

TUGAS AKHIR

ANALISIS INTERAKSI TANAH STRUKTUR AKIBAT
BEBAN DINAMIS TANAH TERHADAP FONDASI
TIANG PADA BH-40 JEMBATAN KERETA
API BAJALINGGEI- SIANTAR

(Studi Kasus)

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

Disusun Oleh:

ZAKY HANAFI

2107210012



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 : Zaky Hanafi

Npm : 2107210012

Program Studi : Teknik Sipil

Judul Skripsi : Analisis Interaksi Tanah Struktur Akibat Beban Dinamis Tanah
Terhadap Fondasi Tiang Pada Bh-40 Jembatan Kereta Api
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 SKRIPSI

Medan, 03 September 2025
Dosen Pembimbing



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

LEMBAR PENGESAHAN

Tugas akhir ini diajukan oleh:

Nama : Zaky Hanafi

Npm : 2107210012

Program Studi : Teknik Sipil

Judul Skripsi : Analisis Interaksi Tanah Struktur Akibat Beban Dinamis Tanah
Terhadap Fondasi Tiang Pada BH-40 Jembatan Kereta Api
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.

Medan, 03 September 2025
Mengetahui dan Menyetujui
Dosen Pembimbing

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

Dosen Penguji I



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

Dosen Penguji II



Assoc. Prof. Ir. Fahrizal Zulkarnain,
S.T., M.Sc., Ph.D., IPM

Ketua Prodi Teknik Sipil



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

SURAT PERNYATAAN KEASLIAN TUGAS AKHIR

Saya yang bertanda tangan dibawah ini:

Nama : Zaky Hanafi
Tempat, Tanggal Lahir : Medan, 24 April 2003
Npm : 2107210012
Fakultas : Teknik
Program Studi : Teknik Sipil

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

“ Analisis Interaksi Tanah Struktur Akibat Beban Dinamis Tanah Terhadap Fondasi Tiang Pada BH-40 Jembatan Kereta Api 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 orisinil 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, 03 September 2025

Saya yang menyatakan




Zaky Hanafi.

ABSTRAK

ANALISIS INTERAKSI TANAH STRUKTUR AKIBAT BEBAN DINAMIS TANAH TERHADAP FONDASI TIANG PADA BH-40 JEMBATAN KERETA API BAJALINGGEI- SIANTAR

Zaky Hanafi
2107210012

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

Analisis seismik jembatan kereta api sering mengabaikan fleksibilitas tanah dengan mengasumsikan perletakan jepit (*fixed-base*). Studi ini menginvestigasi pentingnya Interaksi Tanah-Struktur (SSI) terhadap respons dinamis fondasi jembatan kereta api BH-40. Penelitian ini membandingkan empat model elemen hingga, yang masing-masing merepresentasikan jembatan utuh dan substruktur, baik dengan asumsi perletakan jepit maupun dengan memasukkan efek SSI. Pemodelan SSI dilakukan menggunakan pegas tanah nonlinier yang kekakuannya ditentukan dari kurva p-y dan q-w, serta disesuaikan untuk efek kelompok tiang. Parameter utama yang dianalisis adalah perpindahan lateral dan gaya-gaya dalam pada pilar. Hasilnya menunjukkan bahwa model yang menyertakan SSI secara signifikan meningkatkan akurasi prediksi perpindahan lateral dibandingkan model perletakan jepit yang kaku. Lebih lanjut, SSI menyebabkan redistribusi gaya dalam yang kompleks. Momen lentur dan gaya geser utama cenderung berkurang, sementara gaya lain seperti torsi mengalami amplifikasi. Ini menyoroti bahwa mengabaikan SSI dapat menghasilkan desain yang tidak hanya terlalu konservatif tetapi juga berpotensi tidak aman untuk komponen tertentu. Studi ini menyimpulkan bahwa model jembatan utuh dengan SSI memberikan prediksi perilaku struktural yang paling realistis. Mengabaikan SSI menyebabkan peremehan deformasi dan penilaian gaya dalam yang tidak akurat. Oleh karena itu, penyertaan SSI sangat penting untuk memastikan desain seismik jembatan yang aman dan ekonomis.

Kata kunci: Interaksi Tanah-Struktur (ITS), Analisis Seismik Jembatan, Model Elemen Hingga

ABSTRACT

DYNAMIC SOIL-STRUCTURE INTERACTION ANALYSIS OF PILE FOUNDATIONS ON THE BH-40 RAILWAY BRIDGE, BAJALINGGEI-SIANTAR

Zaky Hanafi
2107210012

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

Seismic analysis of railway bridges often relies on the assumption of fixed-base support, which ignores the influence of soil flexibility. This study analyzes the importance of Soil-Structure Interaction (SSI) on the dynamic response of the BH-40 railway bridge foundation in Bajalinggei-Siantar. The research compares four finite element models under loading conditions specified by Minister of Transportation Regulation No. 60 of 2012, with load combinations and seismic criteria referencing SNI 1725:2016 and SNI 2833:2016. The models analyzed include both the full bridge and substructure, each evaluated with fixed-base and SSI conditions. The SSI effects are simulated using nonlinear soil springs whose stiffness is derived from p-y and q-w curves and adjusted for pile group effects (p-multipliers). The primary comparison parameters are lateral displacement and internal forces in the piers. The results show that applying SSI significantly improves the prediction of lateral displacement compared to the rigid fixed-base model. Furthermore, SSI causes a complex redistribution of internal forces; while major forces like bending moment and shear generally decrease, others like torsion are amplified. This highlights that neglecting SSI can lead to a design that is both overly conservative and unsafe for certain components. The analysis concludes that the full bridge model including SSI provides the most realistic prediction of structural behavior. Ignoring SSI results in a significant underestimation of deformation and an inaccurate assessment of internal forces, proving that its inclusion is crucial for safe and economical seismic bridge design.

Keywords: *Soil-Structure Interaction (SSI), Seismic Bridge Analysis, Finite Element Model (FEM)*

KATA PENGANTAR

Assalamu'alaikum Warahmatullahi Wabarakatuh

Puji Syukur Alhamdulillah saya ucapkan kehadiran Allah SWT, karena berkat rahmat dan pentuntuk-Nya, sehingga Laporan Tugas Akhir yang berjudul “*Analisis Interaksi Tanah Struktur Akibat Beban Dinamis Tanah Terhadap Fondasi Tiang Pada BH-40 Jembatan Kereta Api Bajalinggei-Siantar*” dapat terselesaikan dengan baik. Shalawat beriring salam kita hadiahkan kepada junjungan kita Nabi Muhammad SAW yang telah membawa kita ke zaman yang penuh rahmat ini dan membawa keselamatan dalam kehidupan dan akhirat.

Laporan Tugas Akhir ini dibuat untuk memenuhi salah satu syarat menyelesaikan Program Pendidikan Sarjana (S1) dijurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.

Banyak pihak telah membantu dalam menyelesaikan laporan Tugas Akhir ini, untuk itu penulis juga mengucapkan terimakasih yang sebesar-besarnya kepada:

1. Teristimewa sekali kepada Ibunda tercinta Yusnawati, dan Ayahanda tercinta Almarhum Hanafi Saridin, yang telah bersusah payah membesarkan, mendoakan, serta memberikan kasih sayangnya yang tidak ternilai kepada penulis hingga dapat menyelesaikan skripsi ini.
2. Bapak Ir. Tondi Amirsyah Putera S.T., M.T., selaku Dosen Pembimbing yang telah banyak membimbing dan mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
3. Bapak Assoc. Prof. Ir. Ade Faisal S.T., MS.c, Ph.D selaku Dosen Penguji I yang telah banyak memberikan koreksi dan masukan kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
4. Bapak Assoc. Prof. Ir. Fahrizal Zulkarnain, S.T., M.Sc., Ph.D., IPM selaku Dosen Penguji II yang telah banyak memberikan koreksi dan masukan kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
5. Bapak Dr. Josef Hadipramana, S.T., M.Sc selaku Kepala Jurusan Prodi Teknik Sipil yang ikut andil dalam proses administrasi penelitian.

6. Ibu Rizki Efrida, S.T, M.T selaku Sekretaris Jurusan Prodi Teknik Sipil yang ikut andil dalam proses administrasi penelitian.
7. Bapak Munawar Alfansury Siregar, ST, MT, selaku Dekan Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
8. Seluruh Bapak/Ibu Dosen di Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara yang telah banyak memberikan ilmu keteknik sipil kepada penulis.
9. Bapak/Ibu Staf Administrasi di Biro Fakultas Teknik Universitas vii Muhammadiyah Sumatera Utara.
10. Terima kasih juga kepada saudara dan saudara kandung saya Sahana Nafrah, Israk Thoriq, dan Maliki Ibrahim, yang selalu dan terus mendukung saya dalam mengerjakan tugas akhir saya ini.
11. Terima kasih kepada rekan-rekan Seperjuangan Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara Stambuk 2021 Kelas A1-Pagi terutama untuk Alqif Fari yang Telah banyak memberi dukungan dalam penyelesaian tugas akhir ini. Juga saya ucapkan terima kasih untuk teman teristimewa Intan Mahfudza yang telah membantu saya dalam setiap proses saya dalam penyelesaian tugas akhir ini.

Penulis menyadari bahwa dalam penyusun Tugas Akhir ini masih jauh dari kata sempurna karena keterbatasan pengetahuan dan kemampuan penulis. Oleh karena itu, penulis mengharapkan saran dan kritik yang membangun demi kesempurnaan penulisan tugas akhir ini. Akhir kata penulis mengucapkan terima kasih dan semoga Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi kita semua.

Wassalamualaikum Warahmatullahi Wabarakatuh

Medan, 03 September 2025

Penulis



Zaky Hanafi.

DAFTAR ISI

LEMBAR PERSETUJUAN PEMBIMBING	i
LEMBAR PENGESAHAN	ii
SURAT PERNYATAAN KEASLIAN TUGAS AKHIR	iii
ABSTRAK	iv
<i>ABSTRACT</i>	v
KATA PENGANTAR	vi
DAFTAR ISI	viii
DAFTAR TABEL	xi
DAFTAR GAMBAR	xii
DAFTAR LAMPIRAN	xiv
DAFTAR NOTASI	xvi
BAB 1 PENDAHULUAN	1
1.1. Latar Belakang	1
1.2. Rumusan Masalah	2
1.3. Tujuan Penelitian	3
1.4. Ruang Lingkup	3
1.5. Batasan Masalah	3
1.6. Manfaat Penelitian	4
1.7. Sistematika Penulisan	4
BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA	6
2.1. Gambaran Umum Jembatan	6
2.2. Tinjauan Umum Interaksi Tanah-Struktur (SSI)	6
2.2.1 Konsep Dasar SSI	7
2.2.2 Interaksi Inersia (<i>Inertial Interaction</i>)	8
2.2.3 Interaksi Kinematik (<i>Kinematic Interaction</i>)	8
2.2.4 SSI pada Pondasi Tiang	8
2.3. Metode <i>Soil Structure Interaction</i>	9
2.2.1 Metode Pendekatan Langsung (<i>Direct Method</i>)	9
2.2.2 Metode Pendekatan Tidak Langsung (<i>Sub-structure Method</i>)	10

2.4.	Karakteristik Tanah	10
2.4.1	Parameter Tanah	10
2.4.2	Kurva Respons Tanah ($p-y$, $t-z$, $q-w$)	10
2.5.	Desain dan Pondasi	11
2.3.1	Kapasitas Lateral Tiang	11
2.3.2	Efek P -Multipliers Pada Tiang	12
2.3.3	Kapasitas Aksial Tiang Tunggal	13
2.6.	Pentingnya SSI dalam Analisis Jembatan Kereta Api	14
2.7.	Studi Terdahulu	14
2.8.	Pembebanan Struktur Atas Jembatan	15
2.1.1.	Beban Mati	15
2.1.2.	Beban Hidup	16
2.1.3.	Beban Kejut (i)	17
2.1.4.	Beban Horizontal	17
2.1.5.	Beban Angin	18
2.1.6.	Beban Gempa	18
2.9.	Tekanan Lateral Dinding Penahan Tanah Metode Mononobe-Okabe (1929)	20
BAB 3	METODE PENELITIAN	22
3.1.	Umum	22
3.2.	Objek Studi	23
3.3.	Tahapan Pemodelan dan Analisis Struktur	24
3.3.1.	Model 1: Jembatan Utuh dengan Tumpuan Jepit (<i>Fixed Base</i>)	24
3.3.2.	Model 2: Jembatan Utuh dengan Interaksi Tanah- Struktur (SSI)	25
3.3.3.	Model 3: Substruktur dengan Tumpuan Jepit (<i>Fixed Base</i>)	25
3.3.4.	Model 4: Substruktur dengan Interaksi Tanah- Struktur (SSI)	26
3.4.	Pemodelan Interaksi Tanah-Struktur (SSI)	27
3.4.1.	Penentuan Kurva Respons Tanah ($p-y$, $t-z$, $q-w$)	27

3.4.2.	Perhitungan Koefisien Pegas (<i>Spring</i>) Fondasi	28
3.4.3.	Koreksi Efek Kelompok Tiang (<i>P-Multipliers</i>)	30
3.4.4.	Implementasi Pegas pada Model Elemen Hingga	30
3.5.	Transfer <i>Beam Force</i> sebagai Beban <i>Nodal Load</i>	31
3.6.	Data Pembebanan Jembatan Kereta Api	32
3.7.	Penentuan Beban Gempa Rencana dan Metode Analisis	37
3.7.1	Beban Gempa Rencana	37
3.7.2	Metode Analisis Gempa	39
BAB 4	HASIL DAN PEMBAHASAN	42
4.1.	Umum	42
4.1.1	Kombinasi Pembebanan	43
4.2.	Hasil Analisis Model 1: Jembatan Utuh dengan Perletakan Jepit (<i>Fixed Base</i>)	44
4.2.1	Arah Dominan Pembebanan	44
4.2.2	Gaya Dalam Puncak Pilar	45
4.2.3	Perpindahan Puncak Pilar	45
4.3.	Hasil Analisis Model 2: Jembatan Utuh dengan Interaksi Tanah-Struktur (SSI)	47
4.4.1	Faktor Reduksi Kelompok Tiang (<i>P-Multipliers</i>)	47
4.4.2	Gaya Dalam Puncak Pilar	50
4.4.3	Perpindahan Puncak Pilar	51
4.4.	Hasil Analisis Model Substruktur	53
4.5.1	Model 3: Substruktur dengan Perletakan Jepit (<i>Fixed Base</i>)	53
4.5.2	Model 4: Substruktur dengan Interaksi Tanah-Struktur (SSI)	55
4.5.	Analisis Perbandingan Seluruh Model	57
BAB 5	KESIMPULAN	64
5.1.	Kesimpulan	64
5.2.	Saran	64
DAFTAR PUSTAKA		66

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1: <i>P-multipliers</i> berdasarkan AASHTO.	13
Tabel 2.2: Berat jenis bahan.	15
Tabel 3.1. Faktor beban sentrifugal tiap bentang.	36
Tabel 3.2. Data uji N-SPT dan Perhitungan $\bar{N}$.	37
Tabel 3.3. Penentuan zona gempa.	39
Tabel 3.4. Persyaratan jembatan beraturan.	40
Tabel 3.5. Persyaratan analisis minimum untuk pengaruh gempa.	40
Tabel 4.1: Pengelompokan beban.	43
Tabel 4.2: Kombinasi pembebanan jembatan.	43
Tabel 4.3: Rekapitulasi gaya pada dasar (<i>base</i>) struktur bawah (model 1).	44
Tabel 4.4: Gaya dalam pada puncak pilar 1 (model 1).	45
Tabel 4.5: Gaya dalam pada puncak pilar 3 (model 1).	45
Tabel 4.6: Gaya dalam pada puncak pilar 5 (model 1).	45
Tabel 4.7: Perpindahan pada puncak pilar (model 1).	45
Tabel 4.8: Kekakuan lateral dan vertikal pada kedalaman tiang fondasi.	49
Tabel 4.9: Faktor reduksi (<i>p-multipliers</i>) untuk lateral tiang.	50
Tabel 4.10: Gaya dalam pada puncak pilar 1 (model 2).	50
Tabel 4.11: Gaya dalam pada puncak pilar 3 (model 2).	50
Tabel 4.12: Gaya dalam pada puncak pilar 5 (model 2).	51
Tabel 4.13: Perpindahan pada puncak pilar (model 2).	51
Tabel 4.14: Perpindahan pada puncak pilar (model 3).	53
Tabel 4.15: Perpindahan pada puncak pilar (model 4).	55
Tabel 4.16: Perbandingan perpindahan puncak pilar akibat beban gempa.	57
Tabel 4.17: Perbandingan gaya dalam dasar pilar 1 akibat beban gempa.	59
Tabel 4.18: Perbandingan gaya dalam dasar pilar 3 akibat beban gempa.	60
Tabel 4.19: Perbandingan gaya dalam dasar pilar 5 akibat beban gempa.	60

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1:	(a) Metode pendekatan langsung; (b) Metode pendekatan tidak langsung.	9
Gambar 2.2:	Definisi arah pembebanan dan jarak untuk efek kelompok.	12
Gambar 2.3:	Skema pembebanan Rencana Muatan 1921 (RM 21).	16
Gambar 2.4:	Beban lateral kereta.	18
Gambar 2.5:	Peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA) untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun.	19
Gambar 2.6:	Peta respon spektra percepatan 0.2 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun.	19
Gambar 2.7:	Peta respon spektra percepatan 1 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun.	20
Gambar 2.8:	Diagram gaya metode Mononobe-Okabe (AASHTO, 2012).	20
Gambar 3.1:	Diagram alir tugas akhir.	22
Gambar 3.2:	Lokasi jembatan eksisting.	24
Gambar 3.3:	Model 1: Jembatan utuh dengan tumpuan jepit (<i>fixed base</i>).	24
Gambar 3.4:	Model 2: Jembatan utuh dengan interaksi tanah-struktur (SSI).	25
Gambar 3.5:	Model 3: Substruktur dengan tumpuan jepit (<i>fixed base</i>).	26
Gambar 3.6:	Model 4: Substruktur dengan interaksi tanah-struktur (SSI).	26
Gambar 3.7:	Profil lapisan tanah.	27
Gambar 3.8:	Hasil $p-y$ dengan garis <i>secant stiffness</i> 50% P_{max} .	28
Gambar 3.9:	Hasil $q-w$ dengan garis <i>secant stiffness</i> 50% q_{max} .	30
Gambar 3.10:	Implementasi pegas pada model tiang fondasi.	31
Gambar 3.11:	Sistem koordinat pada puncak pilar.	32
Gambar 3.12:	Titik tinjau dan penginputan pada puncak pilar.	32
Gambar 3.13:	Elemen struktur atas dan elemen lintasan rel jembatan.	33
Gambar 3.14:	Respon spektrum Bajalinggei.	39
Gambar 4.1:	Elemen pilar sebagai tinjauan analisis.	42
Gambar 4.2:	Perpindahan lateral puncak pilar 1 (model 1).	46
Gambar 4.3:	Perpindahan lateral puncak pilar 3 (model 1).	46

Gambar 4.4: Perpindahan lateral puncak pilar 5 (model 1).	47
Gambar 4.5: Susunan kelompok tiang bor pada pilar.	48
Gambar 4.6: Susunan kelompok tiang bor pada abutment 1.	48
Gambar 4.7: Susunan kelompok tiang bor pada abutment 2.	48
Gambar 4.8: Perpindahan lateral puncak pilar 1 (model 2).	51
Gambar 4.9: Perpindahan lateral puncak pilar 3 (model 2).	52
Gambar 4.10: Perpindahan lateral puncak pilar 5 (model 2).	52
Gambar 4.11: Perpindahan lateral puncak pilar 1 (model 3).	53
Gambar 4.12: Perpindahan lateral puncak pilar 3 (model 3).	54
Gambar 4.13: Perpindahan lateral puncak pilar 5 (model 3).	54
Gambar 4.14: Perpindahan lateral puncak pilar 1 (model 4).	55
Gambar 4.15: Perpindahan lateral puncak pilar 3 (model 4).	56
Gambar 4.16: Perpindahan lateral puncak pilar 5 (model 4).	56
Gambar 4.17: Perbandingan perpindahan lateral puncak pilar 1.	57
Gambar 4.18: Perbandingan perpindahan lateral puncak pilar 3.	58
Gambar 4.19: Perbandingan perpindahan lateral puncak pilar 5.	58
Gambar 4.20: Perbandingan <i>base shear</i> pilar 1.	60
Gambar 4.21: Perbandingan <i>base shear</i> pilar 3.	61
Gambar 4.22: Perbandingan <i>base shear</i> pilar 5.	61

DAFTAR LAMPIRAN

LAMPIRAN A	DETAIL PEMODELAN JEMBATAN	68
L.A.1:	Tabel pendefinisian material beton.	68
L.A.2:	Pendefinisian material <i>tendon</i> dan <i>dummy</i> .	68
L.A.3:	Tabel kekakuan <i>elastomer bearing pad (point sping)</i> .	68
L.A.4:	<i>Boundary condition</i> struktur atas dan pilar menggunakan <i>rigid link - point springs - elastic link (rigid)</i> .	69
L.A.5:	<i>Boundary condition</i> struktur atas dan abutment menggunakan <i>rigid link - point springs - elastic link (rigid)</i> .	69
L.A.6:	<i>Boundary condition</i> pilar dan fondasi tiang bor menggunakan <i>rigid link</i> .	69
LAMPIRAN B	PARAMETER TANAH DAN FONDASI TIANG BOR	70
L.B.1:	Data kedalaman lapisan tanah dan N-SPT.	70
L.B.2:	Hasil kurva $p-y$.	71
L.B.3:	Hasil kurva $q-w$.	71
L.B.4:	Faktor reduksi akibat kelompok tiang pada abutment 1.	72
L.B.5:	Faktor reduksi akibat kelompok tiang pada abutment 2.	72
L.B.6:	Faktor reduksi akibat kelompok tiang pada pilar.	73
L.B.7:	Pemodelan fondasi <i>bore pile</i> .	73
LAMPIRAN C	PERHITUNGAN PEMBEBANAN JEMBATAN	74
L.C.1:	Lapisan beton tambahan (<i>topping</i>).	74
L.C.2:	Batu pecah (<i>ballast</i>).	74
L.C.3:	Bantalan dan rel kereta (<i>sleeper & rail</i>).	75
L.C.4:	Dinding pembatas dan trotoar (<i>side barrier and sidewalk</i>).	76
L.C.5:	<i>Jacking force</i> pada tendon.	77
L.C.6:	Perhitungan tekanan dinding abutment.	77
L.C.7:	Perhitungan faktor amplikasi (F_{PGA} , f_a dan f_v) SNI 2833:2016.	80
LAMPIRAN D	HASIL <i>OUTPUT SOFTWARE</i>	81
L.D.1:	Tabel gaya dalam pilar 1 akibat kombinasi layan.	81
L.D.2:	Tabel gaya dalam pilar 1 akibat kombinasi gempa.	82
L.D.3:	Tabel gaya dalam pilar 3 akibat kombinasi layan.	83

L.D.4: Tabel gaya dalam pilar 3 akibat kombinasi gempa.	84
L.D.5: Tabel gaya dalam pilar 5 akibat kombinasi layan.	85
L.D.6: Tabel gaya dalam pilar 5 akibat kombinasi gempa.	86
L.D.7: Tabel perpindahan pilar 1 akibat kombinasi layan.	87
L.D.8: Tabel perpindahan pilar 1 akibat kombinasi gempa.	88
L.D.9: Tabel perpindahan pilar 3 akibat kombinasi layan.	89
L.D.10: Tabel perpindahan pilar 3 akibat kombinasi gempa.	90
L.D.11: Tabel perpindahan pilar 5 akibat kombinasi layan.	91
L.D.12: Tabel perpindahan pilar 5 akibat kombinasi gempa.	92
L.D.13: Perpindahan resultan model 3 akibat kombinasi layan.	93
L.D.14: Perpindahan resultan model 3 akibat kombinasi gempa.	93
L.D.15: Perpindahan resultan model 4 akibat kombinasi layan.	94
L.D.16: Perpindahan resultan model 4 akibat kombinasi gempa.	94

DAFTAR NOTASI

A	= Luas penampang tiang (m^2).
DL	= Beban Mati Primer (<i>Dead Load</i>).
DW	= Beban Mati Tambahan (<i>Dead Wear</i>).
D_x, D_y, D_z	= Perpindahan pada arah global X, Y, dan Z (mm).
EQ	= Beban Gempa (<i>Earthquake</i>).
EU_n	= Beban akibat Temperatur.
EW	= Beban Angin (<i>Wind Force</i>).
F_a	= Faktor amplifikasi (koefisien situs) untuk periode pendek (0,2 detik).
FPGA	= Faktor amplifikasi (koefisien situs) untuk PGA.
F_v	= Faktor amplifikasi (koefisien situs) untuk periode 1 detik.
F_x, F_y, F_z	= Gaya reaksi atau gaya dalam pada arah global X, Y, dan Z (kN).
H	= Tinggi dinding penahan tanah.
i (Beban)	= Faktor kejut untuk beban kereta api.
i (Dinding)	= Kemiringan dinding bagian belakang terhadap bidang vertikal.
I	= Beban Kejut (<i>Impact</i>).
k_h (SSI)	= Modulus subgrade horizontal (kN/m^2).
k_h (Dinding)	= Koefisien percepatan gempa arah horizontal (dalam satuan g).
$k_{lateral}$	= Kekakuan pegas lateral (kN/m).
$k_{vertikal}$	= Kekakuan pegas vertikal (kN/m).
k_v	= Koefisien percepatan gempa arah vertikal (dalam satuan g).
KAE	= Koefisien tekanan tanah aktif akibat gempa dan beban statik.
L	= Panjang bentang jembatan (m).
LL	= Beban Hidup (<i>Live Load</i>).
LR	= Beban Lateral Kereta (<i>Lateral Force</i>).
M_x, M_y, M_z	= Momen reaksi atau momen dalam terhadap sumbu global X, Y, dan Z ($kN.m$).
$\bar{N}$	= Nilai N-SPT rata-rata hingga kedalaman 30 meter.
p	= Tekanan tanah lateral per satuan panjang tiang (kN/m).
PAE	= Gaya total tekan tanah aktif akibat gempa dan beban statik.

PGA	= Percepatan puncak di batuan dasar (<i>Peak Ground Acceleration</i>).
P _m	= Faktor reduksi kelompok tiang (<i>p-multiplier</i>).
P _{max}	= Kapasitas lateral ultimit.
PR	= Beban Prategang (<i>Prestress</i>).
q (SSI)	= Tahanan ujung tiang (kN/m ²).
q (Dinding)	= Beban luar (beban merata) pada tanah.
q _{max}	= Kapasitas tahanan ujung ultimit.
R	= Radius tikungan (m).
S ₁	= Parameter respons spektral percepatan pada periode 1 detik.
S _s	= Parameter respons spektral percepatan pada periode pendek (0,2 detik).
SD ₁	= Koefisien percepatan respons spektral desain pada periode 1 detik.
t	= Gesekan selimut tiang.
TA	= Beban Tekanan Tanah (<i>Earth Pressure</i>).
TB	= Beban Rem dan Traksi (<i>Braking/Traction Force</i>).
TR	= Beban Sentrifugal (<i>Centrifugal Force</i>).
V	= Kecepatan maksimum kereta pada tikungan (km/jam).
w	= Perpindahan vertikal ujung tiang (m).
y	= Perpindahan horizontal/lateral tiang (m).
z	= Perpindahan vertikal tiang.

BAB 1

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Seiring dengan berkembangnya teknologi mendorong manusia untuk merencanakan suatu struktur dengan sedetail dan semenarik mungkin. Perkembangan teknologi ini menghasilkan *software* dan aplikasi yang memudahkan suatu pekerjaan pembangunan dengan hasil yang lebih akurat dan presisi. Teknik sipil adalah salah satu disiplin ilmu yang mengharuskan pekerjaan yang cepat, akurat dalam perhitungan, serta efisien dalam penggunaan waktu. Salah satu manfaat perkembangan teknologi ini adalah dalam mendesain dan merencanakan pembangunan sebuah jembatan.

Dalam perencanaan bangunan jembatan terdapat beberapa aspek yang perlu dipertimbangkan seperti kondisi lalu lintas, kondisi geologi di daerah tersebut, kondisi hidrologi, struktur dari bangunan jembatan tersebut, dan aspek lainnya yang diperlukan dalam merencanakan jembatan. Salah satu aspek yang sangat harus diperhatikan yaitu pengaruh pergerakan tanah akibat gempa bumi yang terjadi pada lapisan tanah di bawah jembatan.

Saat memodelkan sebuah struktur umumnya tumpuan didasar struktur dianggap sebagai tumpuan jepit dengan mengasumsikan bahwa tanah adalah kaku atau *rigid*. Pada kenyataannya tanah dapat berdeformasi karena tanah memiliki fleksibilitas yang beragam tergantung dari jenis dan sifat yang dimilikinya. Saat struktur dan tanah menerima gaya eksternal seperti gempa, maka kedua elemen ini akan memiliki perbedaan dalam mereaksikan gaya tersebut dan tidak bergantung satu sama lain, sehingga tanah dan struktur akan selalu mempengaruhi satu sama lain. Interaksi kedua elemen ini yang disebut sebagai Interaksi Tanah Struktur (ITS) atau *Soil Structure Interaction (SSI)* (Rama dan Kurniawandy, 2024).

Interaksi tanah-struktur menjadi kajian yang penting dalam mendesain jembatan terutama pada daerah yang rawan akan terjadi gempa. Indonesia merupakan negara kepulauan yang dikelilingi oleh lempeng tektonik aktif yaitu lempeng Australia, lempeng Asia, Lempeng Pasifik, dan Lempeng Laut Filipina.

Pergerakan dari lempeng ini akan berdampak terjadinya gempa Di Indonesia. Setiap wilayah memiliki ciri khas gerakan tanah yang bervariasi. Setiap wilayah memiliki ciri khas gerakan tanah yang berbeda. Tiga parameter utama untuk menghitung risiko gempa bumi adalah percepatan maksimum tanah (PGA), kecepatan maksimum tanah (PGV), dan perpindahan maksimum tanah (PGD). Penelitian menunjukkan bahwa PGA dan PGV memiliki hubungan yang lebih erat dengan dampak gempa bumi (Timbuleng dkk., 2020).

Beban dinamis adalah suatu beban yang menunjukkan intensitas yang berfluktuasi, berubah dengan cepat dan tepat terhadap waktu. Beban ini memberikan tekanan mendadak pada suatu struktur, dan karakteristiknya biasanya tidak tetap serta tidak terduga. Besar dan arah beban dapat berubah dengan cepat, yang mengakibatkan deformasi struktur yang cepat (Restia dkk., 2024).

Analisis Interaksi Dinamik Tanah Struktur adalah studi tentang hubungan antara tanah dan struktur dibawah pengaruh beban dinamik. Secara sederhana beban dinamik adalah beban yang besar dan arahnya bervariasi terhadap waktu. akan tetapi secara ilmu dinamika beban-beban yang frekuensinya lebih kecil dari sepertiga frekuensi alami struktur dapat dianggap sebagai beban statik (Wijaya, 2000).

Tugas Akhir ini merupakan studi yang menganalisis interaksi tanah struktur pada jembatan kereta api. Dimana pada Tugas Akhir ini lebih berfokus kepada fondasi jembatan dengan memperhatikan simpangan, gaya geser dasar, dan momen yang terjadi kemudian dilakukan perbandingan dengan menggunakan pengaruh interaksi tanah struktur atau tanpa interaksi tanah struktur.

1.2. Rumusan Masalah

Penelitian ini akan mengkaji respons Jembatan terhadap pengaruh tanah, dengan membandingkan hasil dari empat model analisis yang berbeda. Rumusan masalah utama yang akan dijawab adalah:

1. Bagaimana pengaruh interaksi tanah-struktur (SSI) terhadap perilaku perpindahan lateral pada puncak pilar jembatan?

2. Bagaimana perbandingan gaya-gaya dalam (gaya aksial, gaya geser, torsi, dan momen) pada dasar pilar jembatan akibat beban gempa antara pemodelan yang memperhitungkan SSI dan pemodelan *fixed base*?

1.3. Tujuan Penelitian

Adapun tujuan yang ingin dicapai dari tugas akhir ini adalah:

1. Untuk menganalisis dan membandingkan perilaku perpindahan lateral pada puncak pilar jembatan antara pemodelan yang memperhitungkan interaksi tanah-struktur (SSI) dan pemodelan *fixed base*.
2. Untuk menganalisis dan membandingkan gaya-gaya dalam pada dasar pilar jembatan akibat beban gempa antara model yang memperhitungkan SSI dan model *fixed base*.

1.4. Ruang Lingkup

Dari rumusan masalah yang telah dibuat, ruang lingkup penelitian dilakukan pada proyek jembatan kereta api Bajalinggei adalah sebagai berikut:

1. Menganalisis respons Jembatan Bajalinggei dengan membandingkan hasil dari empat model jembatan yang berbeda:
 - Model 1 dan 2: Pemodelan utuh dimana satu model dibuat dengan *fixed base* dan satu model lagi dibuat dengan Interaksi Tanah-Struktur (SSI).
 - Model 3 dan 4: Pemodelan substruktur dimana satu model dibuat dengan *fixed base* dan satu model lagi dibuat dengan Interaksi Tanah-Struktur (SSI).
2. Mengkaji perbandingan gaya dalam pada struktur jembatan, dengan fokus pada pilar 1,3,5, dari hasil analisis keempat model tersebut.

1.5. Batasan Masalah

1. Analisis jembatan menggunakan empat pemodelan yaitu *fixed base* (utuh dan bertahap) dan SSI (utuh dan bertahap).

2. Pemodelan SSI dianalisis menggunakan metode pendekatan *Winkler (spring analogy)* dengan koefisien pegas diasumsikan per 1 meter tiang.
3. Analisis hanya terbatas pada perilaku struktural jembatan (gaya dalam dan deformasi) dan tidak mencakup perancangan ulang elemen struktur.
4. Kriteria pembebanan jembatan mengacu pada Peraturan Menteri Perhubungan Tahun 2012 (PM. 60) dan SNI 2833:2016 untuk beban gempa.
5. Analisis yang dilakukan hanya sebatas analisis linier elastis tanpa memperhitungkan efek non-linier material dan geometri.
6. Fokus analisis dan perbandingan hasil terbatas pada elemen struktur di pilar 1, 3, dan 5.

1.6. Manfaat Penelitian

Manfaat yang diharapkan dari penulisan penelitian ini antara lain dapat memberikan hasil perbandingan pada struktur yang dimodelkan dengan dan tanpa memperhitungkan interaksi antara tanah dengan struktur. Selain itu juga sebagai referensi dalam mempertimbangkan model yang digunakan saat melibatkan interaksi tanah-struktur bagi perencanaan jembatan.

1.7. Sistematika Penulisan

Untuk memudahkan pembahasan dalam penelitian, laporan Tugas Akhir ini disusun dalam lima pembahasan yang disajikan pada bab-bab berikut ini :

BAB I PENDAHULUAN

Bab ini menguraikan latar belakang serta rumusan masalah yang akan dibahas, maksud dan tujuan penulisan laporan, batasan masalah, serta sistematika penulisan.

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

Bab ini berisi tentang ulasan dari penelitian-penelitian sebelumnya yang relevan dengan topik yang dibahas, menjelaskan konsep-konsep dasar yang mendasari penelitian seperti menjelaskan definisi interaksi tanah struktur fondasi pada jembatan yang menjadi acuan analisis pada tugas akhir ini.

BAB III METODE PENELITIAN

Bab ini menjelaskan langkah – langkah dalam penyelesaian penelitian ini yang dirangkum kedalam diagram alir penelitian.

BAB IV HASIL DAN PEMBAHASAN

Bab ini menjelaskan hasil analisis respon jembatan serta momen dan gaya geser dengan tumpuan fixed dan interaksi tanah-struktur pada fondasi jembatan kemudian disajikan kedalam grafik perbandingan. Sehingga didapat suatu penjelasan berdasarkan hasil mengenai tujuan dari penelitian.

BAB V KESIMPULAN DAN SARAN

Bab ini berisi tentang kesimpulan dan saran dari pembahasan dan hasil analisis yang telah didapat serta mengidentifikasi kelebihan dan kekurangan dari penelitian.

BAB 2

TINJAUAN PUSTAKA

Bab ini menguraikan landasan teoretis yang menjadi dasar penelitian mengenai analisis dinamis jembatan kereta api dengan memperhitungkan interaksi antara struktur, fondasi, dan tanah (Soil-Structure Interaction - SSI). Pembahasan mencakup konsep fundamental SSI, komponen-komponen interaksinya, metode analisis yang umum digunakan, serta pendekatan pemodelan sistem tanah-fondasi. Tinjauan ini juga membahas secara spesifik pentingnya analisis SSI dalam konteks jembatan kereta api yang menerima beban dinamis unik. Selain itu, dipaparkan pula rangkuman studi-studi terdahulu yang relevan untuk memposisikan urgensi dan kebaruan dari penelitian ini.

2.1. Gambaran Umum Jembatan

Jembatan terdiri atas superstruktur (dek dan gelagar) yang ditumpu oleh substruktur (abutmen dan kolom). Substruktur mencakup pondasi, yang dapat berupa pondasi dangkal atau pondasi tiang dalam tergantung kondisi tanah dan beban jembatan. Desain jembatan mempertimbangkan beban permanen (berat sendiri elemen struktur), beban hidup (kendaraan, pejalan kaki), serta parameter geoteknik yang mempengaruhi perilaku fondasi dan perambatan gaya ke tanah (Poulos dan Ameratunga, 2022).

2.2. Tinjauan Umum Interaksi Tanah-Struktur (SSI)

Interaksi Tanah-Struktur (SSI) adalah sebuah fenomena penting dalam rekayasa yang menjelaskan bagaimana respons suatu bangunan terhadap beban dinamis, seperti gempa bumi atau getaran dari lalu lintas, dipengaruhi oleh kelenturan tanah di bawahnya. Sebaliknya, pergerakan struktur tersebut juga memengaruhi respons tanah di sekitarnya. Secara tradisional, analisis struktural sering kali mengabaikan aspek ini dengan mengasumsikan bahwa fondasi bangunan tertanam secara kaku pada batuan yang tidak fleksibel. Padahal, asumsi tersebut

tidak mencerminkan kenyataan bahwa tidak ada tanah yang benar-benar kaku, dan kemampuan deformasi tanah pendukung fondasi dapat mengubah respons dinamis sistem secara signifikan dan berdampak pada kinerja struktur secara keseluruhan (Bapir dkk., 2023).

Mengabaikan efek SSI dapat mengakibatkan estimasi yang tidak akurat terhadap parameter respons dinamis fundamental struktur, seperti periode alami, rasio redaman, dan distribusi gaya internal. Fleksibilitas sistem fondasi-tanah cenderung memperpanjang periode alami struktur (efek perpanjangan periode) dan meningkatkan redaman sistem secara keseluruhan melalui disipasi energi ke dalam tanah, yang dikenal sebagai redaman radiasi dan histeretik (Kabtamu dkk., 2018).

Untuk menggambarkan perbedaannya, dapat diperhatikan bahwa sebuah struktur dengan tumpuan terjepit (*fixed base*) akan mengalami lendutan hanya pada bagian atasnya, sedangkan struktur dengan tumpuan yang fleksibel (seperti fondasi di atas tanah) akan mengalami lendutan yang mencakup translasi (pergerakan horizontal) dan rotasi pada tumpuannya, yang menambah deformasi total. Ilustrasi perbandingan ini menunjukkan bagaimana fleksibilitas tanah secara fundamental mengubah respons struktur.

2.2.1 Konsep Dasar SSI

SSI merupakan fenomena di mana respons struktur dan tanah saling mempengaruhi di bawah beban dinamis. Saat gempa terjadi, respon struktur dan tanah “berinteraksi”, berbeda jika pondasi dianggap kaku. Interaksi ini dapat bersifat menguntungkan (menambah redaman) atau merugikan (perubahan frekuensi alami) tergantung kondisi tanah dan struktur.

Dengan kata lain, respon seismik jembatan tidak hanya ditentukan oleh struktur itu sendiri tetapi juga oleh karakteristik tanah penumpunya. Hal ini menunjukkan bahwa analisis dinamik jembatan harus mempertimbangkan SSI untuk akurasi hasil (Najar dkk., 2025).

2.2.2 Interaksi Inersia (*Inertial Interaction*)

Interaksi inersia terjadi ketika inersia struktur akibat gempa memberikan beban tambahan ke tanah. Pada kondisi ini struktur menekan dan menggetarkan tanah sehingga terjadi deformasi tanah tambahan di sekitar pondasi. Akibatnya, gaya geser dasar dan momen lentur pada fondasi bertambah dibanding kasus pondasi kaku. Perubahan ini berdampak pada distribusi momen dan perpindahan pada struktur atas. Konsep ini dalam konteks interaksi dinamik: getaran struktur menambah deformasi tanah (dan sebaliknya), memodifikasi respons keseluruhan sistem (Bapir dkk., 2023).

2.2.3 Interaksi Kinematik (*Kinematic Interaction*)

Interaksi kinematik timbul karena modifikasi gelombang gempa oleh keberadaan fondasi. Gelombang bebas (*free-field motion*) yang merambat di tanah akan berubah ketika bertemu dengan fondasi yang relatif kaku. Perbedaan ini menyebabkan gerakan pondasi (*foundation input motion*) memiliki amplitudo atau fase berbeda dibanding gerakan bebas tanah. Dalam prakteknya, fenomena ini sering dimodelkan dengan menskripsi rekaman tanah bebas sampai kedalaman tertentu untuk mendapatkan input beban dinamis fondasi. SSI kinematik terutama penting untuk fondasi dangkal atau tiang dangkal yang cukup kedap getar. Prinsipnya adalah substruktur tanah memfilter gerakan tanah bebas, menghasilkan input yang lebih kecil untuk struktur.

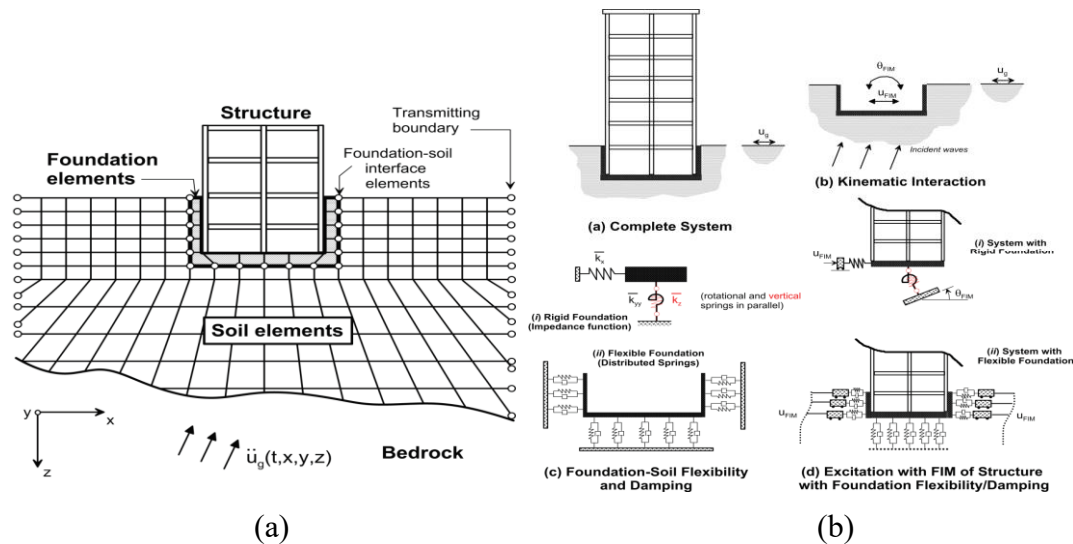
2.2.4 SSI pada Pondasi Tiang

Pada pondasi tiang, SSI melibatkan interaksi inersial dan kinematik khusus antara tiang, struktur atas, dan tanah sekitar. Beban gempa pada tiang dipengaruhi oleh kedua mekanisme ini. Meskipun pondasi tiang umumnya bersifat lebih kaku, bahkan pondasi tiang dengan kekakuan tinggi juga dapat mengalami kehancuran dibawah tekanan beban gempa (Xie dkk., 2023).

Di bawah gempa kuat, kerusakan pondasi tiang dapat terjadi, yang pada jembatan sering berdampak fatal (misalnya keruntuhan balok jembatan). Efek SSI pada pondasi tiang meningkatkan perpindahan lateral dan momen di pangkal tiang

akibat deformasi tanah sekitarnya. Oleh karena itu, analisis dinamis pondasi tiang harus mempertimbangkan kombinasi kekakuan tanah, efek *p-multiplier* dari kelompok tiang, serta aksi inersia struktur untuk memprediksi respons seismik yang realistis.

2.3. Metode Soil Structure Interaction



Gambar 2.1: (a) Metode pendekatan langsung; (b) Metode pendekatan tidak langsung.

Secara garis besar dalam analisis soil structure interaction untuk memodelkan interaksi tanah dan struktur terdapat dua metode. Yaitu metode pendekatan langsung atau *direct method* dan metode pendekatan tidak langsung atau *substructure method*.

2.2.1 Metode Pendekatan Langsung (*Direct Method*)

Dalam metode pendekatan langsung, elemen dimodelkan dan dianalisis sebagai satu sistem yang lengkap. Dimana tanah dimodelkan sebagai sistem kontinyu (elemen hingga) atau *solid (continuum) element* hingga batas tertentu bersamaan dengan fondasi dan elemen struktur. Meskipun metode ini memberikan hasil yang paling akurat untuk menyelesaikan masalah interaksi tanah struktur (SSI), kompleksitas dalam penyelesaian dengan metode ini terutama pada sistem

dengan geometri yang rumit dan tanah atau material struktur non-linear, membuatnya jarang digunakan dalam praktik.

2.2.2 Metode Pendekatan Tidak Langsung (*Sub-structure Method*)

Masalah interaksi tanah pada metode pendekatan substuktur dilakukan dengan cara mempartisi bagian-bagian berbeda untuk merumuskan solusi yang lengkap. dalam hal ini efek kinematik dan efek interaksi inersia dipisahkan seperti pada Gambar 2.2.(b). Pada efek interaksi inersia, pegas dan dashpot digunakan untuk mewakili tanah yang mempunyai kekakuan dan redaman pada antar muka tanah dengan fondasi. Sedangkan pada efek kinematik ditinjau dalam keadaan tidak ada massa struktur di atasnya untuk mengkonversi getaran medan bebas menjadi getaran masukan pada fondasi. Selanjutnya respon struktur ditinjau berdasarkan kombinasi sistem pegas/dashpot tanah dengan getaran masukan pada fondasi.

2.4. Karakteristik Tanah

2.4.1 Parameter Tanah

Sifat fisik dan mekanik tanah, seperti kedalaman galian, muka air tanah, berat isi tanah (γ), kadar air, sebaran ukuran butir tanah, sudut geser dalam (ϕ), dan kohesi (c), adalah parameter penting yang memengaruhi perilaku fondasi. Parameter-parameter ini dapat ditentukan melalui berbagai uji, baik di lapangan (seperti SPT, CPT, dan tes seismik) maupun di laboratorium, untuk menyimulasikan kondisi aktual di lokasi. Karakterisasi parameter-parameter ini sangat penting dalam memprediksi kapasitas dukung dan penurunan fondasi (Güner dan Özgan, 2025).

2.4.2 Kurva Respons Tanah ($p-y$, $t-z$, $q-w$)

Dalam pemodelan interaksi tanah-tiang, respons tanah sering kali direpresentasikan menggunakan kurva nonlinier. Kurva $p-y$ digunakan untuk menggambarkan hubungan antara reaksi tanah horizontal (p) dan perpindahan lateral (y) tiang pada kedalaman tertentu. Kurva ini banyak digunakan dalam analisis beban lateral karena kemampuannya menangkap interaksi nonlinier antara tanah dan tiang (Wu dkk., 2024).

Selain itu, kurva $t-z$ (tegangan geser sepanjang tiang terhadap perpindahan aksial) digunakan untuk menghitung beban aksial dinamis, khususnya untuk memodelkan gesekan kulit tiang. Contohnya, elemen $t-z$ yang memperhitungkan efek geser dan torsi telah dikembangkan untuk mensimulasikan tegangan geser tanah di sepanjang permukaan tiang (Ju dkk., 2023).

Sementara itu, kurva $q-w$ (kadang juga disebut $q-z$) menggambarkan hubungan antara reaksi di ujung tiang (tekanan dasar) dan perpindahan vertikal (penurunan) tiang. Ketiga kurva ini $p-y$, $t-z$, dan $q-w$ adalah dasar dari metode kekakuan nonlinier (Winkler) yang digunakan dalam analisis numerik fondasi tiang.

2.5. Desain dan Pondasi

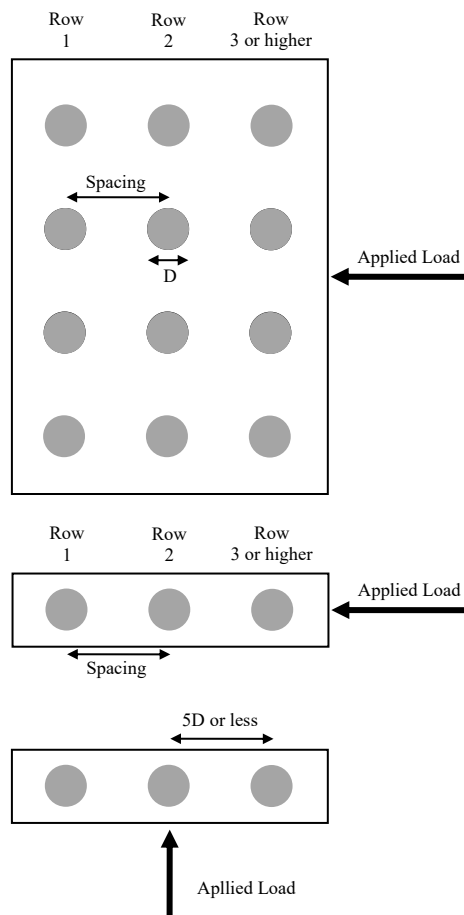
Perancangan pondasi dalam (*deep foundation*) melibatkan pemilihan jenis pondasi (tiang pancang, tiang bor, dll) dan perhitungan kapasitas dukung tanah berdasarkan uji lapangan dan analisis geoteknik. Pondasi dalam dipilih ketika lapisan dangkal tidak mampu mendukung beban struktur. Parameter geoteknik yang diperoleh (kekuatan geser, modulus elatisitas, dll) digunakan untuk menentukan dimensi pondasi dan kedalaman tumpu agar dapat memenuhi keselamatan struktur (Güner dan Özgan, 2025).

2.3.1 Kapasitas Lateral Tiang

Daya dukung lateral tiang sangat dipengaruhi oleh kekakuan tanah dan panjang tiang. Perbandingan antara panjang dan penampang tiang yang semakin besar dapat meningkatkan deformasi lateral tiang ketika dikenai beban horizontal, yang pada akhirnya mengurangi kapasitas daya dukung lateralnya. Dengan kata lain, tiang yang lebih panjang cenderung lebih lentur sehingga mengalami defleksi lateral yang lebih besar saat menerima beban mendatar. Untuk menghitung kapasitas lateral ini, biasanya digunakan beberapa metode seperti $p-y$, $m-y$, atau pushover untuk memperkirakan respons tanah terhadap pergerakan tiang (Liu dkk., 2025)

2.3.2 Efek P-Multipliers Pada Tiang

Dalam rekayasa geoteknik, p-multipliers adalah faktor yang mengurangi nilai resistensi tanah pada kelompok tiang pancang. Fenomena ini muncul karena "efek bayangan" dan "efek tepi". Awalnya diusulkan oleh Brown dkk., p-multipliers sangat penting dalam metode BNWF (*Beam-on-Nonlinear-Winkler-Foundation*) untuk menganalisis respons tiang terhadap beban lateral. Penelitian saat ini menggunakan simulasi 3D untuk mengembangkan p-multipliers, dengan mempertimbangkan faktor-faktor seperti rasio jarak-ke-diameter (S/D), jumlah tiang, dan sudut geser tanah (ϕ) (Muhammad dkk., 2021).



Gambar 2.2: Definisi arah pembebanan dan jarak untuk efek kelompok.

Berdasarkan pedoman desain FEMA dan AASHTO, efisiensi pondasi tiang pancang dalam satu kelompok sangat bergantung pada faktor koreksi efek kelompok (*group effect factor*). Nilai parameter ini disesuaikan berdasarkan jumlah

dan jarak antar tiang, yang krusial untuk memastikan distribusi beban yang tepat dan mencegah kegagalan struktur. Nilai-nilai ini dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 2.1: *P-multipliers* berdasarkan AASHTO.

Pile Spacing	<i>P-multiplier</i>			
	Leading Row	1st Trailing Row	2nd Tailing Row and Higher	Group Effect Parameter
3D	0,8	0,4	0,3	0,5
5D	1	0,85	0,7	0,85

Interaksi antara tiang-tiang dalam suatu kelompok dapat menyebabkan penurunan efisiensi daya dukung. Untuk memperhitungkan pengurangan kapasitas lateral setiap tiang dalam sebuah kelompok, diperkenalkanlah konsep *P-multiplier*. Nilai *P-multiplier* ini cenderung meningkat seiring dengan bertambahnya deformasi kelompok tiang. Sebagai contoh, sebuah konfigurasi pondasi dengan tata letak yang tidak simetris bisa menghasilkan nilai *P-multiplier* yang lebih besar seiring dengan peningkatan defleksi (Munawir dkk., 2022).

Oleh karena itu, *P-multiplier* berfungsi sebagai faktor koreksi yang menyesuaikan kapasitas lateral tiang individu berdasarkan efek kelompok, sehingga setiap tiang diperkirakan menopang beban yang lebih kecil daripada tiang tunggal.

2.3.3 Kapasitas Aksial Tiang Tunggal

Kapasitas aksial sebuah tiang tunggal tergantung pada kemampuan geser tanah sekitar leher tiang (skin friction) dan tekan di ujung tiang (tip bearing). Menurut desain konvensional, kapasitas aksial tiang dihitung dengan memisahkan kontribusi kohesi tanah lunak (c) dan sudut geser dalam tanah berbutir (ϕ), serta dimensi tiang dan kondisi pemancangan. Besarnya beban aksial aman biasanya ditentukan untuk menghindari terjadinya kegagalan geser di tanah dan memastikan penurunan di bawah batas toleransi.

2.6. Pentingnya SSI dalam Analisis Jembatan Kereta Api

Pentingnya *Soil-Structure Interaction* (SSI) dalam analisis jembatan kereta api didasarkan pada fakta bahwa interaksi antara tanah dan struktur dapat secara signifikan memengaruhi perilaku dinamis sistem secara keseluruhan. Dalam konteks jembatan kereta api yang menerima beban berulang dan dinamis, seperti beban dari lalu lintas kereta, mempertimbangkan efek SSI menjadi krusial untuk mendapatkan hasil analisis yang akurat dan representatif terhadap kondisi lapangan. Beberapa studi menunjukkan bahwa pengabaian efek SSI dapat menyebabkan perbedaan signifikan dalam prediksi respons struktur, seperti perpindahan, tegangan, dan frekuensi alami, yang pada akhirnya berdampak pada keamanan dan efisiensi desain struktur.

SSI pada jembatan kereta api penting karena interaksi tanah-struktur secara signifikan memengaruhi respons dinamis jembatan, termasuk frekuensi alami dan rasio redaman, yang jika diabaikan dapat menyebabkan prediksi respons dinamis yang tidak akurat serta peningkatan percepatan resonansi selama lintasan kereta berkecepatan tinggi (Tehrani dkk., 2024).

Interaksi tanah-struktur (SSI) memegang peranan krusial pada jembatan kereta api karena getaran dinamis dari pergerakan kereta dapat menjalar dari viaduk melalui pondasi tiang ke tanah di sekitarnya. Hal ini dapat memengaruhi keamanan struktur, kenyamanan penumpang, dan potensi penurunan tanah di bawah jembatan. Melalui pemodelan SSI dengan pendekatan substruktur, respons dinamis pondasi dan penyebaran getaran dalam tanah dapat diprediksi secara akurat, memberikan landasan ilmiah untuk merancang mitigasi getaran dan pengendalian penurunan tanah pada proyek kereta api berkecepatan tinggi (Wu dkk., 2022)

2.7. Studi Terdahulu

Penelitian oleh Suhatrio dkk. pada tahun 2011 menunjukkan bahwa dukungan interaksi tumpukan tanah (SSI) memberikan respons struktural yang berbeda secara signifikan dibandingkan dengan dukungan basis tetap (*fixed base*) pada jembatan. Secara umum, SSI menyebabkan periode struktur yang lebih lama dan perpindahan yang lebih tinggi, terutama dalam arah transversal, dibandingkan dengan basis tetap. Selain itu, semua respons gaya dari SSI lebih tinggi, kecuali gaya aksial pada

tiang. Hasil ini menyimpulkan bahwa interaksi tumpukan tanah merupakan faktor penting yang harus dipertimbangkan dalam analisis seismik struktur jembatan (Suhatri, 2011).

Berdasarkan penelitian Hawat dkk. (2020), respons seismik jembatan dengan berbagai fondasi dan shear key menunjukkan hasil yang berbeda. Jembatan dengan fondasi fixed base (basis tetap) mengalami keruntuhan akibat pembentukan sendi plastis pada pilar. Sementara itu, jembatan dengan fondasi rocking pile (tiang bergoyang) mengalami perpindahan yang signifikan yang menyebabkan keruntuhan akibat sendi plastis fleksural. Terkait dengan jenis shear key, penggunaan shear key sacrificial menyebabkan perpindahan besar pada abutment sehingga merusak bearing dan berisiko runtuh, sedangkan shear key rigid meningkatkan momen lentur pada pilar secara signifikan (Hawat dkk., 2020).

2.8. 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.

2.1.1. Beban Mati

Berat jenis bahan yang biasanya digunakan dalam perhitungan beban mati sebagaimana tersebut dalam Tabel 2.2.

Tabel 2.2: Berat jenis bahan.

Baja, Baja Cor	78,50 kN/m ³
Besi Cor	72,50 kN/m ³
Kayu	08,00 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

2.1.2. Beban Hidup

RENCANA MUATAN 1921

MUATAN GERAK
Sebagai muatan gerak dianggap suatu susunan kereta api terdiri dari 2 Lokomotif pakai tender, serupa demikian:

1920 m

Lokomotif Tender

1.20 1.20 1.20 1.20 1.20 1.20 1.20 1.20 1.20 1.20 1.20 1.20 1.20 1.20 1.20 1.20 1.20 1.20 1.20 1.20

↓ ↓ ↓ ↓ ↓ ↓ ↓ ↓ ↓ ↓ ↓ ↓ ↓ ↓ ↓ ↓ ↓ ↓ ↓ ↓

12 12 12 12 12 12 12 12 12 12 12 12 12 12 12 12 12 12 12 12

Jumlah Berat 168 ton atau 8,75 ton/m

Bila dengan kereta / gerobak yang banyaknya tidak tertentu, serupa demikian:

1.20 2.40 1.20

↓ ↓

12 12

Jumlah 24 ton atau 5 ton/m

Susunan kereta itu selalu dibikin sehingga bagi bagian yang harus dihitung kekuatannya paling berbahaya.

Jika ada 6 atau 7 gandar yang dapat tempat dalam hitungannya, maka beratnya muatan gandar harus ditambah sampai 15 ton.

1.20 1.20 1.20 1.20 1.20 1.20 1.20

↓ ↓ ↓ ↓ ↓ ↓ ↓

15 15 15 15 15 15 15 ton

Jika hanya ada 5 gandar yang dapat tempat dalam hitungannya, maka beratnya muatan gandar harus ditambah sampai 17 ton.

1.20 1.20 1.20 1.20

↓ ↓ ↓ ↓

17 17 17 17 ton

Jika hanya ada 3 gandar yang dapat tempat dalam hitungannya, maka beratnya muatan gandar harus ditambah sampai 18 ton.

1.20 1.20

↓ ↓

18 18 ton

Jika hanya ada 2 gandar yang dapat tempat dalam hitungannya, maka beratnya muatan gandar harus ditambah sampai 19 ton.

1.20

↓

19 19 ton

Jika hanya ada 1 gandar yang dapat tempat dalam hitungannya, maka beratnya muatan gandar harus ditambah sampai 20 ton.

—

↓

20 ton

Dari rencana-rencana muatan tersebut, selalu yang dipilih itu rencana yang pendeapatannya paling berbahaya bagi yang dihitungnya.

16

2.1.3. 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 :

$$\text{a) untuk rel pada alas balas} \quad : \quad i = 0,1 + \frac{22,5}{50 + L} \quad (2.1)$$

$$\text{b) untuk rel pada Perletakan kayu} \quad : \quad i = 0,2 + \frac{25}{50 + L} \quad (2.2)$$

$$\text{c) untuk rel pada secara langsung} \quad : \quad i = 0,2 + \frac{25}{50 + L} \quad (2.3)$$

Dimana : i = Faktor kejut

L = Panjang bentang (m)

2.1.4. Beban Horizontal

a) Beban Sentrifugal

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

$$\alpha = \frac{V^2}{127 R} \quad (2.4)$$

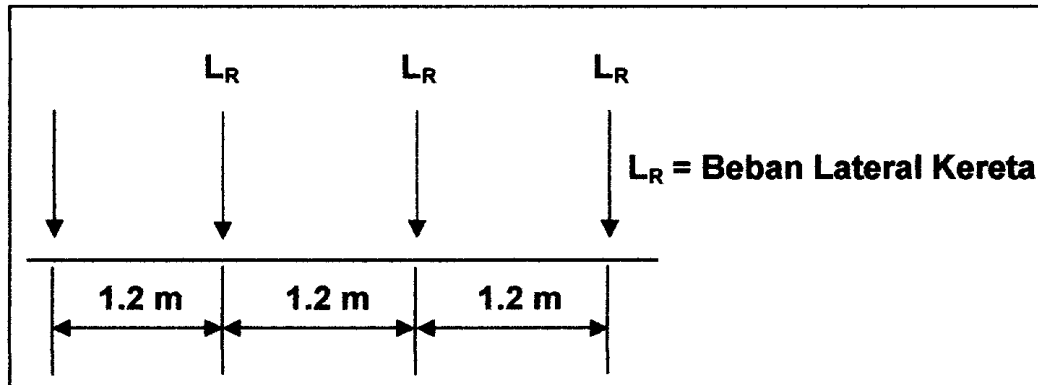
Dimana : α = Koefisien beban sentrifugal

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

R = Radius tikungan (m)

b) Beban Lateral Kereta (L_R)

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.



Gambar 2.4: Beban lateral kereta.

c) Beban Rem 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 arah longitudinal pada dasarnya adalah 10kN/m, dengan nilai maksimum 2,000 kN.

2.1.5. Beban Angin

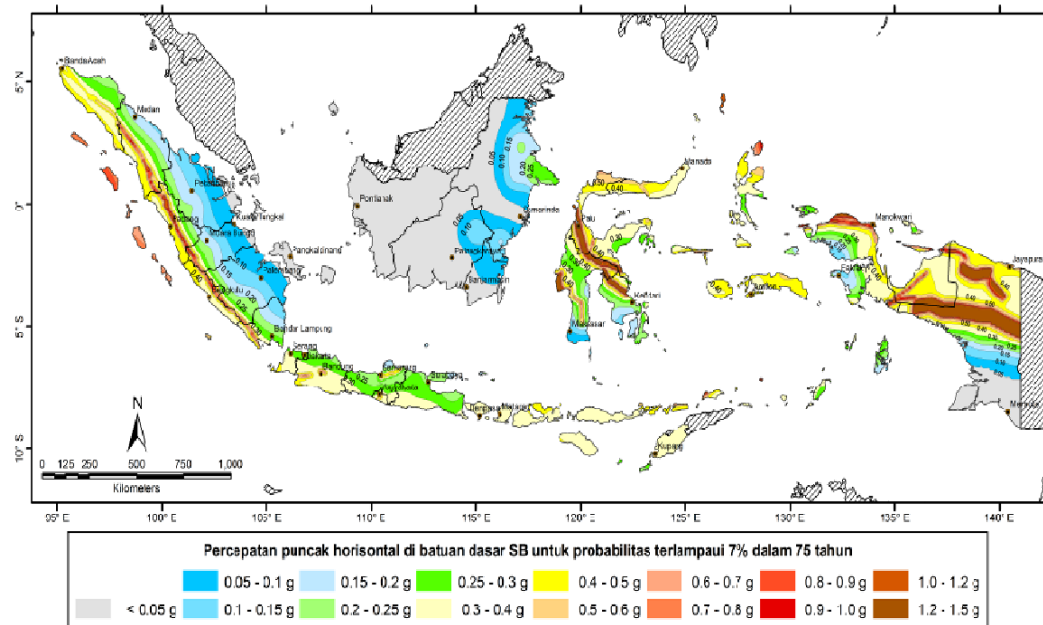
Beban angin bekerja tegak lurus rel, secara horizontal, tipikal nilainya adalah:

- 3.0 kN/m² pada areal proyeksi vertikal jembatantan pada kereta di atasnya. Namun demikian, 2.0 kN/m², pada areal proyeksi rangka batang pada arah datangnya angin, tidak termasuk areal sistem lantai.
- 1.5 kN/m² pada areal kereta dan jembatan, dengan kereta di atasnya, pengecualian 1.2 kN/m² untuk jembatan selain gelagar dek/rasuk atau jembatan komposit, sedangkan 0.8 kN/m² untuk areal proyeksi rangka batang pada arah datangnya angin.

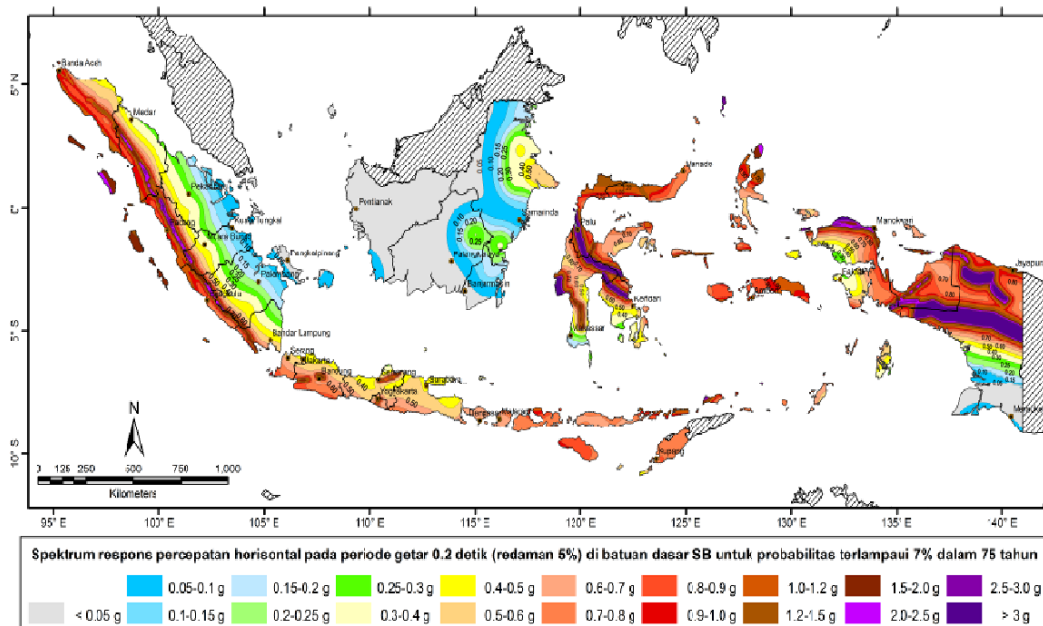
2.1.6. Beban Gempa

Beban gempa yang digunakan sesuai dengan kriteria SNI 2833:2016. Sesuai dengan peraturan tersebut mengenai perencanaan ketahanan gempa untuk

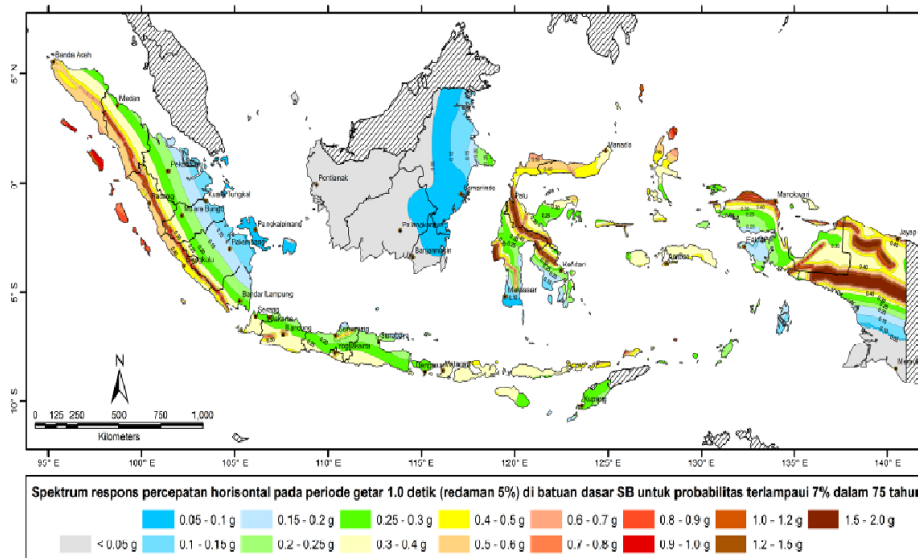
jembatan, beban gempa didasarkan pada tingkat gempa rencana dengan probabilitas terlampaui 7% dalam kurun waktu 75 tahun. Parameter gempa yang relevan diambil dari peta zonasi gempa Indonesia, yang disajikan sebagai berikut:



Gambar 2.5: Peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA) untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun.



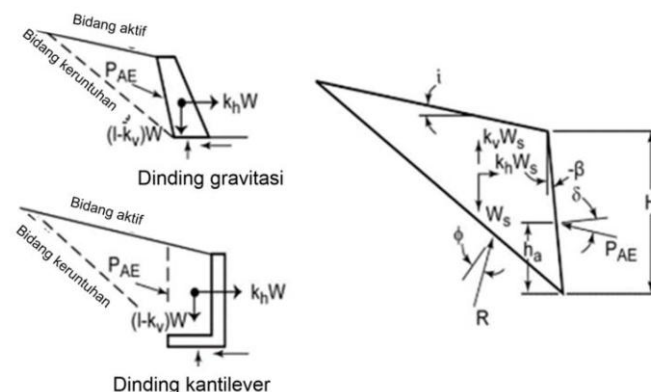
Gambar 2.6: Peta respon spektra percepatan 0.2 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun.



Gambar 2.7: Peta respon spektra percepatan 1 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun.

2.9. Tekanan Lateral Dinding Penahan Tanah Metode Mononobe-Okabe (1929)

Metode Mononobe–Okabe adalah pendekatan standar untuk menghitung tekanan lateral dinamik pada dinding penahan tanah. Okabe (1924) dan Mononobe dan Matsuo (1929) mengembangkan rumus yang memperluas teori Coulomb dengan menambahkan akselerasi gempa semu pada massa tanah belakang dinding. Dalam metode ini, gaya total tekan tanah aktif akibat gempa diperoleh dengan mengalikan faktor percepatan horizontal gempa ke koefisien tekanan tanah aktif statik. Metode Mononobe–Okabe masih umum digunakan karena kesederhanaannya dalam perhitungan beban seismik lateral (Khan dkk., 2024).



Gambar 2.8: Diagram gaya metode Mononobe-Okabe (AASHTO, 2012).

$$P_{AE} = \frac{1}{2} K_{AE} \gamma H^2 (1 - k_v) \quad (2.5)$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \psi - \beta)}{\cos \psi \cos^2 \beta \cos^2(\delta + \psi + \beta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \psi - i)}{\cos(\varphi + \psi + \beta) \cos(i - \beta)}} \right]^2} \quad (2.6)$$

Keterangan :

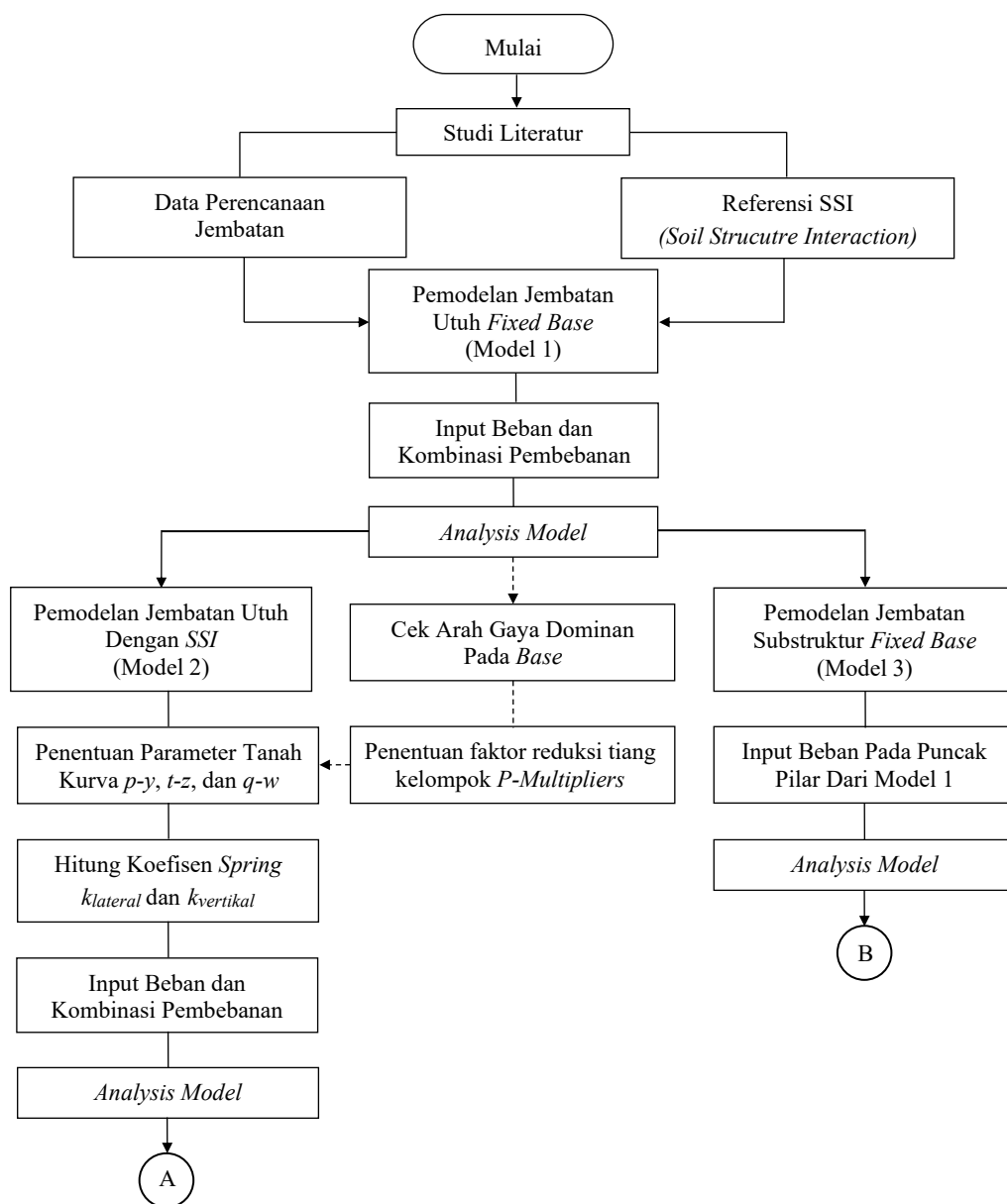
- K_{AE} = koefisien tekanan tanah aktif akibat gempa dan beban statik
- ψ = sudut bidang runtuh tanah
- ϕ = sudut geser dalam tanah
- δ = sudut geser dinding
- β = inklinasi permukaan tanah urukan di belakang dinding
- i = kemiringan dinding bagian belakang terhadap bidang vertikal
- k_h = percepatan gempa arah horizontal (satuan g)
- k_v = percepatan gempa arah vertikal (satuan g)
- γ = berat volume kering tanah urukan
- H = tinggi dinding penahan tanah
- q = beban luar pada tanah

BAB 3

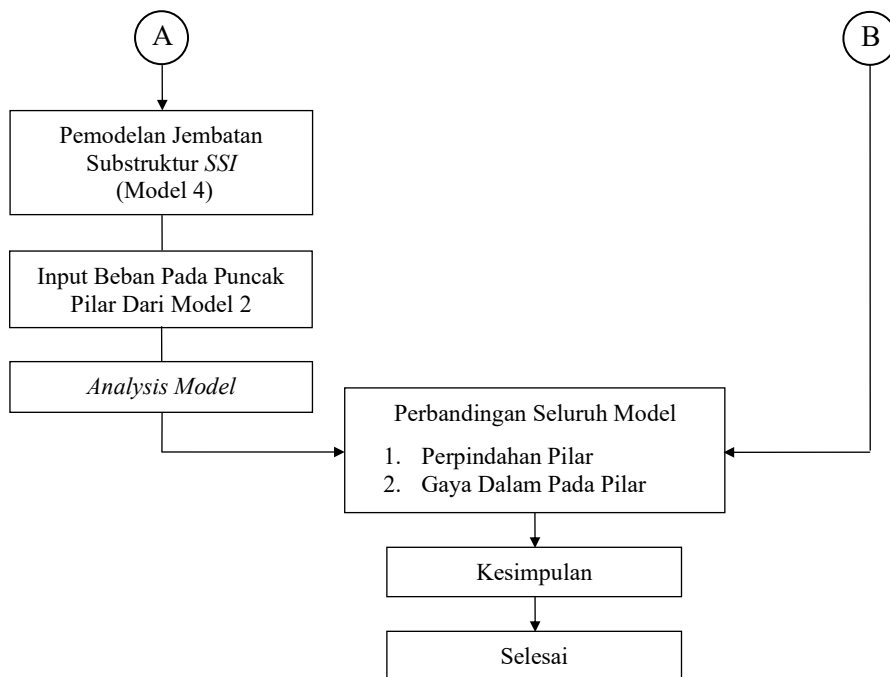
METODE PENELITIAN

3.1. Umum

Bab ini membahas pemodelan struktur jembatan menggunakan *software* elemen hingga, dengan langkah-langkah perencanaan dan analisis yang dirangkum dalam diagram alir pada Gambar 3.1.



Gambar 3.1: Diagram alir tugas akhir.



Gambar 3.1. *Lanjutan.*

3.2. Objek Studi

Objek studi dalam penelitian ini adalah Jembatan Kereta Api BH-40 yang terletak di jalur kereta api Bajalinggei-Siantar, Kecamatan Dolok Merawan, Kabupaten Serdang Bedagai, Sumatera Utara. Jembatan ini adalah jembatan kereta api jalur tunggal dengan spesifikasi teknis sebagai berikut:

1. Struktur Atas (*Super-structure*)

Type Jembatan : Jembatan Beton Precast *Voided Slab*

Panjang Bentang Jembatan : 15 meter

Jumlah Bentang Jembatan : 6 buah

2. Struktur Bawah (*Sub-structure*)

Type Abutment : Abutment Kantilever

Jumlah Abutment : 2 buah

Type Pilar : Dinding Penuh (masif)

Jumlah Pilar : 5 buah

Type Fondasi : *Bore Pile*

Diameter Tiang : 0,8 meter



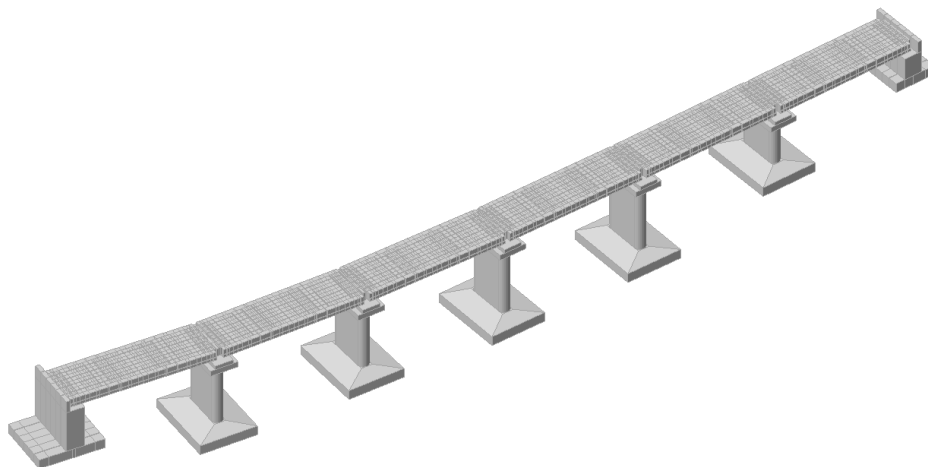
Gambar 3.2: Lokasi jembatan eksisting.

3.3. Tahapan Pemodelan dan Analisis Struktur

Dalam tugas akhir ini, analisis jembatan dilakukan melalui dua pendekatan pemodelan. Pertama, pemodelan secara keseluruhan (Model 1 & 2), di mana 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 dengan Tumpuan Jepit (*Fixed Base*)

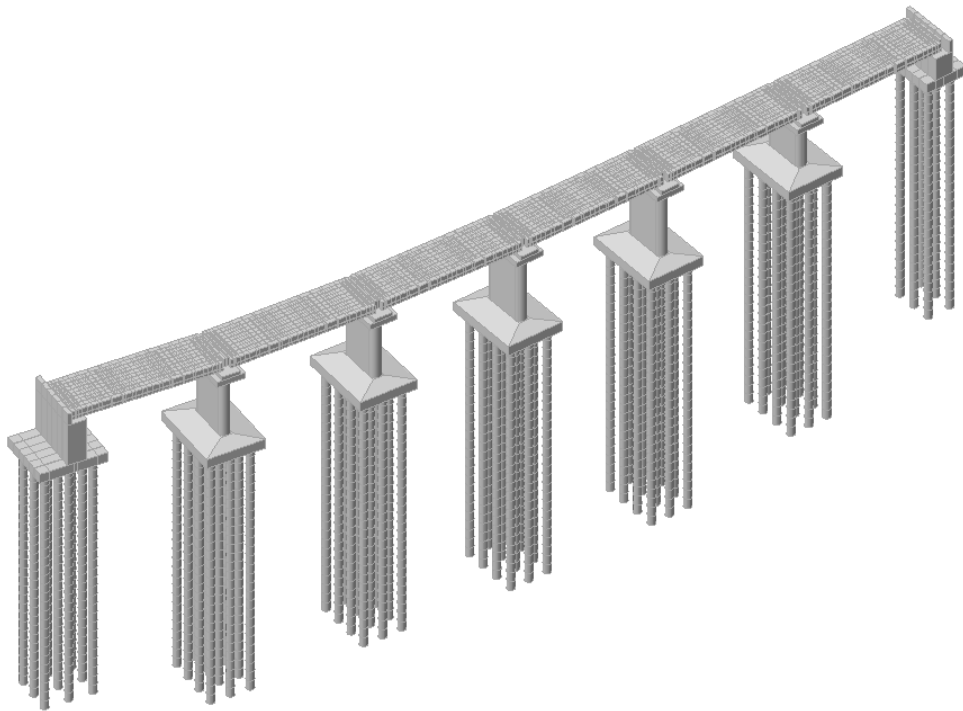
Model ini merepresentasikan jembatan sebagai satu kesatuan sistem struktur yang utuh, mulai dari struktur atas hingga pilar. Tumpuan pada dasar pilar diasumsikan bersifat jepit sempurna (*fixed base*), yang mengabaikan deformabilitas tanah di bawah fondasi. Pendekatan ini merupakan metode konvensional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



Gambar 3.3: Model 1: Jembatan utuh dengan tumpuan jepit (*fixed base*).

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

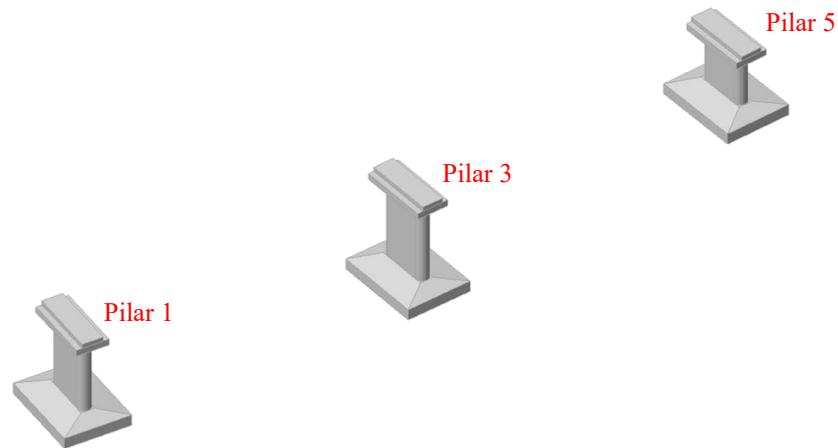
Sama seperti Model 1, jembatan dimodelkan sebagai sistem yang utuh. Namun, pada model ini, pengaruh interaksi antara fondasi tiang bor dan tanah diperhitungkan. Tanah disimulasikan sebagai rangkaian pegas (*springs*) dengan nilai kekakuan tertentu yang terdistribusi di sepanjang tiang dan ujung fondasi.



Gambar 3.4: Model 2: Jembatan utuh dengan interaksi tanah-struktur (SSI).

3.3.3. Model 3: Substruktur dengan Tumpuan Jepit (*Fixed Base*)

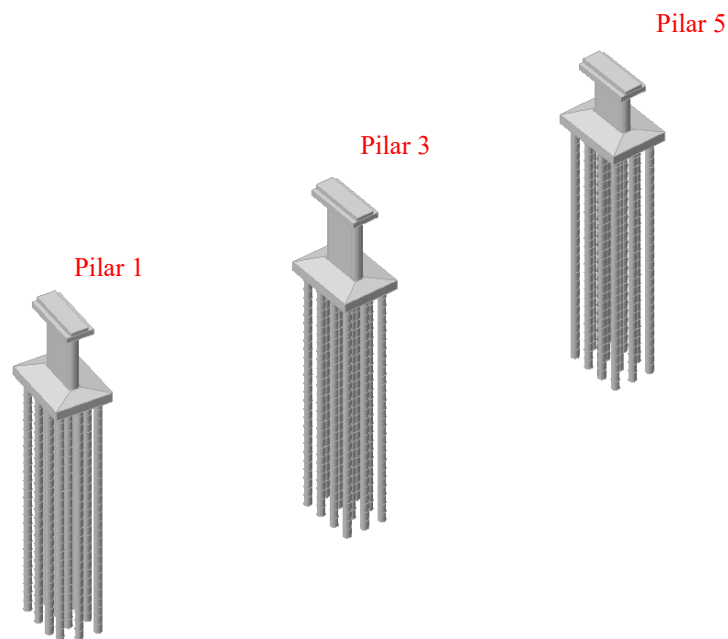
Model ini hanya meninjau struktur bawah pilar secara terpisah. Beban dari struktur atas (gelagar, pelat lantai) tidak dimodelkan secara fisik, melainkan direpresentasikan sebagai beban nodal yang bekerja di puncak pilar. Beban nodal ini diperoleh dari hasil analisis Model 1. Tumpuan pada dasar struktur diasumsikan jepit sempurna.



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

3.3.4. Model 4: Substruktur dengan Interaksi Tanah-Struktur (SSI)

Sama seperti model 3, pada model ini hanya meninjau struktur bawah pilar secara terpisah. Beban dari struktur atas (gelagar, pelat 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 terdistribusi di sepanjang tiang fondasi.



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

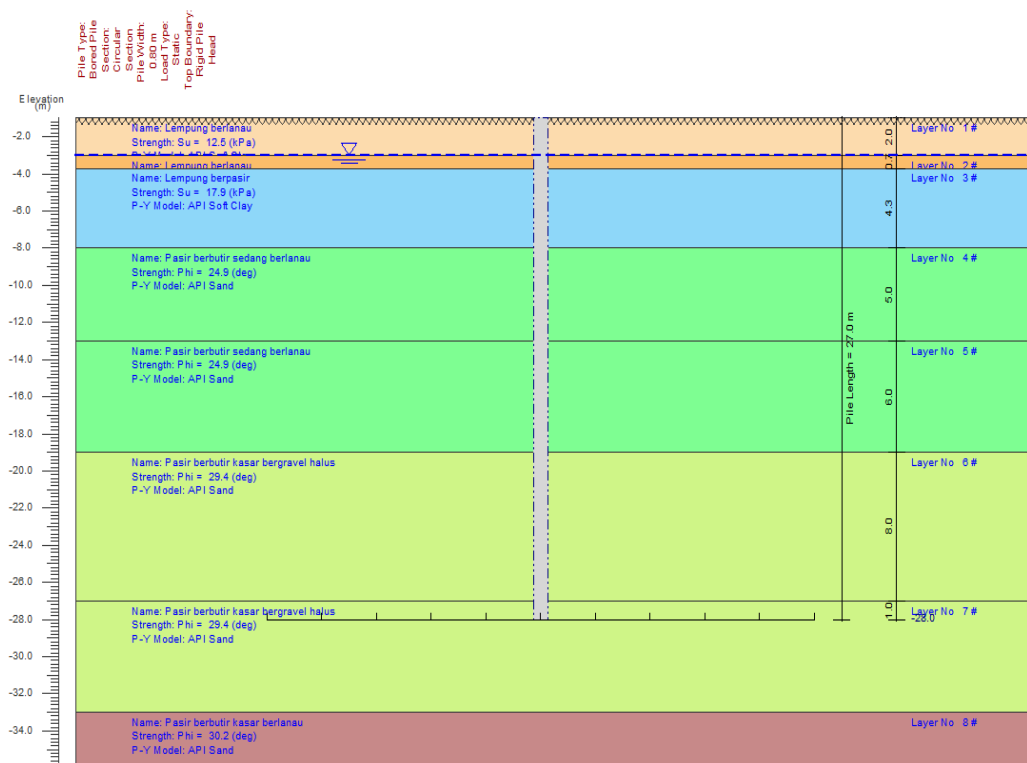
3.4. Pemodelan Interaksi Tanah-Struktur (SSI)

Pemodelan SSI merupakan salah satu fokus utama dalam penelitian ini. Pendekatan ini bertujuan untuk mensimulasikan respons tanah terhadap beban struktur secara lebih realistis. Tahapan pemodelan SSI dijelaskan sebagai berikut.

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

Langkah awal dalam analisis SSI adalah menentukan parameter kekakuan tanah. Hal ini dilakukan dengan menghasilkan kurva *nonlinear* yang merepresentasikan hubungan antara beban dan deformasi tanah. Kurva-kurva tersebut meliputi:

1. *Kurva p - y* : Menggambarkan hubungan antara tekanan tanah lateral (p) dan perpindahan horizontal tiang (y).
2. *Kurva t - z* : Menggambarkan hubungan antara gesekan selimut (t) dan perpindahan vertikal tiang (z).
3. *Kurva q - w* : Menggambarkan hubungan antara tahanan ujung (q) dan perpindahan ujung tiang (w).



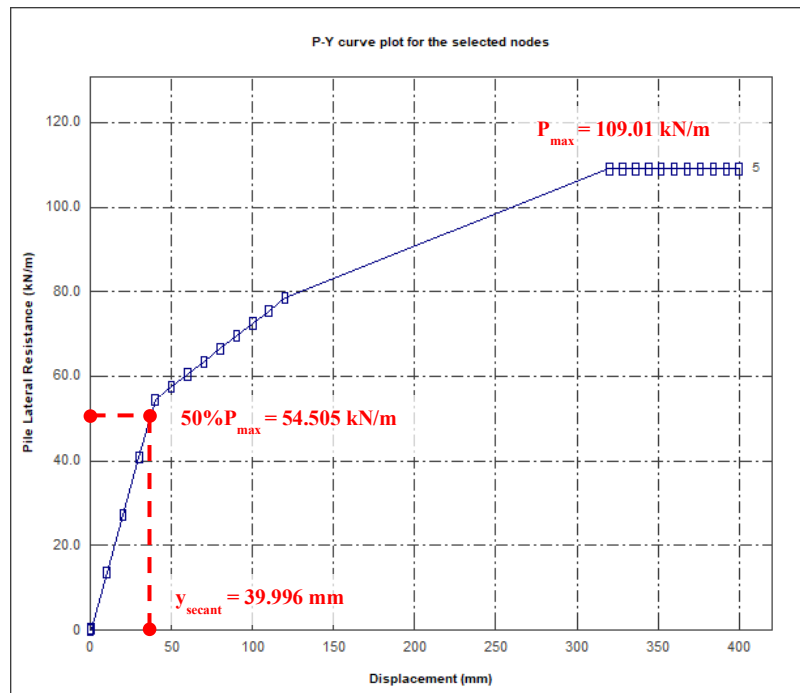
Gambar 3.7: Profil lapisan tanah.

Karena struktur fondasi jembatan ini menggunakan *bore 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 3.7. Untuk melihat kurva keseluruhan dari $p-y$ dan $q-w$, data tersebut dapat dilihat pada lampiran L.B.2 dan L.B.3.

3.4.2. Perhitungan Koefisien Pegas (*Spring*) Fondasi

Koefisien pegas (k) merepresentasikan kekakuan tanah dan digunakan dalam perangkat lunak elemen hingga untuk memodelkan dukungan tanah pada fondasi. Nilai koefisien pegas ini diturunkan dari kurva respons tanah yang telah dibuat.

Kekakuan pegas lateral digunakan untuk mensimulasikan respons tanah terhadap beban horizontal. Nilai ini diperoleh dari gradien kurva $p-y$. Untuk menyederhanakan analisis *nonlinear*, digunakan pendekatan kekakuan *secant*, di mana nilai kekakuan diambil pada tingkat 50% dari kapasitas lateral ultimit ($P_{\max}$), seperti diilustrasikan pada Gambar 3.8.



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:

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

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)

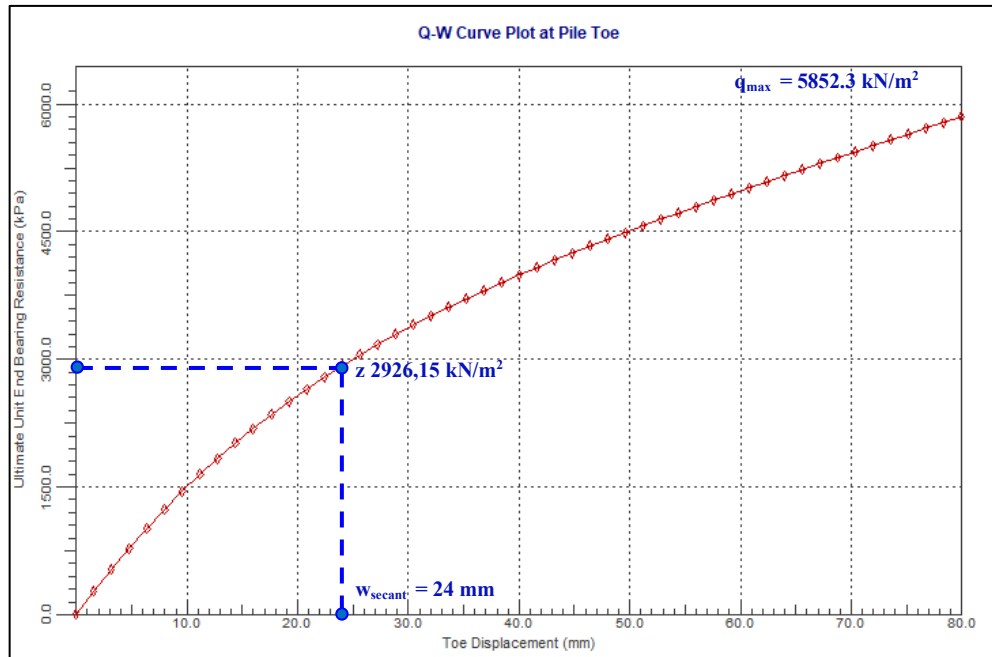
Kekakuan pegas vertikal digunakan untuk mensimulasikan respons tanah terhadap beban aksial. nilai kekakuan ini secara eksklusif hanya berasal dari tahanan ujung (*end bearing*) di dasar tiang yang dihitung dari gradien kurva $q-w$. Untuk menjaga konsistensi, kurva *nonlinier* vertikal juga menggunakan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

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

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

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)

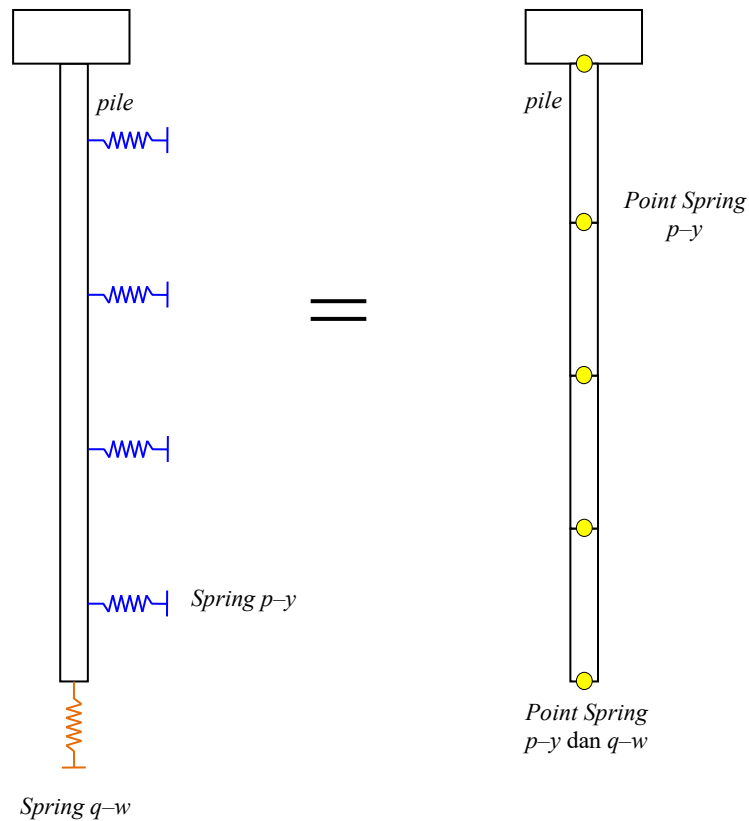
Ketika tiang fondasi dipasang dalam satu kelompok, kapasitas lateral tiang yang berada di baris belakang akan berkurang akibat efek bayangan (*shadowing effect*) dari tiang di baris depan. Untuk mengakomodasi fenomena ini, kurva p - y dari tiang tunggal perlu dimodifikasi menggunakan faktor reduksi yang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

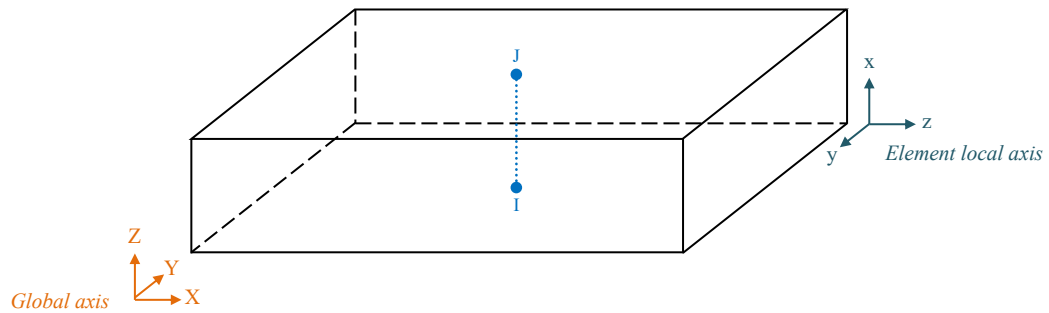
diinput pada node atas dan bawah dari segmen tiang, panjang pengaruh yang ditanggung oleh setiap pegas adalah 0,5 meter atau setengah dari panjang segmen 1 meter tersebut.



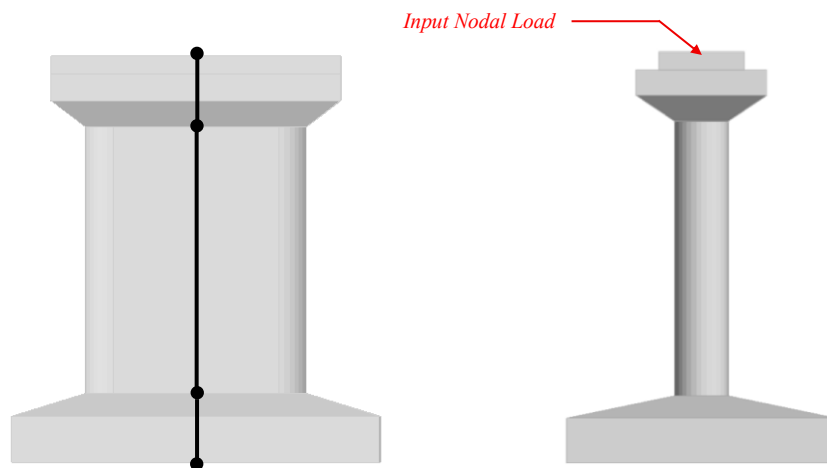
Gambar 3.10: Implementasi pegas pada model tiang fondasi.

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.



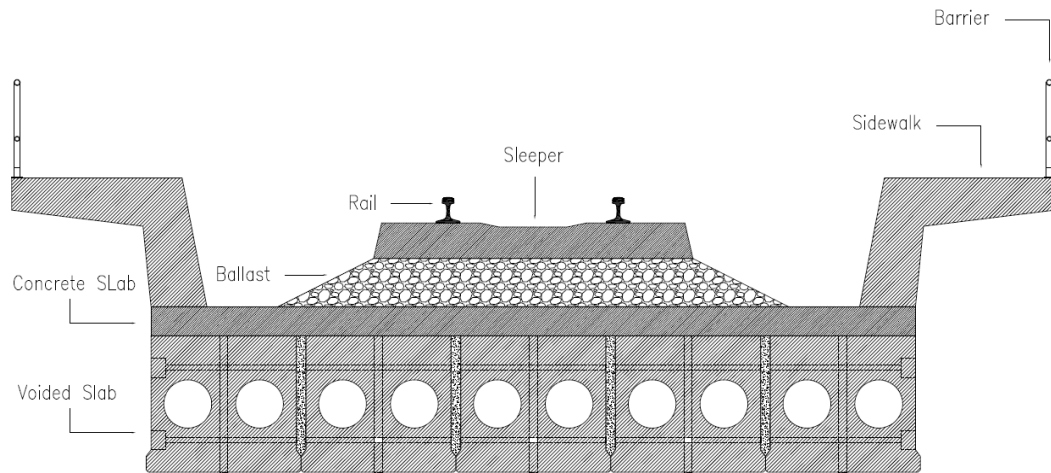
Gambar 3.12: Titik tinjau dan penginputan pada puncak pilar.

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/geladak, 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 keseluruh permukaan *voided slab* yang menanggungnya. Oleh karena itu, besarnya 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*)
- b. Batu Pecah (*Ballast*)
- c. Bantalan dan Rel Kereta (*Sleeper & Rail*)
- d. Dinding Pembatas dan Trotoar (*Side Barrier and Sidewalk*)

Setiap beban mati tambahan yang dihasilkan oleh komponen diatas dianalisis untuk menjamin keamanan struktural. Detail perhitungan dan asumsi terkait Beban Mati Tambahan tersebut dapat dilihat pada Lampiran C.

3.6.2 Beban Sementara atau Variabel (*Transient or Variable 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 besarannya 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. Dimana L adalah panjang bentang jembatan.

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

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

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 besarannya adalah 25% dari

beban kereta, maka harus mengetahui terlebih dahulu berapa total beban vertikal dari susunan kereta api yang bisa berada di sepanjang bentang 15 meter dari voided slab. Susunan standar yang digunakan adalah 12 ton dengan jarak 1,20 meter. Jadi total beban gandar yang masuk di bentang 15 meter adalah 13 beban gandar. Maka beban rem dan traksi, yaitu:

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

$$\begin{aligned}\text{Jumlah beban gandar} &= \text{perkiraan gandar pada bentang} + 1 \\ &= 12 + 1 \\ &= 13 \text{ beban gandar}\end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}\text{Beban Rem dan Traksi} &= 25\% \times \text{total beban gandar} \\ &= 25\% \times 156 \text{ ton} \\ &= 39 \text{ ton} \quad (\text{tengah bentang jembatan})\end{aligned}$$

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 merepresentasikan efek goyangan/osilasi sebesar 15% atau 20% dari beban gandar. Karena kereta api lokomotif maka digunakan sebesar 15% dari beban gandar.

$$\begin{aligned}\text{Lateral Kereta} &= 15\% \times \text{satuan beban gandar} \\ &= 15\% \times 12 \text{ ton} \\ &= 1,8 \text{ ton/beban gandar}\end{aligned}$$

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.

$$\text{Faktor Beban Sentrifugal} = \frac{V^2}{127 \times R}$$

Diketahui untuk kecepatan rencana kereta (V) adalah 120 km/jam. Kemudian untuk radius kelengkungan horizontal (R) untuk setiap bentang jembatan yang melengkung dapat dihitung menggunakan prinsip dasar geometri lingkaran, yang menghubungkan panjang tali busur (bentang jembatan) dengan sudut pusat yang dibentuk.

$$R = \frac{L}{2 \sin(\theta/2)}$$

Dimana : L adalah panjang bentang jembatan (meter)

θ sudut belok horizontal pada bentang (radian)

Tabel 3.1. Faktor beban sentrifugal tiap bentang.

Bentang	Sudut (θ)	Panjang (L)	Radius	Faktor beban sentrifugal
		m	m	%
1	0	15	0	0
2	4,02	15	213,606	53,082
3	3,19	15	269,302	42,104
4	2,15	15	399,606	28,374
5	0	15	0	0
6	0	15	0	0

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. Bagian struktur yang luasnya tidak signifikan terkena angin dapat diabaikan.

7. Beban Gempa (EQ - *Earthquakes Force*)

Pembebanan mengikuti SNI perencanaan ketahanan gempa untuk jembatan, SNI 2833:2016 dengan probabilitas terlampaui 7% dalam waktu 75 tahun.

8. Tekanan Pada Dinding Abutment

Tekanan yang bekerja pada dinding abutment terdiri dari tiga komponen utama: tekanan akibat berat tanah sendiri, tekanan akibat beban tambahan (*surchage*), dan tekanan akibat beban dinamis. Rincian perhitungan untuk setiap komponen tersebut dapat dilihat pada lampiran C.

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 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 3.2.

Tabel 3.2. Data uji N-SPT dan Perhitungan $\bar{N}$.

Nilai N-SPT		Rata-rata $\bar{N}$	
Kedalaman	N-SPT	Tebal (t)	t/N
m	blows	m	m
2	8	2	0.250
4	5	2	0.400
6	15	2	0.133
8	27	2	0.074
10	39	2	0.051
12	42	2	0.048
14	45	2	0.044
16	40	2	0.050
18	35	2	0.057
20	52	2	0.038
22	57	2	0.035

Tabel 3.2: *Lanjutan.*

Nilai N-SPT		Rata-rata $\bar{N}$	
Kedalaman	N-SPT	Tebal (t)	t/N
m	blows	m	m
24	51	2	0.039
26	65	2	0.031
28	67	2	0.030
30	70	2	0.029
32	63	Total (t)	Total (t/N)
34	68	30	1.310

Untuk menentukan klasifikasi situs, diperlukan nilai rata-rata N-SPT ($\bar{N}$) hingga kedalaman 30 meter. Perhitungan ini mengacu pada pedoman yang sesuai dengan SNI 2833-2016, dengan menggunakan rumus rata-rata harmonik sebagai berikut :

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^m t_i}{\sum_{i=1}^m \left(\frac{t_i}{N}\right)} \quad (3.4)$$

$$\bar{N} = \frac{30}{1,310}$$

$$\bar{N} \approx 22.903$$

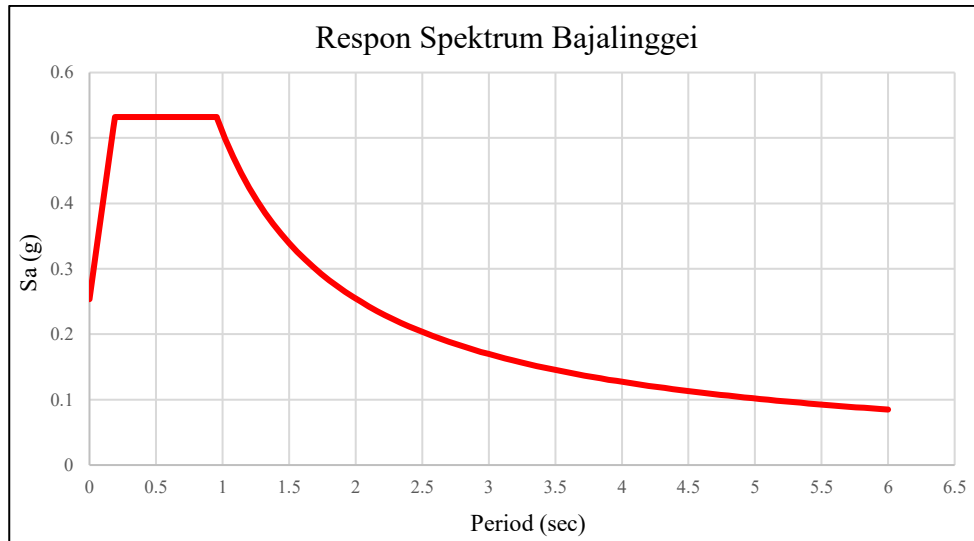
Berdasarkan nilai $\bar{N}$ tersebut dapat diketahui bahwa kelas situs pada lokasi jembatan ini adalah Tanah Sedang (SD). Dengan begitu dari peta gempa dapat diketahui untuk wilayah jembatan ini:

$$PGA = 0,175 \text{ g}$$

$$S_s = 0,35 \text{ g}$$

$$S_1 = 0,275 \text{ g}$$

Berdasarkan data percepatan tanah yang diperoleh, analisis beban gempa untuk wilayah Bajalinggei dilakukan menggunakan respons spektrum yang dihasilkan dari data ini menjadi dasar perhitungan gaya-gaya gempa yang bekerja pada struktur. Respon spektrum untuk wilayah Bajalinggei dapat dilihat pada Gambar 3.14.



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 3.3. 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:

$$SD_1 = F_v \times S_1 \quad (3.5)$$

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

$$SD_1 = 0,419$$

Berdasarkan Tabel 3.3, nilai SD_1 sebesar 0,419 berada pada $0,30 < SD_1 \leq 0,50$.

Dengan demikian, lokasi jembatan ditetapkan masuk ke dalam Zona Gempa 3.

Tabel 3.4. Persyaratan jembatan beraturan.

Parameter	Nilai				
Jumlah Bentang	2	3	4	5	6
Maksimum sudut pada curved bridge*	90°	90°	90°	90°	90°
Rasio bentang maksimum dari bentang ke bentang	3	2	2	1,5	1,5
Rasio maksimum kekakuan pilar dari bentang ke bentang, tidak termasuk kepala jembatan	-	4	4	3	2

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 dalam Tabel 3.4 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.

Tabel 3.5. Persyaratan analisis minimum untuk pengaruh gempa.

Zona Gempa	Jembatan Bentang Tunggal	Jembatan Dengan Bentang > 1					
		Jembatan Lainnya		Jembatan Penting		Jembatan Sangat Penting	
		Beraturan	Tidak Beraturan	Beraturan	Tidak Beraturan	Beraturan	Tidak Beraturan
1	Tidak dibutuhkan analisis gempa	*	*	*	*	*	*
2		SM/UL	SM	SM/UL	MM	MM	MM
3		SM/UL	MM	MM	MM	MM	TH
4		SM/UL	MM	MM	MM	TH	TH

Dari hasil analisis yang telah dilakukan, didapatkan kesimpulan sebagai berikut:

- Zona Gempa: 3
- Keberaturan Struktur: Jembatan Tidak Beraturan.
- 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 respons jembatan terhadap gempa. Dalam metode ini, respons dari setiap mode getar digabungkan menggunakan metode *Complete Quadratic Combination* (CQC) untuk mendapatkan gaya dalam dan perpindahan total pada struktur.

BAB 4

HASIL DAN PEMBAHASAN

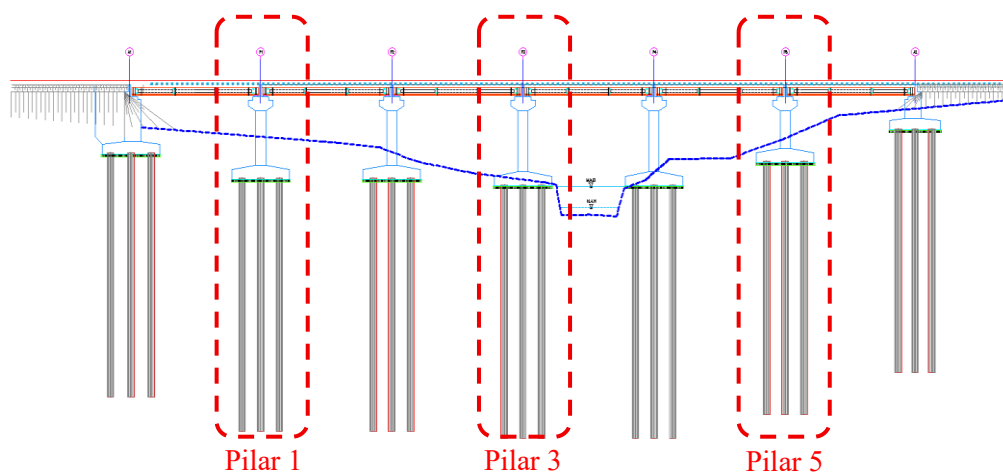
4.1. Umum

Bab ini menyajikan dan membahas hasil analisis numerik dari empat model jembatan yang telah dikembangkan. Fokus utama analisis adalah perbandingan respons struktur antara model dengan perletakan jepit (*Fixed Base*) dan model yang memperhitungkan interaksi tanah-struktur (SSI). Analisis yang disajikan mencakup analisis *static linier* dan analisis respons spektrum.

Parameter utama yang ditinjau untuk mengevaluasi kinerja setiap model meliputi:

1. Perpindahan (*displacement*) pada puncak Pilar 1, 3, dan 5.
2. Gaya dalam, berupa momen dan gaya geser, pada puncak dan dasar Pilar 1, 3, dan 5.

Pembahasan dimulai dengan memaparkan hasil dari model jembatan utuh (model 1 dan 2), kemudian dilanjutkan dengan model substruktur (model 3 dan 4). Di akhir bab, keempat model akan dianalisis secara komprehensif untuk menarik kesimpulan yang menyeluruh. Perpindahan pada pilar akan direpresentasikan oleh beberapa titik *nodal*, sebagaimana diilustrasikan pada Gambar 3.12.



Gambar 4.1: Elemen pilar sebagai tinjauan analisis.

4.1.1 Kombinasi Pembebanan

Analisis ini mengacu pada standar SNI 1725:2016 dan SNI 2833:2016 untuk kombinasi pembebanan, karena Peraturan Menteri No. 60 Tahun 2012 tidak menyediakannya secara spesifik. Pengelompokan beban dirinci pada Tabel 4.1, sedangkan kombinasi pembebanan layanan dan ultimit, termasuk beban gempa, disajikan pada Tabel 4.2. Khusus untuk beban gempa (EQ), digunakan *envelope* dari seluruh kombinasi gempa yang ada untuk memastikan nilai maksimum dari gaya dalam dan perpindahan digunakan dalam analisis.

Tabel 4.1: Pengelompokan beban.

<i>Dead Load</i>	<i>Dead Wear</i>	<i>Live Load</i>	<i>Prestress</i>	<i>Earth Preassure</i>	<i>Wind Load</i>	<i>Temprature</i>	<i>Earthquake</i>
(DL)	(DW)	(LL)	(PR)	(TA)	(EW)	(EU _n)	(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>Temprature</i>	<i>Earthquake X - direction</i>
<i>Topping</i>	<i>Side Barrier</i>	<i>Impact</i>		<i>Earth Surchage</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>Braking / Traction</i>					

Tabel 4.2: Kombinasi pembebanan jembatan.

KOMBINASI	DL	DW	LL	PR	TA	EW	EU _n	EQx	EQy
LAYAN 1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.3	1.2	-	-
1EQx + 0,3EQy	1.3	2.0	0.3	1.0	1.25	-	-	1.0	0,3
1EQx + (-0,3EQy)	1.3	2.0	0.3	1.0	1.25	-	-	1.0	-0,3
-1EQx + 0,3EQy	1.3	2.0	0.3	1.0	1.25	-	-	-1.0	0,3
-1EQx + (-0,3EQy)	1.3	2.0	0.3	1.0	1.25	-	-	-1.0	-0,3
0,3EQx + 1EQy	1.3	2.0	0.3	1.0	1.25	-	-	0,3	1.0
0,3EQx + (-1EQy)	1.3	2.0	0.3	1.0	1.25	-	-	0,3	-1.0
-0,3EQx + 1EQy	1.3	2.0	0.3	1.0	1.25	-	-	-0,3	1.0
-0,3EQx + (-1EQy)	1.3	2.0	0.3	1.0	1.25	-	-	-0,3	-1.0

4.2. Hasil Analisis Model 1: Jembatan Utuh dengan Perletakan Jepit (*Fixed Base*)

Analisis pada Model 1 ini berfungsi sebagai acuan dasar (*benchmark*) untuk perbandingan dengan model lainnya. Model ini mengasumsikan dasar pilar terjepit sempurna tanpa memperhitungkan fleksibilitas pondasi.

4.2.1 Arah Dominan Pembebanan

Berdasarkan hasil reaksi perletakan pada dasar pilar, dapat diidentifikasi arah pembebanan lateral dominan. Informasi ini krusial dan akan digunakan sebagai penentu orientasi penerapan faktor reduksi kekakuan (*p-multipliers*) pada model SSI. Tabel 4.3 menunjukkan rekapitulasi gaya-gaya yang terjadi pada dasar setiap pilar dan abutment berdasarkan kombinasi pembebanan. Nilai yang digunakan pada *p-multipliers* adalah arah pembebanan lateral.

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

LOKASI		FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		kN	kN	kN	kN.m	kN.m	kN.m
LAYAN 1	Abutment 1	-6887.81	936.07	-5554.82	-1097.26	-8063.15	0.00
	Pilar 1	-2087.01	-953.71	-5145.89	8389.85	-11115.20	-240.11
	Pilar 2	-1329.67	-1510.85	-5251.81	12692.08	-7231.15	-42.04
	Pilar 3	-591.38	-1143.80	-5215.78	9976.68	-3215.52	59.18
	Pilar 4	-155.35	-665.11	-5213.66	5691.90	-802.70	114.37
	Pilar 5	775.06	-319.25	-5263.86	2057.33	3436.59	64.43
	Abutment 2	8587.45	16.38	-3310.09	11.34	6223.23	0.00
LOKASI		FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		kN	kN	kN	kN.m	kN.m	kN.m
ENVELOPE EQ	Abutment 1	5329.48	-1161.69	-7473.61	1498.04	7544.42	0.00
	Pilar 1	1756.49	-963.64	-5903.25	6569.39	8585.62	113.93
	Pilar 2	1240.51	-1233.16	-5786.51	9331.15	6019.59	180.68
	Pilar 3	816.43	-1455.49	-5781.77	11704.75	3783.20	83.70
	Pilar 4	-644.33	-1133.35	-5770.93	8819.09	-2672.09	162.30
	Pilar 5	-1542.55	-784.73	-5959.11	4769.54	-6409.02	194.43
	Abutment 2	-6233.37	-559.82	-15897.56	938.13	-5620.21	0.00

4.2.2 Gaya Dalam Puncak Pilar

Gaya-gaya dalam yang terjadi pada puncak pilar akibat kombinasi beban *Layan* dan *Envelope* dari *Gempa (EQ)* disajikan pada Tabel 4.4 hingga 4.6. Nilai-nilai ini akan digunakan sebagai beban nodal pada analisis model substruktur. Untuk keseluruhan nilai gaya dalam pada pilar dapat dilihat pada lampiran D.

Tabel 4.4: Gaya dalam pada puncak pilar 1 (model 1).

KOMBINASI	Axial	Shear-y	Shear-x	Torsion	Momen-y	Momen-x
	kN	kN	kN	kN.m	kN.m	kN.m
LAYAN 1	-2379.71	1212.87	-1947.86	-240.11	7287.98	-991.01
ENVELOPE EQ	-2303.97	-572.84	1298.45	113.93	-5772.91	661.46

Tabel 4.5: Gaya dalam pada puncak pilar 3 (model 1).

KOMBINASI	Axial	Shear-y	Shear-x	Torsion	Momen-y	Momen-x
	kN	kN	kN	kN.m	kN.m	kN.m
LAYAN 1	-2358.03	1143.8	-591.38	59.18	2432.18	-946.6
ENVELOPE EQ	-2065.01	1067.59	318.75	83.7	-2281.78	1466.78

Tabel 4.6: Gaya dalam pada puncak pilar 5 (model 1).

KOMBINASI	Axial	Shear-y	Shear-x	Torsion	Momen-y	Momen-x
	kN	kN	kN	kN.m	kN.m	kN.m
LAYAN 1	-2733.16	332.73	769.37	64.43	-2023.91	-228.72
ENVELOPE EQ	-2666.1	599.4	-1281.35	194.43	3771.06	275.93

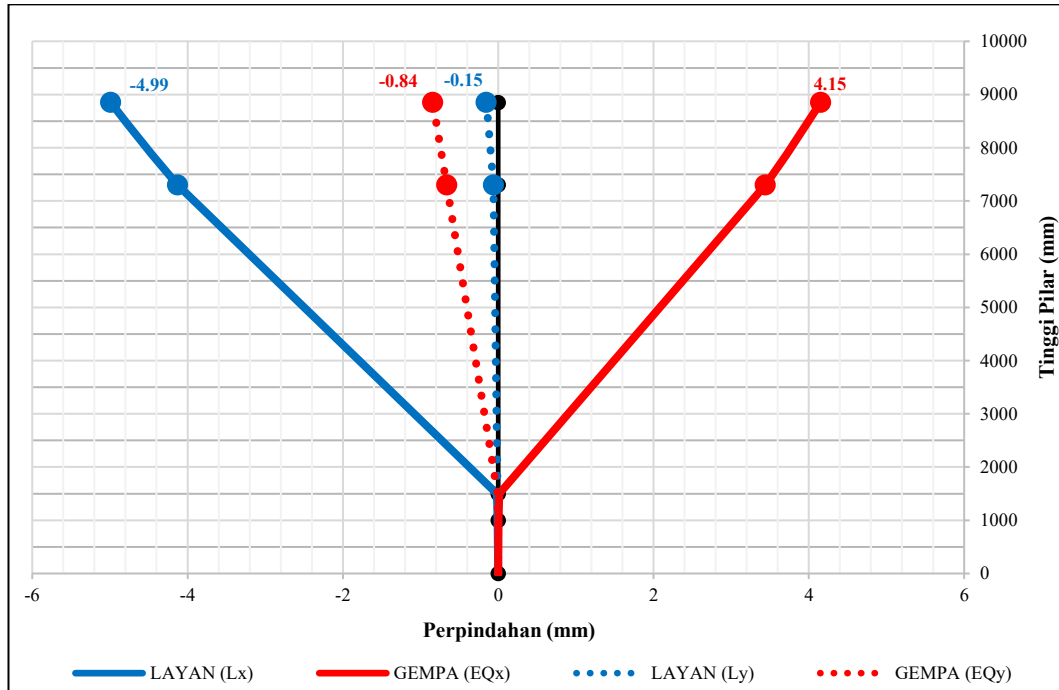
4.2.3 Perpindahan Puncak Pilar

Perpindahan maksimum pada puncak pilar ditinjau untuk setiap kombinasi beban. Tabel 4.7 merangkum nilai perpindahan, dan Gambar 4.2 hingga 4.4 memvisualisasikan profil perpindahan lateral di sepanjang ketinggian pilar.

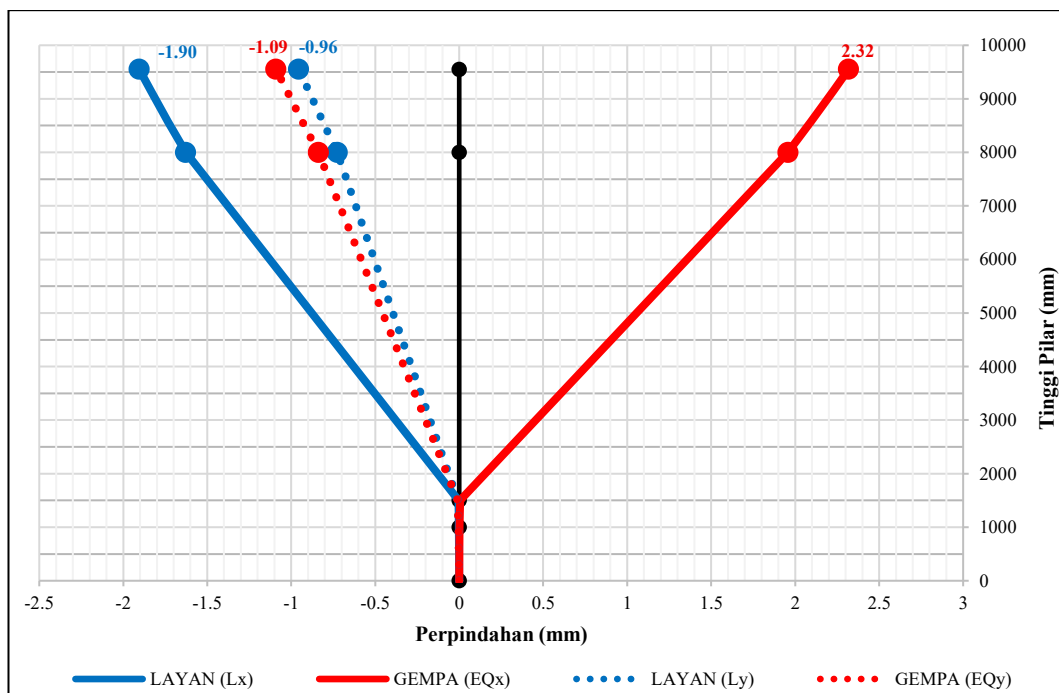
Tabel 4.7: Perpindahan pada puncak pilar (model 1).

KOMBINASI	Pilar 1			Pilar 3			Pilar 5		
	Dx	Dy	Dz	Dx	Dy	Dz	Dx	Dy	Dz
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
LAYAN 1	-4.99	-0.15	-0.17	-1.90	-0.96	-0.19	1.08	-0.10	-0.13
ENVELOPE EQ	4.15	-0.84	-0.18	2.32	-1.09	-0.19	-1.92	-0.24	-0.14

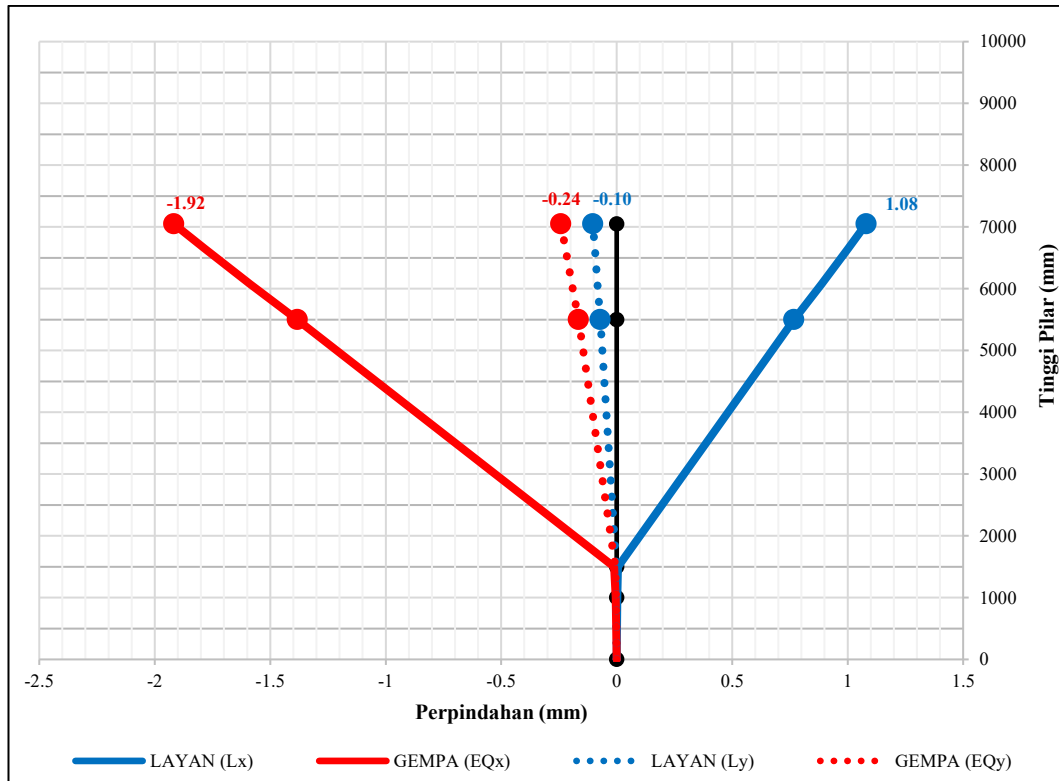
Hasil analisis menunjukkan bahwa perpindahan terbesar terjadi akibat kombinasi beban gempa (*ENVELOPE EQ*), yang mengindikasikan bahwa beban gempa merupakan kondisi pembebanan paling kritis untuk simpangan struktur.



Gambar 4.2: Perpindahan lateral puncak pilar 1 (model 1).



Gambar 4.3: Perpindahan lateral puncak pilar 3 (model 1).



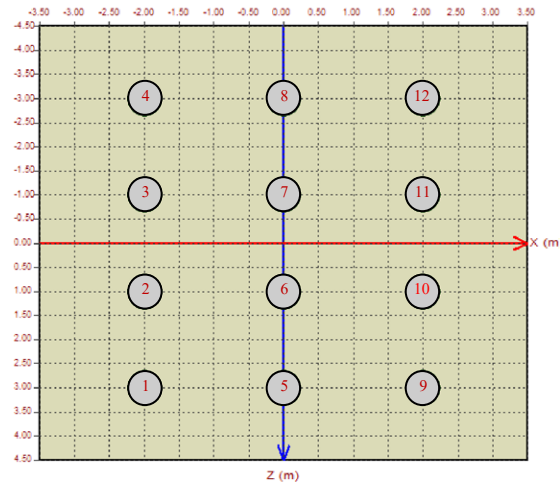
Gambar 4.4: Perpindahan lateral puncak pilar 5 (model 1).

4.3. Hasil Analisis Model 2: Jembatan Utuh dengan Interaksi Tanah-Struktur (SSI)

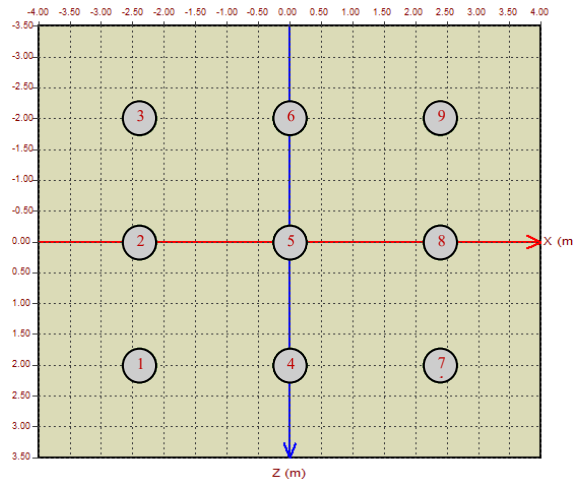
Model 2 merepresentasikan kondisi jembatan yang lebih realistis dengan memperhitungkan fleksibilitas sistem pondasi dan interaksinya dengan tanah di sekitarnya. Hal ini dimodelkan menggunakan pegas tanah (*soil spring*) yang kekakuannya telah disesuaikan.

4.4.1 Faktor Reduksi Kelompok Tiang (*P-Multipliers*)

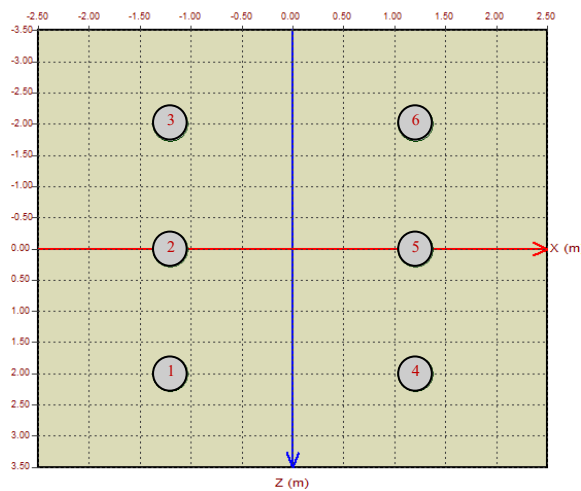
Efek kelompok tiang (*group effect*) menyebabkan penurunan kekakuan lateral tiang individu dalam satu kelompok. Faktor reduksi kekakuan, atau *p-multipliers*, dihitung untuk setiap tiang berdasarkan posisi dan arah pembebanan. Gambar 4.5 sampai 4.7 menunjukkan konfigurasi kelompok tiang pada pilar dan abutment. Tabel 4.8 menyajikan nilai *p-multipliers* yang diaplikasikan pada model SSI.



Gambar 4.5: Susunan kelompok tiang bor pada pilar.



Gambar 4.6: Susunan kelompok tiang bor pada abutment 1.



Gambar 4.7: Susunan kelompok tiang bor pada abutment 2.

Tabel 4.8: Kekakuan lateral dan vertikal pada kedalaman tiang fondasi.

kedalaman	Kekakuan Tiang Bor Pilar		Kekakuan Tiang Bor Abutment	
	K_{lateral}	K_{vertikal}	K_{lateral}	K_{vertikal}
m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m
0	187.47	0	187.47	0
1	612.50	0	612.50	0
2	850.50	0	850.50	0
3	1165.50	0	1165.50	0
4	1362.75	0	1362.75	0
5	1555.50	0	1555.50	0
6	1606.50	0	1606.50	0
7	14520.68	0	14520.68	0
8	17429.71	0	17429.71	0
9	20374.64	0	20374.64	0
10	23321.84	0	23321.84	0
11	26212.95	0	26212.95	0
12	29036.31	0	29036.31	0
13	31858.03	0	31858.03	0
14	34678.17	0	34678.17	0
15	37496.43	0	37496.43	0
16	40312.59	0	40312.59	0
17	43126.02	0	43126.02	0
18	94647.84	0	94647.84	0
19	101533.41	0	101533.41	0
20	108421.42	0	108421.42	0
21	115310.68	0	115310.68	0
22	122201.92	0	122201.92	0
23	129095.67	0	129095.67	0
24	135991.28	0	135991.28	0
25	142888.91	0	142888.91	0
26	148750.57	0	74375.29	61301.94
27	77791.86	61301.94	-	-

Kekakuan lateral dan vertikal yang tercantum pada Tabel 4.8. merupakan nilai kekakuan tiang tunggal (faktor 1). Untuk meningkatkan keakuratan pemodelan interaksi struktur-tanah (SSI), nilai kekakuan lateral perlu dikalikan dengan faktor reduksi. Faktor reduksi ini ditentukan berdasarkan parameter seperti arah pembebanan, diameter tiang, dan jarak antar pusat tiang. Pengaplikasian faktor reduksi pada setiap tiang ini bertujuan untuk merepresentasikan nilai kekakuan kelompok tiang secara akurat dalam analisis SSI.

Tabel 4.9: Faktor reduksi (*p-multipliers*) untuk lateral tiang.

<i>P-Multipliers</i>														
NO. PILE	Struktur Bawah													
	Abutmen 1		Pilar 1		Pilar 2		Pilar 3		Pilar 4		Pilar 5		Abutmen 2	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
1	0.52	0.83	0,43	0,76	0,43	0,76	0,43	0,76	0,76	0,76	0,76	0,76	0.81	0.83
2	0.4	0.52	0,31	0,45	0,31	0,45	0,31	0,45	0,65	0,45	0,65	0,45	0.71	0.52
3	0.52	0.49	0,31	0,37	0,31	0,37	0,31	0,37	0,65	0,37	0,65	0,37	0.81	0.49
4	0.52	0.77	0,43	0,43	0,43	0,43	0,43	0,43	0,76	0,43	0,76	0,43	0.56	0.83
5	0.41	0.45	0,45	0,65	0,45	0,65	0,45	0,65	0,45	0,65	0,45	0,65	0.44	0.52
6	0.52	0.41	0,34	0,35	0,34	0,35	0,34	0,35	0,34	0,35	0,34	0,35	0.56	0.49
7	0.81	0.83	0,34	0,27	0,34	0,27	0,34	0,27	0,34	0,27	0,34	0,27		
8	0.71	0.52	0,45	0,32	0,45	0,32	0,45	0,32	0,45	0,32	0,45	0,32		
9	0.81	0.49	0,76	0,76	0,76	0,76	0,76	0,76	0,43	0,76	0,43	0,76		
10			0,65	0,45	0,65	0,45	0,65	0,45	0,31	0,45	0,31	0,45		
11			0,65	0,37	0,65	0,37	0,65	0,37	0,31	0,37	0,31	0,37		
12			0,76	0,43	0,76	0,43	0,76	0,43	0,43	0,43	0,43	0,43		

4.4.2 Gaya Dalam Puncak Pilar

Dengan memasukkan efek SSI, distribusi gaya dalam pada struktur atas mengalami perubahan. Tabel 4.10 hingga 4.12 menunjukkan gaya-gaya dalam pada puncak pilar untuk Model 2.

Tabel 4.10: Gaya dalam pada puncak pilar 1 (model 2).

KOMBINASI	Axial	Shear-y	Shear-x	Torsion	Momen-y	Momen-x
	kN	kN	kN	kN.m	kN.m	kN.m
LAYAN	5591.19	441.82	-27.11	-225.47	83.39	-4381.49
ENVELOPE EQ	7394.3	708.76	502.85	-262.56	-6507.04	-8124.51

Tabel 4.11: Gaya dalam pada puncak pilar 3 (model 2).

KOMBINASI	Axial	Shear-y	Shear-x	Torsion	Momen-y	Momen-x
	kN	kN	kN	kN.m	kN.m	kN.m
LAYAN	5664.5	490.29	-136.22	53.97	833.5	-5085.28
ENVELOPE EQ	7477.77	688.88	-260.43	47.76	4041.84	-8063.81

Tabel 4.12: Gaya dalam pada puncak pilar 5 (model 2).

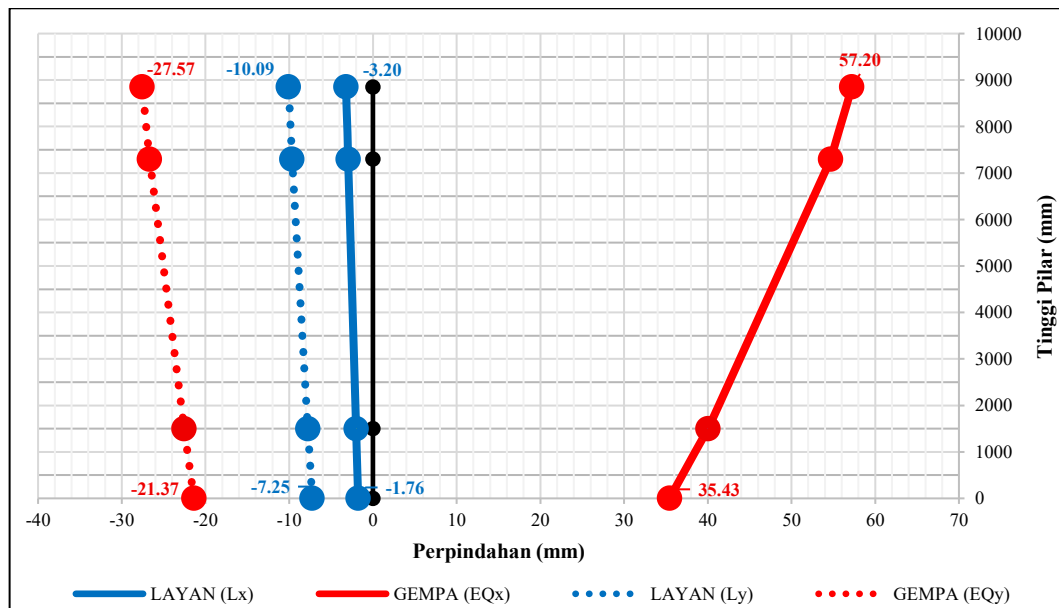
KOMBINASI	Axial	Shear-y	Shear-x	Torsion	Momen-y	Momen-x
	kN	kN	kN	kN.m	kN.m	kN.m
LAYAN	5416.84	192.67	-289.84	140.17	1537.98	-1719.88
ENVELOPE EQ	7159.27	599.56	-853.77	263.44	7099.69	-6345.74

4.4.3 Perpindahan Puncak Pilar

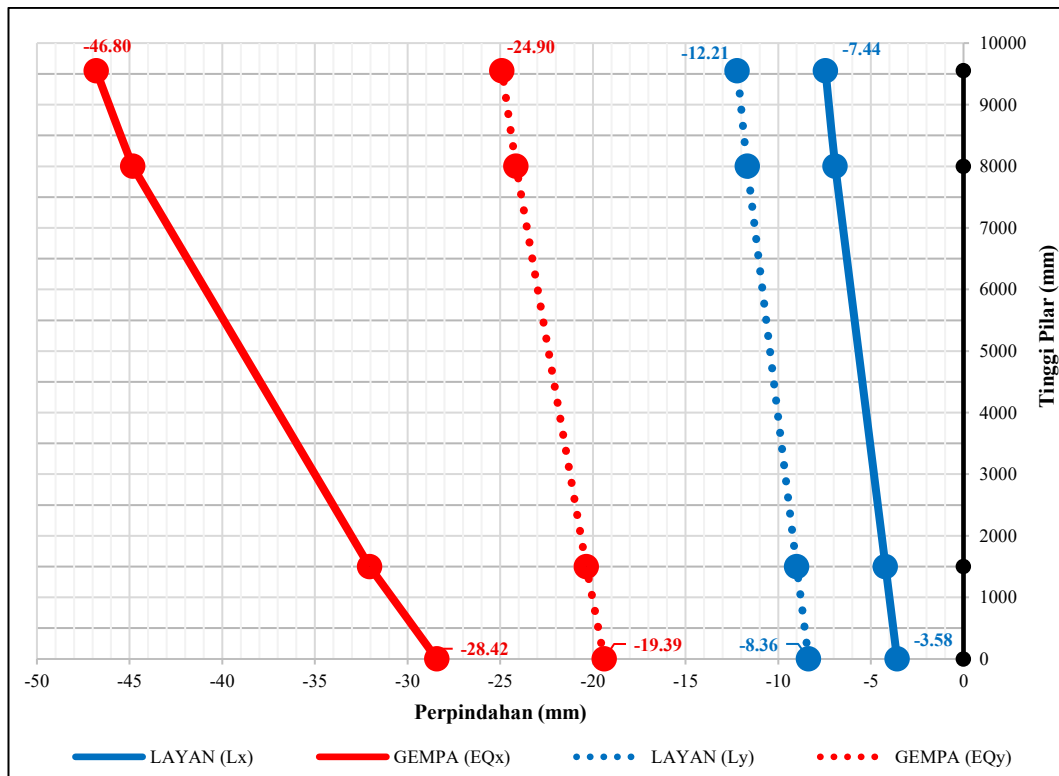
Fleksibilitas pondasi pada model SSI umumnya menghasilkan perpindahan yang lebih besar dibandingkan model perletakan jepit. Tabel 4.13 merangkum perpindahan puncak pilar, dan visualisasinya disajikan pada gambar-gambar berikutnya. Grafik yang disajikan menunjukkan perpindahan total dari seluruh elemen struktur pilar yang bergerak akibat interaksi antara tanah dan fondasi. Dengan demikian, nilai perpindahan puncak mencerminkan perpindahan total yang terjadi, bukan hanya perpindahan relatif antara dasar dan kepala pilar.

Tabel 4.13: Perpindahan pada puncak pilar (model 2).

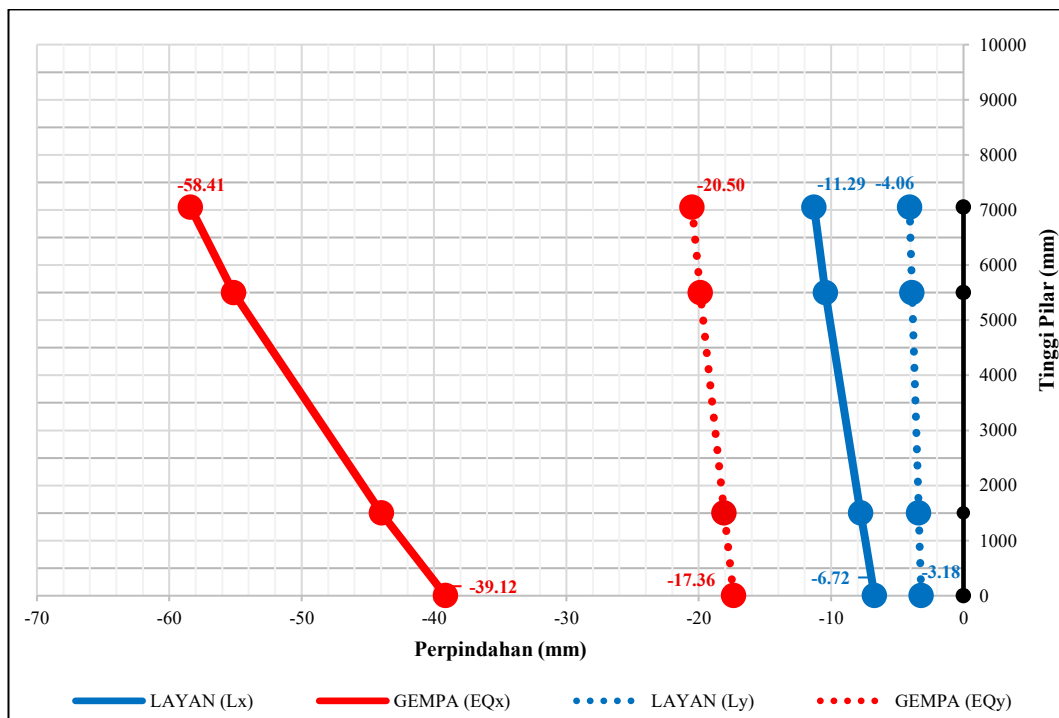
KOMBINASI	Pilar 1			Pilar 3			Pilar 5		
	Dx mm	Dy mm	Dz mm	Dx mm	Dy mm	Dz mm	Dx mm	Dy mm	Dz mm
LAYAN	-3.20	-10.09	-1.07	-7.44	-12.21	-1.07	-11.29	-4.06	-1.05
ENVELOPE EQ	57.20	-27.57	-1.22	-46.80	-24.90	-1.21	-58.41	-20.50	-1.18



Gambar 4.8: Perpindahan lateral puncak pilar 1 (model 2).



Gambar 4.9: Perpindahan lateral puncak pilar 3 (model 2).



Gambar 4.10: Perpindahan lateral puncak pilar 5 (model 2).

4.4. Hasil Analisis Model Substruktur

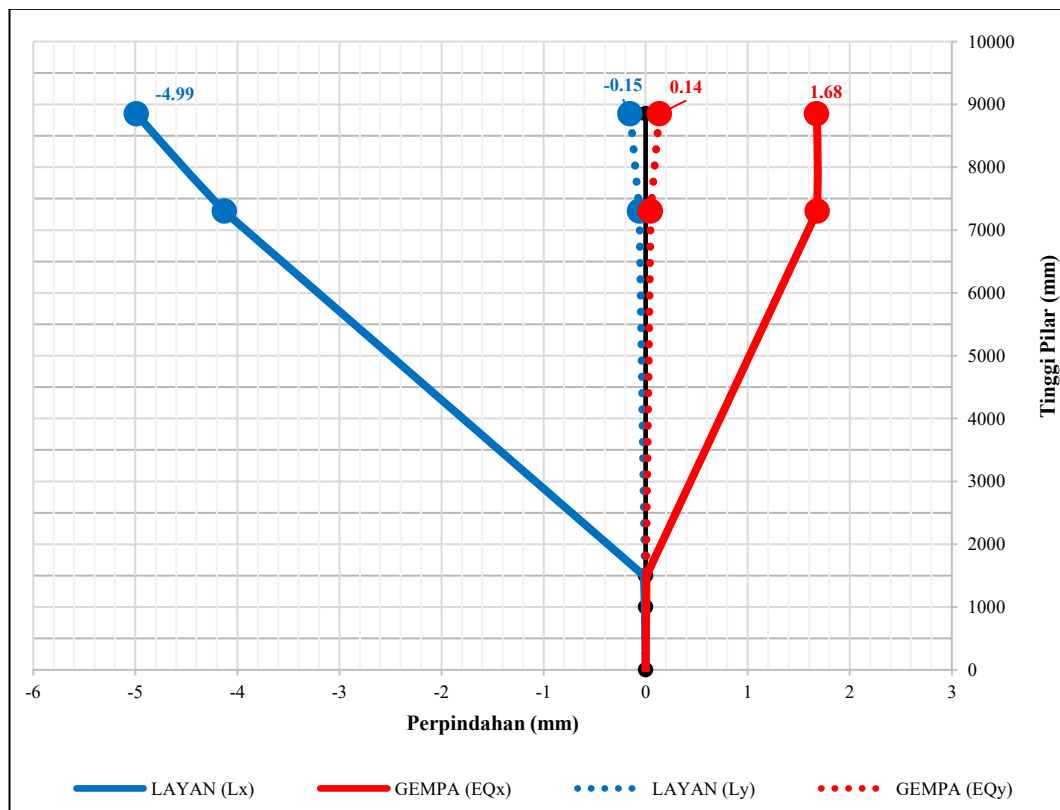
Model 3 dan 4 merupakan penyederhanaan dari model utuh, di mana jembatan bagian atas tidak dimodelkan secara langsung. Sebagai gantinya, pengaruhnya direpresentasikan sebagai beban nodal pada puncak pilar.

4.5.1 Model 3: Substruktur dengan Perletakan Jepit (*Fixed Base*)

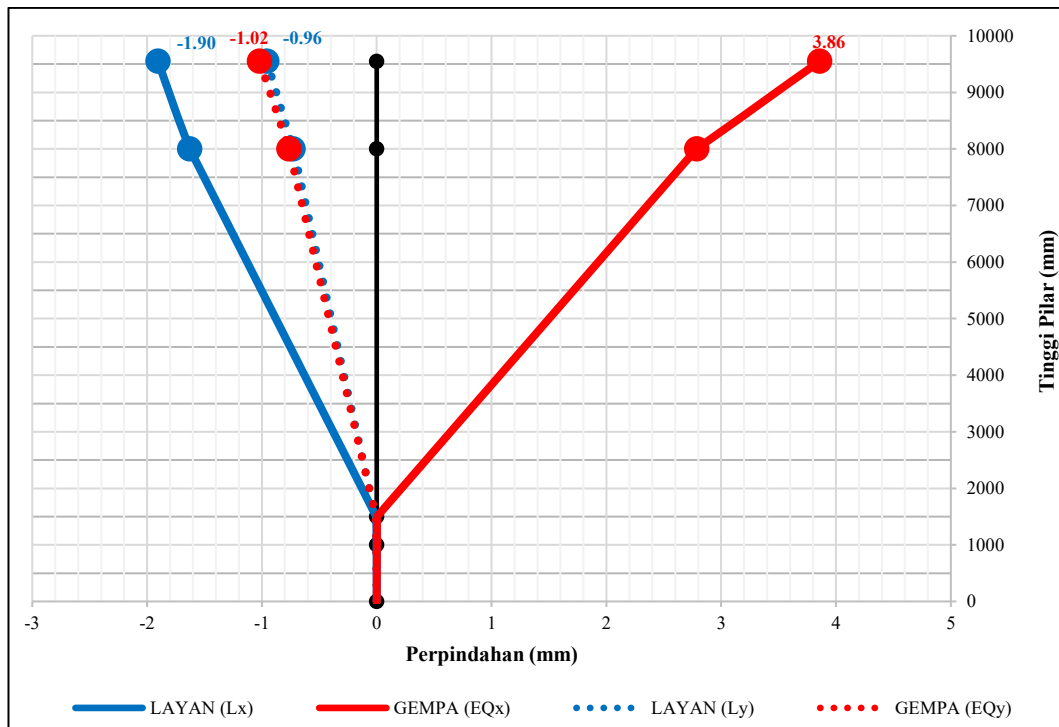
Model ini menggunakan beban nodal yang berasal dari hasil analisis Model 1 (Jembatan Utuh Fixed Base). Tujuannya adalah untuk memvalidasi apakah pendekatan substruktur memberikan hasil yang sebanding dengan model utuh.

Tabel 4.14: Perpindahan pada puncak pilar (model 3).

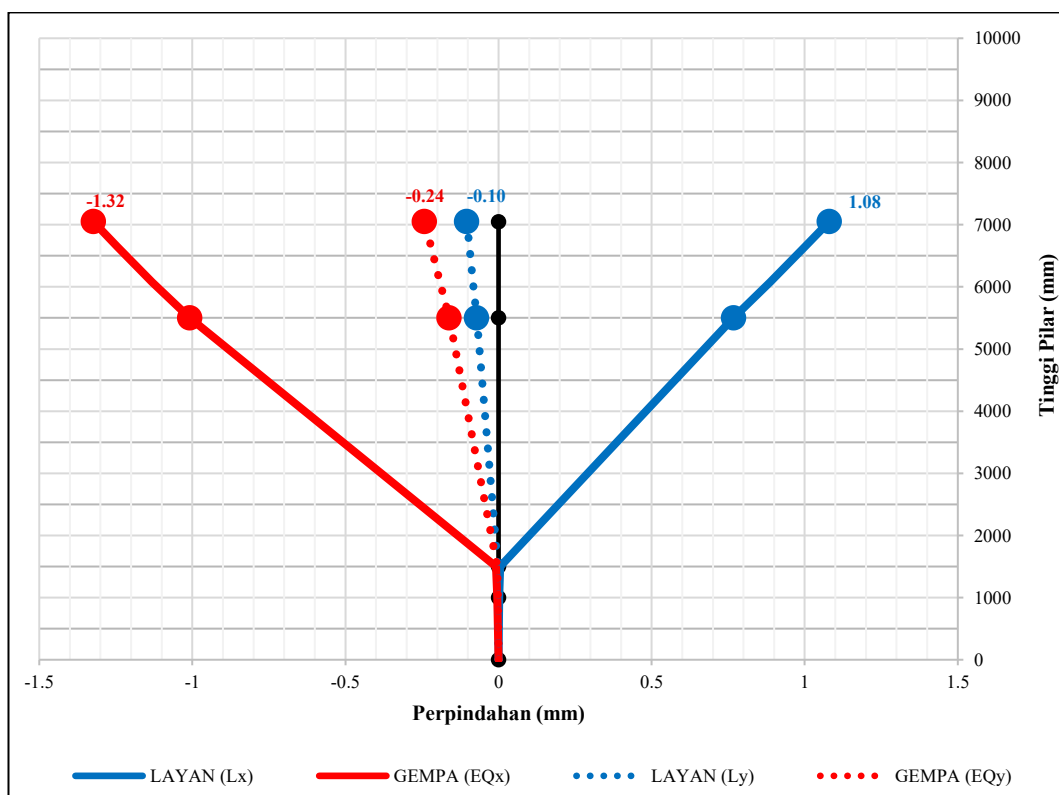
KOMBINASI	Pilar 1			Pilar 3			Pilar 5		
	Dx	Dy	Dz	Dx	Dy	Dz	Dx	Dy	Dz
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
LAYAN	-4.99	-0.15	-0.17	-1.90	-0.96	-0.19	1.08	-0.10	-0.13
ENVELOPE EQ	1.68	0.14	-0.18	3.86	-1.02	-0.19	-1.32	-0.24	-0.14



Gambar 4.11: Perpindahan lateral puncak pilar 1 (model 3).



Gambar 4.12: Perpindahan lateral puncak pilar 3 (model 3).



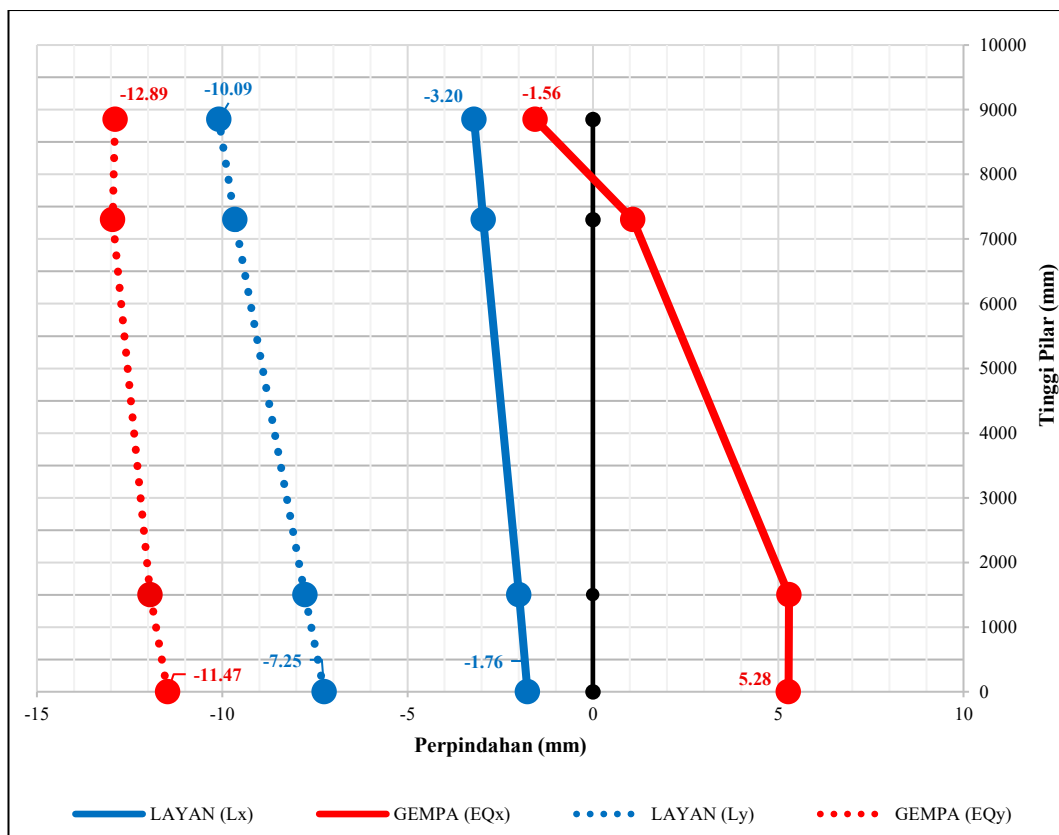
Gambar 4.13: Perpindahan lateral puncak pilar 5 (model 3).

4.5.2 Model 4: Substruktur dengan Interaksi Tanah-Struktur (SSI)

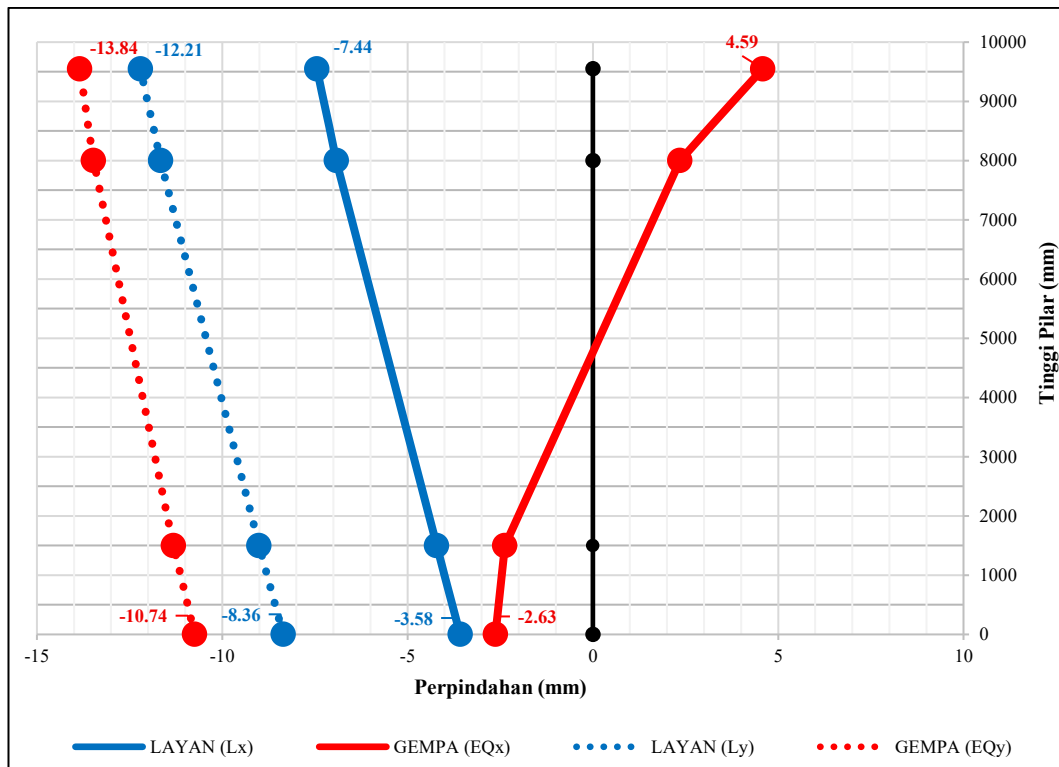
Model ini menggunakan beban nodal yang berasal dari hasil analisis Model 2 (Jembatan Utuh Dengan SSI). Tujuannya adalah untuk memvalidasi apakah pendekatan substruktur memberikan hasil yang sebanding dengan model utuh. Grafik yang disajikan menunjukkan perpindahan total dari seluruh elemen struktur pilar yang bergerak akibat interaksi antara tanah dan fondasi. Dengan demikian, nilai perpindahan puncak mencerminkan perpindahan total yang terjadi, bukan hanya perpindahan relatif antara dasar dan kepala pilar.

Tabel 4.15: Perpindahan pada puncak pilar (model 4).

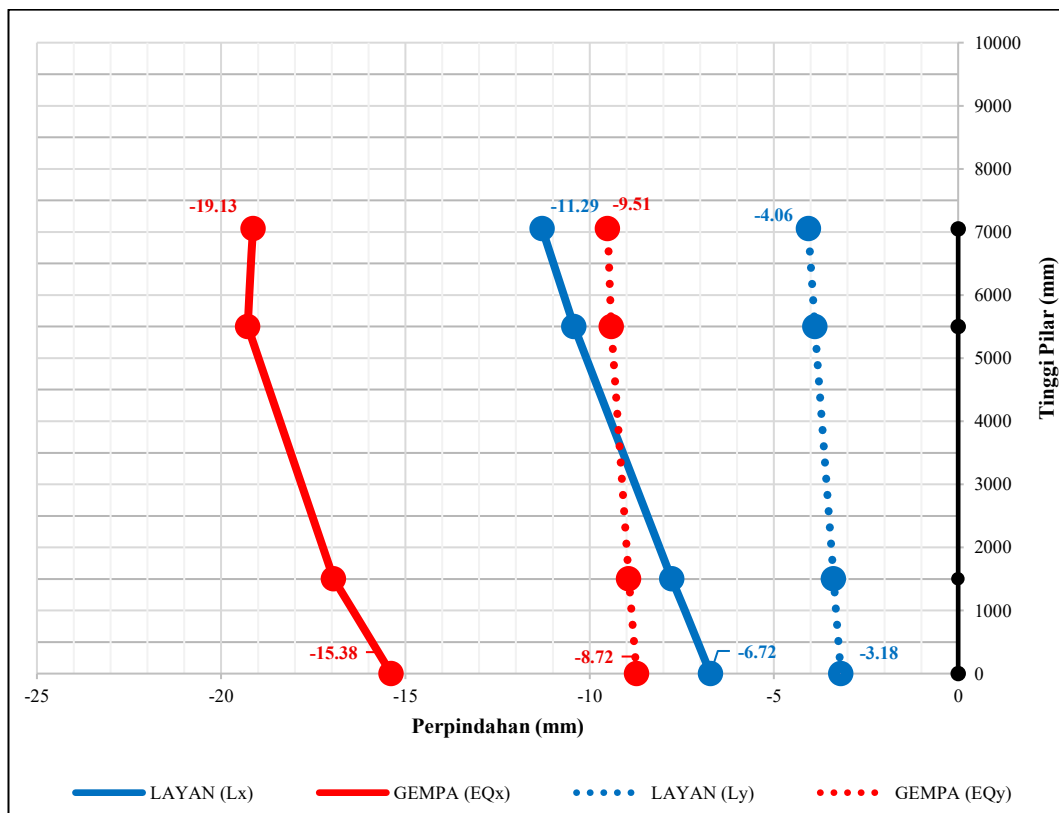
KOMBINASI	Pilar 1			Pilar 3			Pilar 5		
	Dx mm	Dy mm	Dz mm	Dx mm	Dy mm	Dz mm	Dx mm	Dy mm	Dz mm
LAYAN	-3.20	-10.09	-1.07	-7.44	-12.21	-1.07	-11.29	-4.06	-1.05
ENVELOPE EQ	-1.56	-12.89	-1.19	4.59	-13.84	-1.21	-19.13	-9.51	-1.18



Gambar 4.14: Perpindahan lateral puncak pilar 1 (model 4).



Gambar 4.15: Perpindahan lateral puncak pilar 3 (model 4).



Gambar 4.16: Perpindahan lateral puncak pilar 5 (model 4).

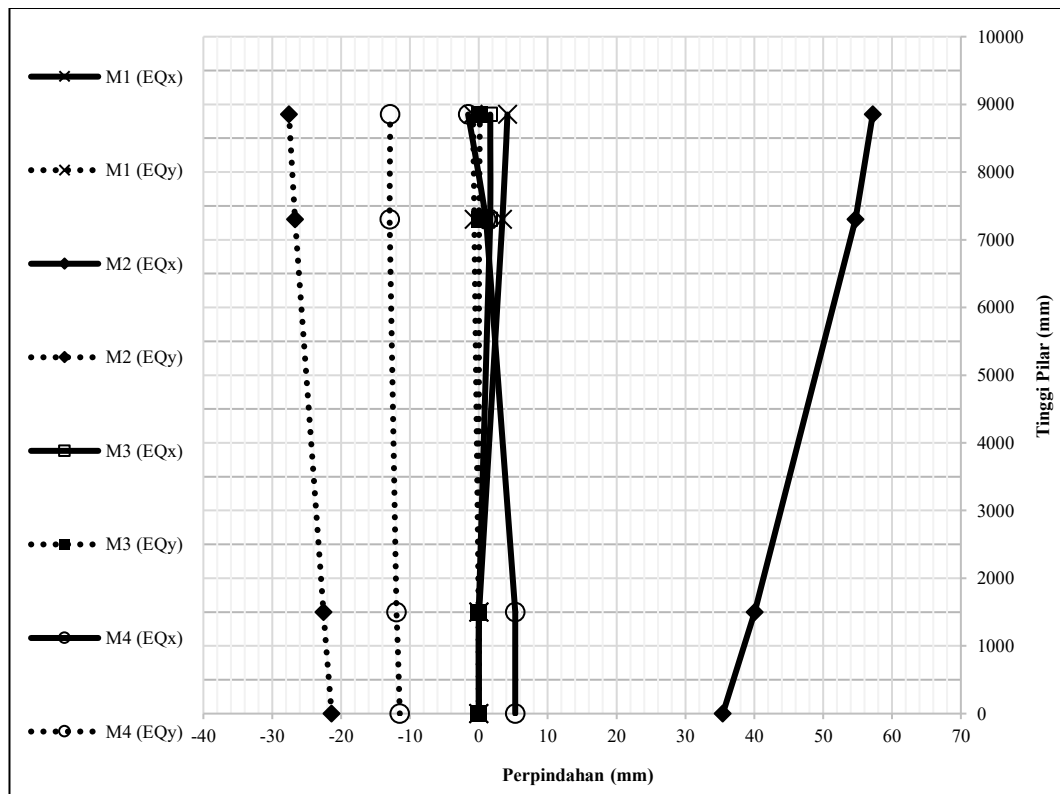
4.5. Analisis Perbandingan Seluruh Model

Perbandingan parameter-parameter kunci dari keempat model dilakukan untuk mendapatkan kesimpulan yang komprehensif. Perbandingan ini berfokus pada kondisi pembebanan *ENVELOPE EQ* karena terbukti paling kritis.

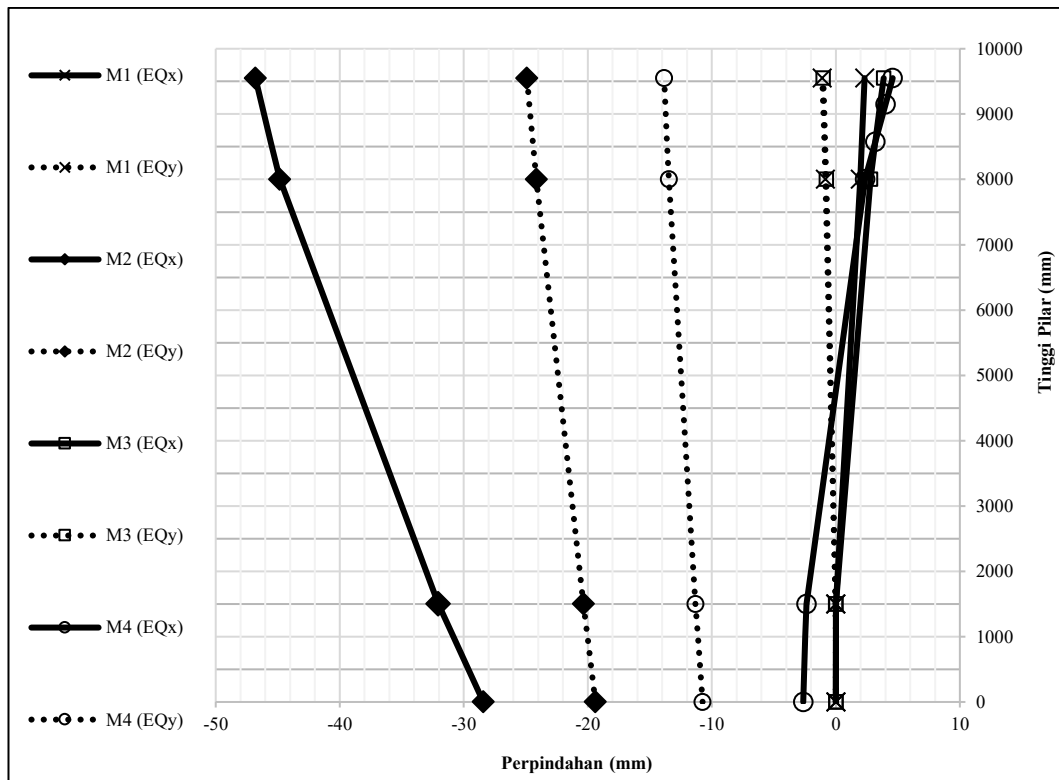
4.6.1 Perbandingan Perpindahan Lateral Puncak Pilar

Tabel 4.16: Perbandingan perpindahan puncak pilar akibat beban gempa.

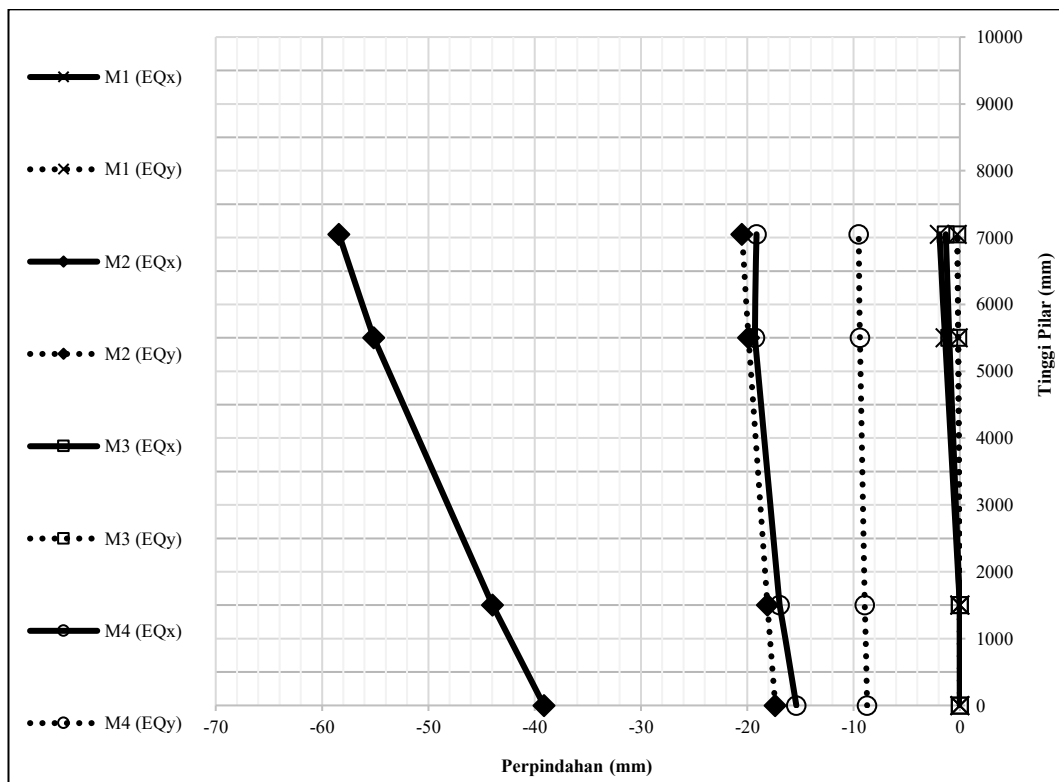
Model	Pilar 1			Pilar 3			Pilar 5		
	Dx mm	Dy mm	Dz mm	Dx mm	Dy mm	Dz mm	Dx mm	Dy mm	Dz mm
1	4.15	-0.84	-0.18	2.32	-1.09	-0.19	-1.92	-0.24	-0.14
2	57.20	-27.57	-1.22	-46.80	-24.90	-1.21	-58.41	-20.50	-1.18
3	1.68	0.14	-0.18	3.86	-1.02	-0.19	-1.32	-0.24	-0.14
4	-1.56	-12.89	-1.19	4.59	-13.84	-1.21	-19.13	-9.51	-1.18



Gambar 4.17: Perbandingan perpindahan lateral puncak pilar 1.



Gambar 4.18: Perbandingan perpindahan lateral puncak pilar 3.



Gambar 4.19: Perbandingan perpindahan lateral puncak pilar 5.

Tabel dan grafik dengan jelas menunjukkan bahwa efek Interaksi Tanah-Struktur (SSI) secara konsisten memperbesar perpindahan lateral pada puncak pilar. Perbandingan antara Model 1 (Struktur Utuh dengan Perletakan Jepit) dan Model 2 (Struktur Utuh dengan SSI), sebagaimana dirinci pada Tabel 4.16, menyoroti fenomena ini:

1. Pilar 1: Perpindahan lateral arah x (Dx) meningkat secara drastis dari 4,15 mm pada Model 1 menjadi 57,20 mm pada Model 2.
2. Pilar 3: Peningkatan perpindahan (Dx) yang signifikan teramati, berubah dari 2,32 mm pada Model 1 menjadi -46,80 mm pada Model 2.
3. Pilar 5: Peningkatan perpindahan (Dx) yang paling substansial terjadi di sini, dari -1,92 mm pada Model 1 menjadi -58,41 mm pada Model 2.

Amplifikasi perpindahan yang signifikan ini terjadi karena nilai yang dilaporkan untuk model SSI merepresentasikan perpindahan total. Nilai ini mencakup deformasi pilar itu sendiri ditambah dengan pergerakan (translasi dan rotasi) dari sistem pondasi, yang tidak diperhitungkan dalam model perletakan jepit yang kaku. Fleksibilitas tambahan dari pondasi dan tanah ini menurunkan kekakuan sistem secara keseluruhan. Akibatnya, periode getar alami struktur menjadi lebih panjang dan menyebabkan respons perpindahan yang lebih besar.

4.6.2 Perbandingan Gaya Dalam Pada Dasar Pilar

Tabel 4.17, 4.18, dan 4.19 menyajikan rekapitulasi hasil perbandingan gaya dalam (aksial, geser, torsi, dan momen) akibat beban gempa. Analisis ini difokuskan pada dasar pilar 1, 3, dan 5 untuk model Utuh dan Substruktur.

Tabel 4.17: Perbandingan gaya dalam dasar pilar 1 akibat beban gempa.

Model	Axial kN	Shear-y kN	Shear-x kN	Torsion kN.m	Momen-y kN.m	Momen-x kN.m
Utuh Fixed Base	-5903.25	-851.59	1754.82	113.93	8475.43	6001.18
Utuh SSI	3797.42	948.27	1313.95	-262.56	1522.14	-3167.97
Substruktur <i>Fixed Base</i>	-5900	-572.84	1298.45	113.93	5718.37	-4408.17
Substruktur SSI	3798.27	708.76	502.85	-262.56	-2056.82	-1851.98

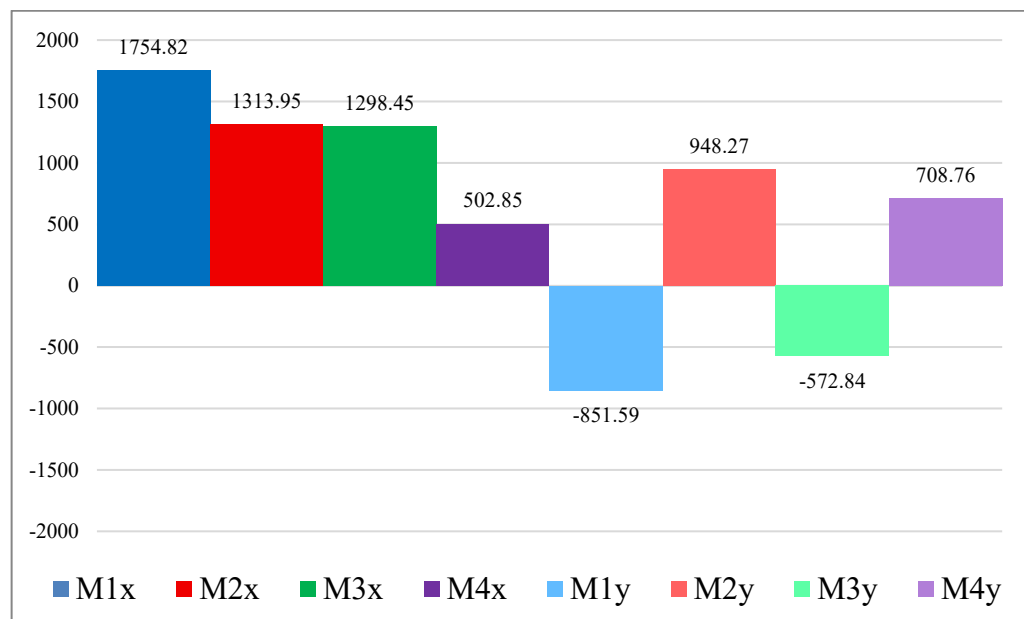
Tabel 4.18: Perbandingan gaya dalam dasar pilar 3 akibat beban gempa.

Model	Axial	Shear-y	Shear-x	Torsion	Momen-y	Momen-x
	kN	kN	kN	kN.m	kN.m	kN.m
Utuh Fixed Base	-5781.77	1455.49	816.43	83.7	3783.2	11704.75
Utuh SSI	3762.74	915.79	-972.5	47.76	-1086.43	-2935.4
Substruktur <i>Fixed Base</i>	-5780.09	1067.59	318.75	0.08	3041.78	10196.95
Substruktur SSI	3762.69	688.88	-260.43	47.76	1554.73	-1485.01

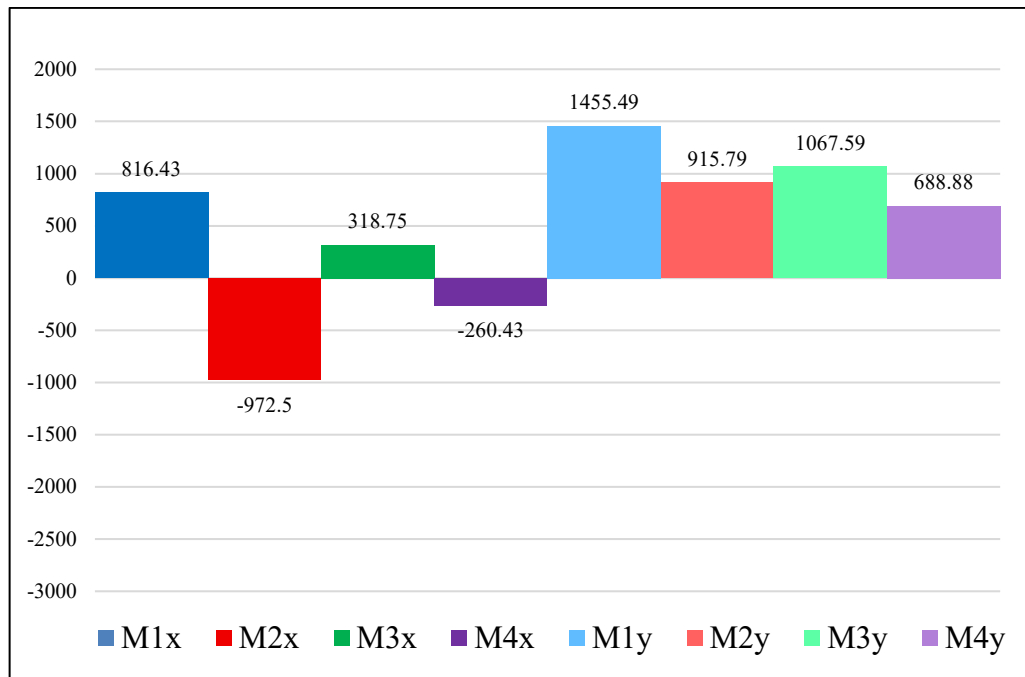
Tabel 4.19: Perbandingan gaya dalam dasar pilar 5 akibat beban gempa.

Model	Axial	Shear-y	Shear-x	Torsion	Momen-y	Momen-x
	kN	kN	kN	kN.m	kN.m	kN.m
Utuh Fixed Base	-5959.11	774.51	-1544.51	194.43	-6423.71	4723.36
Utuh SSI	3869.33	800.51	-1477.45	263.44	-2013.8	-3076.24
Substruktur <i>Fixed Base</i>	-5956.01	599.4	-1281.35	194.43	-5262.46	4501.7
Substruktur SSI	3869.36	599.56	-853.77	263.44	1080.61	-2118.84

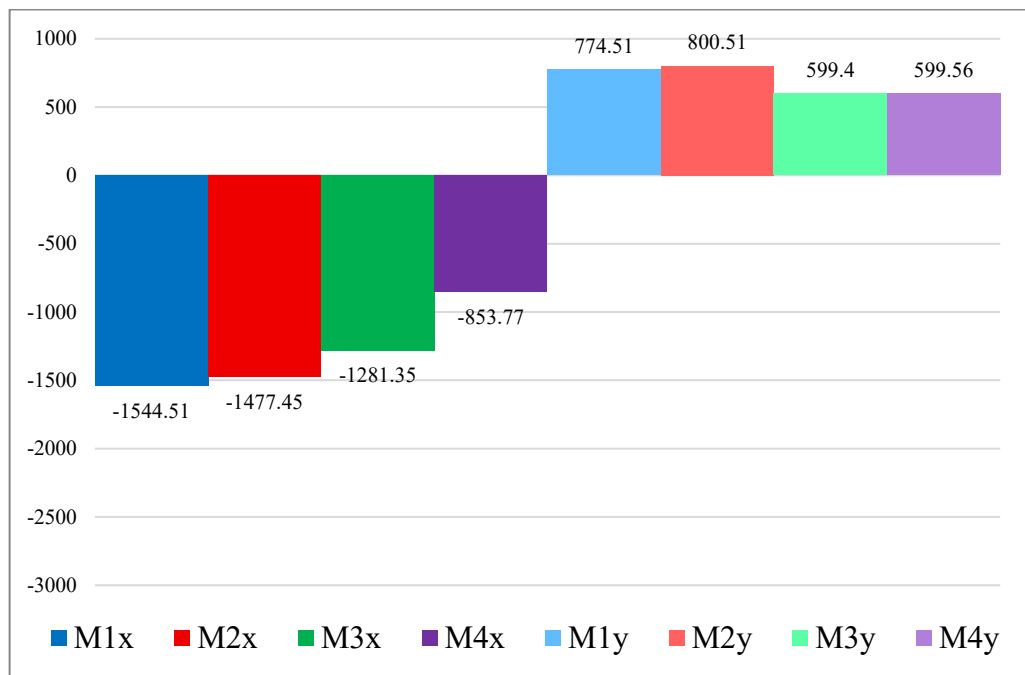
Serupa dengan analisis perpindahan, disajikan pula perbandingan gaya akibat beban gempa untuk Model 1 hingga 4 pada arah x (M1x sampai M4x) dan arah y (M1y sampai M4y) dalam satu grafik untuk tiap pilar.



Gambar 4.20: Perbandingan *base shear* pilar 1.



Gambar 4.21: Perbandingan *base shear* pilar 3.



Gambar 4.22: Perbandingan *base shear* pilar 5.

Tabel dan grafik yang disajikan mengindikasikan bahwa dampak SSI terhadap gaya geser dasar (*base shear*) lebih kompleks, menunjukkan adanya fenomena reduksi dan amplifikasi.

1. Fenomena reduksi gaya geser: Pada beberapa komponen, SSI cenderung mengurangi gaya geser dasar. Contohnya, pada Pilar 3 (Tabel 4.18), gaya geser arah y (*Shear-y*) berkurang dari 1455,49 kN pada model utuh perletakan jepit menjadi 915,79 kN pada model utuh SSI. Hal ini menunjukkan bahwa untuk beberapa komponen, asumsi perletakan jepit dapat menjadi terlalu konservatif.
2. Fenomena amplifikasi gaya geser: Sebaliknya, komponen lain justru mengalami peningkatan gaya geser. Contoh yang jelas terlihat pada Pilar 3 (Tabel 4.18), di mana gaya geser arah x (*Shear-x*) tidak hanya meningkat secara magnitudo tetapi juga berbalik arah, dari 816,43 kN pada model utuh perletakan jepit menjadi -972,5 kN pada model utuh SSI. Fenomena ini membuktikan bahwa pengabaian efek SSI dapat berbahaya karena bisa menghasilkan desain yang kurang aman (*under-designed*) untuk komponen tertentu.

Data lengkap mengenai nilai-nilai gaya internal yang meliputi gaya aksial, gaya geser, torsi, dan momen untuk setiap titik tinjauan yang diilustrasikan seperti pada Gambar 3.12 telah disajikan secara terperinci pada Lampiran D.

4.6.3 Evaluasi Akurasi Setiap Model Analisis

Berdasarkan perbandingan komprehensif terhadap respons perpindahan total dan gaya dalam, akurasi dari setiap model dapat dievaluasi sebagai berikut:

1. Model 1 (Utuh - *Fixed Base*): Model ini mengasumsikan pondasi jepit sempurna, sehingga menghasilkan estimasi perpindahan yang sangat kecil dan tidak realistis (misalnya, perpindahan lateral maks Pilar 1 hanya 4.15 mm). Asumsi ini menyebabkan nilai momen lentur menjadi terlalu besar (konservatif), namun distribusi gaya secara keseluruhan tidak akurat, sehingga tidak dapat diandalkan untuk desain.
2. Model 2 (Utuh - SSI): Model ini adalah representasi yang paling akurat dan realistis. Dengan memperhitungkan interaksi tanah-struktur, model ini berhasil menangkap amplifikasi perpindahan yang signifikan (perpindahan

lateral total maks Pilar 1 mencapai 57.20 mm) dan menunjukkan adanya redistribusi gaya yang kompleks, di mana beberapa gaya berkurang dan lainnya meningkat. Model ini memberikan dasar yang paling aman untuk desain.

3. Model 3 (Substruktur - *Fixed Base*): Pendekatan ini sangat tidak akurat karena menyederhanakan jembatan menjadi pilar tunggal. Hasil perpindahannya juga sangat kecil dan tidak realistis, bahkan tidak cocok dengan Model 1. Model ini gagal menangkap respons dinamis dari sistem jembatan secara keseluruhan.
4. Model 4 (Substruktur - SSI): Meskipun sudah memasukkan efek tanah, model ini secara konseptual keliru dan berbahaya untuk desain. Model ini secara signifikan meremehkan nilai perpindahan dan gaya dalam yang sebenarnya. Sebagai contoh, perpindahan pada Pilar 5 hanya -19.13 mm, jauh lebih kecil dari nilai -58.41 mm pada Model 2 yang lebih akurat. Penggunaan model ini dapat mengarah pada desain yang tidak aman (*under-designed*). Ini menyiratkan bahwa pendekatan substruktur kemungkinan tidak sepenuhnya menangkap respons dinamik dari sistem jembatan secara keseluruhan.

BAB 5

KESIMPULAN

5.1. Kesimpulan

Berdasarkan analisis komparatif yang telah dilakukan terhadap model struktur jembatan dengan perletakan jepit (*fixed base*) dan model yang mengintegrasikan interaksi tanah-struktur (SSI), dapat ditarik kesimpulan sebagai berikut:

1. Efek Interaksi Tanah-Struktur (SSI) menyebabkan peningkatan signifikan pada perpindahan lateral total di puncak pilar. Ini terjadi karena model SSI memperhitungkan fleksibilitas sistem pondasi-tanah, yang secara efektif memperpanjang periode getar alami struktur. Perpanjangan periode ini mengamplifikasi respons perpindahan jembatan saat terjadi gempa. Dengan demikian, analisis yang mengasumsikan perletakan jepit (*fixed base*) menjadi tidak aman (non-konservatif) karena nilai deformasi yang diprediksi jauh lebih kecil dari kondisi sebenarnya.
2. Perbandingan gaya-gaya dalam pada dasar pilar menunjukkan bahwa SSI menciptakan efek redistribusi yang kompleks, dengan hasil yang bervariasi antara reduksi dan amplifikasi gaya. Fenomena ini membuktikan bahwa asumsi *fixed base* tidak hanya bisa bersifat terlalu konservatif (ketika terjadi reduksi gaya), tetapi juga dapat menjadi sangat berbahaya dan menghasilkan desain yang tidak aman (*under-designed*) saat terjadi amplifikasi atau bahkan pembalikan arah gaya akibat beban gempa

5.2. Saran

Berdasarkan metodologi analisis yang digunakan, yakni pendekatan linear ekuivalen dengan kekakuan sekan (*secant stiffness*) yang diturunkan dari kurva p-y dan q-w, serta temuan yang diperoleh, beberapa saran diajukan untuk pengembangan penelitian di masa mendatang:

1. Agar analisis lebih akurat, disarankan untuk menggunakan analisis riwayat waktu non-linear (*non-linear time history analysis*). Metode ini lebih baik dalam memodelkan perilaku histeretik pada kurva p-y, sehingga dapat memperkirakan disipasi energi dan deformasi plastis residual pada tanah secara lebih realistis dibandingkan metode linearisasi seperti kekakuan sekan.
2. Karena ketidakpastian pada parameter geoteknik, sangat dianjurkan untuk melakukan analisis sensitivitas. Dengan melakukan variasi pada parameter tanah (misalnya, batas bawah, rata-rata, dan batas atas) untuk melihat pengaruhnya terhadap respons struktur. Studi ini akan menunjukkan seberapa kuat desain Anda menghadapi variabilitas properti tanah.
3. Untuk pembebanan hidup (*liveload*), disarankan untuk langsung menggunakan fitur beban hidup dinamis yang tersedia di perangkat lunak analisis struktur. Pendekatan ini lebih akurat dibandingkan penggunaan beban statis.

DAFTAR PUSTAKA

- 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. <https://doi.org/10.3389/fbuil.2023.1120351>
- Güner, A. B. S., & Özgan, E. (2025). Statistical Analysis of Soil Parameters Affecting the Bearing Capacity and Settlement Behaviour of Gravel Soils. *Applied Sciences (Switzerland)*, 15(10), 1–22. <https://doi.org/10.3390/app15105271>
- Helmy Restia F., Syamsul Majid, Ummi Chasanah, S. (2024). Desain Alternatif Struktur Atas Gedung Dormitory Putra Uin Maulana Malik Ibrahim 4 (Empat) Lantai Kampus 3 - Tahap II Malang - Jawa Timur. *Teknik Sipil Unpand*, 1(1), 52–62.
- Ju, S. H., Chiu, C. S., & Hsu, H. H. (2023). Studying the Settlement of OWT Monopile Foundations Using a T-Z Spring with the Torsional Effect. *Processes*, 11(2). <https://doi.org/10.3390/pr11020490>
- Kabtam, H. G., Peng, G., & Chen, D. (2018). Dynamic Analysis of Soil Structure Interaction Effect on Multi Story RC Frame. *Open Journal of Civil Engineering*, 08(04), 426–446. <https://doi.org/10.4236/ojce.2018.84030>
- Khan, S. A., Karray, M., & Paultre, P. (2024). Seismic Behavior of Retaining Walls: A Critical Review of Analytical and Field Performance Studies. *Geotechnics*, 4(1), 54–77. <https://doi.org/10.3390/geotechnics4010004>
- Liu, F., Ma, J., & Li, D. (2025). Lateral Load-Bearing Performance of a Long Pile in Layered Soils Based on the Modified Vlasov Foundation Model. *Applied Sciences (Switzerland)*, 15(4), 1–15. <https://doi.org/10.3390/app15041759>
- Meldi Suhatri. (2011). The comparison of soil-pile interaction and fixed base support for integral prestressed concrete box-girder bridge. *International Journal of the Physical Sciences*, 6(28), 6580–6595. <https://doi.org/10.5897/ijps11.1409>
- Muhammad, B. A., Muhammad, A. J., Muhammad, A., & Duhee, P. (2021). Development of simulation based p-multipliers for laterally loaded pile groups in granular soil using 3d nonlinear finite element model. *Applied Sciences (Switzerland)*, 11(1), 1–20. <https://doi.org/10.3390/app11010026>
- Munawir, A., Harimurti, & Sumarsono, Q. A. R. P. (2022). Lateral Load Capacity and p-Multiplier of Group Piles with Asymmetrical Pile Cap under Seismic Load. *Applied Sciences (Switzerland)*, 12(16).

<https://doi.org/10.3390/app12168142>

- Najar, I. A., Ahmadi, R., Amuda, A. G., Mourad, R., Bendary, N. El, Ismail, I., Bakar, N. A., & Tang, S. (2025). Advancing soil-structure interaction (SSI): a comprehensive review of current practices, challenges, and future directions. *Journal of Infrastructure Preservation and Resilience*, 6(1). <https://doi.org/10.1186/s43065-025-00118-2>
- Poulos, H. G., & Ameratunga, J. (2022). a Practical Approach To Bridge Foundation Design. *Australian Geomechanics Journal*, 57(2), 71–92. <https://doi.org/10.56295/agj5723>
- Rama, B., & Kurniawandy, A. (2024). Efek Massa Pondasi, Diafragma, Dan Balok Sloof Terhadap Interaksi Tanah-Struktur. *Jurnal Teknologi dan Rekayasa Sipil*, 1(June), 8–12.
- Tehrani, S. A. H., Andersson, A., Zanganeh, A., & Battini, J. M. (2024). Dynamic soil–structure interaction of a three-span railway bridge subject to high-speed train passage. *Engineering Structures*, 301(September 2023), 117296. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2023.117296>
- Timbuleng, L. M. P., Sompotan, A., & Tumimomor, F. (2020). Analisis Pergerakan Tanah Berdasarkan Peak Ground Velocity (PGV) Akibat Gempa Bumi di Luwuk. *Jurnal Pendidikan Fisika UNIMA*, 1(2), 44–51.
- Wu, J., Pu, L., & Zhai, C. (2024). A Review of Static and Dynamic p-y Curve Models for Pile Foundations. *Buildings*, 14(6). <https://doi.org/10.3390/buildings14061507>
- Wu, Y., Bian, X., Cheng, C., & Jiang, J. (2022). A substructure approach for analyzing pile foundation and soil vibrations due to train running over viaduct and its validation. *Railway Engineering Science*, 30(4), 468–481. <https://doi.org/10.1007/s40534-022-00276-z>
- Xie, Y., Yuan, C., & Bai, W. (2023). A Simplified Analysis Method for Seismic Response of Pile Foundation. *Applied Sciences (Switzerland)*, 13(22). <https://doi.org/10.3390/app132212398>
- Kementerian Perhubungan. (2012). *Peraturan Menteri Perhubungan Republik Indonesia Nomor 60 Tahun 2012 tentang Persyaratan Teknis Jalur Kereta Api*. Jakarta: Kementerian Perhubungan.
- Badan Standardisasi Nasional. (2016). *SNI 2833:2016: Perencanaan jembatan terhadap beban gempa*. Jakarta: Badan Standardisasi Nasional.
- Badan Standardisasi Nasional. (2016). *SNI 1725:2016: Pembebanan untuk Jembatan*. Jakarta: Badan Standardisasi Nasional.

LAMPIRAN A

DETAIL PEMODELAN JEMBATAN

K	kg/cm ² to MPa	factor	fc'	Ec	Weight Density
			MPa	MPa	kN/m ³
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.A.1: Tabel pendefinisian material beton.

Material Data

General
Material ID: 3 Name: A416-270(Low)

Elasticity Data
Type of Design: Steel
Steel Standard: ASTM(S) DB: A416-270(Low)

Type of Material
☒ Isotropic ☐ Orthotropic

Steel
Modulus of Elasticity: 1.9650e+08 kN/m²
Poisson's Ratio: 0.3
Thermal Coefficient: 1.1700e-05 1/[C]
Weight Density: 77.09 kN/m³
☐ Use Mass Density: 7.861 kN/m³/q

Concrete
Modulus of Elasticity: 0.0000e+00 kN/m²
Poisson's Ratio: 0
Thermal Coefficient: 0.0000e+00 1/[C]
Weight Density: 0 kN/m³
☐ Use Mass Density: 0 kN/m³/q

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/m*hr*[C]
Damping Ratio: 0.02

OK Cancel Apply

Material Data

General
Material ID: 7 Name: Dummy

Elasticity Data
Type of Design: Concrete
Steel Standard: DB:
Concrete Standard: None Code: DB:

Type of Material
☒ Isotropic ☐ Orthotropic

Steel
Modulus of Elasticity: 0.0000e+00 kN/m²
Poisson's Ratio: 0
Thermal Coefficient: 0.0000e+00 1/[C]
Weight Density: 0 kN/m³
☒ Use Mass Density: 0 kN/m³/q

Concrete
Modulus of Elasticity: 1.0000e-13 kN/m²
Poisson's Ratio: 0
Thermal Coefficient: 0.0000e+00 1/[C]
Weight Density: 0 kN/m³
☒ Use Mass Density: 0 kN/m³/q

Plasticity Data
Plastic Material Name: NONE

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

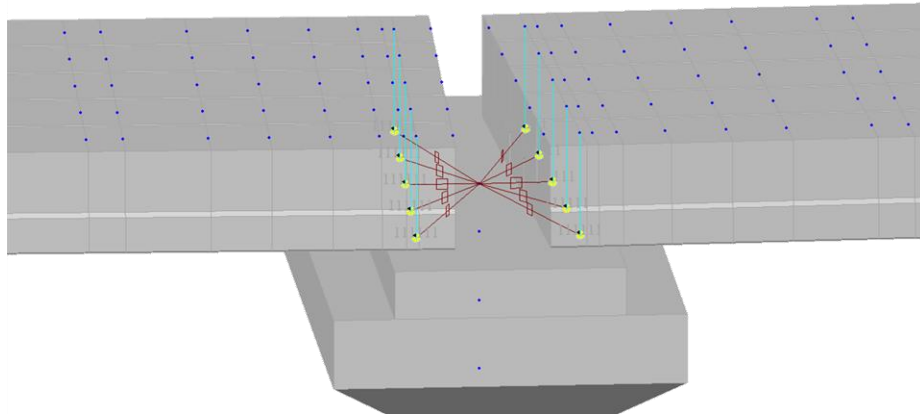
Thermal Transfer
Specific Heat: 0 Btu/kN*[C]
Heat Conduction: 0 Btu/m*hr*[C]
Damping Ratio: 0

OK Cancel Apply

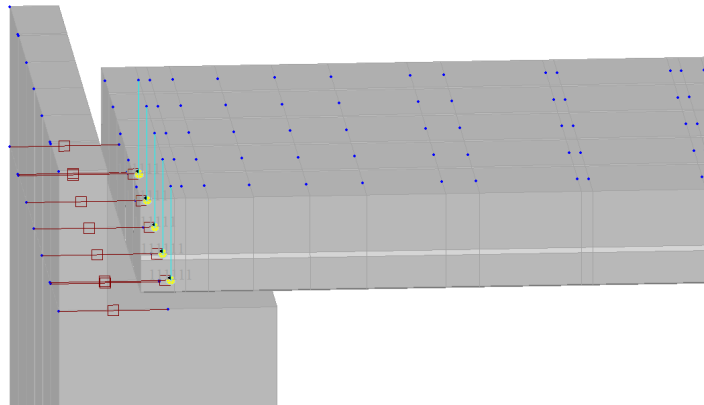
L.A.2: Pendefinisian material *tendon* dan *dummy*.

Ukuran	SDx	SDy	SDz	SRx	SRy	SRz
mm	kN/m	kN/m	kN/m	kN.m/rad	kN.m/rad	kN.m/rad
480 x 300	2840	2840	919000	55556	88889	0

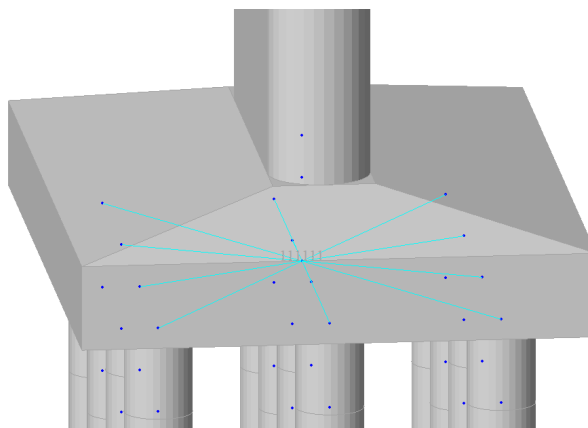
L.A.3: Tabel kekakuan *elastomer bearing pad (point sping)*.



L.A.4: *Boundary condition* struktur atas dan pilar menggunakan *rigid link - point springs - elastic link (rigid)*.



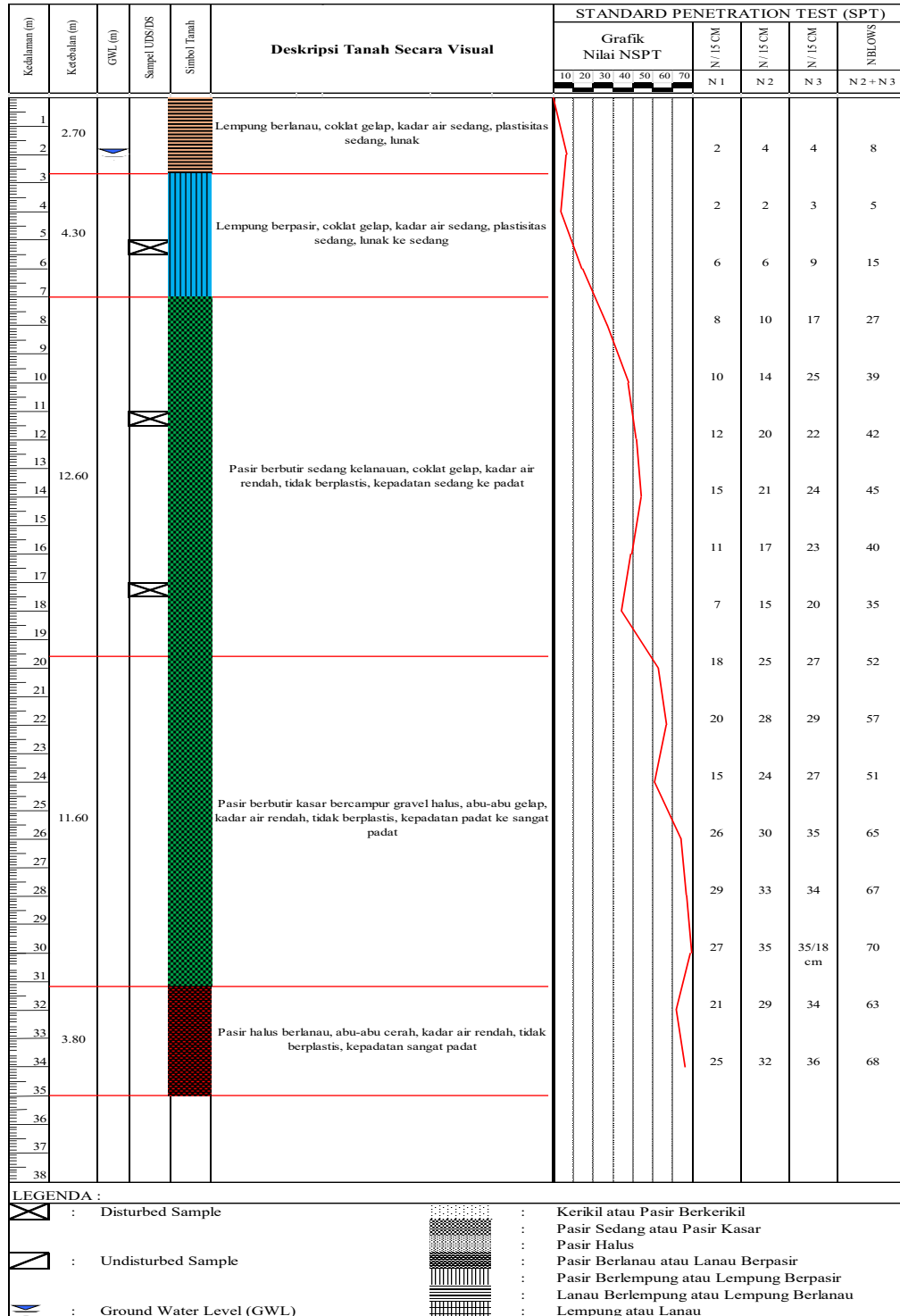
L.A.5: *Boundary condition* struktur atas dan abutment menggunakan *rigid link - point springs - elastic link (rigid)*.



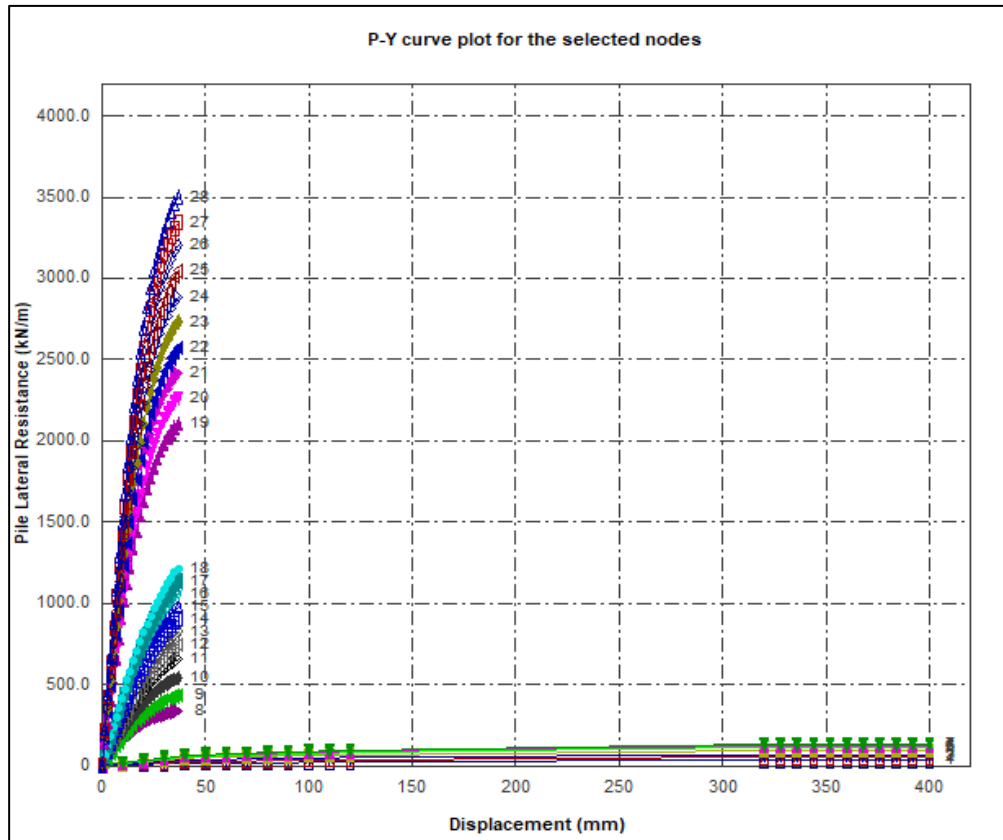
L.A.6: *Boundary condition* pilar dan fondasi tiang bor menggunakan *rigid link*.

LAMPIRAN B

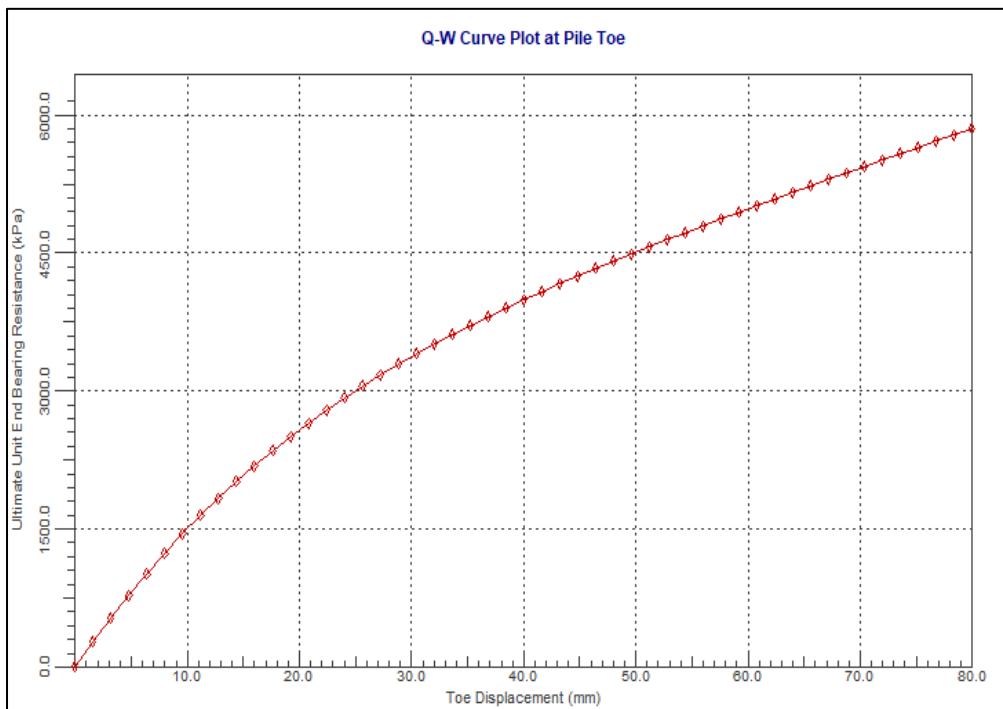
PARAMETER TANAH DAN FONDASI TIANG BOR



L.B.1: Data kedalaman lapisan tanah dan N-SPT.



L.B.2: Hasil kurva $p-y$.



L.B.3: Hasil kurva $q-w$.

Group Factors for Axial and Lateral Loading

Reduction Factors for Lateral Loading

File No	X Coord (m)	Z Coord (m)	PM-X	PM-Z
1	-2.40	2.00	0.52	0.83
2	-2.40	0.00	0.40	0.52
3	-2.40	-2.00	0.52	0.49
4	0.00	2.00	0.52	0.77
5	0.00	0.00	0.41	0.45
6	0.00	-2.00	0.52	0.41
7	2.40	2.00	0.81	0.83
8	2.40	0.00	0.71	0.52
9	2.40	-2.00	0.81	0.49

☐ 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

File No	X Coord (m)	Z Coord (m)	Reduction Factor
1	-2.00	3.00	1.00
2	-2.00	1.00	1.00
3	-2.00	-1.00	1.00
4	-2.00	-3.00	1.00
5	0.00	3.00	1.00
6	0.00	1.00	1.00
7	0.00	-1.00	1.00
8	0.00	-3.00	1.00

☒ 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.B.4: Faktor reduksi akibat kelompok tiang pada abutment 1.

Group Factors for Axial and Lateral Loading

Reduction Factors for Lateral Loading

File No	X Coord (m)	Z Coord (m)	PM-X	PM-Z
1	-1.20	2.00	0.56	0.83
2	-1.20	0.00	0.44	0.52
3	-1.20	-2.00	0.56	0.49
4	1.20	2.00	0.81	0.83
5	1.20	0.00	0.71	0.52
6	1.20	-2.00	0.81	0.49

☐ 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

File No	X Coord (m)	Z Coord (m)	Reduction Factor
1	-1.20	2.00	1.00
2	-1.20	0.00	1.00
3	-1.20	-2.00	1.00
4	1.20	2.00	1.00
5	1.20	0.00	1.00
6	1.20	-2.00	1.00

☒ 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.B.5: Faktor reduksi akibat kelompok tiang pada abutment 2.

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	-2.00	3.00	0.43	0.76
2	-2.00	1.00	0.31	0.45
3	-2.00	-1.00	0.31	0.37
4	-2.00	-3.00	0.43	0.43
5	0.00	3.00	0.45	0.65
6	0.00	1.00	0.34	0.35
7	0.00	-1.00	0.34	0.27
8	0.00	-3.00	0.45	0.32
9	2.00	3.00	0.76	0.76
10	2.00	1.00	0.65	0.45
11	2.00	-1.00	0.65	0.37
12	2.00	-3.00	0.76	0.43

☐ 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

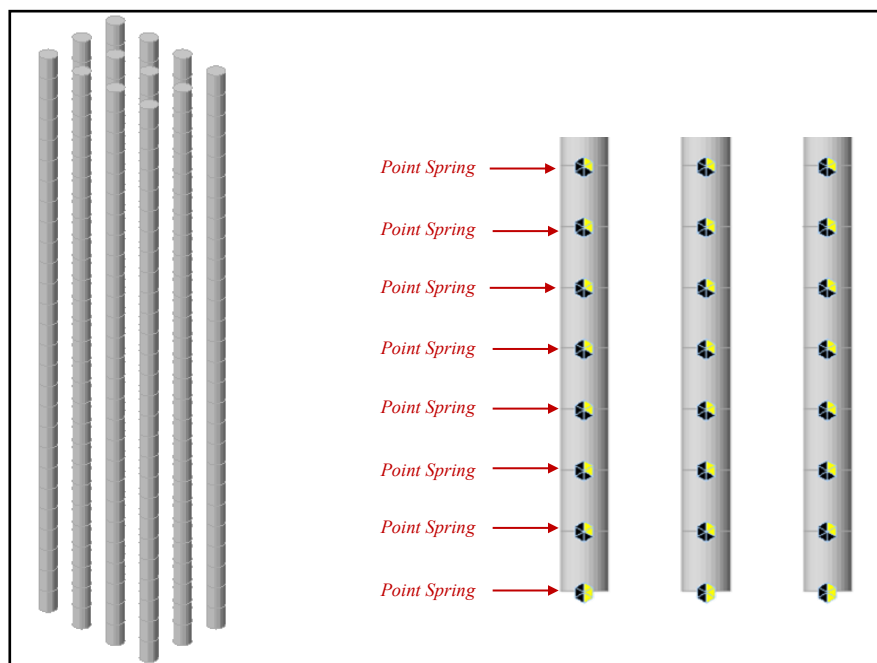
Pile No	X Coord (m)	Z Coord (m)	Reduction Factor
1	-2.00	3.00	1.00
2	-2.00	1.00	1.00
3	-2.00	-1.00	1.00
4	-2.00	-3.00	1.00
5	0.00	3.00	1.00
6	0.00	1.00	1.00
7	0.00	-1.00	1.00
8	0.00	-3.00	1.00

☒ 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

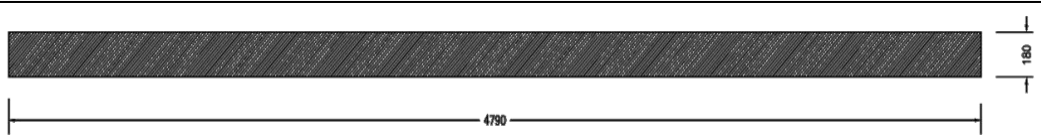
L.B.6: Faktor reduksi akibat kelompok tiang pada pilar.



L.B.7: Pemodelan fondasi *bore pile*.

LAMPIRAN C

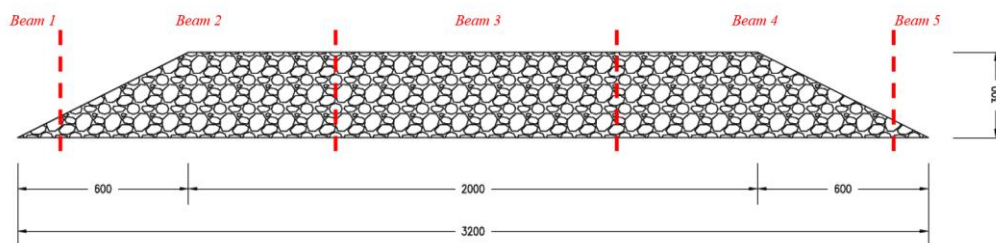
PERHITUNGAN PEMBEBANAN JEMBATAN



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

$$\begin{aligned}
 \text{Topping} &= \gamma_{\text{topping}} \times \text{Penampang topping} \times 1 \text{ m} \\
 &= 24,00 \text{ kN/m}^3 \times 0,86 \text{ m}^2 \times 1 \text{ m} \\
 &\approx 20.69 \text{ kN/m} \\
 &\approx 4,139 \text{ kN/m} \quad (\text{sepanjang bentang dari 5 voided slab})
 \end{aligned}$$

L.C.1: Lapisan beton tambahan (*topping*).



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 :

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

L.C.2: Batu pecah (*ballast*).

$$\begin{aligned}
 A_{ballastVoid\ 2,4} &= A_{ballastVoid\ 3} - \frac{1}{2} \times 0,455 \times 0,2275 \\
 &\approx 0,239 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

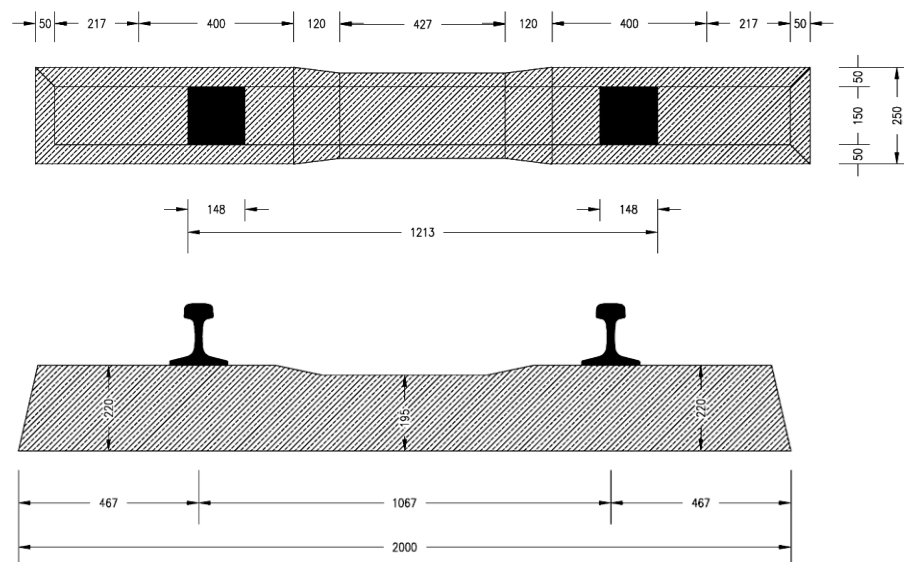
Maka beban *ballast* yang bekerja pada tiap *voided slab* dapat dihitung :

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

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

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

L.C.2. Lanjutan.



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

L.C.3: Bantalan dan rel kereta (*sleeper & rail*).

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

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

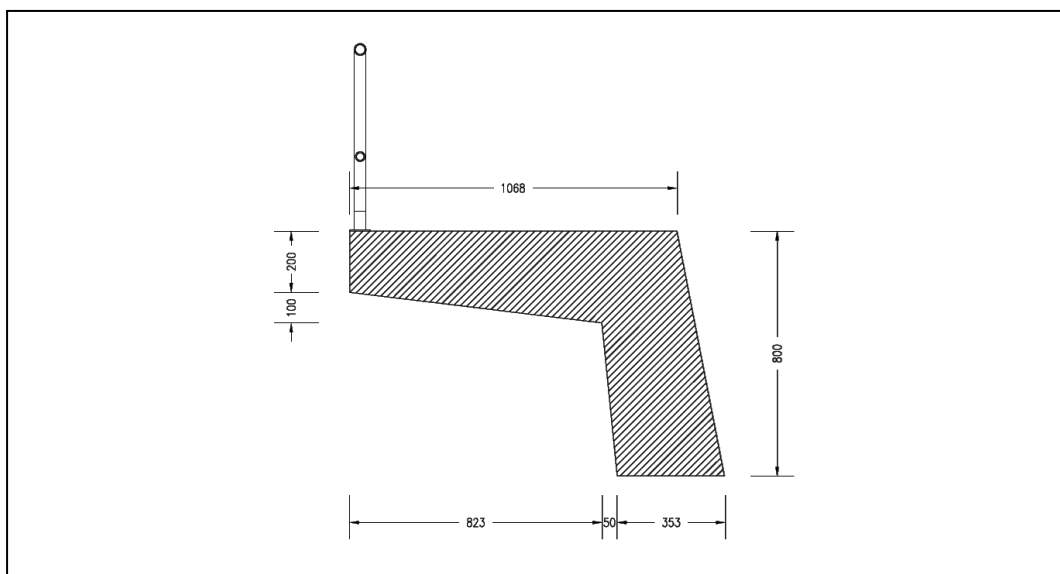
$$\text{Sleeper} + \text{Rail} \approx 4,77 \text{ kN/m} \quad (\text{per meter panjang})$$

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.C.3. Lanjutan.

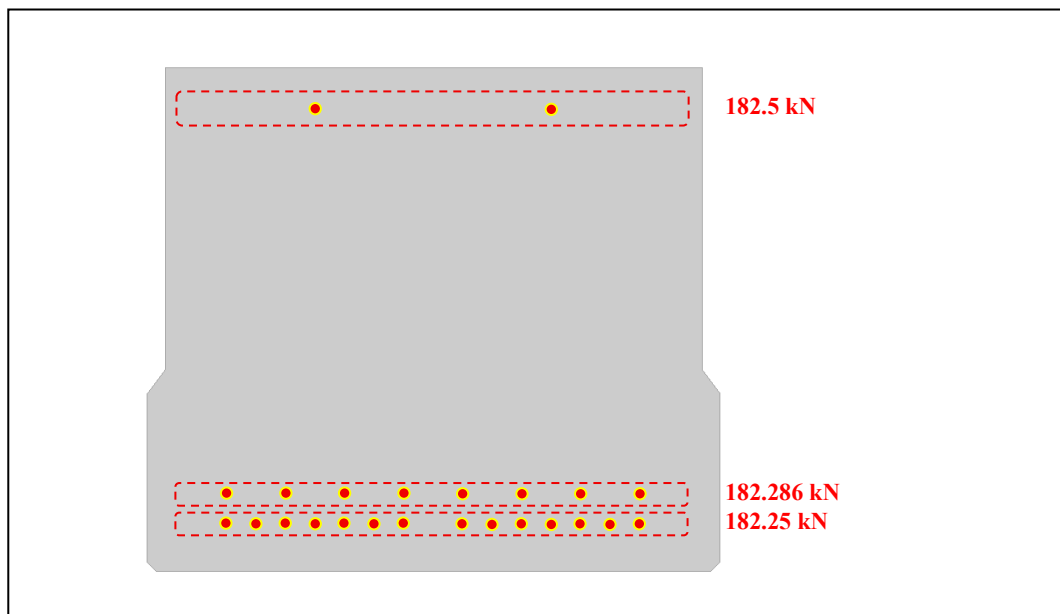


L.C.4: Dinding pembatas dan trotoar (*side barrier and sidewalk*).

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

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

L.C.4. Lanjutan.



L.C.5: Jacking force pada tendon.

BEBAN TEKANAN AKTIF DAN BEBAN SURCHARGE			
Berat Tanah	Ws	17.2	kN/m ³
Sudut gesek dalam	ϕ	35	°
kohesi	c	0	kPa
tinggi abutment	H	5.72	m
lebar abutment	By	6	m
SF sudut gesek dalam	K_{ϕ}^R	0.7	-
SF kohesi	K_c^R	1	-

L.C.6: Perhitungan tekanan dinding abutment.

PERHITUNGAN TEKANAN TANAH AKTIF

1. Sudut gesek dalam tereduksi	ϕ'	0.46	rad
		26.11	°
2. Koefisien tekanan tanah aktif	k_a	0.39	
3. Beban merata akibat timbunan tanah ekivalen beban kendaraan (SURCHARGE) beban merata (60% *Ws)	q	10.32	kPa
4. Gaya-gaya tekanan tanah dan momen			
a. gaya akibat beban merata	T_{TA1}	137.70	kN
tinggi resultan gaya	y_1	2.86	m
momen	M_{TA1}	393.81	kNm
b. gaya akibat tekanan tanah	T_{TA2}	656.35	kN
tinggi resultan gaya	y_2	1.91	m
momen	M_{TA2}	1251.45	kNm
5. Total gaya dan momen			
Total gaya	T_{TA}	794.05	kN
Total momen	M_{TA}	1645.26	kNm

BEBAN TEKANAN DINAMIS (METODE MONONOBE-OKABE)

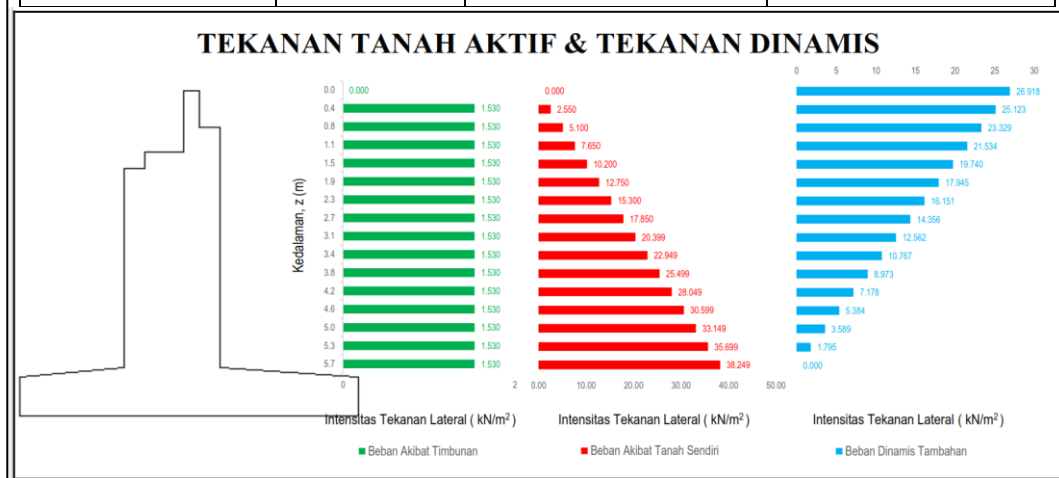
Berat Tanah	W_s	17.200	kN/m ³
tinggi abutment	H	5.720	m
lebar abutment	B_y	6.000	m
Koefisien percepaan gempa horizontal	K_h	0.127	
Sudut gesek dalam tereduksi	ϕ'	26.112	°
Koefisien tekanan tanah aktif	k_a	0.389	
1. Hitung θ sudut percepatan seismik	θ	0.126	rad
		7.231	°
2. Hitung $\cos^2(\phi' - \theta)$		0.895	
3. Hitung term dalam kurung kurawal untuk K_{AG}	$\cos(\theta)$	0.992	
	$\cos^2(\theta)$	0.984	

L.C.6 Lanjutan.

	$\sin(\phi')$	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}	0.662	
5. Hitung ΔK_{AG}	ΔK_{AG}	0.274	
6. Hitung Gaya Gempa Lateral T_{EQ}	T_{EQ}	461.910	kN
7. Hitung tinggi resultan gaya	y_{EQ}	3.813	m
8. Hitung momen akibat gempa	M_{EQ}	1761.417	kN.m

REKAPITULASI HASIL PERHITUNGAN

DARI PERMUKAAN (m)	SURCHARGE	BERAT TANAH SENDIRI	DINAMIS TAMBAHAN
5.72	1.53	38.25	26.92
5.34	1.53	35.70	25.12
4.96	1.53	33.15	23.33
4.58	1.53	30.60	21.53
4.19	1.53	28.05	19.74
3.81	1.53	25.50	17.95
3.43	1.53	22.95	16.15
3.05	1.53	20.40	14.36
2.67	1.53	17.85	12.56
2.29	1.53	15.30	10.77
1.91	1.53	12.75	8.97
1.53	1.53	10.20	7.18
1.14	1.53	7.65	5.38
0.76	1.53	5.10	3.59
0.38	1.53	2.55	1.79
0.00	0.00	0.00	0.00



L.C.6 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
	$S_s < 0.25$	$S_s = 0.5$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.0$	$S_s > 1.25$
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					
S_s Tabel 1	S_s Tabel 2	S_s 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
S_1 Tabel 1	S_1 Tabel 2	S_1 Value	F_v Tabel 1	F_v Tabel 2	F_v
0.2	0.3	0.275	1.6	1.5	1.525

PGA Value dan S_s 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).

S_1 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.C.7: Perhitungan faktor amplifikasi (F_{PGA} , f_a dan f_v) SNI 2833:2016.

LAMPIRAN D

HASIL *OUTPUT SOFTWARE*

Part	Node	Model 1 : JEMBATAN UTUH <i>FIXED BASE</i>					
		Axial	Shear-y	Shear-x	Torsion	Moment-y	Moment-x
		kN	kN	kN	kN.m	kN.m	kN.m
PILE CAP	I[762]	-5145.89	1212.87	-1947.86	-240.11	-9950.55	9742.88
	J[763]	-3993.89	1212.87	-1947.86	-240.11	-8002.69	8530.01
	I[763]	-3993.89	1212.87	-1947.86	-240.11	-8002.69	8530.01
	J[764]	-3671.33	1212.87	-1947.86	-240.11	-7028.77	7923.58
PIER WALL	I[764]	-3671.33	1212.87	-1947.86	-240.11	-7028.77	7923.58
	J[765]	-2912.56	1212.87	-1947.86	-240.11	4268.8	888.93
PIER HEAD	I[765]	-2912.56	1212.87	-1947.86	-240.11	4268.8	888.93
	J[766]	-2746.75	1212.87	-1947.86	-240.11	5388.82	191.53
	I[766]	-2746.75	1212.87	-1947.86	-240.11	5388.82	191.53
	J[767]	-2494.63	1212.87	-1947.86	-240.11	6508.84	-505.87
	I[767]	-2494.63	1212.87	-1947.86	-240.11	6508.84	-505.87
	J[768]	-2379.71	1212.87	-1947.86	-240.11	7287.98	-991.01
Part	Node	Model 2 : JEMBATAN UTUH <i>SSI</i>					
		Axial	Shear-y	Shear-x	Torsion	Moment-y	Moment-x
		kN	kN	kN	kN.m	kN.m	kN.m
PILE CAP	I[762]	2825.01	441.82	-27.11	-225.47	-156.54	-471.39
	J[763]	3977.01	441.82	-27.11	-225.47	-129.43	-913.21
	I[763]	3977.01	441.82	-27.11	-225.47	-129.43	-913.21
	J[764]	4299.57	441.82	-27.11	-225.47	-115.87	-1134.12
PIER WALL	I[764]	4299.57	441.82	-27.11	-225.47	-115.87	-1134.12
	J[765]	5058.35	441.82	-27.11	-225.47	41.37	-3696.67
PIER HEAD	I[765]	5058.35	441.82	-27.11	-225.47	41.37	-3696.67
	J[766]	5224.16	441.82	-27.11	-225.47	56.96	-3950.72
	I[766]	5224.16	441.82	-27.11	-225.47	56.96	-3950.72
	J[767]	5476.28	441.82	-27.11	-225.47	72.55	-4204.77
	I[767]	5476.28	441.82	-27.11	-225.47	72.55	-4204.77
	J[768]	5591.19	441.82	-27.11	-225.47	83.39	-4381.49
Part	Node	Model 3 : JEMBATAN SUBSTRUKTUR <i>FIXED BASE</i>					
		Axial	Shear-y	Shear-x	Torsion	Moment-y	Moment-x
		kN	kN	kN	kN.m	kN.m	kN.m
PILE CAP	I[762]	-5145.89	1212.87	-1947.86	-240.11	-9950.58	9742.89
	J[763]	-3993.89	1212.87	-1947.86	-240.11	-8002.72	8530.02
	I[763]	-3993.89	1212.87	-1947.86	-240.11	-8002.72	8530.02
	J[764]	-3671.33	1212.87	-1947.86	-240.11	-7028.79	7923.58
PIER WALL	I[764]	-3671.33	1212.87	-1947.86	-240.11	-7028.79	7923.58
	J[765]	-2912.55	1212.87	-1947.86	-240.11	4268.8	888.94
PIER HEAD	I[765]	-2912.55	1212.87	-1947.86	-240.11	4268.8	888.94
	J[766]	-2746.75	1212.87	-1947.86	-240.11	5388.82	191.54
	I[766]	-2746.75	1212.87	-1947.86	-240.11	5388.82	191.54
	J[767]	-2494.62	1212.87	-1947.86	-240.11	6508.84	-505.86
	I[767]	-2494.62	1212.87	-1947.86	-240.11	6508.84	-505.86
	J[768]	-2379.71	1212.87	-1947.86	-240.11	7287.98	-991.01
Part	Node	Model 4 : JEMBATAN SUBSTRUKTUR <i>SSI</i>					
		Axial	Shear-y	Shear-x	Torsion	Moment-y	Moment-x
		kN	kN	kN	kN.m	kN.m	kN.m
PILE CAP	I[762]	2825.01	441.82	-27.11	-225.47	-156.53	-471.38
	J[763]	3977.01	441.82	-27.11	-225.47	-129.42	-913.2
	I[763]	3977.01	441.82	-27.11	-225.47	-129.42	-913.2
	J[764]	4299.57	441.82	-27.11	-225.47	-115.87	-1134.11
PIER WALL	I[764]	4299.57	441.82	-27.11	-225.47	-115.87	-1134.11
	J[765]	5058.35	441.82	-27.11	-225.47	41.37	-3696.67
PIER HEAD	I[765]	5058.35	441.82	-27.11	-225.47	41.37	-3696.67
	J[766]	5224.15	441.82	-27.11	-225.47	56.96	-3950.72
	I[766]	5224.15	441.82	-27.11	-225.47	56.96	-3950.72
	J[767]	5476.28	441.82	-27.11	-225.47	72.55	-4204.76
	I[767]	5476.28	441.82	-27.11	-225.47	72.55	-4204.76
	J[768]	5591.19	441.82	-27.11	-225.47	83.39	-4381.49

L.D.1: Tabel gaya dalam pilar 1 akibat kombinasi layan.

Part	Node	Model 1 : JEMBATAN UTUH <i>FIXED BASE</i>					
		Axial	Shear-y	Shear-x	Torsion	Moment-y	Moment-x
		kN	kN	kN	kN.m	kN.m	kN.m
PILE CAP	I[762]	-5903.25	-851.59	1754.82	113.93	8475.43	6001.18
	J[763]	-4405.65	-851.59	1754.82	113.93	6789.81	5221.55
	I[763]	-4405.58	-792.53	1684.58	113.93	6789.81	5221.55
	J[764]	-3986.26	-792.53	1684.58	113.93	5961.94	4839.66
PIER WALL	I[764]	-3986.15	-766.07	1651.36	113.93	5961.94	4839.66
	J[765]	-2999.74	-766.07	1651.36	113.93	-3617.96	454.75
PIER HEAD	I[765]	-2997.9	-668.79	1468.06	113.93	-3617.96	454.75
	J[766]	-2782.35	-668.79	1468.06	113.93	-4461.58	206.96
	I[766]	-2781.66	-620	1380.03	113.93	-4461.58	206.96
	J[767]	-2453.9	-620	1380.03	113.93	-5254.35	444.88
	I[767]	-2453.36	-572.84	1298.45	113.93	-5254.35	444.88
	J[768]	-2303.97	-572.84	1298.45	113.93	-5772.91	661.46
Part	Node	Model 2 : JEMBATAN UTUH <i>SSI</i>					
		Axial	Shear-y	Shear-x	Torsion	Moment-y	Moment-x
		kN	kN	kN	kN.m	kN.m	kN.m
PILE CAP	I[762]	3797.42	948.27	1313.95	-262.56	1522.14	-3167.97
	J[763]	5295.02	948.27	1313.95	-262.56	1816.35	-4037.25
	I[763]	5295.31	761.47	1013.04	-262.56	1816.35	-4037.25
	J[764]	5714.64	761.47	1013.04	-262.56	1944.7	-4349.58
PIER WALL	I[764]	5714.88	682.23	812.44	-262.56	1944.7	-4349.58
	J[765]	6701.29	682.23	812.44	-262.56	-5876.16	-7465.43
PIER HEAD	I[765]	6701.45	665.64	589.01	-262.56	-5876.16	-7465.43
	J[766]	6917	665.64	589.01	-262.56	-6169.43	-7732.11
	I[766]	6917.08	682.36	520.45	-262.56	-6169.43	-7732.11
	J[767]	7244.84	682.36	520.45	-262.56	-6393.71	-7972.17
	I[767]	7244.91	708.76	502.85	-262.56	-6393.71	-7972.17
	J[768]	7394.3	708.76	502.85	-262.56	-6507.04	-8124.51
Part	Node	Model 3 : JEMBATAN SUBSTRUKTUR <i>FIXED BASE</i>					
		Axial	Shear-y	Shear-x	Torsion	Moment-y	Moment-x
		kN	kN	kN	kN.m	kN.m	kN.m
PILE CAP	I[762]	-5900	-572.84	1298.45	113.93	5718.37	-4408.17
	J[763]	-4402.4	-572.84	1298.45	113.93	4419.92	-3835.33
	I[763]	-4402.4	-572.84	1298.45	113.93	4419.92	-3835.33
	J[764]	-3983.08	-572.84	1298.45	113.93	3770.7	-3548.91
PIER WALL	I[764]	-3983.08	-572.84	1298.45	113.93	3770.7	-3548.91
	J[765]	-2996.67	-572.84	1298.45	113.93	-3760.31	-226.44
PIER HEAD	I[765]	-2996.67	-572.84	1298.45	113.93	-3760.31	-226.44
	J[766]	-2781.12	-572.84	1298.45	113.93	-4506.92	102.94
	I[766]	-2781.12	-572.84	1298.45	113.93	-4506.92	102.94
	J[767]	-2453.36	-572.84	1298.45	113.93	-5253.53	432.32
	I[767]	-2453.36	-572.84	1298.45	113.93	-5253.53	432.32
	J[768]	-2303.97	-572.84	1298.45	113.93	-5772.91	661.46
Part	Node	Model 4 : JEMBATAN SUBSTRUKTUR <i>SSI</i>					
		Axial	Shear-y	Shear-x	Torsion	Moment-y	Moment-x
		kN	kN	kN	kN.m	kN.m	kN.m
PILE CAP	I[762]	3798.27	708.76	502.85	-262.56	-2056.82	-1851.98
	J[763]	5295.87	708.76	502.85	-262.56	-2559.67	-2560.74
	I[763]	5295.87	708.76	502.85	-262.56	-2559.67	-2560.74
	J[764]	5715.19	708.76	502.85	-262.56	-2811.09	-2915.12
PIER WALL	I[764]	5715.19	708.76	502.85	-262.56	-2811.09	-2915.12
	J[765]	6701.6	708.76	502.85	-262.56	-5727.62	-7025.93
PIER HEAD	I[765]	6701.6	708.76	502.85	-262.56	-5727.62	-7025.93
	J[766]	6917.15	708.76	502.85	-262.56	-6016.76	-7433.47
	I[766]	6917.15	708.76	502.85	-262.56	-6016.76	-7433.47
	J[767]	7244.91	708.76	502.85	-262.56	-6305.9	-7841.01
	I[767]	7244.91	708.76	502.85	-262.56	-6305.9	-7841.01
	J[768]	7394.3	708.76	502.85	-262.56	-6507.04	-8124.51

L.D.2: Tabel gaya dalam pilar 1 akibat kombinasi gempa.

Part	Node	Model 1 : JEMBATAN UTUH <i>FIXED BASE</i>					
		Axial	Shear-y	Shear-x	Torsion	Moment-y	Moment-x
		kN	kN	kN	kN.m	kN.m	kN.m
PILE CAP	I[1309]	-5215.78	1143.8	-591.38	59.18	-3215.52	9976.68
	J[1310]	-4063.78	1143.8	-591.38	59.18	-2624.14	8832.88
	I[1310]	-4063.78	1143.8	-591.38	59.18	-2624.14	8832.88
	J[1311]	-3741.22	1143.8	-591.38	59.18	-2328.45	8260.98
PIER WALL	I[1311]	-3741.22	1143.8	-591.38	59.18	-2328.45	8260.98
	J[1312]	-2890.87	1143.8	-591.38	59.18	1515.54	826.29
PIER HEAD	I[1312]	-2890.87	1143.8	-591.38	59.18	1515.54	826.29
	J[1313]	-2725.07	1143.8	-591.38	59.18	1855.58	168.6
	I[1313]	-2725.07	1143.8	-591.38	59.18	1855.58	168.6
	J[1314]	-2472.94	1143.8	-591.38	59.18	2195.63	-489.08
	I[1314]	-2472.94	1143.8	-591.38	59.18	2195.63	-489.08
	J[1315]	-2358.03	1143.8	-591.38	59.18	2432.18	-946.6
Part	Node	Model 2 : JEMBATAN UTUH <i>SSI</i>					
		Axial	Shear-y	Shear-x	Torsion	Moment-y	Moment-x
		kN	kN	kN	kN.m	kN.m	kN.m
PILE CAP	I[1309]	2806.74	490.29	-136.22	53.97	-467.41	-403
	J[1310]	3958.74	490.29	-136.22	53.97	-331.19	-893.29
	I[1310]	3958.74	490.29	-136.22	53.97	-331.19	-893.29
	J[1311]	4281.3	490.29	-136.22	53.97	-263.08	-1138.44
PIER WALL	I[1311]	4281.3	490.29	-136.22	53.97	-263.08	-1138.44
	J[1312]	5131.65	490.29	-136.22	53.97	622.36	-4325.33
PIER HEAD	I[1312]	5131.65	490.29	-136.22	53.97	622.36	-4325.33
	J[1313]	5297.46	490.29	-136.22	53.97	700.68	-4607.25
	I[1313]	5297.46	490.29	-136.22	53.97	700.68	-4607.25
	J[1314]	5549.58	490.29	-136.22	53.97	779.01	-4889.17
	I[1314]	5549.58	490.29	-136.22	53.97	779.01	-4889.17
	J[1315]	5664.5	490.29	-136.22	53.97	833.5	-5085.28
Part	Node	Model 3 : JEMBATAN SUBSTRUKTUR <i>FIXED BASE</i>					
		Axial	Shear-y	Shear-x	Torsion	Moment-y	Moment-x
		kN	kN	kN	kN.m	kN.m	kN.m
PILE CAP	I[1309]	-5215.79	1143.8	-591.38	59.18	-3215.5	9976.69
	J[1310]	-4063.79	1143.8	-591.38	59.18	-2624.12	8832.89
	I[1310]	-4063.79	1143.8	-591.38	59.18	-2624.12	8832.89
	J[1311]	-3741.23	1143.8	-591.38	59.18	-2328.43	8260.99
PIER WALL	I[1311]	-3741.23	1143.8	-591.38	59.18	-2328.43	8260.99
	J[1312]	-2890.88	1143.8	-591.38	59.18	1515.54	826.29
PIER HEAD	I[1312]	-2890.88	1143.8	-591.38	59.18	1515.54	826.29
	J[1313]	-2725.07	1143.8	-591.38	59.18	1855.58	168.6
	I[1313]	-2725.07	1143.8	-591.38	59.18	1855.58	168.6
	J[1314]	-2472.94	1143.8	-591.38	59.18	2195.63	-489.08
	I[1314]	-2472.94	1143.8	-591.38	59.18	2195.63	-489.08
	J[1315]	-2358.03	1143.8	-591.38	59.18	2432.18	-946.6
Part	Node	Model 4 : JEMBATAN SUBSTRUKTUR <i>SSI</i>					
		Axial	Shear-y	Shear-x	Torsion	Moment-y	Moment-x
		kN	kN	kN	kN.m	kN.m	kN.m
PILE CAP	I[1309]	2806.74	490.29	-136.22	53.97	-467.4	-403.01
	J[1310]	3958.74	490.29	-136.22	53.97	-331.18	-893.3
	I[1310]	3958.74	490.29	-136.22	53.97	-331.18	-893.3
	J[1311]	4281.3	490.29	-136.22	53.97	-263.07	-1138.45
PIER WALL	I[1311]	4281.3	490.29	-136.22	53.97	-263.07	-1138.45
	J[1312]	5131.65	490.29	-136.22	53.97	622.36	-4325.33
PIER HEAD	I[1312]	5131.66	490.29	-136.22	53.97	622.36	-4325.33
	J[1313]	5297.46	490.29	-136.22	53.97	700.69	-4607.25
	I[1313]	5297.46	490.29	-136.22	53.97	700.69	-4607.25
	J[1314]	5549.59	490.29	-136.22	53.97	779.01	-4889.16
	I[1314]	5549.59	490.29	-136.22	53.97	779.01	-4889.16
	J[1315]	5664.5	490.29	-136.22	53.97	833.5	-5085.28

L.D.3: Tabel gaya dalam pilar 3 akibat kombinasi layan.

Part	Node	Model 1 : JEMBATAN UTUH <i>FIXED BASE</i>					
		Axial	Shear-y	Shear-x	Torsion	Moment-y	Moment-x
		kN	kN	kN	kN.m	kN.m	kN.m
PILE CAP	I[1309]	-5781.77	1455.49	816.43	83.7	3783.2	11704.75
	J[1310]	-4284.17	1455.49	816.43	83.7	3062.75	10292.49
	I[1310]	-4284.14	1418.71	725.48	83.7	3062.75	10292.49
	J[1311]	-3864.81	1418.71	725.48	83.7	2722.68	9591.39
PIER WALL	I[1311]	-3864.77	1399.38	673.94	83.7	2722.68	9591.39
	J[1312]	-2759.31	1399.38	673.94	83.7	-1658.37	547.35
PIER HEAD	I[1312]	-2758.38	1223.95	478.18	83.7	-1658.37	547.35
	J[1313]	-2542.83	1223.95	478.18	83.7	-1932.43	569.25
	I[1313]	-2542.47	1144.2	394.13	83.7	-1932.43	569.25
	J[1314]	-2214.7	1144.2	394.13	83.7	-2157.2	1109.17
	I[1314]	-2214.39	1067.59	318.75	83.7	-2157.2	1109.17
	J[1315]	-2065.01	1067.59	318.75	83.7	-2281.78	1466.78
Part	Node	Model 2 : JEMBATAN UTUH <i>SSI</i>					
		Axial	Shear-y	Shear-x	Torsion	Moment-y	Moment-x
		kN	kN	kN	kN.m	kN.m	kN.m
PILE CAP	I[1309]	3762.74	915.79	-972.5	47.76	-1086.43	-2935.4
	J[1310]	5260.34	915.79	-972.5	47.76	-1397.21	-3762.62
	I[1310]	5260.33	739.09	-684.22	47.76	-1397.21	-3762.62
	J[1311]	5679.66	739.09	-684.22	47.76	-1589.14	-4062.05
PIER WALL	I[1311]	5679.66	658.38	-480.43	47.76	-1589.14	-4062.05
	J[1312]	6785.11	658.38	-480.43	47.76	3958.91	-7429.74
PIER HEAD	I[1312]	6785.09	643.78	-262.7	47.76	3958.91	-7429.74
	J[1313]	7000.64	643.78	-262.7	47.76	4047.56	-7685.37
	I[1313]	7000.63	662.05	-233.15	47.76	4047.56	-7685.37
	J[1314]	7328.39	662.05	-233.15	47.76	4068.73	-7916.48
	I[1314]	7328.39	688.88	-260.43	47.76	4068.73	-7916.48
	J[1315]	7477.77	688.88	-260.43	47.76	4041.84	-8063.81
Part	Node	Model 3 : JEMBATAN SUBSTRUKTUR <i>FIXED BASE</i>					
		Axial	Shear-y	Shear-x	Torsion	Moment-y	Moment-x
		kN	kN	kN	kN.m	kN.m	kN.m
PILE CAP	I[1309]	-5780.09	1067.59	318.75	0.08	3041.78	10196.95
	J[1310]	-4282.49	1067.59	318.75	0.08	2723.03	9129.36
	I[1310]	-4282.49	1067.59	318.75	0.08	2723.03	9129.36
	J[1311]	-3863.17	1067.59	318.75	0.08	2563.66	8595.57
PIER WALL	I[1311]	-3863.17	1067.59	318.75	0.08	2563.66	8595.57
	J[1312]	-2757.71	1067.59	318.75	0.08	491.78	1656.23
PIER HEAD	I[1312]	-2757.71	1067.59	318.75	0.08	491.78	1656.23
	J[1313]	-2542.16	1067.59	318.75	0.08	308.5	1042.37
	I[1313]	-2542.16	1067.59	318.75	0.08	308.5	1042.37
	J[1314]	-2214.4	1067.59	318.75	0.08	125.22	428.5
	I[1314]	-2214.4	1067.59	318.75	0.08	125.22	428.5
	J[1315]	-2065.01	1067.59	318.75	0.08	-2.28	1.47
Part	Node	Model 4 : JEMBATAN SUBSTRUKTUR <i>SSI</i>					
		Axial	Shear-y	Shear-x	Torsion	Moment-y	Moment-x
		kN	kN	kN	kN.m	kN.m	kN.m
PILE CAP	I[1309]	3762.69	688.88	-260.43	47.76	1554.73	-1485.01
	J[1310]	5260.29	688.88	-260.43	47.76	1815.16	-2173.89
	I[1310]	5260.29	688.88	-260.43	47.76	1815.16	-2173.89
	J[1311]	5679.61	688.88	-260.43	47.76	1945.38	-2518.33
PIER WALL	I[1311]	5679.61	688.88	-260.43	47.76	1945.38	-2518.33
	J[1312]	6785.07	688.88	-260.43	47.76	3638.17	-6996.05
PIER HEAD	I[1312]	6785.07	688.88	-260.43	47.76	3638.17	-6996.05
	J[1313]	7000.62	688.88	-260.43	47.76	3787.92	-7392.15
	I[1313]	7000.62	688.88	-260.43	47.76	3787.92	-7392.15
	J[1314]	7328.38	688.88	-260.43	47.76	3937.67	-7788.26
	I[1314]	7328.38	688.88	-260.43	47.76	3937.67	-7788.26
	J[1315]	7477.77	688.88	-260.43	47.76	4041.84	-8063.81

L.D.4: Tabel gaya dalam pilar 3 akibat kombinasi gempa.

Part	Node	Model 1 : JEMBATAN UTUH <i>FIXED BASE</i>					
		Axial	Shear-y	Shear-x	Torsion	Moment-y	Moment-x
		kN	kN	kN	kN.m	kN.m	kN.m
PILE CAP	I[2123]	-5263.86	332.73	769.37	64.43	3400.16	2116.99
	J[2124]	-4111.86	332.73	769.37	64.43	2630.79	1784.27
	I[2124]	-4111.86	332.73	769.37	64.43	2630.79	1784.27
	J[2125]	-3789.3	332.73	769.37	64.43	2246.11	1617.91
PIER WALL	I[2125]	-3789.3	319.25	775.06	64.43	2274	1578.46
	J[2126]	-3266	319.25	775.06	64.43	-826.25	301.47
PIER HEAD	I[2126]	-3266	332.73	769.37	64.43	-831.38	287.01
	J[2127]	-3100.2	332.73	769.37	64.43	-1273.77	95.69
	I[2127]	-3100.2	332.73	769.37	64.43	-1273.77	95.69
	J[2128]	-2848.07	332.73	769.37	64.43	-1716.16	-95.63
	I[2128]	-2848.07	332.73	769.37	64.43	-1716.16	-95.63
	J[2129]	-2733.16	332.73	769.37	64.43	-2023.91	-228.72
Part	Node	Model 2 : JEMBATAN UTUH <i>SSI</i>					
		Axial	Shear-y	Shear-x	Torsion	Moment-y	Moment-x
		kN	kN	kN	kN.m	kN.m	kN.m
PILE CAP	I[2123]	2886.14	192.67	-289.84	140.17	-505.38	-361.55
	J[2124]	4038.14	192.67	-289.84	140.17	-215.54	-554.22
	I[2124]	4038.14	192.67	-289.84	140.17	-215.54	-554.22
	J[2125]	4360.7	192.67	-289.84	140.17	-70.62	-650.55
PIER WALL	I[2125]	4360.7	197.7	-286.43	140.17	-81.96	-649.22
	J[2126]	4884	197.7	-286.43	140.17	1063.76	-1440.03
PIER HEAD	I[2126]	4884	192.67	-289.84	140.17	1088.73	-1421.24
	J[2127]	5049.8	192.67	-289.84	140.17	1255.39	-1532.03
	I[2127]	5049.8	192.67	-289.84	140.17	1255.39	-1532.03
	J[2128]	5301.93	192.67	-289.84	140.17	1422.04	-1642.81
	I[2128]	5301.93	192.67	-289.84	140.17	1422.04	-1642.81
	J[2129]	5416.84	192.67	-289.84	140.17	1537.98	-1719.88
Part	Node	Model 3 : JEMBATAN SUBSTRUKTUR <i>FIXED BASE</i>					
		Axial	Shear-y	Shear-x	Torsion	Moment-y	Moment-x
		kN	kN	kN	kN.m	kN.m	kN.m
PILE CAP	I[2123]	-5263.86	332.73	769.37	64.43	3400.15	2117.03
	J[2124]	-4111.86	332.73	769.37	64.43	2630.78	1784.3
	I[2124]	-4111.86	332.73	769.37	64.43	2630.78	1784.3
	J[2125]	-3789.3	332.73	769.37	64.43	2246.09	1617.93
PIER WALL	I[2125]	-3789.3	319.25	775.06	64.43	2273.99	1578.49
	J[2126]	-3266	319.25	775.06	64.43	-826.25	301.48
PIER HEAD	I[2126]	-3266	332.73	769.37	64.43	-831.39	287.01
	J[2127]	-3100.2	332.73	769.37	64.43	-1273.77	95.69
	I[2127]	-3100.2	332.73	769.37	64.43	-1273.77	95.69
	J[2128]	-2848.07	332.73	769.37	64.43	-1716.16	-95.63
	I[2128]	-2848.07	332.73	769.37	64.43	-1716.16	-95.63
	J[2129]	-2733.16	332.73	769.37	64.43	-2023.91	-228.72
Part	Node	Model 4 : JEMBATAN SUBSTRUKTUR <i>SSI</i>					
		Axial	Shear-y	Shear-x	Torsion	Moment-y	Moment-x
		kN	kN	kN	kN.m	kN.m	kN.m
PILE CAP	I[2123]	2886.14	192.67	-289.84	140.17	-505.39	-361.56
	J[2124]	4038.14	192.67	-289.84	140.17	-215.55	-554.23
	I[2124]	4038.14	192.67	-289.84	140.17	-215.55	-554.23
	J[2125]	4360.7	192.67	-289.84	140.17	-70.63	-650.56
PIER WALL	I[2125]	4360.7	197.7	-286.43	140.17	-81.98	-649.23
	J[2126]	4883.99	197.7	-286.43	140.17	1063.76	-1440.03
PIER HEAD	I[2126]	4883.99	192.67	-289.84	140.17	1088.73	-1421.24
	J[2127]	5049.8	192.67	-289.84	140.17	1255.39	-1532.03
	I[2127]	5049.8	192.67	-289.84	140.17	1255.39	-1532.03
	J[2128]	5301.93	192.67	-289.84	140.17	1422.04	-1642.81
	I[2128]	5301.93	192.67	-289.84	140.17	1422.04	-1642.81
	J[2129]	5416.84	192.67	-289.84	140.17	1537.98	-1719.88

L.D.5: Tabel gaya dalam pilar 5 akibat kombinasi layan.

Part	Node	Model 1 : JEMBATAN UTUH <i>FIXED BASE</i>					
		Axial	Shear-y	Shear-x	Torsion	Moment-y	Moment-x
		kN	kN	kN	kN.m	kN.m	kN.m
PILE CAP	I[2123]	-5959.11	774.51	-1544.51	194.43	-6423.71	4723.36
	J[2124]	-4461.51	774.51	-1544.51	194.43	-4927.97	4008.55
	I[2124]	-4461.41	715.94	-1487.8	194.43	-4927.97	4008.55
	J[2125]	-4042.09	715.94	-1487.8	194.43	-4191.58	3659.15
PIER WALL	I[2125]	-4041.97	709.53	-1468.48	194.43	-4179.59	3689.56
	J[2126]	-3361.69	709.53	-1468.48	194.43	1696.67	886.48
PIER HEAD	I[2126]	-3360.25	656.83	-1390.9	194.43	1694.11	903.23
	J[2127]	-3144.7	656.83	-1390.9	194.43	2492.29	557.61
	I[2127]	-3143.9	627.83	-1335.77	194.43	2492.29	557.61
	J[2128]	-2816.13	627.83	-1335.77	194.43	3259.24	297.28
	I[2128]	-2815.49	599.4	-1281.35	194.43	3259.24	297.28
	J[2129]	-2666.1	599.4	-1281.35	194.43	3771.06	275.93
Part	Node	Model 2 : JEMBATAN UTUH <i>SSI</i>					
		Axial	Shear-y	Shear-x	Torsion	Moment-y	Moment-x
		kN	kN	kN	kN.m	kN.m	kN.m
PILE CAP	I[2123]	3869.33	800.51	-1477.45	263.44	-2013.8	-3076.24
	J[2124]	5366.93	800.51	-1477.45	263.44	-2315.82	-3811.72
	I[2124]	5366.95	633.33	-1202	263.44	-2315.82	-3811.72
	J[2125]	5786.27	633.33	-1202	263.44	2464.77	-4062.41
PIER WALL	I[2125]	5786.28	588.87	-1083.75	263.44	2456.81	-4068.41
	J[2126]	6466.56	588.87	-1083.75	263.44	5973.1	-5832.26
PIER HEAD	I[2126]	6466.57	568.58	-956.81	263.44	5978.97	-5800.49
	J[2127]	6682.12	568.58	-956.81	263.44	6444.2	-6023.73
	I[2127]	6682.12	579.1	-894.8	263.44	6444.2	-6023.73
	J[2128]	7009.89	579.1	-894.8	263.44	6851.9	-6221.8
	I[2128]	7009.89	599.56	-853.77	263.44	6851.9	-6221.8
	J[2129]	7159.27	599.56	-853.77	263.44	7099.69	-6345.74
Part	Node	Model 3 : JEMBATAN SUBSTRUKTUR <i>FIXED BASE</i>					
		Axial	Shear-y	Shear-x	Torsion	Moment-y	Moment-x
		kN	kN	kN	kN.m	kN.m	kN.m
PILE CAP	I[2123]	-5956.01	599.4	-1281.35	194.43	-5262.46	4501.7
	J[2124]	-4458.41	599.4	-1281.35	194.43	-3981.11	3902.3
	I[2124]	-4458.41	599.4	-1281.35	194.43	-3981.11	3902.3
	J[2125]	-4039.08	599.4	-1281.35	194.43	-3340.43	3602.6
PIER WALL	I[2125]	-4039.08	621.67	-1270.69	194.43	-3277.05	3660.35
	J[2126]	-3358.8	621.67	-1270.69	194.43	1805.73	1173.66
PIER HEAD	I[2126]	-3358.8	599.4	-1281.35	194.43	1784.97	1205
	J[2127]	-3143.25	599.4	-1281.35	194.43	2521.74	860.35
	I[2127]	-3143.25	599.4	-1281.35	194.43	2521.74	860.35
	J[2128]	-2815.49	599.4	-1281.35	194.43	3258.52	515.69
	I[2128]	-2815.49	599.4	-1281.35	194.43	3258.52	515.69
	J[2129]	-2666.1	599.4	-1281.35	194.43	3771.06	275.93
Part	Node	Model 4 : JEMBATAN SUBSTRUKTUR <i>SSI</i>					
		Axial	Shear-y	Shear-x	Torsion	Moment-y	Moment-x
		kN	kN	kN	kN.m	kN.m	kN.m
PILE CAP	I[2123]	3869.36	599.56	-853.77	263.44	1080.61	-2118.84
	J[2124]	5366.96	599.56	-853.77	263.44	1934.38	-2718.4
	I[2124]	5366.96	599.56	-853.77	263.44	1934.38	-2718.4
	J[2125]	5786.29	599.56	-853.77	263.44	2361.27	-3018.18
PIER WALL	I[2125]	5786.29	614.37	-843.18	263.44	2308.23	-3058.93
	J[2126]	6466.57	614.37	-843.18	263.44	5680.94	-5516.41
PIER HEAD	I[2126]	6466.57	599.56	-853.77	263.44	5776.35	-5416.42
	J[2127]	6682.12	599.56	-853.77	263.44	6267.26	-5761.17
	I[2127]	6682.12	599.56	-853.77	263.44	6267.26	-5761.17
	J[2128]	7009.88	599.56	-853.77	263.44	6758.18	-6105.92
	I[2128]	7009.88	599.56	-853.77	263.44	6758.18	-6105.92
	J[2129]	7159.27	599.56	-853.77	263.44	7099.69	-6345.74

L.D.6: Tabel gaya dalam pilar 5 akibat kombinasi gempa.

Part	Node	Model 1 : JEMBATAN UTUH <i>FIXED BASE</i>					
		DX	DY	DZ	RX	RY	RZ
		mm	mm	mm	rad	rad	rad
PILE CAP	762	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
	763	-0.006804	-0.003035	-0.004059	0.000001	-0.000003	0.000000
PIER WALL	764	-0.015232	-0.006795	-0.008065	0.000003	-0.000009	0.000000
	765	-4.128019	-0.060150	-0.157416	0.000046	-0.000569	-0.000066
PIER HEAD	766	-4.458205	-0.094638	-0.163884	0.000050	-0.000542	-0.000067
	767	-4.775031	-0.127689	-0.167400	0.000052	-0.000531	-0.000067
	768	-4.989686	-0.153072	-0.170873	0.000056	-0.000499	-0.000068
Part	Node	Model 2 : JEMBATAN UTUH <i>SSI</i>					
		DX	DY	DZ	RX	RY	RZ
		mm	mm	mm	rad	rad	rad
PILE CAP	762	-1.763655	-7.247009	-1.319225	0.000345	-0.000154	-0.000367
	763	-1.918300	-7.593364	-1.316204	0.000345	-0.000154	-0.000367
PIER WALL	764	-1.995783	-7.767253	-1.311679	0.000345	-0.000154	-0.000367
	765	-2.955135	-9.657045	-1.099400	0.000280	-0.000161	-0.000429
PIER HEAD	766	-3.048091	-9.819976	-1.087836	0.000277	-0.000160	-0.000430
	767	-3.140598	-9.980624	-1.080656	0.000276	-0.000160	-0.000430
	768	-3.204881	-10.092311	-1.072772	0.000274	-0.000160	-0.000431
Part	Node	Model 3 : JEMBATAN SUBSTRUKTUR <i>FIXED BASE</i>					
		DX	DY	DZ	RX	RY	RZ
		mm	mm	mm	rad	rad	rad
PILE CAP	762	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
	763	-0.006804	-0.003035	-0.004059	0.000001	-0.000003	0.000000
PIER WALL	764	-0.015232	-0.006795	-0.008065	0.000003	-0.000009	0.000000
	765	-4.128041	-0.060148	-0.157415	0.000046	-0.000569	-0.000066
PIER HEAD	766	-4.458230	-0.094635	-0.163883	0.000050	-0.000542	-0.000067
	767	-4.775060	-0.127686	-0.167400	0.000052	-0.000531	-0.000067
	768	-4.989717	-0.153069	-0.170873	0.000056	-0.000499	-0.000068
Part	Node	Model 4 : JEMBATAN SUBSTRUKTUR <i>SSI</i>					
		DX	DY	DZ	RX	RY	RZ
		mm	mm	mm	rad	rad	rad
PILE CAP	762	-1.763655	-7.247009	-1.319225	0.000345	-0.000154	-0.000367
	763	-1.918300	-7.593364	-1.316204	0.000345	-0.000154	-0.000367
PIER WALL	764	-1.995783	-7.767253	-1.311679	0.000345	-0.000154	-0.000367
	765	-2.955135	-9.657045	-1.099400	0.000280	-0.000161	-0.000429
PIER HEAD	766	-3.048091	-9.819976	-1.087836	0.000277	-0.000160	-0.000430
	767	-3.140598	-9.980624	-1.080656	0.000276	-0.000160	-0.000430
	768	-3.204881	-10.092311	-1.072772	0.000274	-0.000160	-0.000431

L.D.7: Tabel perpindahan pilar 1 akibat kombinasi layan.

Part	Node	Model 1 : JEMBATAN UTUH <i>FIXED BASE</i>					
		DX	DY	DZ	RX	RY	RZ
		mm	mm	mm	rad	rad	rad
PILE CAP	762	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
	763	0.005636	-0.003000	-0.004579	-0.000001	0.000002	0.000000
PIER WALL	764	0.012399	-0.006529	-0.008944	0.000003	0.000007	0.000000
	765	3.441735	-0.661288	-0.167414	0.000113	0.000473	0.000031
PIER HEAD	766	3.713660	-0.730500	-0.174038	0.000111	0.000450	0.000032
	767	3.974944	-0.796926	-0.177550	0.000110	0.000441	0.000032
	768	4.151372	-0.843253	-0.180938	0.000108	0.000416	0.000032
Part	Node	Model 2 : JEMBATAN UTUH <i>SSI</i>					
		DX	DY	DZ	RX	RY	RZ
		mm	mm	mm	rad	rad	rad
PILE CAP	762	35.430550	-21.371789	-1.543012	0.000831	0.003101	-0.000453
	763	38.500858	-22.163004	-1.538984	0.000831	0.003101	-0.000453
PIER WALL	764	40.039099	-22.560459	-1.532981	0.000830	0.003100	-0.000453
	765	54.686707	-26.683066	-1.251889	0.000606	0.001679	-0.000525
PIER HEAD	766	55.629091	-27.013489	-1.236600	0.000598	0.001645	-0.000526
	767	56.561086	-27.340307	-1.227114	0.000594	0.001633	-0.000526
	768	57.201378	-27.566264	-1.216703	0.000589	0.001603	-0.000527
Part	Node	Model 3 : JEMBATAN SUBSTRUKTUR <i>FIXED BASE</i>					
		DX	DY	DZ	RX	RY	RZ
		mm	mm	mm	rad	rad	rad
PILE CAP	762	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
	763	0.004303	0.001277	-0.004576	0.000000	0.000002	0.000000
PIER WALL	764	0.009598	0.002859	-0.008938	-0.000001	0.000005	0.000000
	765	1.680063	0.047878	-0.167268	-0.000050	0.000013	0.000031
PIER HEAD	766	1.687104	0.080336	-0.173890	-0.000053	-0.000010	0.000032
	767	1.683931	0.112561	-0.177402	-0.000054	-0.000019	0.000032
	768	1.676642	0.136382	-0.180791	-0.000057	-0.000045	0.000032
Part	Node	Model 4 : JEMBATAN SUBSTRUKTUR <i>SSI</i>					
		DX	DY	DZ	RX	RY	RZ
		mm	mm	mm	rad	rad	rad
PILE CAP	762	5.278291	-11.472696	-1.521831	0.000312	0.000008	-0.000428
	763	5.287167	-11.786892	-1.517792	0.000312	0.000008	-0.000428
PIER WALL	764	5.291998	-11.945129	-1.511775	0.000311	0.000005	-0.000428
	765	1.080023	-12.953459	-1.230109	-0.000036	-0.001666	-0.000499
PIER HEAD	766	0.110863	-12.934019	-1.214791	-0.000046	-0.001700	-0.000501
	767	-0.868100	-12.909234	-1.205289	-0.000051	-0.001711	-0.000501
	768	-1.556719	-12.890703	-1.194859	-0.000058	-0.001741	-0.000502

L.D.8: Tabel perpindahan pilar 1 akibat kombinasi gempa.

Part	Node	Model 1 : JEMBATAN UTUH <i>FIXED BASE</i>					
		DX	DY	DZ	RX	RY	RZ
		mm	mm	mm	rad	rad	rad
PILE CAP	1309	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
	1310	-0.001960	-0.003725	-0.004122	0.000002	-0.000001	0.000000
PIER WALL	1311	-0.004394	-0.008354	-0.008201	0.000004	-0.000003	0.000000
	1312	-1.628295	-0.726138	-0.176803	0.000137	-0.000184	0.000018
PIER HEAD	1313	-1.734346	-0.812492	-0.183222	0.000137	-0.000175	0.000018
	1314	-1.836095	-0.895887	-0.186710	0.000137	-0.000171	0.000018
	1315	-1.904762	-0.955443	-0.190151	0.000137	-0.000160	0.000019
Part	Node	Model 2 : JEMBATAN UTUH <i>SSI</i>					
		DX	DY	DZ	RX	RY	RZ
		mm	mm	mm	rad	rad	rad
PILE CAP	1309	-3.580794	-8.356659	-1.347295	0.000432	-0.000421	0.000088
	1310	-4.001812	-8.789653	-1.344290	0.000432	-0.000421	0.000088
PIER WALL	1311	-4.212617	-9.006967	-1.339785	0.000431	-0.000421	0.000088
	1312	-6.921802	-11.662721	-1.100488	0.000351	-0.000341	0.000104
PIER HEAD	1313	-7.117027	-11.866630	-1.088757	0.000348	-0.000337	0.000105
	1314	-7.310846	-12.067897	-1.081479	0.000346	-0.000335	0.000105
	1315	-7.444826	-12.207787	-1.073490	0.000344	-0.000332	0.000105
Part	Node	Model 3 : JEMBATAN SUBSTRUKTUR <i>FIXED BASE</i>					
		DX	DY	DZ	RX	RY	RZ
		mm	mm	mm	rad	rad	rad
PILE CAP	1309	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
	1310	-0.001960	-0.003725	-0.004122	0.000002	-0.000001	0.000000
PIER WALL	1311	-0.004394	-0.008354	-0.008201	0.000004	-0.000003	0.000000
	1312	-1.628274	-0.726139	-0.176803	0.000137	-0.000184	0.000018
PIER HEAD	1313	-1.734321	-0.812493	-0.183222	0.000137	-0.000175	0.000018
	1314	-1.836068	-0.895889	-0.186710	0.000137	-0.000171	0.000018
	1315	-1.904733	-0.955444	-0.190151	0.000137	-0.000160	0.000019
Part	Node	Model 4 : JEMBATAN SUBSTRUKTUR <i>SSI</i>					
		DX	DY	DZ	RX	RY	RZ
		mm	mm	mm	rad	rad	rad
PILE CAP	1309	-3.580777	-8.356643	-1.347289	0.000432	-0.000421	0.000088
	1310	-4.001793	-8.789634	-1.344284	0.000432	-0.000421	0.000088
PIER WALL	1311	-4.212596	-9.006946	-1.339779	0.000431	-0.000421	0.000088
	1312	-6.921758	-11.662681	-1.100482	0.000351	-0.000341	0.000104
PIER HEAD	1313	-7.116981	-11.866589	-1.088752	0.000348	-0.000337	0.000105
	1314	-7.310798	-12.067854	-1.081474	0.000346	-0.000335	0.000105
	1315	-7.444776	-12.207743	-1.073485	0.000344	-0.000332	0.000105

L.D.9: Tabel perpindahan pilar 3 akibat kombinasi layan.

Part	Node	Model 1 : JEMBATAN UTUH <i>FIXED BASE</i>					
		DX	DY	DZ	RX	RY	RZ
		mm	mm	mm	rad	rad	rad
PILE CAP	1309	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
	1310	0.002570	-0.004638	-0.004471	-0.000002	0.000001	0.000000
PIER WALL	1311	0.005473	-0.010277	-0.008706	0.000005	0.000003	0.000000
	1312	1.956897	-0.837817	-0.177104	0.000152	0.000242	0.000026
PIER HEAD	1313	2.094631	-0.933385	-0.183186	0.000152	0.000231	0.000026
	1314	2.227925	-1.025367	-0.186378	0.000152	0.000227	0.000026
	1315	2.318004	-1.090517	-0.189427	0.000152	0.000217	0.000026
Part	Node	Model 2 : JEMBATAN UTUH <i>SSI</i>					
		DX	DY	DZ	RX	RY	RZ
		mm	mm	mm	rad	rad	rad
PILE CAP	1309	-28.419916	-19.387209	-1.576988	0.000679	-0.002439	0.000085
	1310	-30.838345	-20.029567	-1.572981	0.000679	-0.002439	0.000085
PIER WALL	1311	-32.049537	-20.352292	-1.567003	0.000678	-0.002438	0.000085
	1312	-44.832312	-24.145681	-1.250137	0.000521	-0.001320	0.000099
PIER HEAD	1313	-45.567515	-24.427585	-1.234631	0.000515	-0.001297	0.000100
	1314	-46.296346	-24.706567	-1.225017	0.000512	-0.001289	0.000100
	1315	-46.797867	-24.899717	-1.214469	0.000508	-0.001270	0.000100
Part	Node	Model 3 : JEMBATAN SUBSTRUKTUR <i>FIXED BASE</i>					
		DX	DY	DZ	RX	RY	RZ
		mm	mm	mm	rad	rad	rad
PILE CAP	1309	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
	1310	0.001250	-0.003551	-0.004469	0.000002	0.000001	0.000000
PIER WALL	1311	0.002851	-0.007978	-0.008703	0.000004	0.000003	0.000000
	1312	2.788018	-0.764658	-0.177019	0.000154	0.000686	0.000000
PIER HEAD	1313	3.185439	-0.860650	-0.183100	0.000155	0.000688	0.000000
	1314	3.582532	-0.954140	-0.186292	0.000156	0.000689	0.000000
	1315	3.859372	-1.020764	-0.189340	0.000156	0.000689	0.000000
Part	Node	Model 4 : JEMBATAN SUBSTRUKTUR <i>SSI</i>					
		DX	DY	DZ	RX	RY	RZ
		mm	mm	mm	rad	rad	rad
PILE CAP	1309	-2.628090	-10.744730	-1.576484	0.000378	0.000170	0.000078
	1310	-2.458669	-11.124787	-1.572477	0.000378	0.000170	0.000078
PIER WALL	1311	-2.374164	-11.315889	-1.566498	0.000377	0.000172	0.000078
	1312	2.350387	-13.473730	-1.249620	0.000238	0.001419	0.000092
PIER HEAD	1313	3.173777	-13.613013	-1.234113	0.000232	0.001441	0.000093
	1314	4.003579	-13.748314	-1.224499	0.000229	0.001449	0.000093
	1315	4.585715	-13.842111	-1.213951	0.000226	0.001468	0.000093

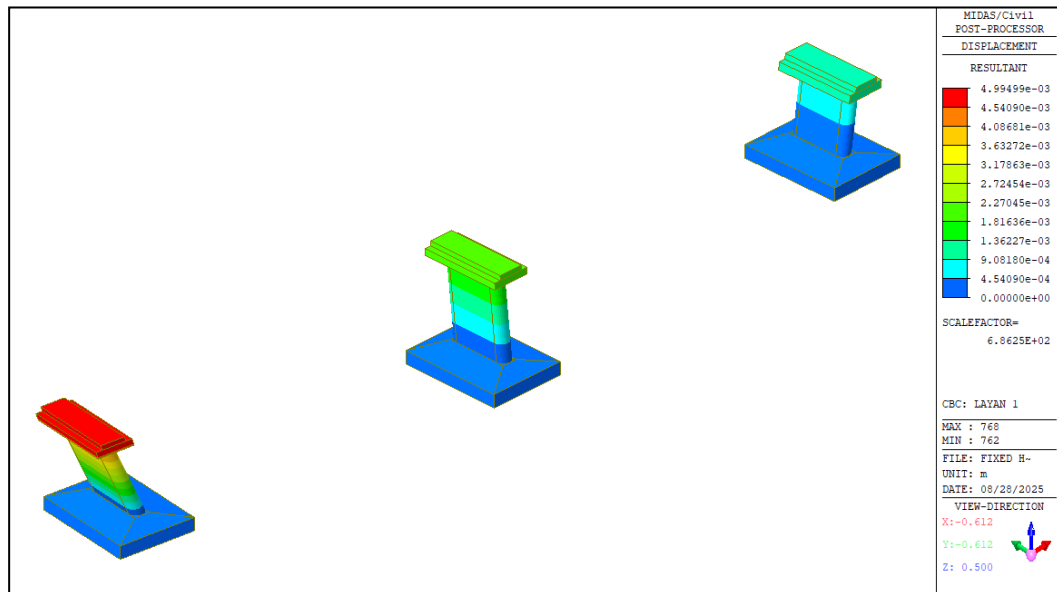
L.D.10: Tabel perpindahan pilar 3 akibat kombinasi gempa.

Part	Node	Model 1 : JEMBATAN UTUH <i>FIXED BASE</i>					
		DX	DY	DZ	RX	RY	RZ
		mm	mm	mm	rad	rad	rad
PILE CAP	2123	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
	2124	0.002451	-0.000976	-0.004164	0.000000	0.000001	0.000000
PIER WALL	2125	0.005467	-0.002175	-0.008296	0.000001	0.000003	0.000000
	2126	0.767482	-0.071114	-0.118671	0.000018	0.000202	0.000012
PIER HEAD	2127	0.886363	-0.083463	-0.125939	0.000018	0.000196	0.000012
	2129	1.001368	-0.095033	-0.129930	0.000018	0.000193	0.000013
	2129	1.080145	-0.103559	-0.133906	0.000018	0.000184	0.000013
Part	Node	Model 2 : JEMBATAN UTUH <i>SSI</i>					
		DX	DY	DZ	RX	RY	RZ
		mm	mm	mm	rad	rad	rad
PILE CAP	2123	-6.721767	-3.181335	-1.225326	0.000131	-0.000698	0.000228
	2124	-7.420725	-3.313219	-1.222251	0.000131	-0.000698	0.000228
PIER WALL	2125	-7.770755	-3.379476	-1.217660	0.000131	-0.000698	0.000228
	2126	-10.424581	-3.886429	-1.073033	0.000112	-0.000563	0.000255
PIER HEAD	2127	-10.747667	-3.951827	-1.061863	0.000111	-0.000557	0.000255
	2129	-11.068136	-4.016222	-1.054917	0.000110	-0.000554	0.000256
	2129	-11.289575	-4.060992	-1.047281	0.000109	-0.000547	0.000256
Part	Node	Model 3 : JEMBATAN SUBSTRUKTUR <i>FIXED BASE</i>					
		DX	DY	DZ	RX	RY	RZ
		mm	mm	mm	rad	rad	rad
PILE CAP	2123	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
	2124	0.002451	-0.000976	-0.004164	0.000000	0.000001	0.000000
PIER WALL	2125	0.005467	-0.002175	-0.008296	0.000001	0.000003	0.000000
	2126	0.767477	-0.071115	-0.118671	0.000018	0.000202	0.000012
PIER HEAD	2127	0.886357	-0.083464	-0.125939	0.000018	0.000196	0.000012
	2129	1.001361	-0.095034	-0.129930	0.000018	0.000193	0.000013
	2129	1.080137	-0.103560	-0.133906	0.000018	0.000184	0.000013
Part	Node	Model 4 : JEMBATAN SUBSTRUKTUR <i>SSI</i>					
		DX	DY	DZ	RX	RY	RZ
		mm	mm	mm	rad	rad	rad
PILE CAP	2123	-6.721843	-3.181289	-1.225326	0.000131	-0.000698	0.000228
	2124	-7.420810	-3.313169	-1.222250	0.000131	-0.000698	0.000228
PIER WALL	2125	-7.770845	-3.379423	-1.217660	0.000131	-0.000698	0.000228
	2126	-10.424714	-3.886356	-1.073033	0.000112	-0.000563	0.000255
PIER HEAD	2127	-10.747807	-3.951751	-1.061863	0.000111	-0.000557	0.000255
	2129	-11.068283	-4.016143	-1.054917	0.000110	-0.000554	0.000256
	2129	-11.289726	-4.060911	-1.047281	0.000109	-0.000547	0.000256

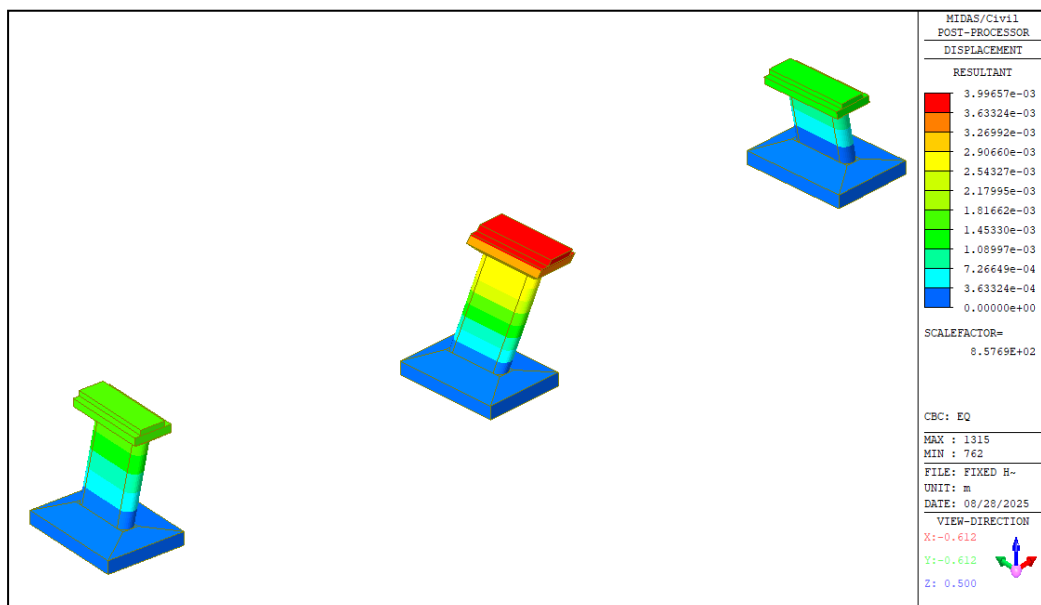
L.D.11: Tabel perpindahan pilar 5 akibat kombinasi layan.

Part	Node	Model 1 : JEMBATAN UTUH <i>FIXED BASE</i>					
		DX	DY	DZ	RX	RY	RZ
		mm	mm	mm	rad	rad	rad
PILE CAP	2123	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
	2124	-0.004802	-0.002365	-0.004628	-0.000001	-0.000002	0.000000
PIER WALL	2125	-0.010520	-0.005086	-0.009053	0.000002	-0.000005	0.000000
	2126	-1.383043	-0.165250	-0.124879	0.000043	-0.000347	0.000037
PIER HEAD	2127	-1.587216	-0.194374	-0.132323	0.000043	-0.000336	0.000038
	2129	-1.783941	-0.221755	-0.136321	0.000043	-0.000330	0.000038
	2129	-1.918068	-0.241576	-0.140226	0.000043	-0.000314	0.000039
Part	Node	Model 2 : JEMBATAN UTUH <i>SSI</i>					
		DX	DY	DZ	RX	RY	RZ
		mm	mm	mm	rad	rad	rad
PILE CAP	2123	-39.122610	-17.364425	-1.419950	0.000510	-0.003281	0.000460
	2124	-42.354118	-17.846073	-1.415851	0.000509	-0.003281	0.000460
PIER WALL	2125	-43.974043	-18.087897	-1.409763	0.000508	-0.003279	0.000460
	2126	-55.143837	-19.886086	-1.218216	0.000424	-0.002193	0.000509
PIER HEAD	2127	-56.365223	-20.115213	-1.203440	0.000419	-0.002157	0.000510
	2129	-57.575850	-20.341832	-1.194259	0.000416	-0.002144	0.000511
	2129	-58.410159	-20.498678	-1.184171	0.000413	-0.002111	0.000512
Part	Node	Model 3 : JEMBATAN SUBSTRUKTUR <i>FIXED BASE</i>					
		DX	DY	DZ	RX	RY	RZ
		mm	mm	mm	rad	rad	rad
PILE CAP	2123	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
	2124	-0.003960	-0.001961	-0.004626	0.000001	-0.000001	0.000000
PIER WALL	2125	-0.008818	-0.004384	-0.009047	0.000002	-0.000004	0.000000
	2126	-1.008336	-0.161177	-0.124782	0.000045	-0.000206	0.000037
PIER HEAD	2127	-1.130626	-0.191548	-0.132223	0.000046	-0.000195	0.000038
	2129	-1.245902	-0.220472	-0.136221	0.000046	-0.000189	0.000038
	2129	-1.323489	-0.241485	-0.140127	0.000046	-0.000172	0.000039
Part	Node	Model 4 : JEMBATAN SUBSTRUKTUR <i>SSI</i>					
		DX	DY	DZ	RX	RY	RZ
		mm	mm	mm	rad	rad	rad
PILE CAP	2123	-15.384666	-8.724885	-1.412620	0.000142	-0.001039	0.000429
	2124	-16.425221	-8.868486	-1.408518	0.000142	-0.001038	0.000429
PIER WALL	2125	-16.946744	-8.941178	-1.402425	0.000141	-0.001036	0.000429
	2126	-19.279032	-9.412503	-1.210737	0.000064	0.000062	0.000479
PIER HEAD	2127	-19.234572	-9.451219	-1.195950	0.000058	0.000097	0.000480
	2129	-19.178506	-9.486464	-1.186764	0.000056	0.000109	0.000480
	2129	-19.131681	-9.510675	-1.176669	0.000053	0.000142	0.000481

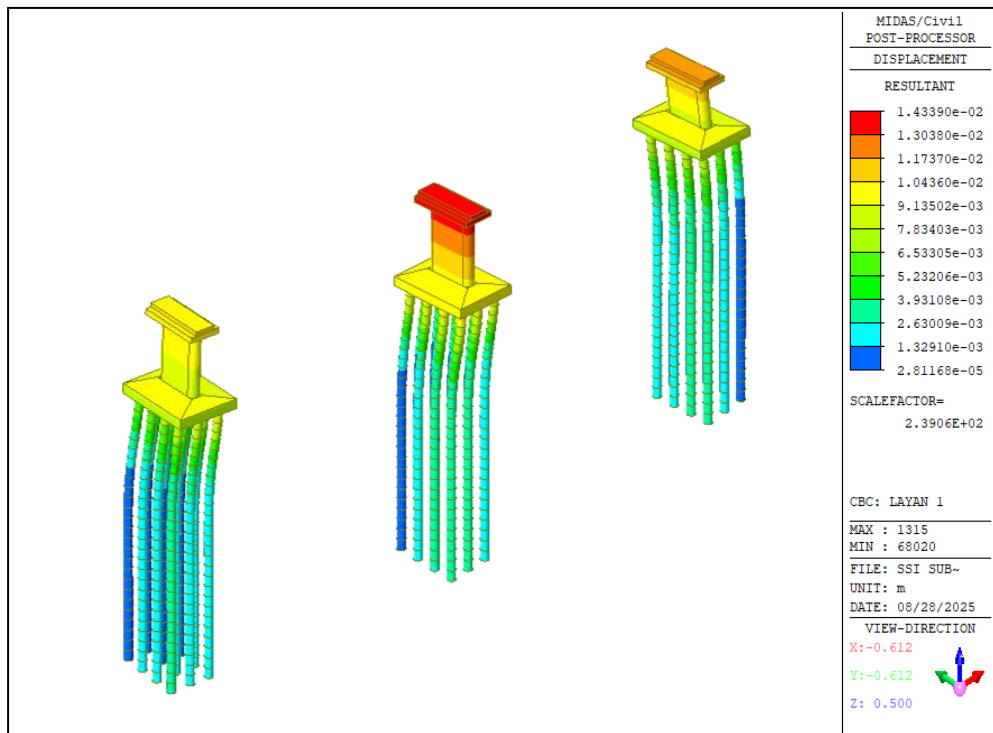
L.D.12: Tabel perpindahan pilar 5 akibat kombinasi gempa.



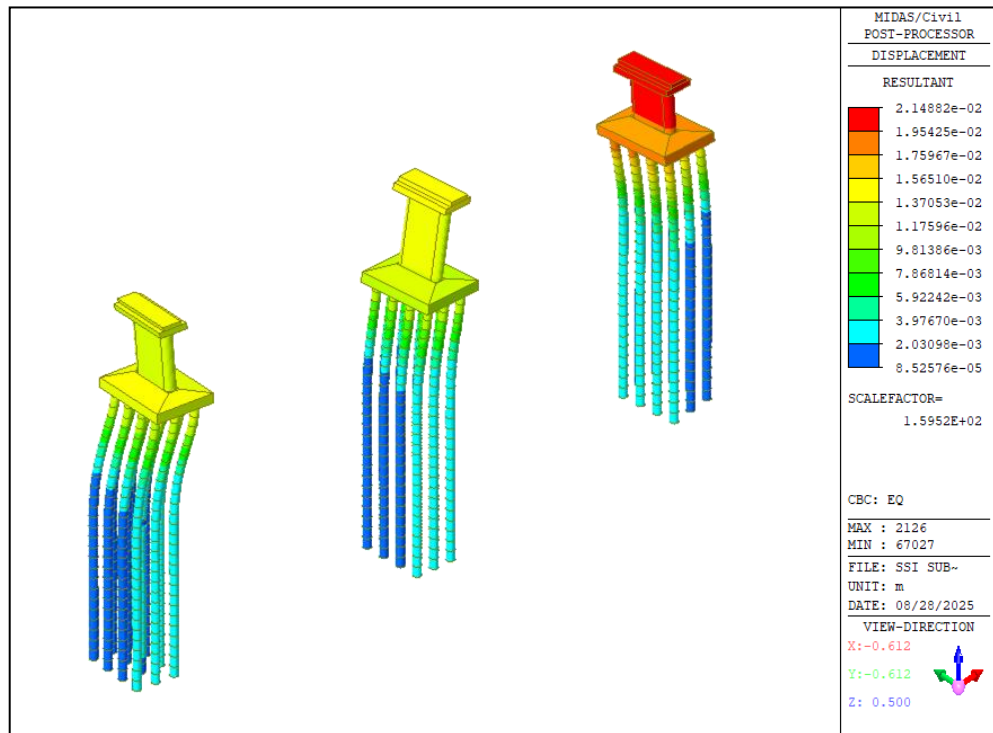
L.D.13: Perpindahan resultan model 3 akibat kombinasi layan.



L.D.14: Perpindahan resultan model 3 akibat kombinasi gempa.



L.D.15: Perpindahan resultan model 4 akibat kombinasi layan.



L.D.16: Perpindahan resultan model 4 akibat kombinasi gempa.

DAFTAR RIWAYAT HIDUP



A. IDENTITAS

Nama Lengkap : Zaky Hanafi
Tempat/ Tanggal Lahir : Medan/ 24 April 2003
Alamat : Jln. Senam No. 15-A, Kec. Medan Kota, Kota Medan,
Sumatera Utara
Agama : Islam
Jenis Kelamin : Laki-laki
No. HP : 082197560251
Email : zakyhnf03@gmail.com

B. ORANG TUA

Nama Ayah : Hanafi Saridin
Nama Ibu : Yusnawati
Pekerjaan Orang Tua : Wirausaha
Alamat : Jln. Senam No. 15-A, Kec. Medan Kota, Kota Medan,
Sumatera Utara
Agama : Islam

C. RIWAYAT PENDIDIKAN

1. Tahun 2007 – 2008 : TK Masjid Agung Medan
2. Tahun 2008 – 2014 : SD Muhammadiyah 01 Medan
3. Tahun 2014 – 2017 : SMP Muhammadiyah 01 Medan
4. Tahun 2017 – 2020 : SMK N 02 Medan
5. Tahun 2021 – 2025 : Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara