4E-05	-8E-05	-0.000038
87012	-1+-0.3Y	-0.0231	-0.0305	-10.734	-3E-05	-4E-05	-0.000038
87013	-1+-0.3Y	-0.0042	-0.0125	-10.698	-2E-05	-2E-05	-0.000038
87014	-1+-0.3Y	-0.0096	-0.004	-10.661	-9E-06	-1E-06	-0.000038
87015	-1+-0.3Y	-0.0064	-0.0025	-10.622	-3E-06	-4E-06	-0.000038
87016	-1+-0.3Y	-0.0024	-0.002	-10.582	-1E-06	-3E-06	-0.000038
87017	-1+-0.3Y	-0.0004	-0.001	-10.541	-1E-06	-1E-06	-0.000038
87018	-1+-0.3Y	-0.0001	-0.0001	-10.498	-1E-06	0	-0.000038
87019	-1+-0.3Y	-0.0003	-0.0004	-10.454	0	0	-0.000038

L.I.20. Hasil Max Perhitungan Displacement P3 pile Model 2

Node	Load	DX (mm)	DY (mm)	DZ (mm)	RX ([rad])	RY ([rad])	RZ ([rad])
87000	1X+0,3Y	9.57289	12.3626	-36.897	-0.0027	0.002689	0.00001 5
87001	1X+0,3Y	6.89835	9.50773	-36.772	-0.00287	0.002564	0.00001 5
87002	1X+0,3Y	4.47578	6.67409	-36.645	-0.00267	0.002194	0.00001 5
87003	1X+0,3Y	2.53025	4.2029	-36.518	-0.0022	0.001665	0.00001 5
87004	1X+0,3Y	1.14963	2.2855	-36.389	-0.00162	0.001111	0.00001 5
87005	1X+0,3Y	0.29881	0.96446	-36.259	-0.00105	0.000633	0.00001 5
87006	1X+0,3Y	-0.1328	0.1736	-36.128	-0.00058	0.000282	0.00001 5
87007	1X+0,3Y	-0.2809	-0.2109	-35.996	-0.00024	0.000061	0.00001 5
87008	1X+0,3Y	-0.2694	-0.326	-35.862	-3.4E-05	-0.00005	0.00001 5
87009	1X+0,3Y	-0.1914	-0.2923	-35.728	0.000067	-0.000085	0.00001 5
87010	1X+0,3Y	-0.1056	-0.2007	-35.592	0.000093	-0.000075	0.00001 5
87011	1X+0,3Y	-0.0427	-0.1106	-35.456	0.000078	-0.000049	0.00001 5
87012	1X+0,3Y	-0.0076	-0.0462	-35.318	0.00005	-0.000024	0.00001 5
87013	1X+0,3Y	0.00618	-0.0102	-35.179	0.000025	-0.000007	0.00001 5
87014	1X+0,3Y	0.00765	0.00414	-35.039	0.000008	0.000001	0.00001 5
87015	1X+0,3Y	0.00434	0.006	-34.897	-1E-06	0.000003	0.00001 5
87016	1X+0,3Y	0.00141	0.00361	-34.755	-3E-06	0.000002	0.00001 5
87017	1X+0,3Y	0.00013	0.00131	-34.612	-2E-06	0.000001	0.00001 5
87018	1X+0,3Y	-0.0001	-1E-05	-34.467	-1E-06	0	0.00001 5
87019	1X+0,3Y	-0.0002	-0.0008	-34.322	-1E-06	0	0.00001 5

L.I.21. Hasil Max Perhitungan Displacement P3 pile Model 3

Node	Load	DX (mm)	DY (mm)	DZ (mm)	RX ([rad])	RY ([rad])	RZ ([rad])
87000	Envelope Gempa	-55.5322	43.40146	12.32703	-0.00998	- 0.015454	0.002672
87001	Envelope Gempa	-40.1181	33.03186	12.25848	- 0.010298	- 0.014808	0.002672
87002	Envelope Gempa	-26.0983	22.95445	12.19105	- 0.009426	- 0.012717	0.002672
87003	Envelope Gempa	-14.8043	14.28989	12.12474	- 0.007677	- 0.009676	0.002672
87004	Envelope Gempa	-6.76718	7.643784	12.05956	- 0.005581	- 0.006476	0.002672
87005	Envelope Gempa	-1.79877	3.115989	11.9955	- 0.003577	- 0.003705	0.002672
87006	Envelope Gempa	0.73331	0.44248	11.93256	- 0.001942	- 0.001658	0.002672
87007	Envelope Gempa	1.612833	-0.82715	11.87075	- 0.000781	- 0.000373	0.002672
87008	Envelope Gempa	1.558742	-1.17805	11.81005	- 0.000078	- 0.000278	0.002672
87009	Envelope Gempa	1.111795	-1.03022	11.75048	- 0.000257	- 0.000488	0.002672
87010	Envelope Gempa	0.615633	-0.69597	11.69203	- 0.000335	- 0.000437	0.002672
87011	Envelope Gempa	0.250126	-0.37723	11.6347	- 0.000274	- 0.000284	0.002672
87012	Envelope Gempa	0.04572	-0.15326	11.57849	- 0.000173	- 0.00014	0.002672
87013	Envelope Gempa	-0.03501	-0.03038	11.52341	- 0.000083	- 0.000042	0.002672
87014	Envelope Gempa	-0.04411	0.017054	11.46945	- 0.000024	- 0.000007	0.002672
87015	Envelope Gempa	-0.02518	0.021757	11.41661	- 0.000004	- 0.000019	0.002672
87016	Envelope Gempa	-0.0082	0.012621	11.36489	- 0.000009	- 0.000012	0.002672
87017	Envelope Gempa	-0.00077	0.00441	11.31429	- 0.000006	- 0.000004	0.002672
87018	Envelope Gempa	0.000641	-9.2E-05	11.26482	- 0.000003	- 0.000001	0.002672
87019	Envelope Gempa	0.000952	-0.0028	11.21647	- 0.000003	- 0	0.002672

L.I.22. Hasil Max Perhitungan Displacement P3 pile Model 4

Node	Load	DX (mm)	DY (mm)	DZ (mm)	RX ([rad])	RY ([rad])	RZ ([rad])
12000	1X+0,3Y	17.1821	4.80216	2.52593	0.001261	0.003905	0
12001	1X+0,3Y	13.017	3.87223	2.49383	0.001618	0.004241	0
12002	1X+0,3Y	8.81737	2.82357	2.46277	0.001668	0.003937	0
12003	1X+0,3Y	5.21854	1.84286	2.43275	0.001461	0.00315	0
12004	1X+0,3Y	2.5497	1.04951	2.40376	0.001118	0.002187	0
12005	1X+0,3Y	0.8471	0.49033	2.3758	0.000748	0.001296	0
12006	1X+0,3Y	0.11046	0.16931	2.34889	0.000427	0.000613	0
12007	1X+0,3Y	0.31311	0.12391	2.32301	0.000193	0.000176	0
12008	1X+0,3Y	0.33229	0.19125	2.29816	0.000055	0.000047	0
12009	1X+0,3Y	0.24705	0.17812	2.27436	0.000027	0.0001	0
12010	1X+0,3Y	0.14126	0.1249	2.25159	0.000035	0.000095	0
12011	1X+0,3Y	0.05999	0.07005	2.22986	0.00003	0.000064	0
12012	1X+0,3Y	0.01342	0.03036	2.20917	0.000019	0.000032	0
12013	1X+0,3Y	0.0096	0.00896	2.18951	0.00001	0.000011	0
12014	1X+0,3Y	0.01264	0.0038	2.17089	0.000004	0.000002	0
12015	1X+0,3Y	0.00783	0.00284	2.15332	0.000002	0.000005	0
12016	1X+0,3Y	0.00302	0.00172	2.13678	0.000002	0.000004	0
12017	1X+0,3Y	0.00045	0.00076	2.12128	0.000001	0.000002	0
12018	1X+0,3Y	0.00028	0.00026	2.10682	0.000001	0	0
12019	1X+0,3Y	0.00028	0.00019	2.0934	0	0	0
12020	1X+0,3Y	0.00015	0.00016	2.08102	0	0	0
12021	1X+0,3Y	4.1E-05	8.9E-05	2.06968	0	0	0
12022	1X+0,3Y	1.4E-05	0.00003	2.05939	0	0	0
12023	1X+0,3Y	4.7E-05	2.7E-05	2.05013	0	0	0

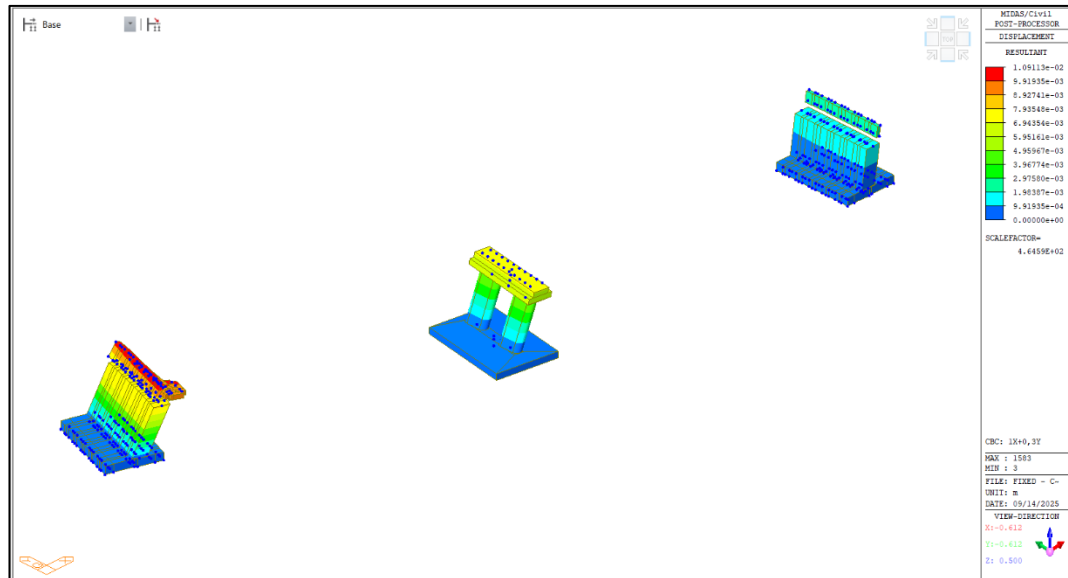
L.I.23. Hasil Max Perhitungan Displacement A1 pile Model 2

Node	Load	DX (mm)	DY (mm)	DZ (mm)	RX ([rad])	RY ([rad])	RZ ([rad])
1500 0	-1+- 0.3Y	37.2330 5	- 0.539083	-3.2379	0.000856	0.006865	- 0.000005
1500 1	-1+- 0.3Y	29.1643 3	0.101108	-3.2495	0.000465	0.008578	- 0.000005
1500 2	-1+- 0.3Y	20.3030 8	0.404871	-3.2599	0.000183	0.00849	- 0.000005
1500 3	-1+- 0.3Y	12.3537 1	0.480858	-3.2692	0.000005	0.007053	- 0.000005
1500 4	-1+- 0.3Y	6.26958 8	0.425907	-3.2773	- 0.000087	0.005038	- 0.000005
1500 5	-1+- 0.3Y	2.27165 4	0.315501	-3.2844	- 0.000115	0.003069	- 0.000005
1500 6	-1+- 0.3Y	0.08047 9	0.199883	-3.2903	- 0.000106	0.00151	- 0.000005
1500 7	-1+- 0.3Y	-0.81508	0.105777	-3.2951	- 0.000079	0.000481	- 0.000005
1500 8	-1+- 0.3Y	-0.94178	0.042006	-3.2988	- 0.000049	-0.00007	- 0.000005
1500 9	-1+- 0.3Y	-0.71809	0.006263	-3.3013	- 0.000025	0.000276	- 0.000005
1501 0	-1+- 0.3Y	-0.41602	0.008896	-3.3027	- 0.000009	0.000275	- 0.000005
1501 1	-1+- 0.3Y	-0.17873	0.011857	-3.3031	0	0.000188	- 0.000005
1501 2	-1+- 0.3Y	-0.04084	0.009334	-3.3022	0.000003	0.000096	- 0.000005
1501 3	-1+- 0.3Y	0.01643 4	0.005523	-3.3003	0.000004	0.000032	- 0.000005
1501 4	-1+- 0.3Y	0.02617 4	0.002414	-3.2973	0.000002	0.000001	- 0.000005
1501 5	-1+- 0.3Y	0.0167	0.000565	-3.2931	0.000001	0.000011	- 0.000005
1501 6	-1+- 0.3Y	0.00655 7	0.000171	-3.2878	0	0.000008	- 0.000005
1501 7	-1+- 0.3Y	0.00101 5	0.000289	-3.2814	0	0.000004	- 0.000005
1501 8	-1+- 0.3Y	-0.00076	0.00019	-3.2738	0	0.000001	- 0.000005
1501 9	-1+- 0.3Y	-0.00079	0.000079	-3.2651	0	0	- 0.000005
1502 0	-1+- 0.3Y	-0.0004	0.000015	-3.2554	0	0	- 0.000005
1502 1	-1+- 0.3Y	-0.00011	0.000008	-3.2444	0	0	- 0.000005
1502 2	-1+- 0.3Y	0.00002 7	0.000011	-3.2324	0	0	- 0.000005
1502 3	-1+- 0.3Y	0.00009 6	0.000009	-3.2193	0	0	- 0.000005

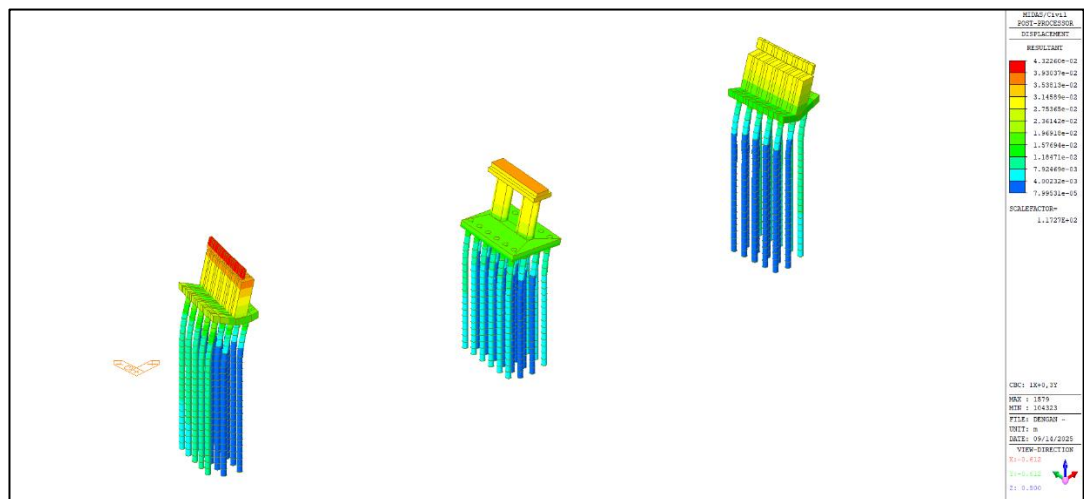
L.I.24. Hasil Max Perhitungan Displacement A1 pile Model 3

Node	Load	DX (mm)	DY (mm)	DZ (mm)	RX ([rad])	RY ([rad])	RZ ([rad])
1000	ENVELOPE GEMPA	8.6907	4.4844	4.4643	0.0001	0.0014	-15.9246
1001	ENVELOPE GEMPA	6.9689	4.1743	4.4229	-0.0006	0.0019	-15.9246
1002	ENVELOPE GEMPA	5.0212	3.3093	4.3826	-0.0010	0.0019	-15.9246
1003	ENVELOPE GEMPA	3.2136	2.2786	4.3434	-0.0010	0.0016	-15.9246
1004	ENVELOPE GEMPA	1.7684	1.3485	4.3054	-0.0008	0.0012	-15.9246
1005	ENVELOPE GEMPA	0.7612	0.6501	4.2685	-0.0006	0.0008	-15.9246
1006	ENVELOPE GEMPA	0.1589	0.2072	4.2327	-0.0003	0.0004	-15.9246
1007	ENVELOPE GEMPA	-0.1311	-0.0217	4.1980	-0.0002	0.0002	-15.9246
1008	ENVELOPE GEMPA	-0.2168	-0.1037	4.1644	0.0000	0.0000	-15.9246
1009	ENVELOPE GEMPA	-0.1932	-0.1039	4.1320	0.0000	0.0000	-15.9246
1010	ENVELOPE GEMPA	-0.1295	-0.0715	4.1006	0.0000	-0.0001	-15.9246
1011	ENVELOPE GEMPA	-0.0683	-0.0374	4.0704	0.0000	-0.0001	-15.9246
1012	ENVELOPE GEMPA	-0.0259	-0.0137	4.0414	0.0000	0.0000	-15.9246
1013	ENVELOPE GEMPA	-0.0035	-0.0015	4.0134	0.0000	0.0000	-15.9246
1014	ENVELOPE GEMPA	0.0045	0.0025	3.9866	0.0000	0.0000	-15.9246
1015	ENVELOPE GEMPA	0.0048	0.0023	3.9609	0.0000	0.0000	-15.9246
1016	ENVELOPE GEMPA	0.0028	0.0012	3.9363	0.0000	0.0000	-15.9246
1017	ENVELOPE GEMPA	0.0010	0.0004	3.9128	0.0000	0.0000	-15.9246
1018	ENVELOPE GEMPA	0.0001	0.0000	3.8905	0.0000	0.0000	-15.9246
1019	ENVELOPE GEMPA	-0.0002	-0.0001	3.8693	0.0000	0.0000	-15.9246
1020	ENVELOPE GEMPA	-0.0002	-0.0001	3.8492	0.0000	0.0000	-15.9246
1021	ENVELOPE GEMPA	-0.0001	0.0000	3.8302	0.0000	0.0000	-15.9246
1022	ENVELOPE GEMPA	0.0000	0.0000	3.8123	0.0000	0.0000	-15.9246
1023	ENVELOPE GEMPA	0.0000	0.0000	3.7956	0.0000	0.0000	-15.9246

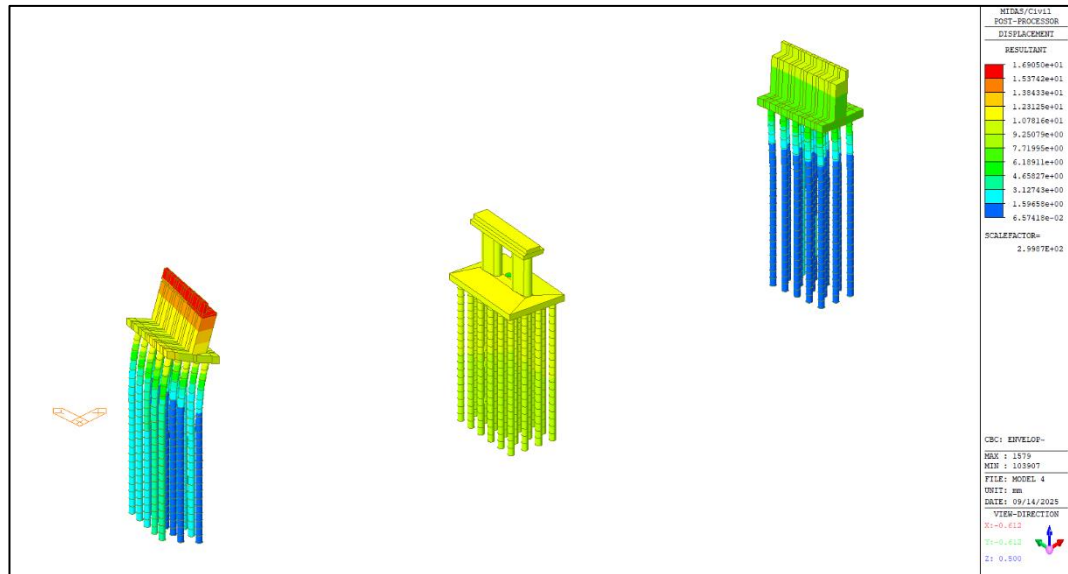
L.I.25. Hasil Max Perhitungan Displacement A1 pile Model 4



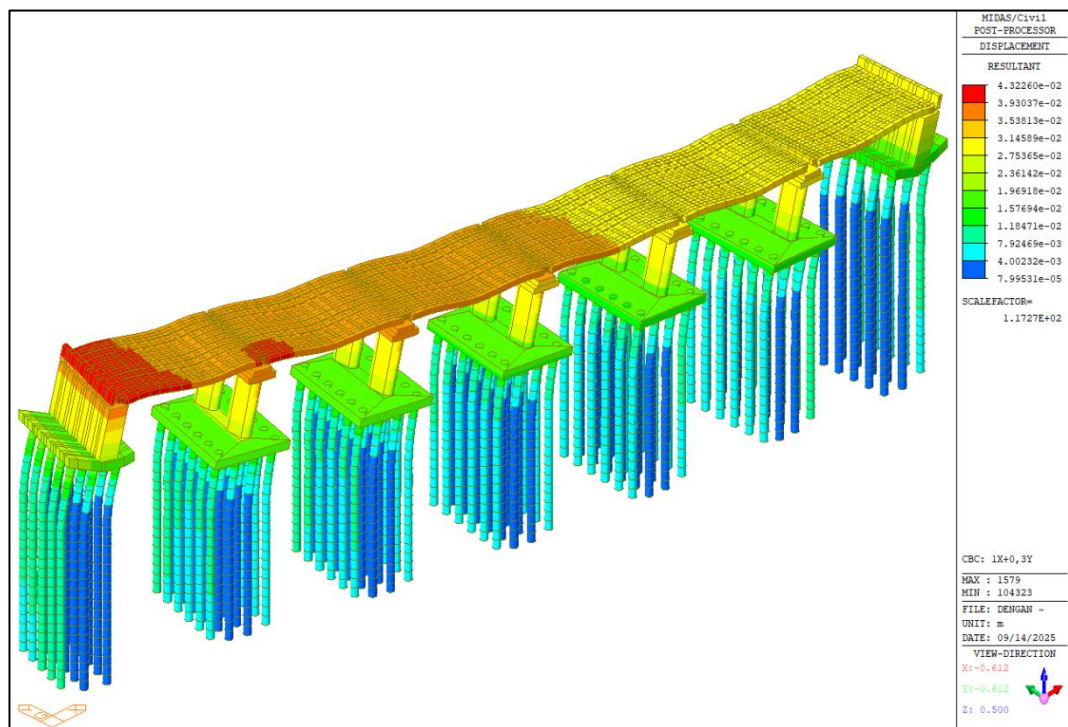
L.I.26. *Displacement* model 1 akibat beban gempa



L.I.27. *Displacement* model 2 akibat beban gempa



L.I.28. *Displacement* model 4 akibat beban gempa



L.I.29. *Displacement* utuh SSI akibat beban gempa

DAFTAR RIWAYAT HIDUP



DATA DIRI PESERTA

Nama Lengkap : Derry Priyanto
Panggilan : Derry
Tempat/Tanggal Lahir : Binjai/11 Agustus 2002
Jenis Kelamin : Laki - laki
Alamat : JL.S.M Raja,Gg.Bilal, Binjai Utara
Agama : Islam
Nama Orang Tua
Ayah : Ari Priyanto
Ibu : Ratna Dewi
No. HP : 083845025653
Email : derrypriyanto0756@gmail.com

RIWAYAT PENDIDIKAN

Nomor Pokok Mahasiswa : 2107210002
Fakultas : Teknik
Program Studi : Teknik Sipil
Perguruan Tinggi : Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara
Alamat Perguruan Tinggi : Jl. Kapten Muchtar Basri BA. No.3 Medan 20238