

TUGAS AKHIR

EVALUASI KINERJA STRUKTUR ATAS JEMBATAN SARDJITO 1 DENGAN METODE *PUSHOVER* *ANALYSYS* (*EVALUATION OF STRUCTURAL PERFORMANCE ON SARDJITO 1 BRIDGE USING PUSHOVER ANALYSIS METHOD*)

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



KURNIAWAN MEGA MAHARDIKA

17511056

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

YOGYAKARTA

2021

TUGAS AKHIR

EVALUASI KINERJA STRUKTUR ATAS JEMBATAN SARDJITO 1 DENGAN METODE *PUSHOVER* *ANALYSYS* (*EVALUATION OF STRUCTURAL PERFORMANCE ON SARDJITO 1 BRIDGE USING PUSHOVER ANALYSIS METHOD*)

Disusun Oleh

KURNIAWAN MEGA MAHARDIKA
17511056

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

Diuji pada tanggal

Oleh Dewan Penguji :

Pembimbing 1



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

Pembimbing 2



Astriana Hardawati, S.T., M.Eng.
NIK: 165111301

Penguji

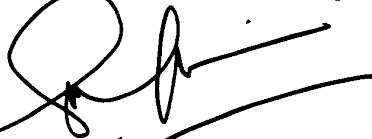


Harsoyo, Dr., Ir., M.Sc.
NIK: 835110202

Mengesahkan,



Pengetua Program Studi Teknik Sipil



Amini Yun Astuti, Dr., Ir., M.T.
NIK: 885110101

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

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

Yogyakarta, 13 Oktober 2021

Yang membuat pernyataan,



Kurniawan Mega Mahardika

(17511056)

KATA PENGANTAR

Puji syukur penulis panjatkan kepada Allah SWT, sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul Evaluasi Kinerja Struktur Atas Jembatan Sardjito 1 dengan Metode *Pushover Analysis*. Tugas Akhir ini merupakan salah satu syarat akademik dalam menyelesaikan studi tingkat sarjana di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.

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

1. Bapak Suharyatma, Ir., M.T. selaku dosen pembimbing 1 Tugas Akhir, yang telah memberikan banyak ilmu, pengarahan dan dukungan demi terselesaikannya penyusunan Tugas Akhir ini.
2. Ibu Astriana Hardawati, S.T., M.Eng. selaku dosen pembimbing 2 Tugas Akhir, yang telah memberikan banyak ilmu, pengarahan dan dukungan demi terselesaikannya penyusunan Tugas Akhir ini.
3. Bapak Harsoyo, Dr., Ir., M.Sc. selaku dosen penguji Tugas Akhir, yang telah memberikan banyak masukan, kritik maupun saran, dan memberikan evaluasi agar lebih baik di kemudian hari.
4. Ibu Dr. Ir. Sri Amini Yuni Astuti, M.T, selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia.
5. Dan seluruh pihak yang telah mendukung terselesaikannya Tugas Akhir ini.

Akhirnya penulis berharap agar Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi penulis serta berbagai pihak yang membacanya.

Yogyakarta, 13 Oktober 2021

Penulis,

Kurniawan Mega Mahardika

(17511056)

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	i
LEMBAR PENGESAHAN	ii
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI	iii
KATA PENGANTAR	iv
DAFTAR ISI	v
DAFTAR TABEL	viii
DAFTAR GAMBAR	ix
DAFTAR LAMPIRAN	xii
DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN	xiii
ABSTRAK	xv
ABSTRACT	xvi
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	3
1.3 Tujuan Penelitian	3
1.4 Manfaat Penelitian	3
1.5 Batasan Penelitian	4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	5
2.1 Tinjauan Umum	5
2.2 Tinjauan Pustaka	5
2.2.1 Analisis Non-Linier Pada Mekanisme Keruntuhan Jembatan Rangka Baja Tipe Pratt	5
2.2.2 Pola Keruntuhan Jembatan Rangka Menerus Tipe Warren	6
2.2.3 Analisa Tidak Linier Mekanisme Keruntuhan Jembatan Busur Rangka Baja (A-Half Trough Arch)	7
2.2.4 Analisis Kapasitas Jembatan Rangka Baja Austria Tipe A60 dengan Menggunakan Software Midas Civil (Studi Kasus Jembatan Pintu Air Sepuluh)	7

2.2.5 Analisis Struktur Jembatan Gantung Self-Anchored	8
2.2.6 Analisis Konstruksi Jembatan Busur Rangka Baja Tipe A-half Through Arch	9
2.2.7 Kontrol Struktur Jembatan Rangka Baja Terpasang Terhadap Pembebanan AASHTO 1994	10
2.3 Perbedaan Penelitian	10
BAB III LANDASAN TEORI	16
3.1 Jenis-Jenis Jembatan Rangka Baja	16
3.2 Pembebanan menurut SNI-1725-2016	18
3.2.1 Beban Mati Sendiri (MS)	18
3.2.2 Beban Mati Tambahan (MA)	19
3.2.3 Beban Pejalan Kaki	20
3.2.4 Beban Lajur “D” (TD)	20
3.2.5 Faktor Beban Dinamis (FBD)	22
3.2.6 Beban Gempa (EQ)	23
3.3 Pushover Analysis	31
3.3.1 Tingkat Kinerja Struktur Menurut ATC-40	32
3.3.2 Mekanisme Terjadinya Sendi Plastis	34
BAB IV METODOLOGI PENELITIAN	36
4.1 Umum	36
4.2 Data	36
4.3 Lokasi Penelitian	36
4.4 Metode Pengumpulan Data	37
4.5 Tahapan Penelitian	37
4.6 Diagram Alir Penelitian	40
BAB V ANALISIS DAN PEMBAHASAN	42
5.1 Permodelan Struktur	42
5.1.1 Data Teknis Struktur Jembatan	42
5.2 Perhitungan Pembebanan	43
5.2.1 Perhitungan Beban Mati	44
5.2.2 Perhitungan Beban Hidup	45

5.2.3 Perhitungan Beban Gempa	48
5.3 Analisis Linier Statik	52
5.4 Analisa Non Linier dengan Metode Pushover Analysis	56
5.5 Hasil Pushover Analysis	66
5.5.1 Kurva Gaya Geser Dasar	66
5.5.2 Titik Kinerja Struktur Metode ATC-40	69
5.5.3 Mekanisme Terjadinya Sendi Plastis	71
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN	80
6.1 Kesimpulan	80
6.2 Saran	80
DAFTAR PUSTAKA	82
LAMPIRAN	84

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Rekap Tinjauan Pustaka	11
Tabel 2.2 Rekap Persamaan dan Perbedaan Penelitian	13
Tabel 3.1 Faktor Beban untuk Beban Mati Sendiri	18
Tabel 3.2 Faktor Beban untuk Beban Mati Tambahan	19
Tabel 3.3 Faktor Beban untuk Beban Lajur “D”	20
Tabel 3.4 Koefisien Situs, F_a	24
Tabel 3.5 Koefisien Situs, F_v	24
Tabel 3.6 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan X	27
Tabel 3.7 Faktor Amplifikasi untuk PGA, F PGA	28
Tabel 3.8 Faktor Modifikasi Respon untuk Hubungan antar Elemen Struktur	30
Tabel 3.9 Tingkat Kinerja Struktur Bangunan Menurut ATC-40	32
Tabel 3.10 Batasan <i>Drift Ratio</i> Menurut ATC-40	33
Tabel 3.11 Tingkat Kerusakan Struktur Akibat Terbentuknya Sendi Plastis	34
Tabel 5.1 Perhitungan Beban Mati Tambahan akibat Perkerasan Jalan	44
Tabel 5.2 Perhitungan Beban Mati Tambahan akibat Trotoar	45
Tabel 5.3 Kombinasi Pembebanan	55
Tabel 5.4 Data <i>Displacement</i> dan Gaya Geser Dasar Arah X	68
Tabel 5.5 Data <i>Displacement</i> dan Gaya Geser Dasar Arah Y	69
Tabel 5.6 <i>Performance Point</i> Hasil Analisa <i>Pushover</i>	71

DAFTAR GAMBAR

Gambar 3.1 Jembatan Rangka Tipe Standar	15
Gambar 3.2 Jembatan Rangka Tipe <i>Non Paralel Chord (Parker Truss)</i>	15
Gambar 3.3 Jembatan Rangka Tipe <i>Subdivided Pratt Truss with Substruts or Baltimore Truss</i>	16
Gambar 3.4 Jembatan Rangka Tipe <i>Subdivided Pratt Truss with Subties</i>	16
Gambar 3.5 Jembatan Rangka Tipe <i>Petit Truss/Pennsylvania Truss</i>	16
Gambar 3.6 Jembatan Rangka Tipe <i>Pratt Truss with no Vertical</i>	16
Gambar 3.7 Jembatan Rangka <i>Truss Standart</i>	17
Gambar 3.8 Jembatan Rangka Tipe <i>Curve Chord</i>	17
Gambar 3.9 Jembatan Rangka Tipe <i>Subdivided</i>	17
Gambar 3.10 Beban Garis Terpusat (BGT)	21
Gambar 3.11 Faktor Beban Dinamis (FBD)	22
Gambar 3.12 Parameter Gerak Tanah, S_s	23
Gambar 3.13 Parameter Gerak Tanah, S_1	23
Gambar 3.14 Spektrum Respon Desain	26
Gambar 3.15 <i>Peak Ground Acceleration, PGA</i>	28
Gambar 3.16 Tipikal Kurva Kapasitas pada Berbagai Tingkat Kinerja Struktur	31
Gambar 4.1 Lokasi Penelitian	36
Gambar 4.2 Gambar Kerja Struktur Jembatan Sardjito 1	38
Gambar 4.3 Struktur Eksisting Jembatan Sardjito 1	39
Gambar 4.4 Struktur Eksisting Jembatan Sardjito 1	39
Gambar 4.5 Diagram Alir Penelitian	41
Gambar 5.1 Permodelan 3D Jembatan Sardjito 1	42
Gambar 5.2 Faktor Beban Dinamis (FBD)	47
Gambar 5.3 Respon Spektrum Kota Yogyakarta	50
Gambar 5.4 Berat Sendiri Struktur	52
Gambar 5.5 <i>Define Load Pattern</i>	53
Gambar 5.6 <i>Define Respon Spektrum</i>	54

Gambar 5.7 <i>Define Load Combination</i>	55
Gambar 5.8 Proses <i>Running</i>	56
Gambar 5.9 Pendefinisian <i>Load Cases</i> Gravitasi	57
Gambar 5.10 Pendefinisian <i>Load Application Control</i> pada Beban Gravitasi	58
Gambar 5.11 Titik Berat Struktur Jembatan	58
Gambar 5.12 Pendefinisian <i>Results Save</i> pada Beban Gravitasi	58
Gambar 5.13 Pendefinisian <i>Non Linier Parameters</i> pada Beban Gravitasi	59
Gambar 5.14 Pendefinisian <i>Load Cases Push X</i>	60
Gambar 5.15 Pendefinisian <i>Load Application Control</i> pada Beban <i>Push X</i>	61
Gambar 5.16 Pendefinisian <i>Non Linier Parameters</i> pada Beban <i>Push X</i>	61
Gambar 5.17 Pendefinisian <i>Load Cases Push Y</i>	62
Gambar 5.18 Pendefinisian <i>Load Application Control</i> pada Beban <i>Push Y</i>	63
Gambar 5.19 Pendefinisian <i>Non Linier Parameters</i> pada Beban <i>Push Y</i>	63
Gambar 5.20 <i>Frame Hinge Assignments</i>	64
Gambar 5.21 <i>Auto Hinge Assignments Data</i>	65
Gambar 5.22 <i>Running Analysis</i>	65
Gambar 5.23 <i>Output Pushover Analysis</i>	66
Gambar 5.24 Kurva <i>Displacement</i> dan Gaya Geser Dasar arah X	67
Gambar 5.25 Kurva <i>Displacement</i> dan Gaya Geser Dasar arah Y	68
Gambar 5.26 Kurva Kapasitas arah X	69
Gambar 5.27 Kurva Kapasitas arah Y	70
Gambar 5.28 Gambar Sendi Plastis <i>Pushover</i> Arah X pada Step 2	71
Gambar 5.29 Gambar Sendi Plastis <i>Pushover</i> Arah X pada Step 3 sampai dengan step 6	72
Gambar 5.30 Gambar Sendi Plastis <i>Pushover</i> Arah X pada Step 7	73
Gambar 5.31 Gambar Sendi Plastis <i>Pushover</i> Arah X pada Step 8	73
Gambar 5.32 Gambar Sendi Plastis <i>Pushover</i> Arah Y pada Step 1	74
Gambar 5.33 Gambar Sendi Plastis <i>Pushover</i> Arah Y pada Step 2	75
Gambar 5.34 Gambar Sendi Plastis <i>Pushover</i> Arah Y pada Step 3	75
Gambar 5.35 Gambar Sendi Plastis <i>Pushover</i> Arah Y pada Step 4 sampai dengan step 5	76

Gambar 5.36 Gambar Sendi Plastis <i>Pushover</i> Arah Y pada Step 6	77
Gambar 5.37 Gambar Sendi Plastis <i>Pushover</i> Arah Y pada Step 7	78
Gambar 5.38 Gambar Sendi Plastis <i>Pushover</i> Arah Y pada Step 8	78
Gambar 5.39 Gambar Sendi Plastis <i>Pushover</i> Arah Y pada Step 9	79

DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1 Gambar Struktur Jembatan Sardjito 1	85
Lampiran 2 Langkah-langkah menganalisa linier	92

DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN

A_s	= Koefisien percepatan puncak muka tanah.
BTR	= Beban terbagi rata.
BGT	= Beban garis terpusat.
C_{sm}	= Koefisien respon gempa elastik.
C_{RS}	= nilai terpeta koefisien risiko spesifik situs pada periode pendek.
C_{R1}	= nilai terpeta koefisien risiko spesifik situs pada periode 1 detik.
DO	= <i>Damage Control</i> .
EQ	= Beban gempa.
Fa	= koefisien situs untuk periode pendek yaitu pada periode 0,2 detik.
FBD	= Faktor beban dinamis.
F_{PGA}	= Faktor Amplifikasi untuk PGA.
Fv	= koefisien situs untuk periode panjang (pada periode 1 detik).
H	= tinggi struktur (meter).
IO	= <i>Immediate Occupancy</i> .
LS	= <i>Life Safety</i> .
PGA	= percepatan muka tanah puncak.
R_d	= faktor modifikasi respons.
Sa	= respons spektra percepatan.
S_{DS}	= parameter percepatan respons spektral pada periode pendek, redaman 5 persen.
S_{D1}	= parameter percepatan respons spektral pada periode 1 detik, redaman 5 persen.
S_{MS}	= parameter percepatan respons spektral MCE pada periode pendek yang sudah disesuaikan terhadap pengaruh kelas situs.
S_{M1}	= percepatan percepatan respons spektral MCE pada periode 1 detik yang sudah disesuaikan terhadap pengaruh kelas situs.

- SS = parameter percepatan respons spektral MCE dari peta gempa pada periode pendek, redaman 5 persen.
- SS = *Structural Stability*.
- S₁ = parameter percepatan respons spektral MCE dari peta gempa pada periode 1 detik, redaman 5 persen.
- T = waktu getar struktur (detik).
- T₀ = $0,2 \times \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$.
- TD = beban lajur “D”.
- T_L = peta transisi periode panjang.
- TP = beban pejalan kaki.
- T_s = $\frac{S_{D1}}{S_{DS}}$.
- TT = beban truk “T”.
- W_t = berat total struktur (kN).
- γ_{MS} = Faktor beban mati sendiri.
- γ_{MA} = Faktor beban mati tambahan.
- γ_{TD} = Faktor beban lajur “D”.

ABSTRAK

Indonesia merupakan wilayah yang sangat rentan terhadap gempa bumi. Hal ini disebabkan karena letak geografis Indonesia yang dikelilingi oleh 3 lempeng utama, yaitu Eurasia, Indonesia-Australia, dan Pasifik. Gempa bumi tersebut dapat mengakibatkan terjadinya kerusakan infrastruktur yang ada, salah satunya struktur jembatan. Terdapat banyak jenis jembatan yang ada di wilayah Indonesia, jenis jembatan yang paling banyak adalah jembatan rangka. Penggunaan jembatan rangka tersebut sudah dimulai sebelum pada tahun 1945 dan berlanjut hingga sekarang sehingga banyak jembatan yang sudah mencapai umur rencana (Bina Marga 2009). Oleh karena itu, perlu dilakukan evaluasi kinerja seismik agar dapat diketahui level kinerja dari struktur jembatan eksisting dalam menahan beban gempa yang terjadi.

Evaluasi pada penelitian ini dilakukan pada struktur Jembatan Sardjito 1 yang berlokasi di Yogyakarta. Pembangunan jembatan tersebut dilakukan cukup lama yaitu pada tahun 1984. Oleh karena itu, perlu dilakukan evaluasi kinerja terhadap jembatan tersebut. Pada penelitian ini, analisis dilakukan secara non-linier dengan metode *pushover analysis*. Jembatan akan diberikan beban lateral berupa beban gempa pada titik acuan yang sudah ditentukan. Beban tersebut nantinya akan ditingkatkan secara terus menerus sampai struktur jembatan mengalami keruntuhan. Setelah mengalami keruntuhan, maka dapat diketahui tingkat kinerja struktur yang mengacu pada standar ATC-40 sesuai kurva kapasitas yang terjadi.

Hasil dari penelitian ini didapatkan maksimum total *drift pushover* arah X sebesar 0,00418 dan *pushover* arah Y sebesar 0,00012. Kedua nilai maksimum total *drift* tersebut menandakan bahwa struktur Jembatan Sardjito 1 berada pada level kinerja *Immediate Occupancy*. Hal tersebut berarti struktur jembatan dapat menahan beban gempa yang terjadi sehingga struktur dapat dikatakan aman.

Kata kunci : *Pushover Analysis*, Jembatan Rangka, Evaluasi Kinerja Struktur

ABSTRACT

Indonesia is a region that is very vulnerable to earthquake disasters. It caused by geographical location of Indonesia which is surrounded by 3 main plates, namely Eurasia, Indonesia-Australis and Pacific. The earthquake can cause damage to existing infrastructure, one of which is bridge structure. There are many types of bridges in Indonesia, the most common types of bridges are truss bridges. The use of the truss bridge had started before 1945 and has continued until now so that many bridges have reached their design life (Bina Marga, 2009). Therefore, it is necessary to evaluate the seismic performance to determine the performance level of the existing bridge structure.

The evaluation in this research was carried out on the structure of the Sardjito 1 Bridge located in Yogyakarta. The construction of the bridge was carried out in 1984. Therefore, it is necessary to evaluate the performance of the bridge. In this research, the analysis was carried out in a non-linear way using the pushover analysis method. In this method, the bridge will be given a lateral load in the form of an earthquake load at a predetermined reference point. The load will be increased continuously until the bridge structure collapses. So, it can be seen the level of structure performance that refers to the ATC-40 standard according to the capacity curve that occurs.

The result of this research is that the maximum total drift of a pushover in the X direction is 0,00418 and the pushover in the Y direction is 0,00012. The two maximum values of total drift indicate that the structure of the Sardjito 1 Bridge is on the Immediate Occupancy performance level. This means that the bridge structure can withstand earthquake loads that occur so that the structure can be concluded to be safe.

Keywords : *Pushover Analysis, Steel Bridge, Structure Performance Evaluation*

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Indonesia merupakan sebuah negara dengan kondisi topografis yang sangat beragam pada setiap daerah di dalamnya. Kondisi topografis tersebut menyebabkan daerah-daerah di Indonesia banyak terpisahkan oleh sungai maupun laut. Oleh karena itu diperlukan sebuah bangunan konstruksi yaitu jembatan sebagai sarana penghubung antar kedua daerah tersebut.

Jembatan dapat didefinisikan sebagai sebuah bangunan konstruksi yang diperuntukan untuk menghubungkan antara satu titik ke titik yang lain untuk kepentingan rute transportasi dalam hal ini adalah jalan. Dari definisi tersebut maka dapat diketahui bahwa keberadaan sebuah jembatan dapat berdampak pada kemajuan beberapa sektor kehidupan seperti pembangunan infrastruktur dan ekonomi dari sebuah daerah. Pada pelaksanaannya terdapat beberapa tipe jembatan yang lazim digunakan. Beberapa tipe jembatan tersebut diantaranya adalah jembatan gantung, jembatan beton bertulang, jembatan rangka baja, jembatan *cable stayed*, jembatan beton prategang, dan jembatan pelengkung (Supriyadi dan Muntohar, 2007).

Pada pelaksanaannya di lapangan, sebuah struktur jembatan direncanakan untuk dapat menahan beban gempa. Wilayah Indonesia termasuk kedalam wilayah yang sangat berpotensi terhadap gempa bumi karena terletak pada 3 lempeng utama yaitu Eurasia, Indo-Australia, dan Pasifik (Rachmadani, 2019). Potensi gempa bumi yang besar tersebut mendasari sebuah struktur jembatan direncanakan dapat menahan beban gempa yang terjadi, sehingga jembatan tidak mengalami keruntuhan.

Jembatan rangka baja merupakan jenis jembatan yang banyak digunakan di wilayah Indonesia. Penggunaan jembatan rangka sudah dimulai sebelum tahun 1945 dan berlanjut hingga saat ini, sehingga banyak struktur jembatan yang telah melebihi umur rencana dan belum dilakukan penggantian karena keterbatasan dana

(Bina Marga, 2009). Oleh karena itu perlu dilakukan evaluasi kinerja seismik agar keruntuhan jembatan akibat beban gempa dapat diminimalisasi.

Evaluasi ini lebih difokuskan untuk mengevaluasi kemungkinan terjadinya beban gempa yang berlebih. Seperti yang sudah dijelaskan sebelumnya, karena letak geografis Indonesia akan sangat berpengaruh terhadap besarnya gempa yang terjadi. Besaran gempa yang terjadi pada setiap wilayah di Indonesia akan berbeda antara satu wilayah dengan wilayah yang lain. Selain itu tingkat intensitas gempa yang dapat diperhitungkan dari tahun ketahun akan selalu mengalami perubahan. Hal tersebut dikarenakan resiko gempa tiap-tiap wilayah yang ada di Indonesia sangatlah beragam, mulai dari resiko rendah sampai resiko tinggi. Dalam membantu menghitung besaran beban gempa yang terjadi, Kementerian Pekerjaan Umum mengeluarkan sebuah peta gempa untuk masing-masing wilayah yang ada di Indonesia. Pada penelitian ini evaluasi akan mengacu pada peta gempa terbaru yang dikeluarkan oleh Kementerian Pekerjaan Umum.

Dalam mengevaluasi sebuah struktur jembatan tersebut terdapat beberapa metode yang dapat digunakan. Salah satu metode yang dapat digunakan adalah metode *pushover analysis*. Pada metode ini jembatan akan diberikan beban lateral dalam hal ini beban gempa pada suatu titik acuan yang sudah ditentukan sebelumnya pada struktur jembatan. Beban tersebut nantinya akan ditingkatkan secara terus menerus dengan faktor pengali sampai struktur tersebut mengalami keruntuhan atau *collapse* (Istiono, 2017). Selain itu, dari pembebanan *pushover* tersebut dapat diperoleh informasi mengenai tingkat kinerja struktur serta bagian-bagian jembatan dengan kondisi kritis. Bagian-bagian jembatan yang mengalami kondisi kritis inilah yang nantinya akan dilakukan penangangan ataupun pemeliharaan berlanjut agar struktur jembatan masih dapat mampu menahan beban. Setelah dilakukan pembebanan, didapatkan juga kurva kapasitas yang terjadi pada struktur jembatan yang dianalisis. Kurva kapasitas tersebut nantinya akan digunakan dalam menentukan level kinerja struktur jembatan sesuai pedoman ATC-40.

Penelitian ini berfokus pada analisis jembatan dengan tipe rangka baja bentang tunggal. Studi kasus yang diambil adalah pada Jembatan Sardjiito 1, yang

berlokasi di Jalan Prof. Dr. Sardjito, Cokrodiningratan, Kecamatan Jetis, Yogyakarta. Jembatan tersebut dibangun pada tahun 1984 dan pernah terkena dampak dari gempa yang terjadi di kota Yogyakarta pada tahun 2006. Oleh karena itu perlu dilakukan evaluasi terhadap kondisi struktur jembatan agar terhindar dari keruntuhan.

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan beberapa penjelasan pada latar belakang maka dapat dirumuskan permasalahan sebagai berikut.

1. Bagaimana hasil gaya-gaya dalam pada permodelan struktur yang dilakukan ketika melakukan analisis linier Jembatan Sardjito 1?
2. Bagaimana perilaku struktur atas Jembatan Sardjito 1 apabila dilakukan analisis non linier menggunakan Metode *Pushover Analysis*?
3. Bagaimana tingkat kinerja struktur atas Jembatan Sardjito 1 berdasarkan ATC-40?

1.3 Tujuan Penelitian

Berdasarkan rumusan masalah yang telah dipaparkan, maka didapat tujuan yang ingin dicapai dari penelitian yang dilakukan, yaitu sebagai berikut.

1. Mengetahui gaya-gaya dalam yang terjadi pada permodelan struktur ketika dilakukan analisis linier Jembatan Sardjito 1.
2. Mengetahui perilaku struktur atas Jembatan Sardjito 1 apabila dilakukan analisis non linier menggunakan Metode *Pushover Analysis*.
3. Mengetahui tingkat kinerja struktur atas Jembatan Sardjito 1 berdasarkan ATC-40.

1.4 Manfaat Penelitian

Manfaat penelitian ini adalah sebagai berikut.

1. Menambah pengetahuan mengenai analisis struktur atas jembatan apabila menggunakan analisis secara linier.

2. Menambah pengetahuan mengenai analisis struktur atas jembatan menggunakan Metode *Pushover Analysis*.
3. Mengetahui tingkat kinerja struktur jembatan berdasarkan ATC-40.

1.5 Batasan Penelitian

Adapun untuk batasan penelitian adalah sebagai berikut.

1. Pengambilan data pada proyek ini mengacu pada Jembatan Sardjito 1 yang berlokasi di Jalan Prof. Dr. Sardjito, Cokrodiningratan, Kecamatan Jetis, Yogyakarta.
2. Pengamatan dilakukan hanya pada struktur atas atau *super structure* jembatan.
3. Metode yang digunakan dalam menganalisis kinerja struktur jembatan adalah *Pushover Analysis*.
4. Pembebanan jembatan mengacu pada kaidah-kaidah pembebanan sesuai dengan SNI 03-1725-2016.
5. Beban yang diperhitungkan meliputi beban mati sendiri (MS), beban mati tambahan (MA), beban pejalan kaki (TP) beban lajur "D" (TD), dan beban gempa (EQ).
6. Perhitungan beban gempa mengacu pada SNI-2833-2016 dan SNI 1726-2019.
7. Penentuan level kinerja struktur mengacu pada standar ATC-40.
8. Analisis gaya-gaya maupun lendutan yang terjadi pada struktur atas jembatan dilakukan dengan bantuan aplikasi SAP 2000.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Tinjauan Umum

Jembatan merupakan salah satu infrastruktur vital yang paling berdampak luas pada masyarakat, salah satunya adalah sektor perekonomian. Oleh karena itu jembatan merupakan infrastruktur umum yang dapat dijumpai di setiap daerah di Indonesia. Sebagian besar jembatan yang ada di Indonesia sudah dibangun sejak puluhan tahun lalu. Hal tersebut yang mendasari sebuah jembatan perlu evaluasi untuk selanjutnya dilakukan pemeriksaan dan pemeliharaan agar tidak terjadi keruntuhan. Keruntuhan tersebut terjadi karena terjadinya penurunan kekuatan struktur (Manda dan Nakamura, 2010).

Cipto (2012) menyatakan bahwa metode analisis *pushover* merupakan salah satu komponen *performance based design* yang dapat dijadikan sarana untuk mengetahui kapasitas sebuah struktur. Proses analisa ini dilakukan dengan memberikan beban lateral pada suatu titik acu yang ada pada struktur jembatan, selanjutnya beban akan ditingkatkan bertahap sampai dengan target *displacement* dititik acu tersebut tercapai (Istiono dan Susanti, 2019).

2.2 Tinjauan Pustaka

2.2.1 Analisis Non-Linier Pada Mekanisme Keruntuhan Jembatan Rangka Baja Tipe Pratt

Istiono dan Propika (2017), melakukan penelitian yang bertujuan untuk mengetahui mekanisme keruntuhan pada jembatan rangka baja tipe pratt. Analisa pada penelitian ini adalah dengan memodelkan jembatan rangka baja tipe pratt dengan bentang 60 meter. Lokasi titik acuan pada penelitian ini berada pada tengah bentang jembatan. Setelah lokasi titik acuan ditentukan langkah selanjutnya adalah melakukan analisa *pushover* dengan mendefinisikan beban *pushover* sebagai beban nonlinier pada program SAP 2000. Selanjutnya hasil analisa *pushover* tersebut

dibandingkan dengan target *displacement* untuk mengetahui tingkat kinerja struktur.

Pada penelitian ini didapatkan bahwa pada model jembatan rangka tipe pratt bentang tunggal terdapat beberapa elemen rangka yang lemah atau terjadi sendi plastis. Elemen lemah tersebut terjadi pada elemen batang atas yang berada di tengah bentang. Didapatkan juga tingkat kinerja struktur dari model jembatan tersebut adalah dalam kondisi IO (*Immediate Occupancy*). Hal tersebut dapat diartikan bahwa tidak ada kerusakan pada komponen struktur sehingga struktur bisa segera digunakan. Daktilitas aktual yang terjadi pada struktur tersebut mempunyai nilai sebesar 1,34, sehingga dapat dikatakan memenuhi persyaratan SNI 2833-2008.

2.2.2 Pola Keruntuhan Jembatan Rangka Menerus Tipe Warren

Istiono dan Susanti (2019), melakukan penelitian yang bertujuan untuk mengetahui pola keruntuhan pada jembatan rangka menerus tipe warren. Pada penelitian ini jembatan dimodelkan dengan 3 bentang dimana 2 bentang dengan panjang 30 meter dan 1 bentang dengan panjang 60 meter. Titik acuan pada penelitian ini ditentukan berada pada tengah bentang setiap model jembatan. Analisis dimulai dengan mendefinisikan beban *pushover* sebagai beban nonlinier pada program SAP 2000. Dalam penelitian ini juga dilakukan perhitungan target *displacement* guna mengetahui tingkat kinerja struktur.

Pada penelitian ini didapatkan bahwa elemen lemah jembatan rangka menerus terdapat pada elemen diagonal portal akhir pada 2 perletakan yang berada di tengah. Setelah dilakukan analisis, didapatkan informasi bahwa tingkat kinerja struktur berada pada kondisi IO (*Immediate Occupancy*) yang dapat diartikan tidak ada kerusakan pada komponen struktur jembatan. Daktilitas aktual yang terjadi pada struktur tersebut mempunyai nilai sebesar 1,04, sehingga dapat dikatakan memenuhi persyaratan SNI 2833-2008.

2.2.3 Analisa Tidak Linier Mekanisme Keruntuhan Jembatan Busur Rangka Baja (*A-Half Trough Arch*)

Rochim (2019), melakukan penelitian yang bertujuan untuk mengetahui mekanisme keruntuhan pada jembatan busur rangka baja (*A-half trough arch*). Pada penelitian ini jembatan dimodelkan dengan tipe *A-half trough arch* dengan bentang 100 meter. Jembatan tersebut didesain sesuai dengan gempa kota Surabaya, Jawa Timur. Berbeda dengan 2 penelitian yang sudah disebutkan pada sub-subbab 2.2.5 dan 2.2.6, keruntuhan yang ditinjau pada penelitian ini hanya yang diakibatkan oleh beban gempa. Pada penelitian ini, dek jembatan direncanakan sebagai diafragma (*rigid*). Beban seismik lateral dihitung dengan menggunakan faktor reduksi dan diaplikasikan pada pusat diafragma jembatan atau pada tengah bentang.

Setelah dilakukan analisis, didapatkan bahwa terdapat beberapa elemen rangka yang akan dan dapat mengalami kerusakan pada setiap step pembebanan. Setelah diketahui elemen yang akan dan dapat mengalami kerusakan tersebut, maka dapat diambil beberapa penanganan khusus pada saat perancangan. Daktilitas aktual yang terjadi pada struktur jembatan tersebut berada diangka 2,4. Sementara itu, untuk level dari kinerja struktur jembatan diketahui memiliki level IO (*Immediate Occupancy*). Level tersebut menandakan bahwa tidak adanya kerusakan pada komponen struktur jembatan.

2.2.4 Analisis Kapasitas Jembatan Rangka Baja Austria Tipe A60 dengan Menggunakan *Software* Midas Civil (Studi Kasus Jembatan Pintu Air Sepuluh)

Penelitian ini ditulis oleh Agung Wahyudi pada tahun 2014. Penelitian ini bertujuan untuk mengetahui kapasitas dan lendutan dari jembatan rangka terpasang. Studi kasus yang diambil pada penelitian ini adalah Jembatan Pintu Air Sepuluh yang berlokasi di kota Tangerang. Jembatan tersebut merupakan jenis jembatan rangka baja Austria tipe A60. Selain menghitung kapasitas dan lendutan yang terjadi pada jembatan eksisting, penelitian ini juga memperhitungkan kerusakan relatif yang terjadi pada struktur jembatan

Pengambilan data-data jembatan yang digunakan untuk melakukan analisis meliputi gambar standar jembatan rangka baja Austria A60, *as build drawing*, data standar mutu baja jembatan rangka baja Austria A60, data frekuensi jembatan, data mutu baja jembatan, data mutu beton lantai jembatan, dan data lendutan jembatan. Setelah dilakukan pengambilan data dilakukan permodelan dengan aplikasi Midas Civil dengan memperhatikan peraturan pembebanan yang digunakan. Pada penelitian ini peraturan pembebanan mengacu pada SNI T-02-2005.

Setelah dilakukan analisis didapatkan bahwa nilai kerusakan struktural relatif yang terjadi sebesar 18 %. Sedangkan untuk nilai defleksi maksimum yang diakibatkan oleh pembebanan SNI-T-02-2005 adalah sebesar 38,29 mm pada kondisi beban layan dan 68,92 mm pada kondisi beban *ultimate*. Nilai ini masih dibawah nilai defleksi ijin ($L/800$) yaitu sebesar 75 mm. Oleh karena itu pada penelitian ini dapat ditarik kesimpulan bahwa jembatan eksisting masih memenuhi atau dapat dikatakan aman ketika menerima pembebanan sesuai dengan standar pembebanan SNI T-02-2005.

2.2.5 Analisis Struktur Jembatan Gantung *Self-Anchored*

Penelitian ini ditulis oleh Ivan Sebastian dan F.X. Supartono pada tahun 2019. Pada penelitian ini analisis struktur dilakukan pada sebuah jembatan gantung dimana penempatan angkur diletakan pada gelagar jembatan itu sendiri atau dapat disebut *self-anchored suspension bridge*. Pada jembatan gantung dengan tipe pengangkuran seperti ini tidak bergantung pada kondisi tanah yang ada. Tujuan dari penelitian ini adalah mengetahui gaya-gaya dan lendutan yang terjadi pada jembatan gantung *self anchored* serta mengetahui kebutuhan penampang, kabel dan hanger jembatan.

Data jembatan yang dibutuhkan mengacu pada peraturan yang berkaitan dengan perancangan jembatan gantung yaitu SNI 1725-2016 mengenai standar pembebanan jembatan dan RSNI-T-12-2004 mengenai perencanaan struktur beton untuk jembatan, peraturan PU, dan Bina Marga. Pada penelitian ini diambil panjang jembatan adalah 160 meter dengan panjang bentang utama sebesar 100

meter dan panjang bentang samping sebesar 30 meter. Analisis pada penelitian ini menggunakan bantuan *software* Midas Civil.

Dari analisis yang telah dilakukan didapatkan nilai maksimum tekan yang terjadi pada dek jembatan sebesar 16735,87 kN. Reaksi perletakan pada ujung jembatan gantung *self-anchored* menunjukkan arah ke bawah. Hal ini menandakan bahwa *box girder* pada *side span* jembatan mengalami gaya tarik dari kabel sehingga *box girder* dapat mengalami tekuk ke atas. Oleh karena itu perlu diatasi dengan memberi *counter weight* sebesar 4783,583 kN pada sisi *side span* jembatan. Nilai lendutan maksimum yang terjadi adalah sebesar 159 mm. Nilai tersebut masih lebih kecil jika dibandingkan nilai lendutan ijin sesuai dengan RSNI-T-12-2004 yaitu sebesar $L/250$ atau 400 mm.

2.2.6 Analisis Konstruksi Jembatan Busur Rangka Baja Tipe *A-half Through Arch*

Penelitian ini dilakukan oleh Yumna Cici Olyvia pada tahun 2015. Penelitian ini menggunakan jenis jembatan busur rangka baja dengan tipe *a-half through arch*. Tujuan dari penelitian ini adalah mengetahui perencanaan jembatan busur rangka baja tipe *a-half through arch* dengan bentang 120 meter secara efisien dan sesuai dengan kekuatan yang ditargetkan. Pada penelitian ini perhitungan analisis jembatan hanya ditinjau pada struktur atasnya saja.

Peraturan pembebanan pada struktur jembatan ini mengacu pada *Bridge Management Systems* (BMS) tahun 1992 dan RSNI T-02-2005. Sedangkan untuk perhitungan kekuatan strukturnya mengacu pada RSNI T-03-2005 dan SNI 03-1729-2002. Dalam melakukan analisis terhadap gaya-gaya yang terjadi pada struktur jembatan menggunakan bantuan program aplikasi SAP 2000.

Dari analisis yang telah dilakukan maka dilakukan perencanaan terhadap masing masing gelagar jembatan. Pada perencanaan gelagar melintang digunakan IWF 400 x 200 x 13 x 8 dengan momen yang digunakan adalah momen yang terbesar atau momen pada kombinasi 2 sebesar 397,89 kNm. Didapatkan juga untuk lendutan yang terjadi pada gelagar melintang adalah sebesar 0,3277 cm dengan lendutan ijin 0,5 cm. Sementara untuk perencanaan gelagar memanjang digunakan

tipe IWF 900 x 300 x 28 x 16 dengan momen yang digunakan adalah pada kombinasi 2 sebesar 2587,19 kN. Untuk nilai lendutan yang terjadi adalah sebesar 0,0908 cm dengan lendutan ijin sebesar 1,125 cm.

2.2.7 Kontrol Struktur Jembatan Rangka Baja Terpasang Terhadap Pembebanan AASHTO 1994

Penelitian ini dilakukan oleh Nanang Arifianto dan Luwes Purwo Resmi pada tahun 2002. Tujuan dari penelitian ini adalah mengevaluasi jembatan rangka baja terpasang dengan metode LRFD-AASHTO 1994 dan mengetahui kemungkinan perbedaan hasil antara perhitungan menggunakan metode LRFD-AASHTO dengan peraturan pembebanan yang dikeluarkan dari Bina Marga. Pada penelitian ini studi kasus yang diambil adalah pada Jembatan Krasak yang menghubungkan antara Provinsi Daerah Istimewa Yogyakarta dan Provinsi Jawa Tengah.

Pada penelitian ini peraturan pembebanan mengacu kepada AASHTO 1994. Dalam analisis yang digunakan peneliti hanya menggunakan beban hidup berupa beban kendaraan sehingga beban pejalan kaki tidak diperhitungkan. Sementara untuk perhitungan defleksi yang terjadi pada tengah bentang peneliti hanya meninjau akibat dari beban mati dan beban hidup (beban kendaraan).

Setelah dilakukan analisis sesuai dengan peraturan yang digunakan didapatkan bahwa nilai untuk defleksi struktur rangka jembatan pada tengah bentang dapat dikatakan aman jika ditinjau dari beban hidup. Namun apabila ditinjau dari beban mati maka defleksi yang terjadi menjadi tidak aman. Sementara itu dari hasil analisis yang dilakukan didapatkan bahwa sebgaiian batang tepi atas dan rangka Jembatan Krasak ternyata tidak aman sehingga perlu diperkuat dengan cara memperpendek bentang atau menambah luasan profil.

2.3 Perbedaan Penelitian

Berdasarkan penjabaran dari 7 penelitian yang telah dilakukan di atas, maka topik penelitian yang akan dilakukan adalah “Evaluasi Kinerja Struktur Atas Jembatan Sardjito 1 dengan Metode *Pushover Analysis*”. Di bawah ini merupakan

rekap dari tinjauan pustaka yang dapat dilihat pada Tabel 2.1. Sedangkan untuk rekap persamaan dan perbedaan penelitian dapat dilihat pada Tabel 2.2.

Tabel 2.1 Rekap Tinjauan Pustaka

No	Peneliti	Judul Penelitian	Tujuan Penelitian
1	Istiono dan Propika (2017).	Analisis Non-Linier Pada Mekanisme Keruntuhan Jembatan Rangka Baja Tipe Pratt.	Mengetahui mekanisme keruntuhan pada jembatan rangka baja tipe pratt.
2	Istiono dan Susanti (2019).	Pola Keruntuhan Jembatan Rangka Menerus Tipe Warren	Mengetahui pola keruntuhan pada jembatan rangka menerus tipe warren.
3	Rochim (2019).	Analisa Tidak Linier Mekanisme Keruntuhan Jembatan Busur Rangka Baja (<i>A-Half Trough Arch</i>).	Mengetahui mekanisme keruntuhan pada jembatan busur rangka baja (<i>A-half trough arch</i>).
4	Wahyudi (2015).	Analisis Kapasitas Jembatan Rangka Baja Austria Tipe A60 dengan Menggunakan <i>Software</i> Midas Civil (Studi Kasus Jembatan Pintu Air Sepuluh).	Mengetahui kapasitas dan lendutan dari jembatan rangka terpasang. Studi kasus yang diambil pada penelitian ini adalah Jembatan Pintu Air Sepuluh yang berlokasi di kota Tangerang.
5	Sebastian dan Supartono (2019).	Analisis Struktur Jembatan Gantung <i>Self-Anchored</i> .	Mengetahui gaya-gaya dan lendutan yang terjadi pada jembatan gantung <i>self anchored</i> serta mengetahui kebutuhan penampang, kabel dan hanger jembatan.

Lanjutan Tabel 2.1 Rekap Tinjauan Pustaka

No	Peneliti	Judul Penelitian	Tujuan Penelitian
6	Olyvia (2015).	Analisis Konstruksi Jembatan Busur Rangka Baja Tipe <i>A-half Through Arch</i> .	Mengetahui perencanaan jembatan busur rangka baja tipe <i>a-half through arch</i> dengan bentang 120 meter secara efisien dan sesuai dengan kekuatan yang ditargetkan.
7	Arifianto dan Resmi (2002).	Kontrol Struktur Jembatan Rangka Baja Terpasang Terhadap Pembebanan AASHTO 1994.	Mengevaluasi jembatan rangka baja terpasang dengan metode LRFD-AASHTO 1994 dan mengetahui kemungkinan perbedaan hasil antara perhitungan menggunakan metode LRFD-AASHTO dengan peraturan pembebanan yang dikeluarkan dari Bina Marga.

Tabel 2.2 Rekap Persamaan dan Perbedaan Penelitian

No	Judul Penelitian	Persamaan	Perbedaan
1	Analisis Non-Linier Pada Mekanisme Keruntuhan Jembatan Rangka Baja Tipe Pratt.	1. Analisis struktur atas jembatan. 2. Metode analisis	1. Objek penelitian. 2. Tipe jembatan.
2	Pola Keruntuhan Jembatan Rangka Menerus Tipe Warren	1. Analisis struktur atas jembatan. 2. Metode analisis. 3. Tipe jembatan.	1. Objek penelitian. 2. Bentang jembatan.
3	Analisa Tidak Linier Mekanisme Keruntuhan Jembatan Busur Rangka Baja (<i>A-Half Trough Arch</i>).	1. Analisis struktur atas jembatan. 2. Metode analisis.	1. Objek penelitian. 2. Tipe jembatan.
4	Analisis Kapasitas Jembatan Rangka Baja Austria Tipe A60 dengan Menggunakan <i>Software</i> Midas Civil (Studi Kasus Jembatan Pintu Air Sepuluh).	1. Analisis struktur atas jembatan.	1. Objek Penelitian. 2. Metode analisis.

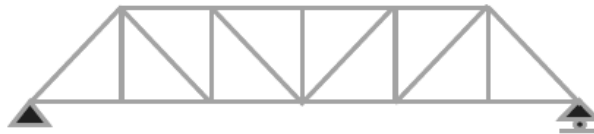
Lanjutan Tabel 2.2 Rekap Persamaan dan Perbedaan Penelitian

No	Judul Penelitian	Persamaan	Perbedaan
5	Analisis Struktur Jembatan Gantung <i>Self-Anchored</i> .	1. Analisis struktur atas jembatan.	1. Objek penelitian. 2. Tipe jembatan. 3. Metode Analisis.
6	Analisis Konstruksi Jembatan Busur Rangka Baja Tipe <i>A-half Through Arch</i> .	1. Analisis struktur atas jembatan.	1. Metode analisis. 2. Objek penelitian. 3. Tipe jembatan.
7	Kontrol Struktur Jembatan Rangka Baja Terpasang Terhadap Pembebanan AASHTO 1994.	1. Analisis struktur atas jembatan. 2. Tipe jembatan.	1. Metode analisis. 2. Objek penelitian.

BAB III LANDASAN TEORI

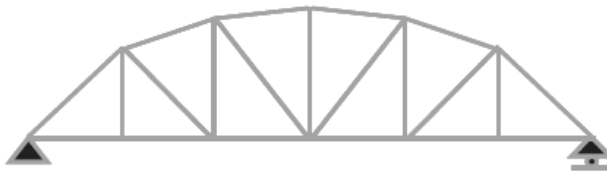
3.1 Jenis-Jenis Jembatan Rangka Baja

Muntohar dan Supriyadi (2007) menyatakan bahwa jembatan rangka dapat terbuat dari bahan kayu atau logam, namun seiring dengan perkembangannya ditemukan bahan baja dengan berbagai macam bentuk. Berbagai bentuk dari jembatan rangka baja dapat dilihat pada Gambar 3.1 sampai Gambar 3.9 berikut.



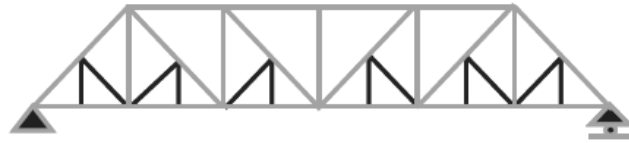
Gambar 3.1 Jembatan Rangka Tipe Standar

(Sumber : Bina Marga 2010 Perencanaan Teknik Jembatan)



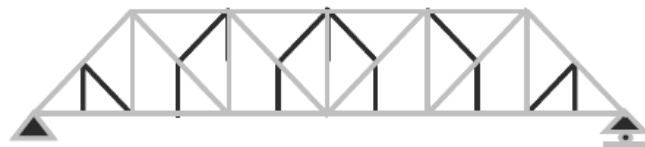
Gambar 3.2 Jembatan Rangka Tipe *Non Paralel Chord* (*Parker Truss*)

(Sumber : Bina Marga 2010 Perencanaan Teknik Jembatan)



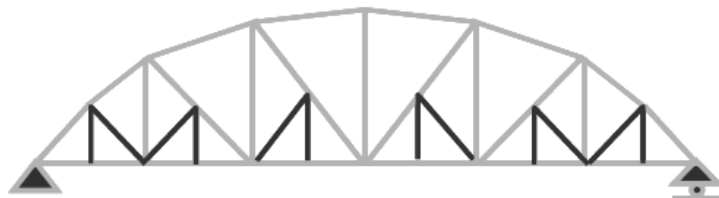
Gambar 3.3 Jembatan Rangka Tipe *Subdivided Pratt Truss with Substruts or Baltimore Truss*

(Sumber : Bina Marga 2010 Perencanaan Teknik Jembatan)



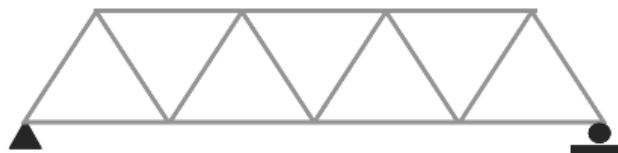
Gambar 3.4 Jembatan Rangka Tipe *Subdivided Pratt Truss with Subties*

(Sumber : Bina Marga 2010 Perencanaan Teknik Jembatan)



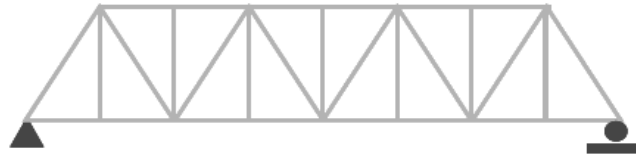
Gambar 3.5 Jembatan Rangka Tipe *Petit Truss/Pennsylvania Truss*

(Sumber : Bina Marga 2010 Perencanaan Teknik Jembatan)



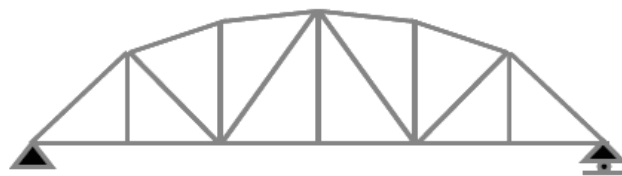
Gambar 3.6 Jembatan Rangka Tipe *Pratt Truss with no Vertical*

(Sumber : Bina Marga 2010 Perencanaan Teknik Jembatan)



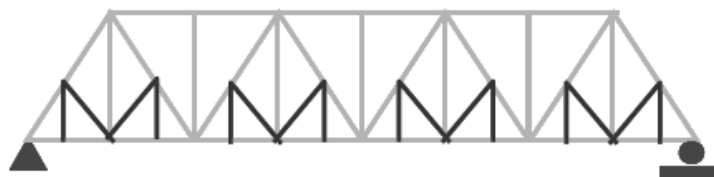
Gambar 3.7 Jembatan Rangka *Truss Standart*

(Sumber : Bina Marga 2010 Perencanaan Teknik Jembatan)



Gambar 3.8 Jembatan Rangka Tipe *Curve Chord*

(Sumber : Bina Marga 2010 Perencanaan Teknik Jembatan)



Gambar 3.9 Jembatan Rangka Tipe *Subdivided*

(Sumber : Bina Marga 2010 Perencanaan Teknik Jembatan)

3.2 Pembebanan menurut SNI-1725-2016

3.2.1 Beban Mati Sendiri (MS)

Beban mati sendiri atau berat sendiri merupakan berat bagian tersebut dan elemen-elemen struktural lain yang dipikulnya, termasuk dalam hal ini adalah berat bahan dan bagian jembatan yang merupakan elemen struktural ditambah dengan elemen nonstruktural yang dianggap tetap (SNI 1725-2016). Beban mati sendiri ini sangat dipengaruhi oleh berat volume dari tiap material yang digunakan pada

struktur jembatan. Oleh karena itu, dalam perhitungan beban mati sendiri, berat elemen struktur perlu dikalikan dengan berat volume dari jenis material yang digunakan pada elemen tersebut. Menurut SNI 1725-2016 terdapat faktor beban yang digunakan dalam perhitungan berat sendiri. Faktor beban tersebut dapat dilihat pada Tabel 3.1 berikut.

Tabel 3.1 Faktor Beban untuk Beban Mati Sendiri

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

Sumber : SNI 1725-2016 Pembebanan untuk Jembatan

3.2.2 Beban Mati Tambahan (MA)

Berbeda dengan beban mati sendiri yang berasal dari berat elemen struktural, berat mati tambahan merupakan beban yang dihasilkan akibat berat seluruh bahan pada elemen nonstruktural. Beban mati tambahan ini dapat berubah-ubah dari tahun ketahun tergantung pada kondisi jembatan eksisting. Contoh dari beban mati ini terjadi akibat adanya pekerjaan perkerasan pada badan jalan. Sama seperti dalam perhitungan beban mati sendiri, berat bahan pada beban mati tambahan perlu dikalikan dengan berat volume dari jenis material yang digunakan. Menurut SNI 1725-2016 terdapat faktor beban yang digunakan dalam menentukan beban mati tambahan. Faktor beban tersebut dapat dilihat pada Tabel 3.2 berikut.

Tabel 3.2 Faktor Beban untuk Beban Mati Tambahan

Tipe beban	Faktor beban (γ_{MA})			
	Keadaan Batas Layan (γ_{MA}^S)		Keadaan Batas Ultimit (γ_{MA}^U)	
	Keadaan		Biasa	Terkurangi
Tetap	Umum	1,00 ⁽¹⁾	2,00	0,70
	Khusus (terawasi)	1,00	1,40	0,80
Catatan ⁽¹⁾ : Faktor beban layan sebesar 1,3 digunakan untuk berat utilitas				

Sumber : SNI 1725-2016 Pembebanan untuk Jembatan

3.2.3 Beban Pejalan Kaki

Beban pejalan kaki merupakan sebuah pola beban hidup yang dihasilkan oleh aktivitas pejalan kaki. Beban ini nantinya direncanakan akan terjadi di trotoar yang terdapat pada tiap sisi jembatan. SNI 1725-2016 menentukan bahwa semua komponen trotoar yang mempunyai lebar lebih dari 0,6 meter harus direncanakan mampu memikul beban pejalan kaki dengan intensitas 5 kPa. Beban pejalan kaki ini nantinya dianggap akan bekerja secara bersamaan dengan beban kendaraan yang terjadi pada tiap-tiap lajur jalan yang ada. Apabila pada trotoar jembatan yang akan dibangun mempunyai kemungkinan untuk berubah fungsi menjadi lajur kendaraan, maka beban kendaraan harus diterapkan pada jarak 250 mm dari tepi dalam parapet (SNI 1725-2016).

3.2.4 Beban Lajur “D” (TD)

Dalam beban lajur “D” ini terdiri atas 2 pembebanan. Pembebanan tersebut adalah beban terbagi rata (BTR) dan beban garis terpusat (BGT). Beban lajur “D” ini nantinya akan bekerja pada seluruh badan jalan dan menimbulkan suatu pengaruh kepada struktur jembatan yang ekuivalen terhadap iring-iringan kendaraan (SNI 1725-2016). SNI 1725-2016 mengatakan bahwa terdapat beberapa faktor beban yang digunakan dalam perhitungan beban lajur “D”. Faktor beban yang digunakan dalam beban lajur “D” tersebut dapat dilihat pada Tabel 3.3 berikut.

Tabel 3.3 Faktor Beban untuk Beban Lajur “D”

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

Sumber : SNI 1725-2016 Pembebanan untuk Jembatan

1. Beban terbagi merata (BTR)

Pada beban terbagi merata terdapat sebuah intensitas (q) beban dimana besarnya bergantung pada panjang total struktur jembatan yang dibebani. Perhitungan intensitas tersebut dapat diketahui dengan persamaan berikut.

- a. Jika panjang pembebanan (L) ≤ 30 m.

$$q = 9,0 \text{ kPa} \quad (3.1)$$

- b. Jika panjang pembebanan (L) > 30 m.

$$q = 9,0 \times \left(0,5 + \frac{15}{L}\right) \text{ kPa} \quad (3.2)$$

dengan :

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

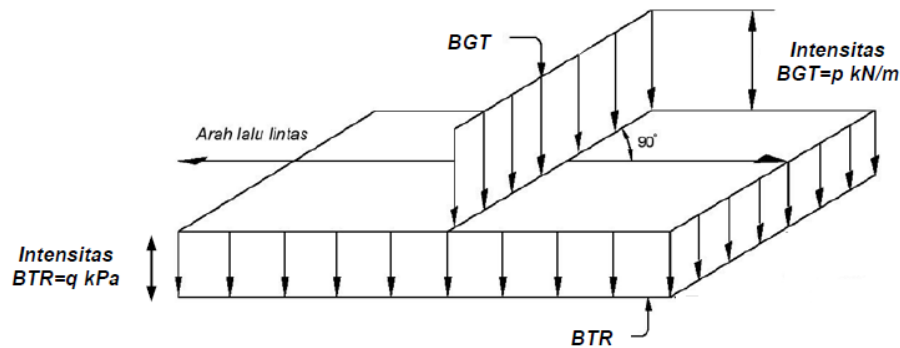
L = panjang total jembatan yang dibebani (meter).

Setelah dilakukan perhitungan terkait besarnya intensitas beban yang terjadi, maka selanjutnya intensitas beban tersebut akan dikalikan dengan panjang segmen dari struktur jembatan yang akan direncanakan atau dianalisis.

2. Beban garis terpusat (BGT)

Beban garis terpusat merupakan sebuah beban yang mempunyai intensitas sebesar p kN/m. Menurut SNI 1725-2016 intensitas p pada beban garis terpusat (BGT) tersebut sebesar sebesar 49,0 kN/m. Beban tersebut ditempatkan tegak lurus terhadap arah lalu lintas pada jembatan. Pada jembatan yang terdiri dari beberapa bentang, beban garis terpusat ditempatkan pada posisi arah melintang jembatan pada tiap bentang. Hal tersebut dilakukan agar mendapatkan momen lentur yang maksimum pada struktur jembatan yang akan ditinjau. Pada SNI 1725-2016 telah digambarkan skema bagaimana terjadinya beban garis terpusat terjadi pada struktur

jembatan yang akan ditinjau. Skema beban garis terpusat (BGT) tersebut dapat dilihat pada Gambar 3.10 berikut.



Gambar 3.10 Beban Garis Terpusat (BGT)

(Sumber : SNI 1725-2016 Pembebanan untuk Jembatan)

3.2.5 Faktor Beban Dinamis (FBD)

Faktor beban dinamis merupakan sebuah faktor beban yang terjadi akibat hasil dari interaksi antara kendaraan yang bergerak dengan struktur jembatan. Faktor beban dinamis ini digunakan dalam perhitungan beban terbagi merata (BTR) yang telah dijelaskan pada subbab sebelumnya. Besar dari faktor beban dinamis ini sangat bergantung pada frekuensi dasar dari suspensi kendaraan yang biasanya bernilai antara 2 Hz - 5 Hz (SNI 1725-2016). Faktor beban dinamis ini dalam SNI 1725-2016 dinyatakan sebagai beban statis ekuivalen. Dalam menentukan besaran sebuah faktor beban dinamis sangat berkaitan erat dengan panjang bentang sebuah struktur jembatan. Pada jembatan dengan bentang tunggal maka panjang bentang ekuivalen diambil sama dengan panjang bentang sebenarnya. Sementara itu, apabila struktur jembatan terdiri dari beberapa bentang atau merupakan bentang menerus, maka panjang bentang ekuivalen perlu dilakukan menggunakan persamaan berikut.

$$L_E = \sqrt{L_{AV} \times L_{MAX}} \quad (3.3)$$

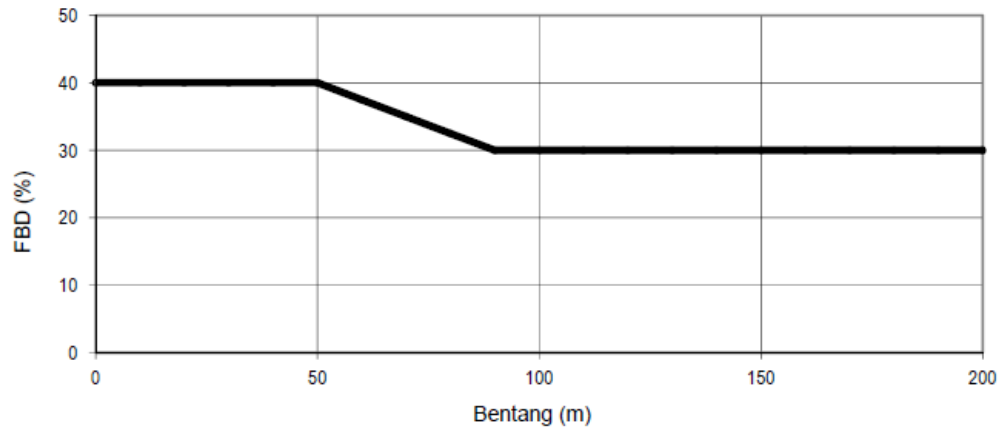
dengan :

L_E = panjang bentang ekuivalen jembatan (meter),

L_{AV} = panjang bentang rata-rata dari kelompok bentang yang disambungkan secara menerus (meter),

L_{MAX} = panjang bentang maksimum dalam kelompok bentang yang disambungkan secara menerus (meter).

Selanjutnya, setelah diketahui panjang bentang ekuivalen jembatan maka dapat dicari faktor beban dinamis (FBD) dengan bantuan grafik yang dapat dilihat pada Gambar 3.11 berikut.



Gambar 3.11 Faktor Beban Dinamis (FBD)

(Sumber : SNI 1725-2016 Pembebanan untuk Jembatan)

3.2.6 Beban Gempa (EQ)

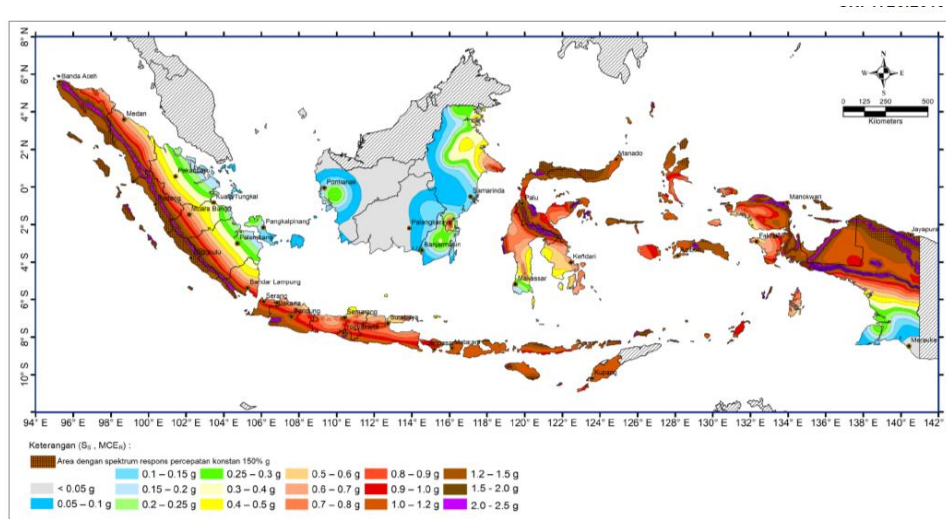
Pada penelitian ini terdapat 2 jenis beban gempa yang diperhitungkan. Kedua beban gempa tersebut adalah beban gempa dinamik dan beban gempa statik. Beban gempa dinamik digunakan pada analisis linier dan didalamnya digunakan respon spektrum sesuai dengan lokasi struktur jembatan yang ditinjau. Sementara itu, untuk beban gempa statik digunakan pada saat analisis non linier dengan metode *pushover analysis*. Beban gempa statik tersebut dianggap sebagai beban lateral yang akan bekerja pada struktur jembatan. Berikut ini merupakan beberapa perhitungan yang dilakukan dalam pembuatan respon spektrum sebagai beban gempa dinamik serta perhitungan pada beban gempa statik.

1. Respon Spektrum

Pada pembuatan respon spektrum gempa dilakukan perhitungan beberapa parameter gempa sebagai berikut.

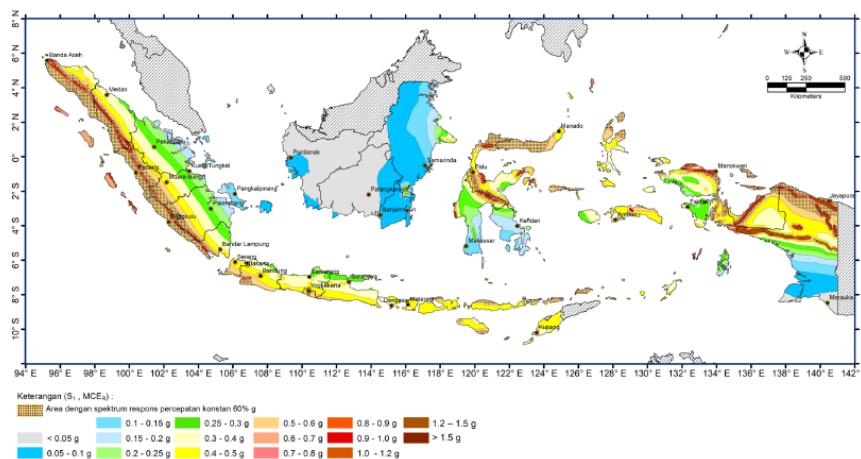
a. Parameter gerak tanah

Paramater gerak tanah yang digunakan merupakan nilai percepatan batuan dasar pada periode pendek (S_s) dan percepatan batuan dasar pada periode 1 detik (S_1). Nilai S_s dan S_1 diambil berdasarkan peta gempa yang terdapat pada SNI 1726-2019. Peta gempa tersebut dapat dilihat pada Gambar 3.12 dan Gambar 3.13 berikut.



Gambar 3.12 Percepatan Batuan Dasar pada Periode Pendek, S_s

(Sumber : SNI-1726-2019 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung)



Gambar 3.13 Percepatan Batuan Dasar pada Periode 1 detik, S_1

(Sumber : SNI-1726-2019 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung)

b. Koefisien situs dan parameter respon spektra

Koefisien situs merupakan suatu faktor amplifikasi seismik yang terjadi pada 2 kondisi yaitu pada saat periode 0,2 detik (F_a) dan pada saat periode 1 detik (F_v). Dalam penentuan kedua nilai tersebut SNI 1726-2019 telah menentukan beberapa nilai yang dapat digunakan dan dapat dilihat pada Tabel 3.4 dan Tabel 3.5 berikut.

Tabel 3.4 Koefisien Situs, F_a

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCER) terpetakan pada periode pendek, $T = 0,2$ detik, S_s					
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s = 1,25$	$S_s \geq 1,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
SC	1,3	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	1,0
SE	2,4	1,7	1,3	1,1	0,9	0,8
SF	SS(a)					

Sumber : SNI-1726-2019 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung

Tabel 3.5 Koefisien Situs, F_v

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCER) terpetakan pada periode 1 detik, S_I					
	$S_I \leq 0,1$	$S_I = 0,2$	$S_I = 0,3$	$S_I = 0,4$	$S_I = 0,5$	$S_I \geq 0,6$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SC	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,4
SD	2,4	2,2	2,0	1,9	1,8	1,7
SE	4,2	3,3	2,8	2,4	2,2	2,0
SF	SS(a)					

Sumber : SNI-1726-2019 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung

Sama seperti pada penentuan koefisien situs, pada perhitungan parameter respon spektra terdapat 2 kondisi, yaitu pada saat periode 0,2 detik atau S_{Ms} dan pada saat periode 1 detik atau S_{M1} . Berdasarkan SNI 1726-2019 parameter respon spektra dalam 2 kondisi tersebut dapat dihitung menggunakan persamaan berikut ini.

$$S_{MS} = Fa \times S_s \quad (3.4)$$

$$S_{M1} = Fv \times S_1 \quad (3.5)$$

dengan :

S_{MS} = parameter respon spektra pada saat periode 0,2 detik,

S_{M1} = parameter respon spektra pada saat periode 1 detik,

Fa = faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada periode 0,2 detik,

Fv = faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada periode 1 detik,

S_s = nilai percepatan batuan dasar pada periode pendek,

S_1 = percepatan batuan dasar pada periode 1 detik.

c. Parameter percepatan desain spektra

Terdapat 2 kondisi parameter percepatan untuk desain respon spektra, yaitu percepatan pada periode 0,2 detik atau S_{DS} dan pada percepatan pada periode 1 detik atau S_{D1} . Berdasarkan SNI 1726-2019 dalam melakukan perhitungan pada kedua kondisi tersebut dapat digunakan persamaan berikut.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \times S_{MS} \quad (3.6)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \times S_{M1} \quad (3.7)$$

dengan :

S_{DS} = parameter percepatan pada periode 0,2 detik,

S_{D1} = parameter percepatan pada periode 1 detik,

S_{MS} = parameter respon spektra pada saat periode 0,2 detik,

S_{M1} = parameter respon spektra pada saat periode 1 detik.

d. Penggambaran respon spektrum

Setelah dilakukan perhitungan yang sudah dijelaskan pada poin sebelumnya, maka dapat dilakukan penggambaran grafik respon spektrum berdasarkan lokasi tinjauan. SNI 1726-2019 menyatakan bahwa dalam pembuatan grafik respon spektrum tersebut terdapat beberapa aturan yang sebagai berikut.

1) Pada saat periode lebih kecil dari T_0 , spektrum percepatan desain, S_a , dihitung dengan persamaan berikut

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (3.8)$$

- 2) Untuk periode lebih besar dari T_0 namun lebih kecil atau sama dengan T_S , nilai spektrum percepatan desain, S_a , besarnya diambil sama dengan S_{DS} .
- 3) Untuk periode lebih besar dari atau sama dengan T_0 tetapi lebih kecil atau sama dengan T_L maka nilai spektrum percepatan desain, S_a , dihitung menggunakan persamaan berikut.

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (3.9)$$

- 4) Untuk periode lebih besar T_L maka nilai spektrum percepatan desain, S_a , dihitung menggunakan persamaan berikut.

$$S_a = \frac{S_{D1} \times T_L}{T^2} \quad (3.10)$$

dengan :

S_a = spektrum percepatan desain,

S_{DS} = parameter percepatan pada periode 0,2 detik,

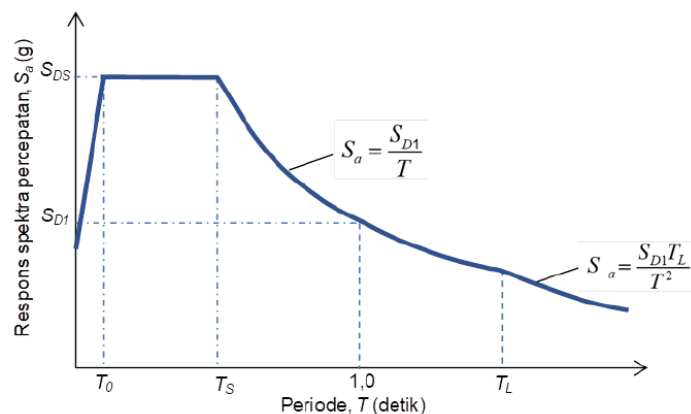
S_{D1} = parameter percepatan pada periode 1 detik,

T = periode getar fundamental struktur,

$T_0 = 0,2 \times \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$,

$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$,

T_L = peta transisi periode panjang yang ditunjukkan pada Gambar 3.14 berikut.



Gambar 3.14 Spektrum Respon Desain

(Sumber : SNI-1726-2019 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung)

2. Beban Gempa Statik

Sama seperti pada perhitungan beban dinamik, pada perhitungan beban statik juga perlu dilakukan perhitungan parameter gempa. Pada penelitian ini perhitungan gempa statik mengacu kepada SNI 2833-2016 dan SNI 1726-2019. Berikut ini merupakan perhitungan parameter gempa yang digunakan untuk menghitung beban gempa statik.

a. Waktu getar struktur (T)

Waktu getar struktur dihitung menggunakan periode fundamental pendekatan yang dapat dihitung menggunakan persamaan berikut.

$$T = C_t \times H^x \quad (3.11)$$

dengan :

T = waktu getar struktur (detik),

H = tinggi struktur (meter),

dimana koefisien C_t dan x menggunakan nilai yang ada di Tabel 3.6 berikut.

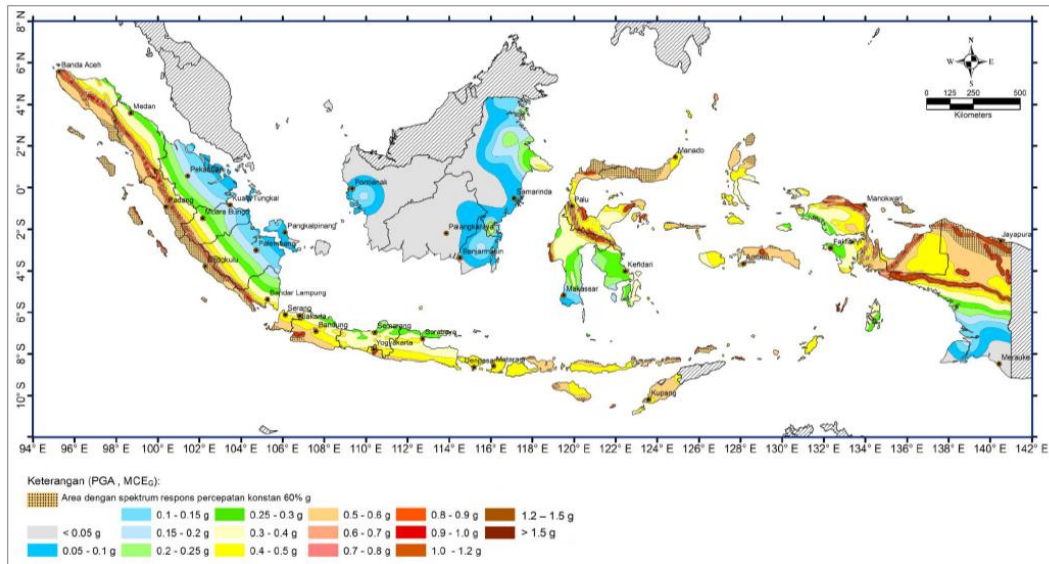
Tabel 3.6 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x

Tipe struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka pemikul 100 % gaya seismik yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya seismik:		
• Rangka baja pemikul momen	0,0724	0,8
• Rangka beton pemikul momen	0,0466	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488	0,75

Sumber : SNI-1726-2019 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung

b. *Peak Ground Acceleration* (PGA)

Dalam menentukan nilai percepatan puncak batuan dasar atau PGA digunakan bantuan berupa peta gempa yang dapat dilihat pada Gambar 3.15 berikut.



Gambar 3.15 Peak Ground Acceleration, PGA

(Sumber : SNI-1726-2019 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung)

c. Faktor amplifikasi untuk PGA (F_{PGA})

Menurut SNI 1726-2019 faktor amplifikasi untuk PGA ditentukan berdasarkan Tabel 3.7 berikut.

Tabel 3.7 Faktor Amplifikasi untuk PGA, F_{PGA}

Kelas Situs	PGA ≤ 0,1	PGA = 0,2	PGA = 0,3	PGA = 0,4	PGA = 0,5	PGA ≥ 0,6
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
SC	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
SD	1,6	1,4	1,3	1,2	1,1	1,1
SE	2,4	1,9	1,6	1,4	1,2	1,1
SF	SS(a)					

Sumber : SNI-1726-2019 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung

d. Koefisien percepatan puncak muka tanah (A_s)

Menurut SNI 2833-2016 koefisien percepatan puncak muka tanah dapat dihitung menggunakan persamaan berikut.

$$A_s = F_{PGA} \times PGA \tag{3.12}$$

dengan :

F_{PGA} = faktor amplifikasi untuk PGA,

PGA = *peak ground acceleration*.

e. Koefisien respon gempa elastik (C_{sm})

Dalam melakukan perhitungan koefisien gempa elastik terdapat beberapa hal yang perlu diperhatikan sebagai berikut.

1) Pada saat periode lebih kecil dari T_0 , koefisien respon gempa elastik, C_{sm} , dihitung dengan persamaan berikut

$$C_{sm} = (S_{DS} - A_s) \frac{T}{T_0} + A_s \quad (3.13)$$

2) Untuk periode lebih besar dari T_0 namun lebih kecil atau sama dengan T_s , koefisien respon gempa elastik, C_{sm} , besarnya diambil sama dengan S_{DS} .

3) Untuk periode lebih besar dari atau sama dengan T_0 tetapi lebih kecil atau sama dengan T_L maka nilai koefisien respon gempa elastik, C_{sm} dihitung menggunakan persamaan berikut.

$$C_{sm} = \frac{S_{D1}}{T} \quad (3.14)$$

dengan :

C_{sm} = koefisien respon gempa elastik,

S_{DS} = parameter percepatan pada periode 0,2 detik,

S_{D1} = parameter percepatan pada periode 1 detik,

T = periode getar fundamental struktur,

T_0 = $0,2 \times T_s$

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

f. Faktor modifikasi respon (R)

Menurut SNI 2833-2016 faktor modifikasi respon ditentukan berdasarkan Tabel 3.8 berikut.

Tabel 3.8 Faktor Modifikasi Respons untuk Hubungan antar Elemen Struktur

Hubungan elemen struktur	Semua kategori kepentingan
Bangunan atas dengan kepala jembatan	0,8
Sambungan muai (dilatasi) pada bangunan atas	0,8
Kolom, pilar, atau tiang dengan bangunan atas	1,0
Kolom atau pilar dengan fondasi	1,0

Sumber : SNI-2833-2016 Perencanaan Jembatan terhadap Beban Gempa

g. Beban gempa statik (EQ)

Setelah dilakukan perhitungan beberapa paramater gempa yang sudah dipaparkan pada poin sebelumnya, maka dapat dilakukan perhitungan beban gempa statik yang akan diaplikasikan ke struktur yang ditinjau. Perhitungan beban gempa menurut SNI 1725-2016 dapat dihitung menggunakan persamaan berikut.

$$EQ = W_t \times \frac{C_{SM}}{R_d} \quad (3.15)$$

dengan :

E_Q = gaya gempa horizontal statis (kN),

C_{sm} = koefisien respons gempa elastis,

R_d = faktor modifikasi respons,

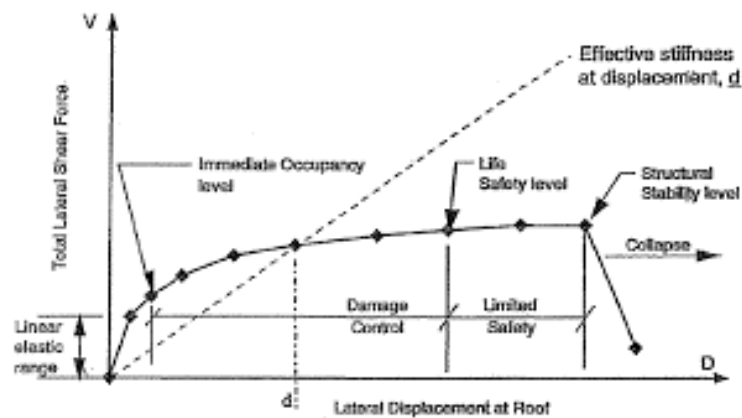
W_t = berat total struktur (kN).

3.3 Pushover Analysis

Analisa ini dilakukan dengan melakukan penambahan beban lateral pada struktur jembatan yang secara bertahap akan ditingkatkan sampai struktur jembatan mengalami *collapse* atau runtuh. Dari analisa ini akan diketahui gaya-gaya maksimum yang dapat ditahan oleh struktur jembatan. Selain gaya maksimum, analisis ini juga akan memberikan informasi terkait dengan deformasi yang terjadi pada struktur dan dapat menunjukkan elemen struktur jembatan mana saja yang kritis.

3.3.1 Tingkat Kinerja Struktur Menurut ATC-40

Setelah dilakukan analisis dengan menggunakan metode *pushover analysis* maka selanjutnya dapat ditentukan tingkat kinerja dari struktur yang ditinjau. Analisis tersebut akan menunjukkan level kerusakan pada tiap elemen struktur yang terjadi akibat adanya penambahan beban. Dari level kerusakan tersebut, maka dapat dilakukan evaluasi dan pengelompokan terhadap tingkat kinerja struktur yang ditinjau. Terdapat beberapa tingkatan kinerja sesuai dengan ATC-40 yang dapat dilihat pada kurva hubungan antara perpindahan lateral dan besar gaya yang bekerja yang dapat dilihat pada Gambar 3.16 berikut.



Gambar 3.16 Tipikal Kurva Kapasitas pada Berbagai Tingkat Kinerja Struktur

(Sumber : ATC-40, 1996)

Selanjutnya Tavio dan Wijaya (2018) menjelaskan lebih lanjut mengenai level kinerja struktur yang dikeluarkan ATC-40 yang dapat dilihat pada Tabel 3.9 berikut.

Tabel 3.9 Tingkat Kinerja Struktur Bangunan Menurut ATC-40

Tingkat Kinerja	Kondisi Bangunan
SP-1 <i>Immediate Occupancy</i> (IO)	Bangunan dapat dikatakan aman saat terjadi gempa, resiko kegagalan struktur tidak terlalu berarti, sehingga dapat segera difungsikan kembali.
SP-2 <i>Damage Control</i> (DO)	Merupakan transisi antara <i>Immediate Occupancy</i> (IO) SP-1 dan <i>Life Safety</i> (LS) SP-3. Pada tingkat kinerja ini struktur bangunan masih mampu menahan gempa yang terjadi dan resiko terhadap korban jiwa manusia sangat kecil.
SP-3 <i>Life Safety</i> (LS)	Terjadi kerusakan pada struktur bangunan tetapi tidak diperkenankan mengalami keruntuhan yang menyebabkan korban jiwa manusia (resiko korban jiwa sangat rendah). Setelah terjadi gempa maka bangunan dapat berfungsi kembali setelah dilakukan perbaikan komponen struktural dan non struktural.
SP-4 <i>Limited Safety</i>	Transisi antara SP-3 dan SP-4 dan bukan merupakan tingkatan kinerja struktur. Pada kondisi ini tidak diperhitungkan aspek ekonomis dalam melakukan perbaikan pasca terjadi gempa.
SP-5 <i>Structural Stability</i> (SS)	Struktur mengalami kerusakan hingga diambang keruntuhan total maupun parsial. Komponen struktur penahan beban gravitasi masih bekerja meskipun keseluruhan kestabilan sudah diambang keruntuhan.
SP-6 <i>Not Considered</i>	Bukan merupakan tingkat kinerja struktur, tetapi hanya digunakan dalam melakukan evaluasi seismik non struktural atau <i>retrofit</i> .

Sumber : Tavio dan Wijaya 2018

Dalam menentukan tingkat kinerja struktur tersebut ATC-40 memberikan batasan simpangan atau *drift ratio*. Batasan-batasan tersebut dapat dilihat pada Tabel 3.10 berikut ini.

Tabel 3.10 Batasan *Drift Ratio* Menurut ATC-40

Parameter	Tingkat Kinerja Struktur			
	<i>Immediate Occupancy</i>	<i>Damage Control</i>	<i>Life Safety</i>	<i>Structural Stability</i>
Maksimum total <i>drift</i>	0,01	0,01-0,02	0,02	0,33 V_i / P_i
Maksimum inelastik <i>drift</i>	0,005	0,005-0,0015	Tidak ada batasan	Tidak ada batasan

Catatan : V_i merupakan gaya geser total pada lantai i dan P_i adalah gaya gravitasi total pada lantai i .

Sumber : ATC-40, 1996

Maksimum total *drift* merupakan simpangan antar tingkat pada titik kinerja atau simpangan maksimum pada atap dibagi dengan total tinggi bangunan. Sedangkan untuk simpangan inelastis maksimum merupakan proporsi simpangan total maksimum diluar titik leleh efektif (Tavio dan Usman, 2018).








3.3.2 Mekanisme Terjadinya Sendi Plastis

Analisis non-linier dengan metode *pushover analysis* yang dilakukan akan mengakibatkan terjadinya sendi plastis pada elemen-elemen struktural pada jembatan. Sendi plastis merupakan sebuah bentuk ketidakmapuan dari elemen struktur dalam menahan gaya dalam yang terjadi (Reza, 2006). Terbentuknya sendi plastis tersebut perlu dikendalikan agar tidak terjadi keruntuhan pada struktur yang ditinjau pada saat terjadi gempa besar.

Pada analisis non-linier dengan program aplikasi SAP 2000 ini, sendi plastis akan secara otomatis terjadi pada struktur yang ditinjau. Sendi-sendi plastis yang terjadi tersebut memiliki simbol warna yang menyatakan tingkat kerusakan struktur

yang terjadi. Wahyuni dan Tethool (2015) dalam Istiono (2016) menjelaskan terkait tingkat kerusakan struktur yang terjadi akibat terbentuknya sendi plastis pada aplikasi SAP 2000 dalam bentuk Tabel 3.11 berikut.

Tabel 3.11 Tingkat Kerusakan Struktur Akibat Terbentuknya Sendi Plastis

Keterangan	Simbol	Penjelasan
B		Menunjukkan batas elastis pada struktur yang kemudian diikuti terjadinya pelelehan pertama pada struktur. Tidak ada kerusakan pada struktur dan non struktural.
IO		Tidak ada kerusakan pada komponen struktur namun hanya terdapat kerusakan kecil pada komponen non struktur. Kekuatan dan kekakuannya mendekati sama dengan kondisi sebelum gempa. Bangunan tetap dapat berfungsi.
LS		Terjadi kerusakan pada komponen struktur dan non struktur mulai dari kecil hingga tingkat sedang. Kekakuan struktur berkurang tapi masih mempunyai ambang yang cukup besar terhadap keruntuhan. Bangunan dapat berfungsi lagi jika sudah mengalami perbaikan.
CP		Terjadi keruntuhan parah pada struktur dan telah terjadi kegagalan pada komponen non struktural, sehingga kekuatan dan kekakuannya berkurang banyak, bangunan hampir runtuh.
C		Batas maksimum struktur dalam menahan gaya gempa.
D		Struktur tidak mampu menahan gaya gempa tetapi masih mampu menahan gaya gravitasi.
E		Struktur sudah hancur (<i>collapse</i>).

Sumber : Heri Istiono, 2016

BAB IV METODOLOGI PENELITIAN

4.1 Umum

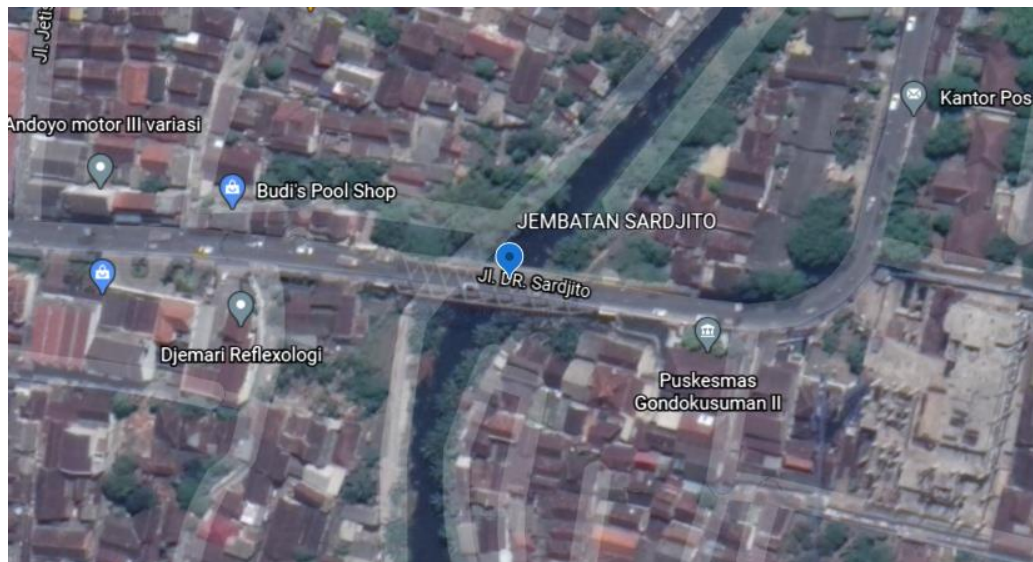
Penelitian ini bertujuan untuk mengevaluasi kinerja struktur atas dari sebuah struktur jembatan rangka baja terpasang. Metode yang digunakan dalam penelitian ini adalah metode *pushover analysis*. Pada metode tersebut, jembatan akan diberikan beban lateral statik pada suatu titik acu yang sudah ditentukan. Selanjutnya, beban tersebut akan ditingkatkan secara terus menerus hingga struktur jembatan mengalami keruntuhan atau *collapse*. Jenis penelitian ini termasuk kedalam *case study research* dimana penelitian difokuskan pada suatu kasus tertentu sebagai bahan studi. Setelah ditentukan sebuah studi kasus yang akan dilakukan penelitian, selanjutnya akan dilakukan permodelan struktur menggunakan bantuan aplikasi sesuai dengan data-data yang dibutuhkan.

4.2 Data

Data yang digunakan dalam penelitian ini merupakan data jembatan rangka baja terpasang berupa gambar struktur jembatan eksisting serta mutu material sesuai dengan objek penelitian yaitu Jembatan Sardjito 1.

4.3 Lokasi Penelitian

Lokasi penelitian dilakukan pada Jembatan Sardjito 1 yang berlokasi di Jalan Prof. Dr. Sardjito, Cokrodiningratan, Kecamatan Jetis, Yogyakarta. Peta lokasi dari penelitian ini dapat dilihat pada Gambar 4.1 di bawah ini.



Gambar 4.1 Lokasi Penelitian

(Sumber : *Google Earth*)

4.4 Metode Pengumpulan Data

Dalam pelaksanaannya penelitian ini menggunakan data sekunder. Data tersebut diperoleh oleh penulis melalui media atau perantara berupa buku, catatan atau penelitian yang telah dilakukan di objek penelitian yang akan ditinjau. Data tersebut bisa melalui data proyek, gambar kerja, mutu material, dan lain sebagainya yang dapat menunjang proses penelitian ini. Pada penelitian ini, penulis menggunakan data dari penelitian sebelumnya yang dilakukan oleh Ahmad Ahsan T.M pada tahun 2021 dengan judul “Analisis Rating Factor Jembatan Sardjito 1 dengan Menggunakan SNI 1725-2016”.

4.5 Tahapan Penelitian

Tahapan-tahapan yang dilakukan pada penelitian ini adalah sebagai berikut.

1. Perumusan Masalah

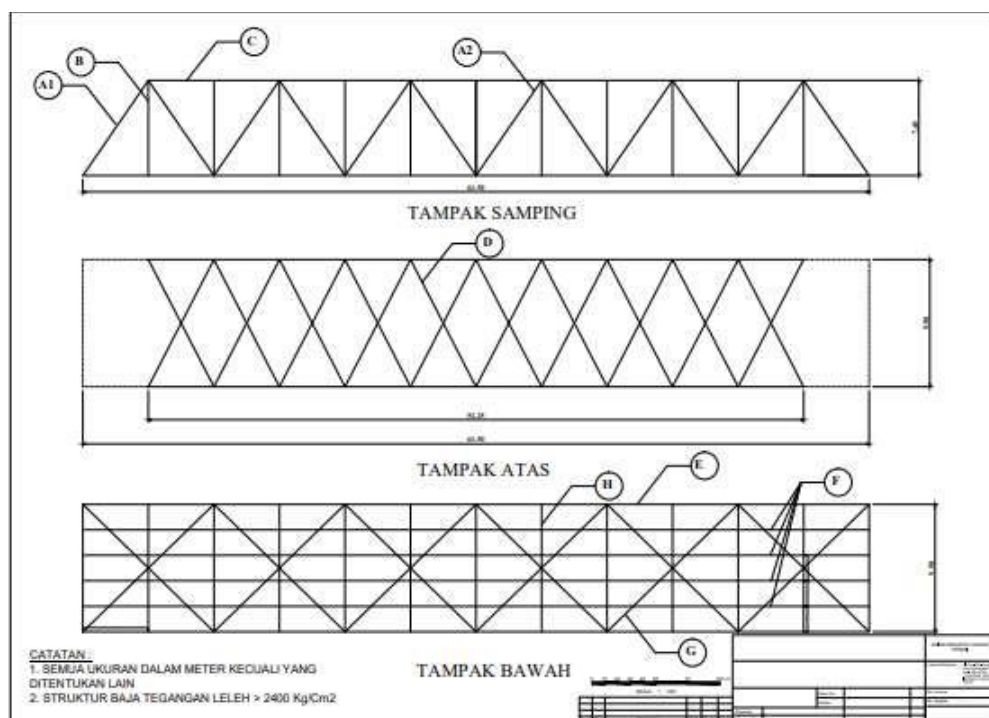
Tahapan perumusan masalah ini meliputi rumusan masalah, penentuan topik, serta manfaat dan tujuan dari penelitian ini.

2. Studi Literatur

Melakukan studi literatur sebagai langkah awal untuk menemukan informasi terkait dengan penelitian yang akan dilakukan. Dalam memperoleh informasi tersebut studi literatur dilakukan dari berbagai sumber seperti literatur, buku, maupun laporan penelitian sejenis yang dapat dijadikan penunjang terhadap penelian ini.

3. Pengumpulan Data

Pada tahap ini dilakukan pengumpulan data-data terkait yang mendukung peneltian ini. Data yang dibutuhkan adalah gambar kerja dan mutu material yang digunakan pada jembatan rangka baja terpasang. Diketahui dari penelitian Muluk (2021) gambar kerja dari struktur Jembatan Sardjito 1 dapat dilihat pada Gambar 4.2. Sementara itu, pada penelitian ini digunakan mutu material berupa beton dengan $f'c$ sebesar 22 MPa sedangkan untuk baja dengan f_y 250 MPa dan f_u 360 MPa. Penentuan mutu material tersebut mengacu kepada Surat Edaran Menteri Pekerjaan Umum No 03/SE/M/2016 tentang Pedoman *Brigde Load Rating* untuk Jembatan Eksisting.



Gambar 4.2 Gambar Kerja Struktur Jembatan Sardjito 1

(Sumber : Ahmad Ahsan Tajul Muluk, 2021)

Selain itu penulis juga mengambil dokumentasi pribadi untuk melihat kondisi eksisting Jembatan Sarjito 1 yang dapat dilihat pada Gambar 4.3 dan Gambar 4.4 berikut.



Gambar 4.3 Struktur Eksisting Jembatan Sardjito 1



Gambar 4.4 Struktur Eksisting Jembatan Sardjito 1

4. Tahap Permodelan dan Analisis

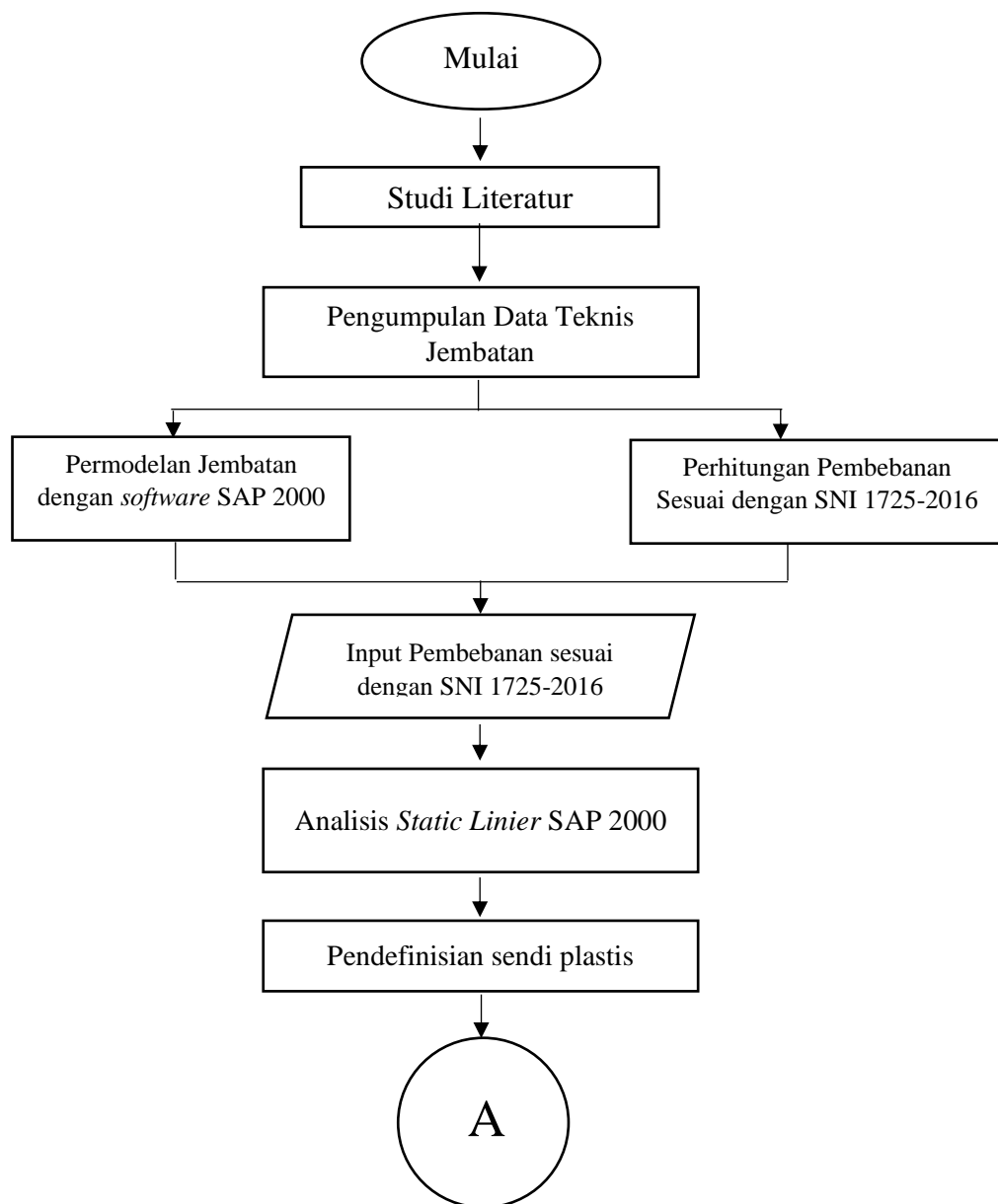
Setelah mendapatkan data-data yang diperlukan, tahapan selanjutnya merupakan tahapan permodelan dan analisis. Permodelan dan analisis pada penelitian ini dilakukan menggunakan bantuan *software* SAP 2000. Sedangkan untuk metode yang digunakan penulis pada penelitian ini menggunakan metode *pushover analysis*. Dari analisis yang dilakukan maka akan didapatkan informasi mengenai kondisi kelayakan struktur jembatan.

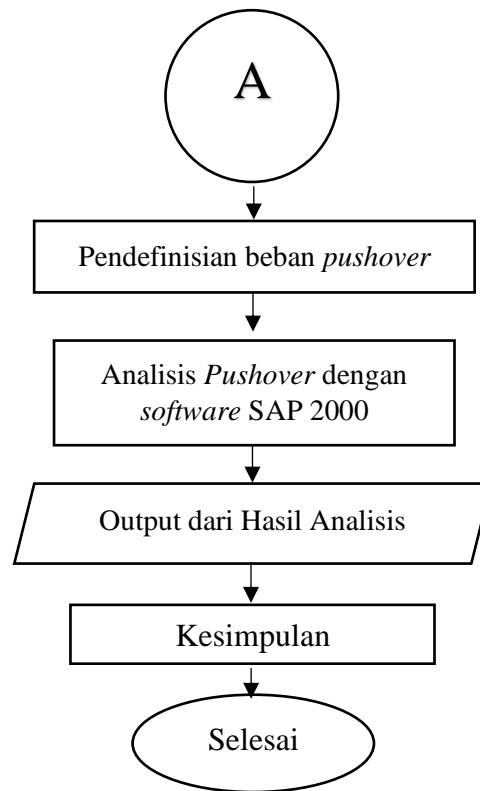
5. Tahap Kesimpulan dan Saran

Pada tahapan ini berisi tentang kesimpulan dari analisis yang telah dilakukan serta saran untuk penelitian berikutnya.

4.6 Diagram Alir Penelitian

Berikut ini merupakan diagram alir dari penelitian ini.



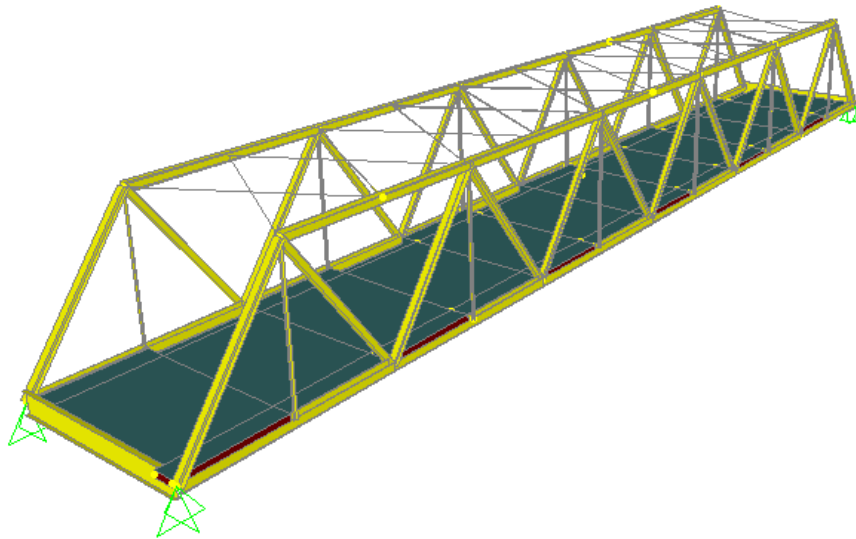


Gambar 4.5 Diagram Alir Penelitian

BAB V ANALISIS DAN PEMBAHASAN

5.1 Permodelan Struktur

Sebelum melakukan analisis terhadap struktur yang ditinjau, langkah awal dari penelitian ini adalah melakukan permodelan struktur. Struktur yang ditinjau pada penelitian ini adalah Jembatan Sardjito 1 yang berlokasi di Yogyakarta. Jembatan tersebut mempunyai desain 1 bentang dengan panjang 61,5 meter. Selain itu, jembatan tersebut dikelompokkan ke dalam jembatan dengan Kelas B. Hal ini dikarenakan jembatan tersebut menopang jalan kota/kabupaten. Permodelan Jembatan Sardjito 1 dapat dilihat pada Gambar 5.1 berikut.



Gambar 5.1 Permodelan 3D Jembatan Sardjito 1

5.1.1 Data Teknis Struktur Jembatan

Diketahui data teknis Jembatan Sardjito 1 sebagai berikut

1. Nama Jembatan : Jembatan Sardjito 1,
2. Tahun Pembuatan : 1984,
3. Tipe Bangunan Atas : Rangka baja *truss standart*,
4. Jumlah Bentang : 1 bentang,

5. Panjang Bentang : 61,5 meter,
6. Lebar Jalan : 7 meter,
7. Lebar Trotoar : 2 sisi dengan panjang 1 sisi = 1 meter,
8. Tebal Pelat : 28 cm,
9. Tebal Trotar : 16 cm,
10. Mutu Baja Struktur : $f_y = 250$ MPa, $f_u = 360$ MPa,
11. Mutu Beton ($f'c$) : 22 MPa,
12. Kelas Pembebanan : Kelas B,
13. Spesifikasi Elemen Baja Struktural,
 - a. Elemen Diagonal :
 - 1) Diagonal 1 : IWF 400.280.40.20,
 - 2) Diagonal 2 : IWF 300.300.40.20,
 - b. Gelagar Mamanjang :
 - 1) Bagian Tepi Bawah : *Double Channel* 440.100.20.20,
 - 2) Bagian Tepi Atas : *Double Channel* 380.100.20.20,
 - 3) Bagian Tengah : IWF 400.180.40.12,
 - c. Gelagar Melintang : IWF 1000.250.30.25,
 - d. Elemen Vertikal : *Double Angle* 100.100.10,
 - e. Ikatan Angin : IWF 20.20.3.2,
 - f. *Bracing* Bawah : *Double Angle* 80.80.10.

5.2 Perhitungan Pembebanan

Pada penelitian ini, beban yang bekerja pada struktur terdiri dari beban mati, beban hidup, dan beban gempa. Beban mati yang bekerja terdiri dari beban mati dan beban mati tambahan. Sedangkan untuk beban hidup yang bekerja terdiri dari beban pejalan kaki dan beban lalu lintas. Perhitungan beban mati dan beban hidup tersebut mengacu kepada SNI 1725-2016 tentang Pembebanan untuk Jembatan. Sementara itu, dalam perhitungan beban gempa mengacu kepada SNI 2833-2016 tentang Perencanaan Jembatan terhadap Beban Gempa dengan penyesuaian terhadap peta gempa terbaru.

5.2.1 Perhitungan Beban Mati

Seperti yang sudah dijelaskan sebelumnya beban mati terdiri dari beban mati sendiri dan beban mati tambahan. Beban mati sendiri merupakan total keseluruhan volume dari elemen baja atau beton yang terdapat pada struktur jembatan lalu dikalikan dengan berat jenis material tersebut. Berat jenis yang digunakan untuk material beton digunakan sebesar 24 kN/m^3 dan berat jenis untuk material baja sebesar 7850 kg/m^3 . Pada perhitungan beban mati sendiri ini dapat dilakukan secara otomatis terhitung pada aplikasi SAP 2000. Sedangkan beban mati tambahan merupakan beban-beban yang terjadi pada pelat jembatan akibat adanya perkerasan dan trotoar. Perhitungan beban mati tambahan dapat dilihat pada uraian berikut.

1. Perhitungan Beban Mati Tambahan akibat Perkerasan Jalan

Diketahui struktur jembatan tersebut mempunyai pelat dengan tebal 28 cm. Pada perhitungan ini untuk tebal aspal dan tebal lapisan air (genangan) diasumsikan mempunyai tebal 5 cm. Dari data-data tersebut maka dapat dilakukan perhitungan yang dapat dilihat pada Tabel 5.1 berikut.

Tabel 5.1 Perhitungan Beban Mati Tambahan akibat Perkerasan Jalan

Uraian	Tebal (m)	Berat Jenis (kN/m^3)	Beban (kN/m^2)
Genangan Air	0,05	10	0,50
Aspal	0,05	22	1,10
Total Beban Mati			1,60

2. Perhitungan Beban Mati Tambahan akibat Trotoar

Trotoar pada struktur jembatan terpasang mempunyai tebal sebesar 16 cm dengan jarak per segmen sebesar 5,125 meter dan berat volume beton sebesar 24 kN/m^3 . Sama seperti perhitungan sebelumnya, untuk tebal lapisan air (genangan air) pada perhitungan ini diasumsikan mempunyai tebal 5 cm. Selanjutnya dilakukan perhitungan untuk beban mati tambahan akibat trotoar yang dapat dilihat pada Tabel 5.2 berikut.

Tabel 5.2 Perhitungan Beban Mati Tambahan akibat Trotoar

Uraian	Tebal (m)	Berat Jenis (kN/m ³)	Beban (kN/m ²)
Trotoar	0,16	24	19,68
Genangan Air	0,05	10	0,50
Total Beban Mati			20,18

5.2.2 Perhitungan Beban Hidup

Beban hidup yang bekerja pada struktur jembatan terdiri dari beban pejalan kaki dan beban lalu lintas. Beban lalu lintas menurut SNI 1725-2016 terdiri dari beban lajur “D” dan beban truk “T”. Namun, pada penelitian ini beban lalu lintas yang diperhitungkan hanya beban lajur “D”. Hal ini sesuai dengan keterangan pada SNI 1725-2016 yang menyebutkan bahwa kedua beban tersebut tidak dapat digunakan secara bersamaan. Beban truk “T” digunakan ketika analisis yang dilakukan lebih berfokus pada analisis pelat lantai pada jembatan. Pada penelitian ini analisis pelat lantai tidak dilakukan sehingga beban yang digunakan hanyalah beban lajur “D”. Perhitungan beban hidup tersebut dapat dilihat pada uraian berikut.

1. Beban Pejalan Kaki (TP)

Diketahui struktur Jembatan Sardjito 1 mempunyai trotoar dengan lebar 1 meter disetiap sisinya. Menurut SNI 1725-2016 untuk jembatan dengan lebar trotoar lebih dari 600 mm direncanakan memikul beban pejalan kaki dengan intensitas sebesar 5 kPa. Sehingga dapat dilakukan perhitungan beban pejalan kaki untuk tiap segmennya sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 \text{Beban Pejalan Kaki (TP)} &= 5 \text{ kPa} \times \text{lebar segmen} \times \text{lebar trotoar} \\
 &= 5 \times 5,125 \times 1 \\
 &= 25,625 \text{ kN/m.}
 \end{aligned}$$

2. Beban Lajur “D” (TD)

Dalam perhitungannya, beban lajur “D” terdiri atas beban terbagi rata (BTR) dan beban garis terpusat (BGT). Beban lajur “D” ini nantinya akan bekerja pada lebar seluruh lajur kendaraan yang ada. Perhitungan beban lajur “D” yang terdiri

dari beban terbagi rata (BTR) dan beban garis terpusat (BGT) tersebut dapat dilihat pada uraian berikut.

a. Beban terbagi rata (BTR)

Struktur Jembatan Sardjito 1 memiliki panjang bentang sebesar 61,5 meter dan masuk ke dalam kategori jembatan bentang tunggal. Panjang bentang tersebut selanjutnya digunakan sebagai acuan dalam melakukan perhitungan beban terbagi rata. Menurut SNI 1725-2016 untuk jembatan dengan panjang bentang melebihi 30 meter beban terbagi rata dapat dihitung dengan Persamaan 3.2. Perhitungan beban terbagi rata (BTR) pada Jembatan Sardjito 1 dapat dilihat pada uraian berikut.

$$\begin{aligned} \text{Beban Terbagi Rata (BTR)} &= 9,0 \times \left(0,5 + \frac{15}{L}\right) \\ &= 9,0 \times \left(0,5 + \frac{15}{61,5}\right) \\ &= 6,70 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Dengan panjang segmen sebesar 5,125 meter, selanjutnya dilakukan perhitungan beban terbagi rata per segmen jembatan sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \text{Beban Terbagi Rata (BTR) per segmen} &= 6,70 \times 5,125 \\ &= 34,313 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Diketahui diawal bahwa Jembatan Sardjito 1 termasuk kedalam jembatan dengan Kelas B. Hal ini berarti beban lalu lintas yang terjadi tidak 100.%, melainkan hanya 70%. Oleh karena itu hasil perhitungan beban terbagi rata (BTR) perlu dikali dengan 70%, sehingga diperoleh nilai beban terbagi rata (BTR) sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \text{Beban Terbagi Rata (BTR)} &= 70\% \times 34,313 \text{ kN/m} \\ &= 24,019 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

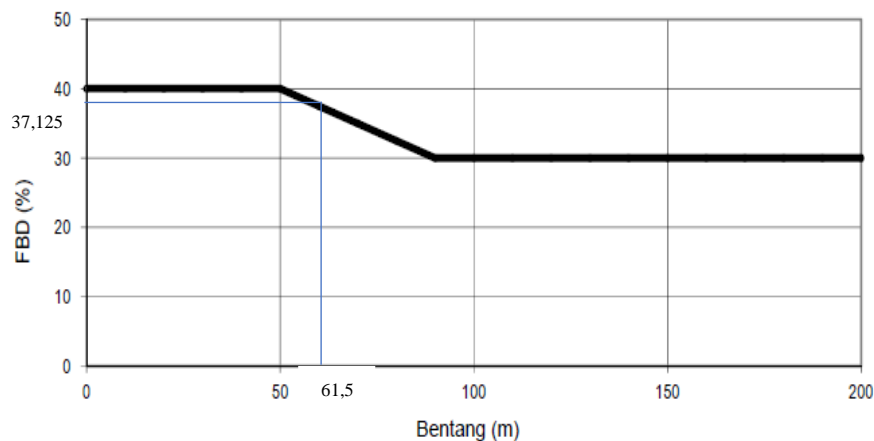
b. Beban garis terpusat (BGT)

Beban garis terpusat menurut SNI 1725-2016 tentang Pembebanan untuk Jembatan ditempatkan tegak lurus terhadap arah lalu lintas yang ada pada jembatan. Besarnya intensitas beban garis terpusat (BGT) adalah sebesar 49 kN/m. Intensitas beban tersebut harus terlebih dahulu dikalikan dengan faktor

beban dinamis (FBD). Perhitungan beban garis terpusat dapat dilihat pada uraian berikut.

1) Faktor beban dinamis (FBD)

Diketahui Jembatan Sardjito 1 mempunyai panjang bentang 61,5 meter dan termasuk kedalam jembatan bentang tunggal. Oleh karena itu, dapat diketahui besaran faktor beban dinamis yang digunakan pada penelitian ini yang dapat dilihat pada Gambar 5.2 berikut.



Gambar 5.2 Faktor Beban Dinamis (FBD)

(Sumber : SNI 1725-2016 Pembebanan untuk Jembatan)

Berdasarkan pembacaan Grafik 5.2 maka didapatkan nilai faktor beban dinamis (FBD) sebesar 37,125 %, sehingga dalam melakukan analisis, digunakan nilai faktor beban dinamis (FBD) sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \text{Faktor Beban Dinamis (FBD)} &= 1 + \left(\frac{37,125}{100} \right) \\ &= 1,370 \end{aligned}$$

2) Beban garis terpusat (BGT)

Setelah didapatkan nilai faktor beban dinamis (FBD), selanjutnya dilakukan perhitungan beban garis terpusat per segmen jembatan yang dapat dilihat pada uraian dibawah ini.

$$\begin{aligned} \text{Beban garis terpusat (BGT)} &= \text{FBD} \times \text{BGT} \times \text{Lebar segmen} \\ &= 1,37 \times 49 \times 5,125 \end{aligned}$$

$$= 344,355 \text{ kN}$$

Sama seperti pada perhitungan beban terbagi rata (BTR), hasil perhitungan perlu dikalikan dengan 70%. Hal ini karena Jembatan Sardjito 1 termasuk kedalam jembatan dengan pembebanan Kelas B. Sehingga perhitungan beban garis terpusat menjadi :

$$\begin{aligned} \text{Beban garis terpusat (BGT)} &= 344,355 \times 70\% \\ &= 241,049 \text{ kN} \end{aligned}$$

5.2.3 Perhitungan Beban Gempa

Pada penelitian ini terdapat 2 perhitungan beban gempa, yaitu beban gempa dinamik dan beban gempa statik ekuivalen. Beban gempa dinamik digunakan pada saat analisis linier statik yang mengacu pada SNI 1726-2019 sedangkan beban gempa statik ekuivalen yang mengacu pada SNI 2833-2016 digunakan pada saat analisis non linier statik dengan metode *pushover analysis*.

5.2.3.1 Perhitungan Beban Gempa pada Analisis Linier

1. Pembuatan Respon Spektrum

Dalam melakukan pembuatan respon spektrum perlu dilakukan beberapa perhitungan parameter gempa berdasarkan lokasi struktur jembatan. Perhitungan tersebut dihitung berdasarkan SNI 1726-2019. Diketahui Jembatan Sardjito 1 berlokasi di Yogyakarta dengan kelas situs SD atau Tanah Sedang. Dari data tersebut dapat dilakukan perhitungan berikut.

a. Percepatan batuan dasar pada periode pendek (S_s)

Percapatan batuan dasar pada periode pendek didapatkan dari pembacaan peta gempa berdasarkan SNI 1726-2019 yang ada pada Gambar 3.12. Dari Gambar 3.12 tersebut maka diketahui Yogyakarta mempunyai nilai percepatan batuan dasar pada periode pendek (S_s) sebesar 1,2.

b. Percepatan batuan dasar pada periode 1 detik (S_1)

Percapatan batuan dasar pada periode 1 detik didapatkan dari pembacaan peta gempa berdasarkan SNI 1726-2019 yang ada pada Gambar 3.13. Dari Gambar

3.13 tersebut maka diketahui Yogyakarta mempunyai nilai percepatan batuan dasar pada periode 1 detik (S_1) sebesar 0,6.

c. Koefisien situs

Berdasarkan SNI 1726-2019 yang dapat dilihat pada Tabel 3.3 dan Tabel 3.4 pada penelitian ini didapatkan nilai F_a sebesar 1,02 dan F_v sebesar 1,7.

d. Parameter respon spektrum

$$\begin{aligned} 1) S_{Ms} &= F_a \times S_s \\ &= 1,02 \times 1,2 \\ &= 1,224 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2) S_{M1} &= F_v \times S_1 \\ &= 1,7 \times 0,6 \\ &= 1,020 \end{aligned}$$

e. Parameter percepatan spektral desain

$$\begin{aligned} 1) S_{Ds} &= \frac{2}{3} \times S_{Ms} \\ &= \frac{2}{3} \times 1,224 \\ &= 0,816 \end{aligned}$$

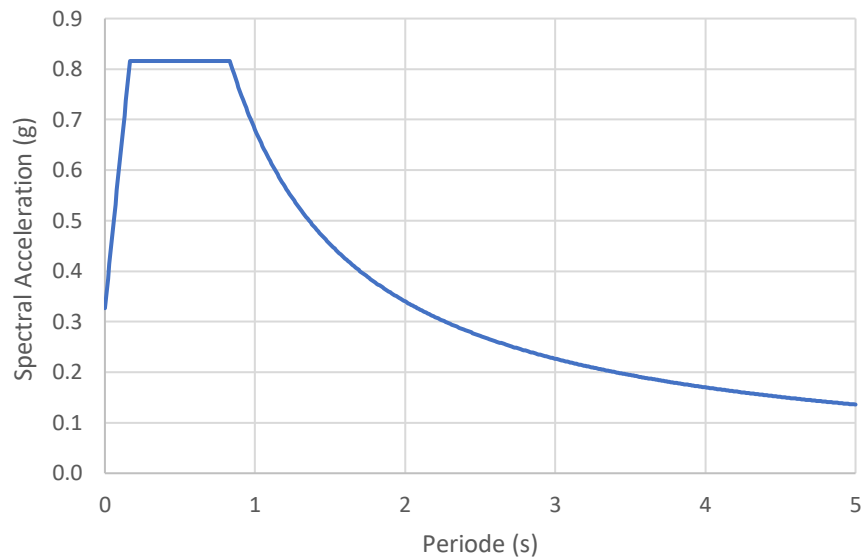
$$\begin{aligned} 2) S_{D1} &= \frac{2}{3} \times S_{M1} \\ &= \frac{2}{3} \times 1,02 \\ &= 0,680 \end{aligned}$$

f. Periode fundamental struktur (T)

$$\begin{aligned} 1) T_0 &= 0,2 \times \frac{S_{D1}}{S_{Ds}} \\ &= 0,2 \times \frac{0,68}{0,816} \\ &= 0,167 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2) T_s &= \frac{S_{D1}}{S_{Ds}} \\ &= \frac{0,68}{0,816} \\ &= 0,833 \end{aligned}$$

Dari beberapa perhitungan yang telah dilakukan tersebut maka dapat didapatkan grafik respon spektrum Kota Yogyakarta yang dapat dilihat pada Gambar 5.3 berikut ini.



Gambar 5.3 Respon Spektrum Kota Yogyakarta

5.2.3.2 Perhitungan Beban Gempa pada Analisis Non-Linier

1. Perhitungan Beban Gempa Statik Ekuivalen

Pada perhitungan beban gempa statik ekuivalen pada penelitian ini mengacu pada SNI 2833-2016 dan SNI 1726-2019. Dalam melakukan perhitungan beban gempa statik tersebut menggunakan persamaan yang dapat dilihat pada Persamaan 3.15. Beban statik ekuivalen ini nantinya akan menjadi beban lateral yang bekerja pada saat analisis non-linier dengan metode *pushover analysis*. Perhitungan beban gempa statik pada penelitian ini dapat dilihat pada uraian dibawah ini.

a. Perhitungan waktu getar struktur (T)

$$\begin{aligned}
 T &= C_t \times H^x \\
 &= 0,0488 \times 7,4^{0,75} \\
 &= 0,219 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

b. Peak Ground Acceleration (PGA)

Dalam menentukan nilai PGA didapatkan pada pembacaan peta gempa berdasarkan SNI 1726-2019 yang dapat dilihat pada Gambar 3.15 berikut. Dari Gambar 3.15 tersebut maka diketahui Yogyakarta mempunyai nilai *Peak Ground Acceleration* (PGA) sebesar 1,2.

c. Faktor amplifikasi untuk PGA (F_{PGA})

Dari SNI 2833-2016 yang dapat dilihat pada Tabel 3.7 didapatkan pada penelitian ini nilai faktor amplifikasi untuk PGA sebesar 1,1.

d. Koefisien percepatan puncak muka tanah (A_s)

$$\begin{aligned} A_s &= F_{PGA} \times PGA \\ &= 1,1 \times 1,2 \\ &= 1,32 \end{aligned}$$

e. Koefisien respon gempa elastik (C_{sm})

Diketahui periode struktur lebih besar dari T_0 namun lebih kecil atau sama dengan T_s maka C_{sm} , sehingga nilai C_{sm} diambil sama dengan nilai S_{DS} sebesar 0,816.

f. Faktor modifikasi respon (R)

Dari SNI 1725-2016 didapatkan pada penelitian ini nilai faktor modifikasi respon sebesar 0,8.

g. Berat total struktur (W)

Berat total struktur pada penelitian ini didapatkan dari program aplikasi SAP 2000 sebesar 5264,935 kN. Dalam menampilkan berat total struktur dilakukan dengan cara, pilih menu *display > show table > other definitions > mass and weight*. Berat struktur pada SAP 2000 untuk penelitian ini dapat dilihat pada Gambar 5.4 berikut.

Groups 3 - Masses and Weights

File View Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted

GroupName Text	SelfMass KN-s2/m	SelfWeight KN	TotalMassX KN-s2/m	TotalMassY KN-s2/m	TotalMassZ KN-s2/m
ALL	536,87	5264,935	536,87	536,87	536,87

Record: 1 of 1

Add Tables... Done

Gambar 5.4 Berat Sendiri Struktur

h. Beban gempa statik (E_Q)

Dari beberapa perhitungan sebelumnya, maka dapat dihitung beban gempa statik ekuivalen sebagai berikut.

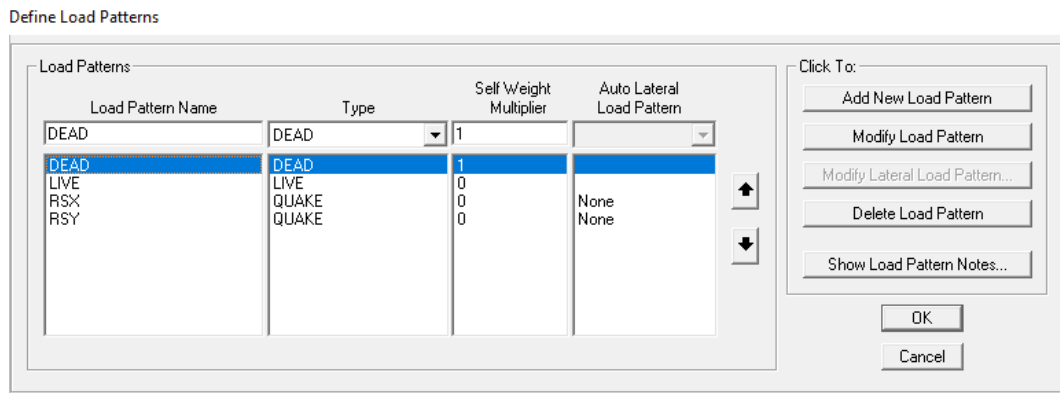
$$\begin{aligned}
 E_Q &= \frac{C_{SM}}{R} \times W_t \\
 &= \frac{0,816}{0,8} \times 5264,935 \\
 &= 5370,234 \text{ kN.}
 \end{aligned}$$

5.3 Analisis Linier Statik

Setelah dilakukan perhitungan pembebanan pada subbab sebelumnya, selanjutnya dilakukan analisis secara linier kepada struktur jembatan. Analisis linier ini merupakan proses awal sebelum nantinya struktur akan dianalisis secara non linier dengan metode *pushover analysis*. Pada analisis linier ini digunakan bantuan program aplikasi SAP 2000.

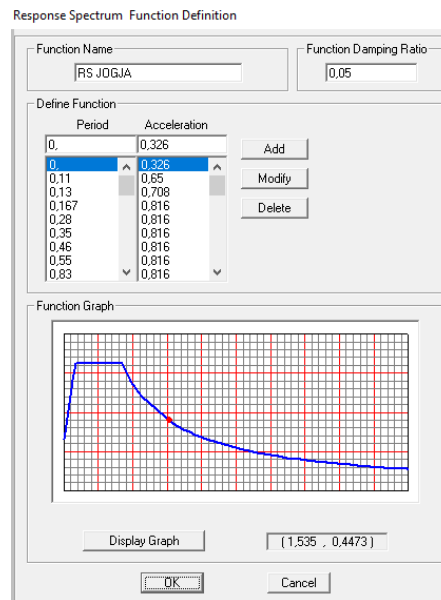
Beban beban yang telah dihitung pada subbab sebelumnya lalu diaplikasikan ke struktur jembatan yang telah dimodelkan pada program aplikasi SAP 2000. Sebelum memasukan hasil perhitungan pembebanan, beban terlebih dahulu didefinisikan sesuai dengan jenisnya. Pendefinisian beban tersebut dilakukan

dengan cara memilih *define* lalu klik *load pattern*. Pendefinisian beban yang bekerja pada penelitian ini dapat dilihat pada Gambar 5.5 berikut.



Gambar 5.5 Define Load Pattern

Selanjutnya setelah dilakukan pendefinisian beban, beban yang sudah dihitung kemudian diaplikasikan ke struktur jembatan sesuai dengan tipe beban tersebut. Pada analisis linier ini digunakan beban gempa yang berasal dari respon spektrum, proses pengaplikasian beban gempa tersebut menggunakan menu *define* lalu klik *function* dan pilih *add new function*. Setelah itu dilakukan penggambaran respon spektrum sesuai dengan perhitungan yang telah dilakukan pada subbab sebelumnya. Gambar pembuatan respon spektrum pada aplikasi SAP 2000 dapat dilihat pada Gambar 5.6 berikut.



Gambar 5.6 Define Respon Spektrum

Setelah beban selesai dipaliekasikan ke sturkur, maka tahapan selanjutnya adalah proses *running*. Namun sebelum dilakukan proses *running* dijalankan perlu dimasukkan kombinasi pembebanan. Kombinasi pembebanan pada strukur ini diambil dari kombinasi pembebanan pada SNI 1725-2016 dan SNI 2833-2016. Kombinasi tersebut dapat dilihat pada Tabel 5.3 dibawah ini.

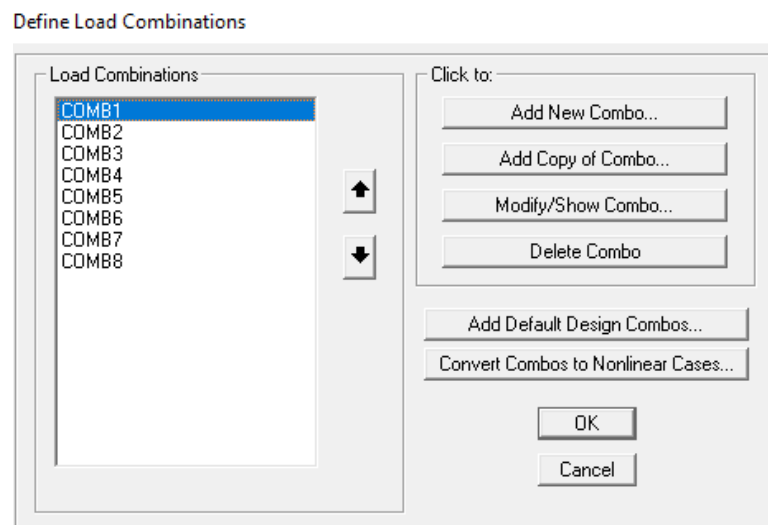
Tabel 5.3 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi Pembeban	Nama Kombinasi dalam SAP 2000	Keterangan
1 MS + 1 MA + 1,8 TP + 1,8 TD	Comb1	MS = beban mati sendiri, MA= beban mati tambahan, TP = beban pejalan kaki, TD = beban lajur "D"
1 MS + 1 MA + 1,4 TP + 1,4 TD	Comb2	MS = beban mati sendiri, MA = beban mati tambahan, TP = beban pejalan kaki, TD = beban lajur "D"
1 MS + 1 MA	Comb3	MS = beban mati sendiri, MA = beban mati tambahan,
1 MS + 1 MA + 0,3 TP + 0,3 TD + 1 Rs _X +1 Rs _Y	Comb4	MS = beban mati sendiri, MA = beban mati tambahan, TP = beban pejalan kaki, TD = beban lajur "D" Rs = respon spektrum

Lanjutan Tabel 5.3 Kombinasi Pembebanan

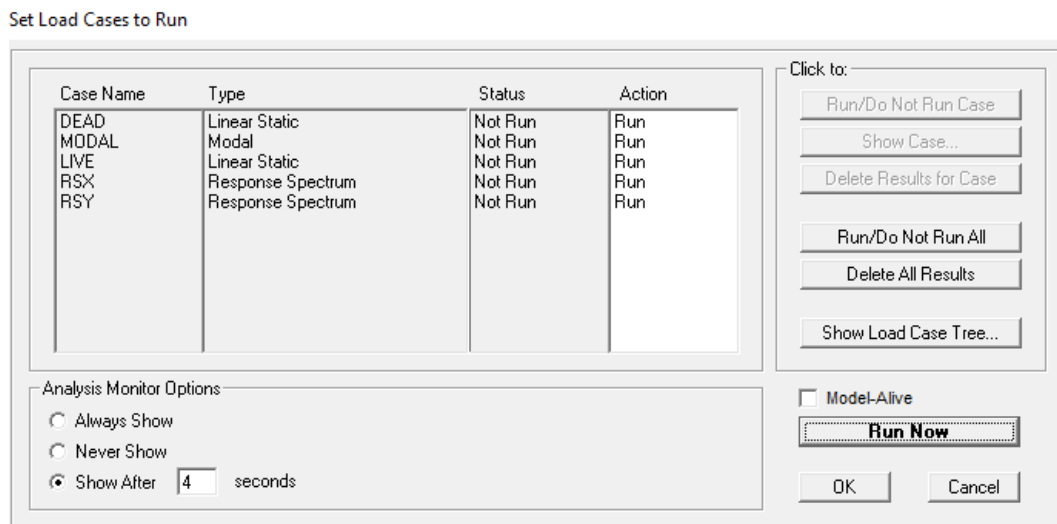
Kombinasi Pembebanan	Nama Kombinasi dalam SAP 2000	Keterangan
$1 MS + 1 MA + 0,3 TP + 0,3 TD + 1 R_{sX} + 0,3 R_{sY}$	Comb5	MS = beban mati sendiri, MA = beban mati tambahan, TP = beban pejalan kaki, TD = beban lajur "D" Rs = respon spektrum
$1 MS + 1 MA + 0,3 TP + 0,3 TD + 1 R_{sX} - 0,3 R_{sY}$	Comb6	MS = beban mati sendiri, MA = beban mati tambahan, TP = beban pejalan kaki, TD = beban lajur "D" Rs = respon spektrum
$1 MS + 1 MA + 0,3 TP + 0,3 TD + 0,3 R_{sX} + 1 R_{sY}$	Comb7	MS = beban mati sendiri, MA = beban mati tambahan, TP = beban pejalan kaki, TD = beban lajur "D" Rs = respon spektrum
$1 MS + 1 MA + 0,3 TP + 0,3 TD - 0,3 R_{sX} + 1 R_{sY}$	Comb8	MS = beban mati sendiri, MA = beban mati tambahan, TP = beban pejalan kaki, TD = beban lajur "D" Rs= respon spektrum

Kombinasi pembebanan tersebut diaplikasikan dalam program aplikasi SAP 2000 dengan cara memilih menu *define* lalu klik *load combinations*. Proses pemasukan kombinasi pembebanan tersebut dapat dilihat pada Gambar 5.7 berikut.



Gambar 5.7 Define Load Combination

Setelah beban beserta kombinasi beban dimasukkan ke dalam program aplikasi SAP 2000, maka langkah selanjutnya adalah proses *running aplikasi*. Proses *running* dilakukan dengan memilih menu *analyze* lalu kemudian klik *run analyze* lalu *run now* yang dapat dilihat pada Gambar 5.8 berikut.



Gambar 5.8 Proses Running

Setelah dilakukan proses *running* maka dapat diketahui gaya-gaya dalam yang terjadi meliputi NFD, SFD, dan BMD yang terjadi pada struktur. *Output* dari gaya dalam tersebut dapat dilihat pada menu *display* lalu klik *show forces/stressed*. Hasil dari gaya dalam tersebut didapatkan nilai NFD = 2721,07 kN, SFD = 6493,025 kN , dan BMD = 3369,203 kNm.

5.4 Analisa Non Linier dengan Metode *Pushover Analysis*

Setelah dilakukan analisis linier pada struktur jembatan yang ditinjau maka langkah selanjutnya adalah analisa non-linier dengan metode *pushover analysis*. Dalam melakukan analisa dengan metode tersebut perlu dilakukan beberapa langkah-langkah berikut.

1. Pendefinisian *Load Cases*

Dalam pendefinisian *load cases* terdapat 3 definisi yang diaplikasikan pada struktur jembatan, yaitu beban gravitasi, beban *pushover* arah x, dan beban *pushover* arah y.

a. Beban gravitasi

Beban gravitasi sendiri merupakan beban-beban yang bekerja pada struktur jembatan yang searah dengan arah gravitasi. Beban tersebut merupakan beban mati sendiri, beban mati tambahan, dan beban hidup. Berikut ini merupakan langkah-langkah yang dilakukan dalam pendefinisian beban gravitasi.

- 1) Memilih menu *define* lalu pilih *load cases* dan klik *add new load cases* untuk membuat *load cases* baru.
- 2) Setelah itu isikan data-data, berupa nama *load cases*, *analysis type*, dan beban-beban yang masuk kedalam beban gravitasi seperti pada Gambar 5.9 berikut.

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: GRAVITY [Set Def Name] [Modify/Show...]

Notes: [Modify/Show...]

Load Case Type: Static [Design...]

Initial Conditions:

- Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- Continue from State at End of Nonlinear Case []

 Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Analysis Type:

- Linear
- Nonlinear
- Nonlinear Staged Construction

Modal Load Case: All Modal Loads Applied Use Modes from Case [MODAL]

Geometric Nonlinearity Parameters:

- None
- P-Delta
- P-Delta plus Large Displacements

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	LIVE	0,25
Load Pattern	DEAD	1,
Load Pattern	ADEAD	1,

Other Parameters:

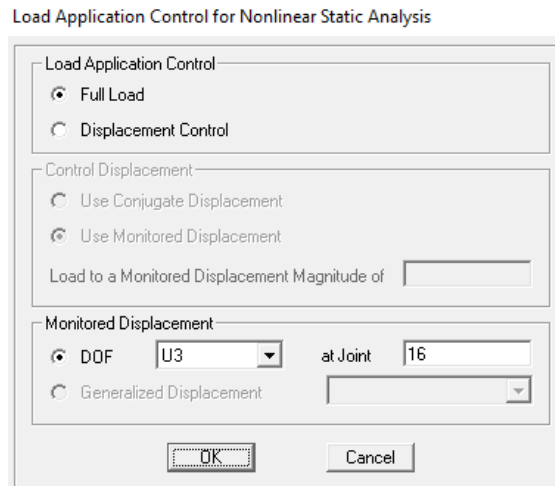
- Load Application: Full Load [Modify/Show...]
- Results Saved: Multiple States [Modify/Show...]
- Nonlinear Parameters: User Defined [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

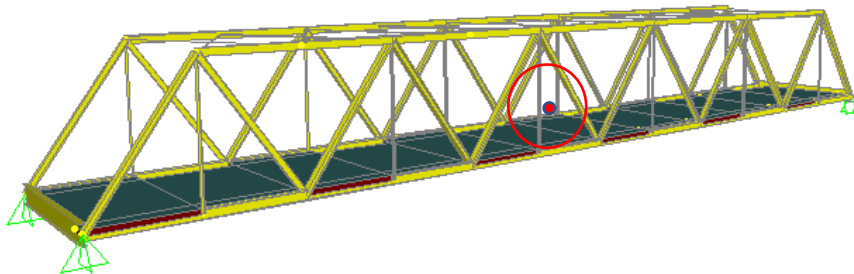
Gambar 5.9 Pendefinisian *Load Cases* Gravitasi

- 3) Pada menu *load application* klik *modify/show* lalu pilih opsi *full load* pada kotak dialog *load application control*, hal ini dimaksudkan bahwa pada struktur jembatan beban gravitasi yang akan menjadi kontrol pembebanan. Selanjutnya isikan *displacement* yang ditinjau dan pilih jenis *degree of freedom* (DOF) sebagai U3. Hal ini karena beban gravitasi bekerja pada arah sumbu z. Pada menu *joint* isikan titik acuan yang dipergunakan. Pada penelitian ini diambil titik acuan pada titik berat dari struktur jembatan yang berada pada koordinat X = 30,75, Y = 4,77, dan Z

= 1,67. Letak titik acuan tersebut dapat dilihat pada Gambar 5.11. Sementara itu, langkah ini dapat dilihat pada Gambar 5.10 berikut.

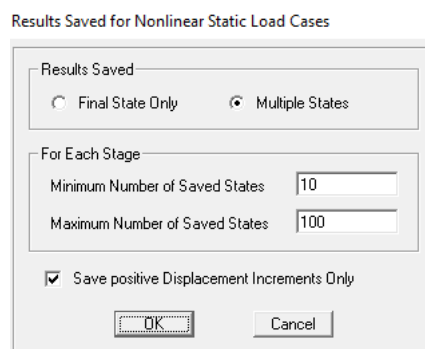


Gambar 5.10 Pendefinisian *Load Application Control* pada Beban Gravitasi



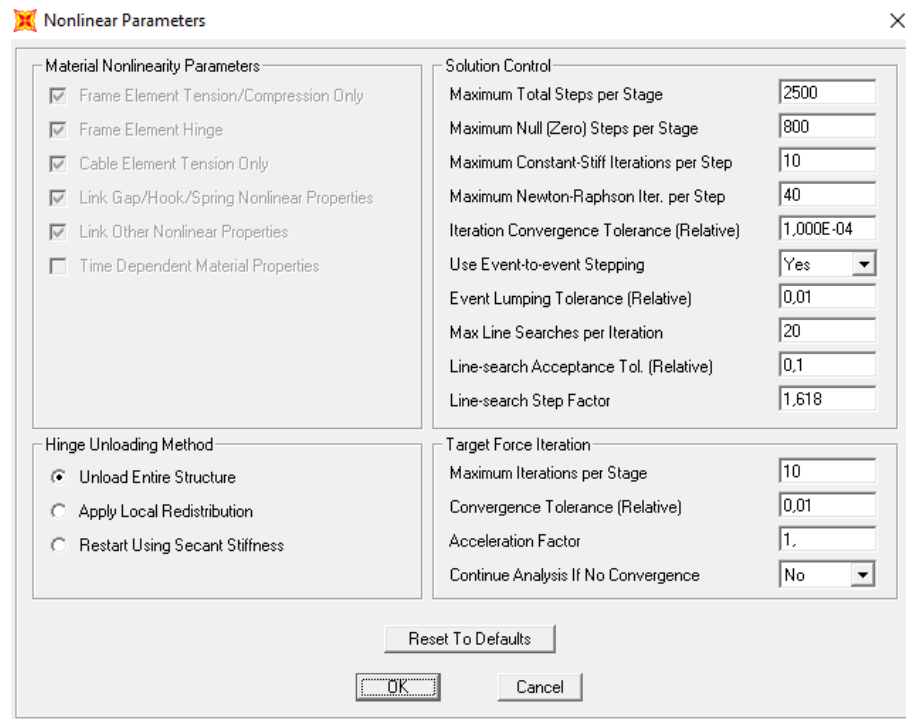
Gambar 5.11 Titik Berat Struktur Jembatan

4) Pada menu *results save* pilih *multiple states* atau dapat dilihat pada Gambar 5.12 berikut.



Gambar 5.12 Pendefinisian *Results Save* pada Beban Gravitasi

- 5) Langkah terakhir adalah pada menu *non linier parameters* klik *modify/show* lalu isikan parameter sesuai dengan Gambar 5.13 berikut.



Gambar 5.13 Pendefinisian *Non Linier Parameters* pada Beban Gravitasi

b. Beban *Push* Arah X

Berikut ini merupakan langkah-langkah yang dilakukan dalam pendefinisian beban *push* arah X.

- 1) Memilih menu *define* lalu pilih *load cases* dan klik *add new load cases* untuk membuat *load cases* baru.
- 2) Setelah itu isikan data-data, berupa nama *load cases*, *analysis type*, dan beban-beban yang diaplikasikan pada struktur. Pada beban *push* arah x, gaya yang bekerja merupakan gaya lateral. Gaya lateral tersebut merupakan beban gempa statik yang sudah diperhitungkan pada subbab sebelumnya. Dalam mendefinisikan beban karena arah analisis yang diambil adalah arah x maka beban gempa yang diaplikasikan merupakan

beban gempa arah x atau EQ_x. Langkah-langkah tersebut dapat dilihat pada Gambar 5.14 berikut ini.

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: PUSH X

Initial Conditions: Continue from State at End of Nonlinear Case (GRAVITY)

Modal Load Case: All Modal Loads Applied Use Modes from Case (MODAL)

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	EQX	1.
Load Pattern	EQX	1.

Analysis Type: Nonlinear

Geometric Nonlinearity Parameters: None

Other Parameters: Load Application (Displ Control), Results Saved (Multiple States), Nonlinear Parameters (User Defined)

Gambar 5.14 Pendefinisian *Load Cases Push X*

- 3) Pada menu *load application* klik *modify/show* lalu pilih opsi *displacement control* pada kotak dialog *load application control*, hal ini dimaksudkan bahwa akan dilakukan kontrol *displacement* pada titik acuan. Setelah itu pada menu *control displacement* pilih *use monitored displacement* sebesar 2 % dari tinggi struktur. Selanjutnya isikan *displacement* yang ditinjau dan pilih jenis *degree of freedom* (DOF) sebagai U1. Hal ini karena beban *push x* bekerja pada arah sumbu x. Pada menu *joint* isikan titik acuan yang dipergunakan. Pada penelitian ini diambil titik acuan pada titik berat dari struktur jembatan yang berada pada koordinat X = 30,75, Y = 4,77, dan Z = 1,67. Letak titik acuan tersebut dapat dilihat pada Gambar 5.11. Langkah ini dapat dilihat pada Gambar 5.15 berikut.

Load Application Control for Nonlinear Static Analysis

Load Application Control

Full Load

Displacement Control

Control Displacement

Use Conjugate Displacement

Use Monitored Displacement

Load to a Monitored Displacement Magnitude of

Monitored Displacement

DOF at Joint

Generalized Displacement

Gambar 5.15 Pendefinisian *Load Application Control* pada Beban *Push X*

- 4) Selanjutnya pada menu *results save* pilih *multiple states* atau dapat dilihat pada Gambar 5.12.
- 5) Langkah terakhir adalah pada menu *non linier parameters* klik *modify/show* lalu isikan parameter sesuai dengan Gambar 5.16 berikut.

Nonlinear Parameters

Material Nonlinearity Parameters

Frame Element Tension/Compression Only

Frame Element Hinge

Cable Element Tension Only

Link Gap/Hook/Spring Nonlinear Properties

Link Other Nonlinear Properties

Time Dependent Material Properties

Hinge Unloading Method

Unload Entire Structure

Apply Local Redistribution

Restart Using Secant Stiffness

Solution Control

Maximum Total Steps per Stage

Maximum Null (Zero) Steps per Stage

Maximum Constant-Stiff Iterations per Step

Maximum Newton-Raphson Iter. per Step

Iteration Convergence Tolerance (Relative)

Use Event-to-event Stepping

Event Lumping Tolerance (Relative)

Max Line Searches per Iteration

Line-search Acceptance Tol. (Relative)

Line-search Step Factor

Target Force Iteration

Maximum Iterations per Stage

Convergence Tolerance (Relative)

Acceleration Factor

Continue Analysis If No Convergence

Gambar 5.16 Pendefinisian *Non Linier Parameters* pada Beban *Push X*

c. Beban *Push* Arah Y

Pada pendefinisian beban *push* arah y langkah-langkah yang diambil hampir sama. Perbedaan kedua beban tersebut terdapat pada beban gempa yang semula arah x diubah menjadi arah y. Selain itu, pada menu *degree of freedom* (DOF) dipilih sebagai U2 karena beban terjadi pada arah y. Perbedaan-perbedaan langkah tersebut dapat dilihat pada Gambar 5.17, Gambar 5.18, dan Gambar 5.19 berikut ini.

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: PUSH Y Set Def Name Notes: Modify/Show...

Load Case Type: Static Design...

Initial Conditions:

- Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- Continue from State at End of Nonlinear Case GRAVITY

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case:

All Modal Loads Applied Use Modes from Case: MODAL

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	EQY	1.
Load Pattern	EQY	1.

Add Modify Delete

Analysis Type:

- Linear
- Nonlinear
- Nonlinear Staged Construction

Geometric Nonlinearity Parameters:

- None
- P-Delta
- P-Delta plus Large Displacements

Other Parameters:

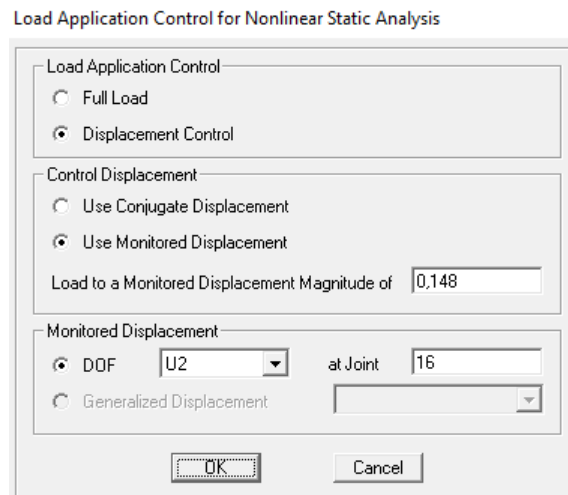
Load Application: Displ Control Modify/Show...

Results Saved: Multiple States Modify/Show...

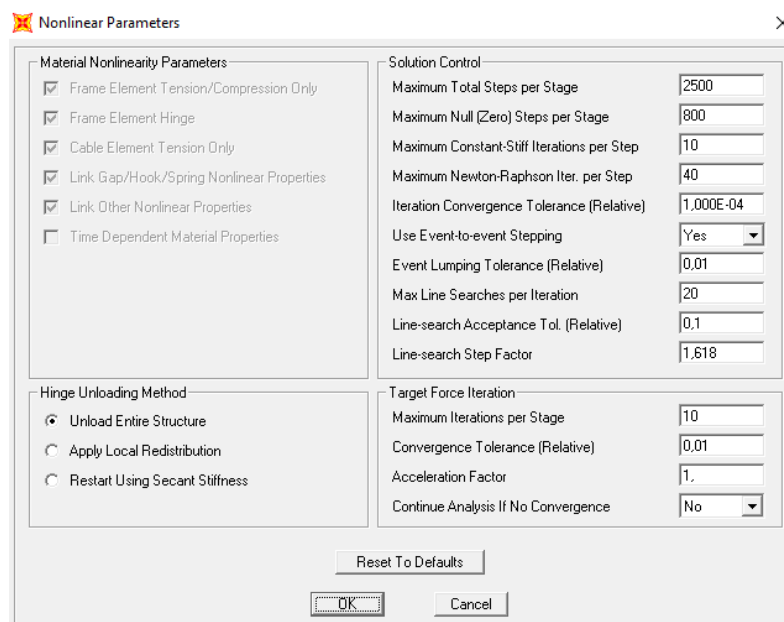
Nonlinear Parameters: User Defined Modify/Show...

OK Cancel

Gambar 5.17 Pendefinisian *Load Cases Push Y*



Gambar 5.18 Pendefinisian *Load Application Control* pada Beban *Push Y*



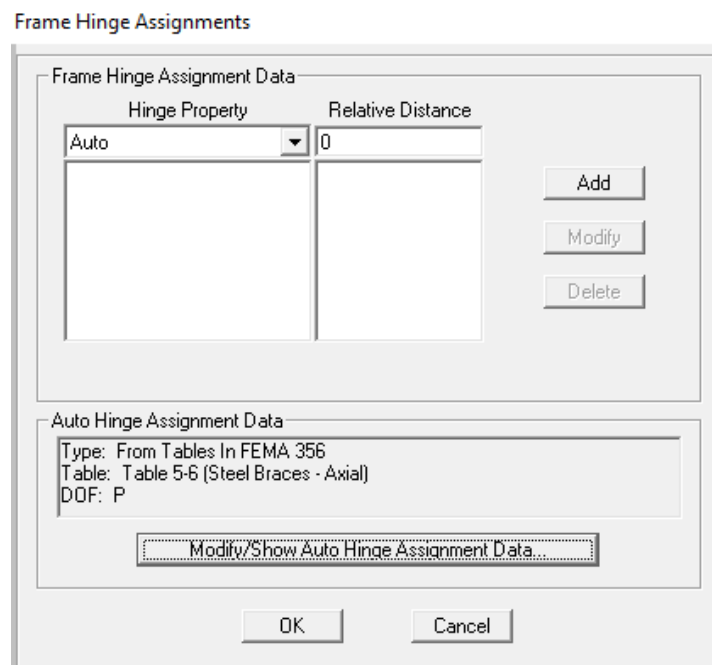
Gambar 5.19 Pendefinisian *Non Linier Parameters* pada Beban *Push Y*

2. Pendefinisian Sendi Plastis

Sebelum melakukan analisis non linier dengan metode *pushover analysis* harus dilakukan pendefinisian sendi plastis pada struktur yang akan ditinjau. Pada aplikasi SAP 2000 dalam pendefinisian sendi plastis menggunakan menu *hinge properties*. Pada menu tersebut nantinya akan diketahui kondisi leleh dan pasca leleh. Sendi plastis pada penelitian ini diasumsikan terjadi pada gelagar jembatan.

Hal ini dikarenakan ketika terkena beban lateral berupa beban gempa maka gelagar jembatan akan terlebih dahulu mengalami kelelahan pada ujung-ujung gelagar. Pendefinisian sendi plastis tersebut mengacu pada standar FEMA 356 yang sudah secara otomatis terinput pada *software* aplikasi SAP 2000. Berikut ini merupakan langkah langkah pendefinisian sendi plastis.

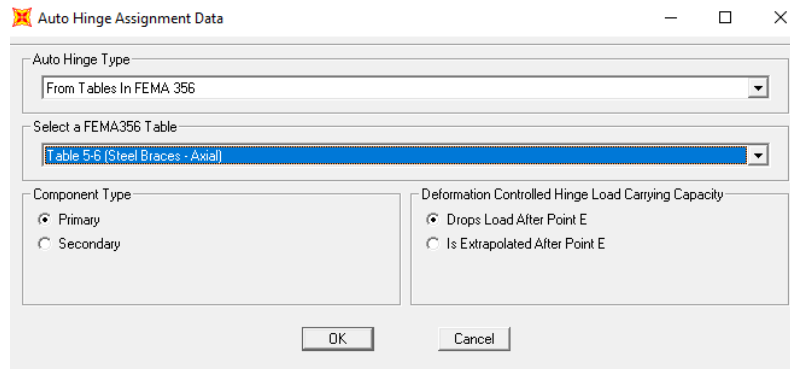
- a. Langkah yang pertama adalah memilih atau *select* elemen yang akan diinput sendi plastis. Pada penelitian ini maka dipilih gelagar untuk diinput sendi plastis.
- b. Selanjutnya klik menu *assign* , pilih *frame* lalu klik *hinges*. Maka akan muncul kotak dialog seperti pada Gambar 5.20 berikut.



Gambar 5.20 *Frame Hinge Assignments*

- c. Setelah itu isikan *relative distance* sebesar 0 lalu pilih *add* dan pilih *from table in FEMA 356*. Pada menu *select a FEMA table* pilih *Table 5-6 Steel Brace-Axial*, hal ini dikarenakan struktur yang akan ditinjau merupakan struktur rangka baja dan dilakukan analisis secara non linier. Selanjutnya lakukan langkah yang sama namun pada *relative distance* isikan nilai sebesar 1. Hal

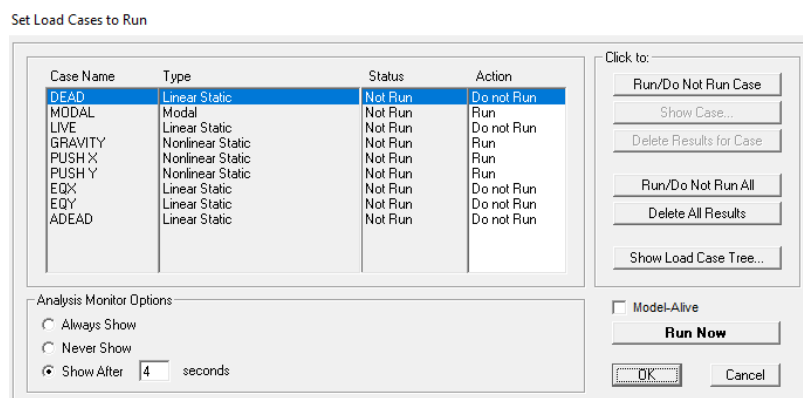
ini bertujuan agar sendi plastis terjadi pada ujung-ujung gelagar yang akan ditinjau. Langkah-langkah ini dapat dilihat pada Gambar 5.21 berikut.



Gambar 5.21 Auto Hinge Assignments Data

3. Running Analysis

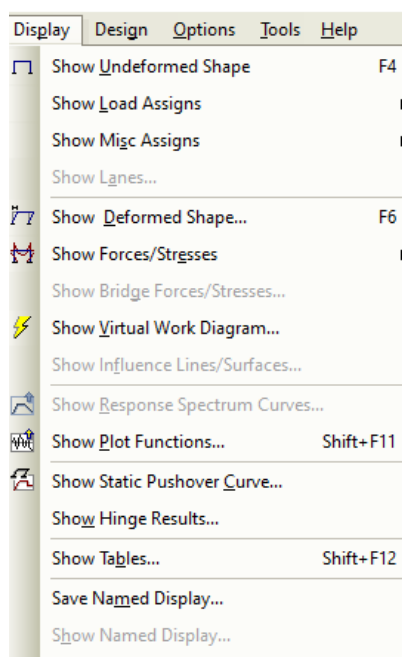
Setelah dilakukan pendefinisian beban dan sendi plastis maka tahapan akhir adalah proses *running*. Pada proses ini untuk *load cases* yang dilakukan *running* adalah modal, beban gravitasi, beban *push* arah x, dan beban *push* arah y. Proses *running* dilakukan dengan memilih menu *analyze* lalu klik *run analysis* pada keempat load cases yang sudah disebutkan sebelumnya. Setelah itu klik *run now*. Proses *running* pada penelitian ini dapat dilihat pada Gambar 5.22 berikut.



Gambar 5.22 Running Analysis

5.5 Hasil *Pushover Analysis*

Setelah dilakukan proses *running* maka didapatkan kurva kapasitas dan tingkat kinerja yang mengacu pada metode yang dikeluarkan oleh ATC-40. Dari kedua hasil tersebut maka dapat ditentukan level kinerja struktur. *Output* dari proses *running* tersebut dapat dilihat ada menu *display* lalu klik *show static pushover curve*. Langkah-langkah dalam menampilkan hasil *running* dari program aplikasi SAP 2000 dapat dilihat Gambar 5.23 berikut.



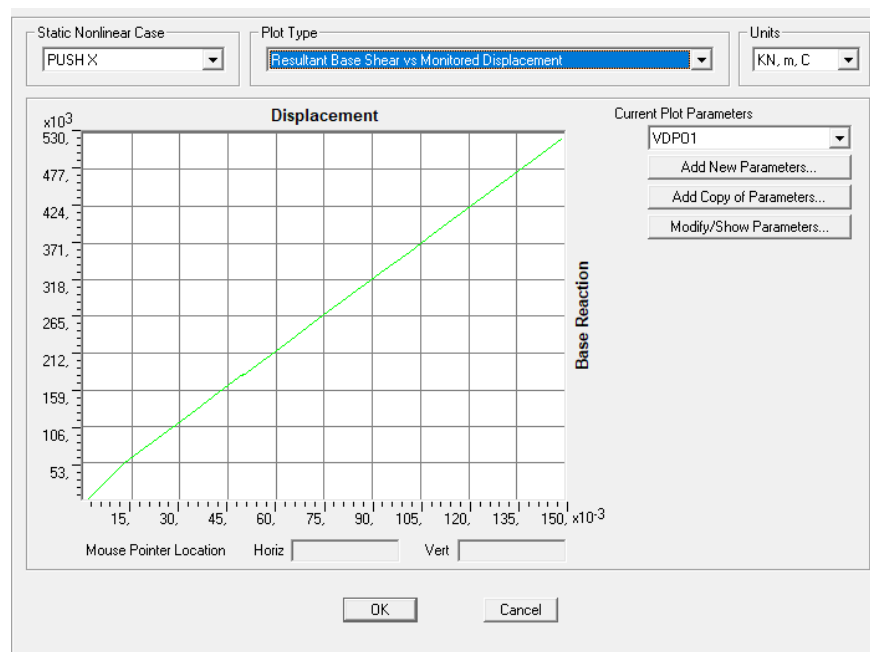
Gambar 5.23 *Output Pushover Analysis*

5.5.1 Kurva Gaya Geser Dasar

Kurva kapasitas pada arah x dan arah y, serta nilai *displacement* dan gaya geser dasar atau *base force* dapat dilihat pada Tabel 5.4, Tabel 5.5, Gambar 5.24, dan Gambar 5.25 berikut.

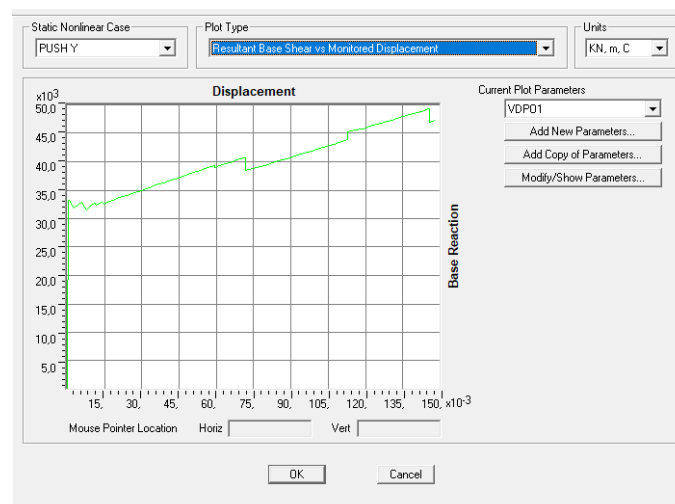
Tabel 5.4 Data *Displacement* dan Gaya Geser Dasar arah X

Step	Displacement	BaseForce
	m	kN
0	0,001312	0,000
1	0,008712	34718,537
2	0,012626	53081,361
3	0,020026	78754,333
4	0,027426	104427,306
5	0,034826	130100,278
6	0,042226	155773,251
7	0,049589	181274,370
8	0,049590	179955,859

**Gambar 5.24 Kurva *Displacement* dan Gaya Geser Dasar arah X**

Tabel 5.5 Data Displacement dan Gaya Geser Dasar arah Y

Step	Displacement m	BaseForce kN
0	0,000000	0,000
1	0,000042	5119,491
2	0,000502	33153,324
3	0,000770	33207,293
4	0,002796	31815,104
5	0,005756	32821,877
6	0,005796	32828,570
7	0,007822	31579,859
8	0,010124	32515,835
9	0,011155	32670,117
10	0,011652	32328,469
11	0,012419	32589,468
12	0,014057	32834,728



Gambar 5.25 Displacement dan Gaya Geser Dasar arah Y

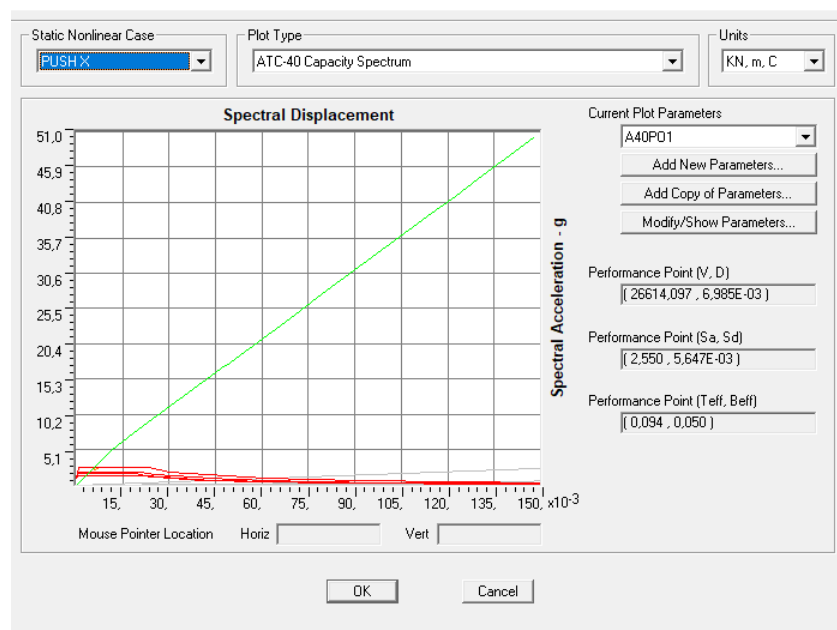
Dari grafik tersebut maka dapat diketahui ketika dilakukan analisis *pushover* arah X pada langkah ke 7 terjadi perpindahan titik kontrol sebesar 0,049589 meter dan terjadi gaya geser dasar sebesar 181274,370 kN. Sedangkan pada analisis

pushover arah Y pada langkah ke 12 terjadi perpindahan titik kontrol sebesar 0,014057 meter dan terjadi gaya geser dasar sebesar 32834,728 kN.

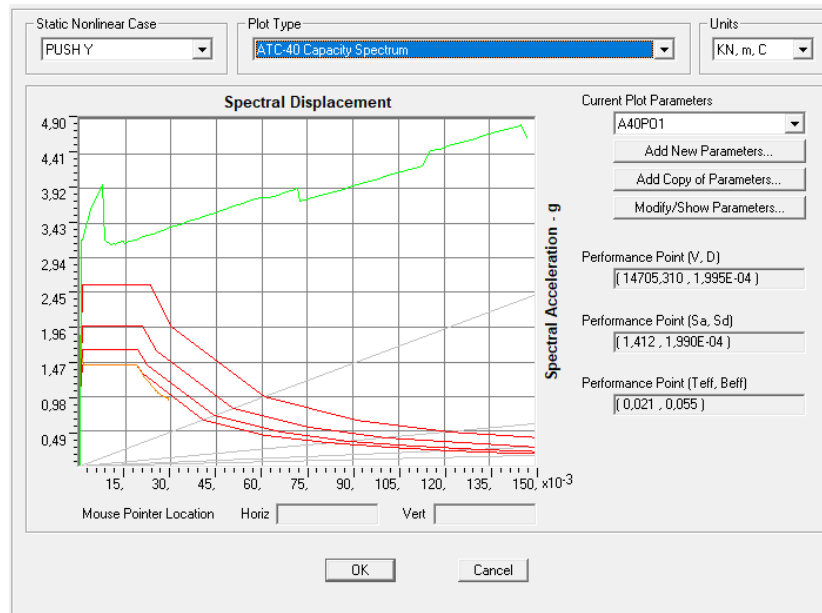
Pada gambar kurva gaya geser dasar yang ditampilkan pada Gambar 5.24 dan Gambar 5.25 diketahui bahwa grafik tersebut mempunyai kecenderungan berbentuk non linier atau melengkung. Hal ini dikarenakan pada metode analisis *pushover* ini terjadi peningkatan beban yang mengakibatkan elemen-elemen struktur mengalami perubahan kondisi dari elastis menjadi plastis.

5.5.2 Titik Kinerja Struktur Metode ATC-40

Pada penelitian ini dalam menentukan titik kinerja struktur digunakan metode spektrum kapasitas sesuai dengan metode ATC-40. Metode ini menggunakan kurva kapasitas yang telah dikonversi ke dalam format ADRS (*Acceleration Displacement Response Spectrum*) yaitu kurva yang menunjukkan hubungan antara S_a dan S_d dan kurva *seismic demand* yang selanjutnya dikonversi ke dalam bentuk *spectrum demand*. Dalam melakukan konversi tersebut dibantu dengan program aplikasi SAP 2000. Kurva kapasitas hasil analisis dengan aplikasi SAP 2000 dapat dilihat pada Gambar 5.26 dan Gambar 5.27 berikut.



Gambar 5.26 Kurva Kapasitas arah X



Gambar 5.27 Kurva Kapasitas arah Y

Dari grafik tersebut maka dapat diketahui nilai gaya geser dasar (V), *displacement*, S_a , S_d , waktu getar alami efektif (T_{eff}), dan redaman viskous efektif yang dapat dilihat pada Tabel 5.6 berikut.

Tabel 5.6 Performance Point Hasil Analisis Pushover

Arah Beban	V (KN)	δ (m)	S_a	S_d	T_{eff}	β_{eff}
Arah X	26614,097	0,006985	2,550	0,005647	0,094	0,005
Arah Y	14705,301	0,0001995	1,412	0,00019	0,021	0,055

(Sumber : Perhitungan)

Dari nilai tersebut, dapat dilakukan perhitungan *drift ratio* struktur guna menentukan level kinerja struktur. Diketahui tinggi titik berat adalah 1,67 meter sehingga perhitungan *drift ratio* menjadi :

1. *Drift Ratio* Arah X

$$\begin{aligned} \text{Drift Ratio Arah X} &= \frac{0,006985}{1,67} \\ &= 0,00418 \end{aligned}$$

2. *Drift Ratio* Arah Y

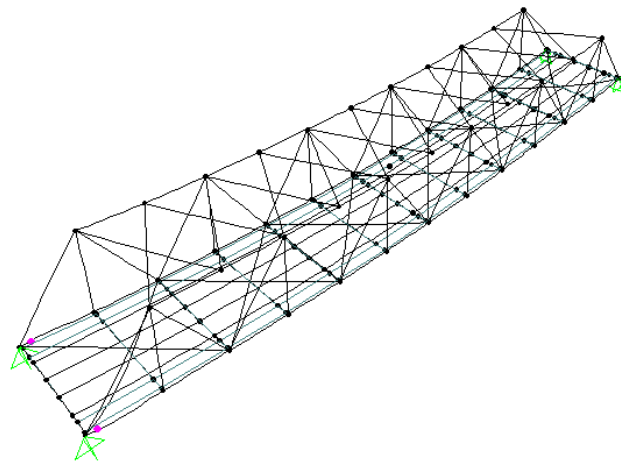
$$\begin{aligned} \text{Drift Ratio Arah Y} &= \frac{0,000195}{1,67} \\ &= 0,00012 \end{aligned}$$

Nilai-nilai tersebut menunjukkan bahwa nilai *drift ratio* kurang dari sama dengan nilai *maximum total drift* sebesar 0,01. Dari nilai tersebut dapat diketahui level kinerja struktur jembatan adalah *Immediate Occupancy*. Pada level ini, bila terjadi gempa struktur tidak mengalami kerusakan yang berarti dan tidak beresiko menyebabkan adanya korban jiwa, sehingga bangunan dapat dikatakan aman dan dapat digunakan. Pada level ini kekuatan dan kekakuan struktur hampir sama dengan kondisi sebelum gempa. Kerusakan kecil tersebut biasanya terjadi pada elemen non-struktural seperti kerusakan pada tiang sandaran.

5.5.3 Mekanisme Terjadinya Sendi Plastis

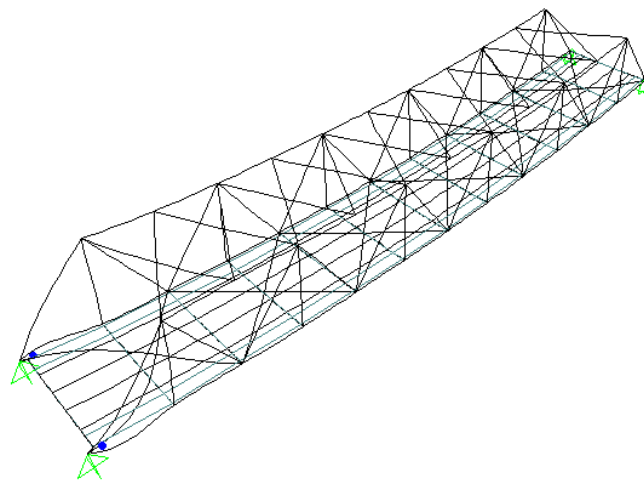
1. *Pushover* Arah X.

Pada arah X diketahui sendi plastis terjadi pada kedua gelagar memanjang tepi yang terletak pada perletakan sendi pada step kedua. Selanjutnya, pada saat pembebanan masuk ke langkah atau step 8 elemen akan *collapse* atau runtuh. Warna-warna sendi plastis yang terjadi menunjukkan level struktur sesuai dengan Tabel 3.11. Berikut ini merupakan proses terjadinya sendi plastis pada struktur jembatan sampai dengan *collapse*.



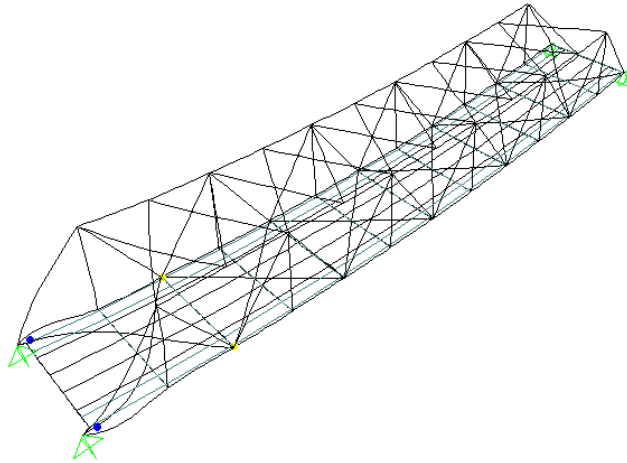
Gambar 5.28 Gambar Sendi Plastis *Pushover* Arah X pada Step 2

Pada Gambar 5.28 diatas maka dapat diketahui bahwa pada step 2 telah terjadi sendi plastis yang terjadi pada gelagar memanjang tepi yang terletak dekat dengan perletakan sendi. Berdasarkan Tabel 3.11 diketahui elemen tersebut mempunyai warna pink yang berarti telah terjadi pelelehan pertama pada struktur, namun tidak terdapat kerusakan pada komponen struktural dan non struktural.



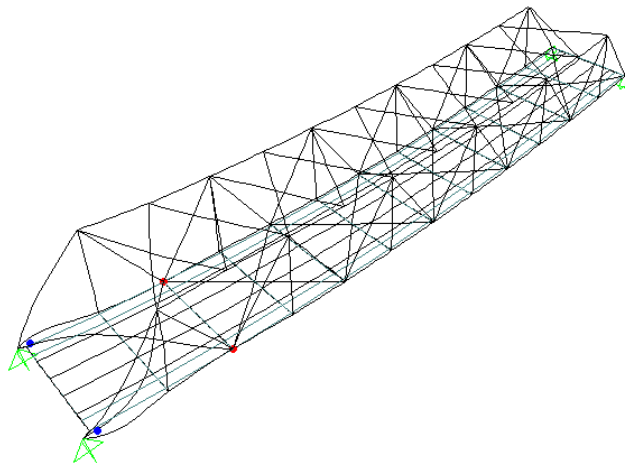
Gambar 5.29 Gambar Sendi Plastis *Pushover* Arah X pada Step 3 sampai dengan Step 6

Berdasarkan Tabel 3.11 diketahui sendi plastis yang terjadi pada Gambar 5.29 mempunyai warna biru yang mempunyai arti bahwa pada jembatan tidak terdapat kerusakan pada komponen struktural namun hanya terdapat kerusakan kecil pada komponen non struktural atau masuk ke dalam kategori *Immediate Occupancy*.



Gambar 5.30 Gambar Sendi Plastis *Pushover* Arah X pada Step 7

Berdasarkan Tabel 3.11 diketahui sendi plastis yang terjadi pada Gambar 5.30 mempunyai warna biru tua yang berarti bahwa pada jembatan tidak terdapat kerusakan pada komponen struktural namun hanya terdapat kerusakan kecil pada komponen non struktural. Sementara itu, warna kuning mempunyai arti struktur telah mencapai batas maksimum dalam menahan gaya gempa



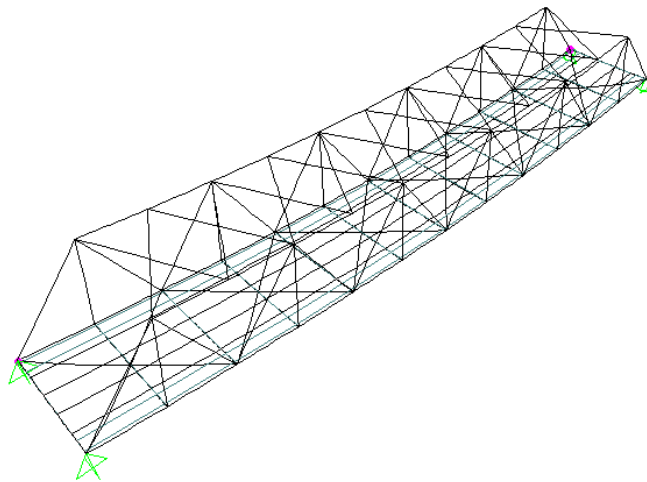
Gambar 5.31 Gambar Sendi Plastis *Pushover* Arah X pada Step 8

Berdasarkan Tabel 3.11 diketahui sendi plastis yang terjadi pada Gambar 5.31 mempunyai warna biru tua yang berarti bahwa pada jembatan tidak terdapat

kerusakan pada komponen struktural namun hanya terdapat kerusakan kecil pada komponen non struktural. Sedangkan warna merah berarti bahwa struktur sudah mengalami keruntuhan atau *collapse*. Pada step 8 tersebut juga dapat diketahui bahwa elemen yang mengalami keruntuhan tersebut merupakan elemen kritik yang nantinya dapat dijadikan acuan dalam pemeliharaan dan perbaikan struktur guna mencegah keruntuhan. Elemen yang dimaksud adalah gelagar memanjang tepi dekat dengan perletakan sendi.

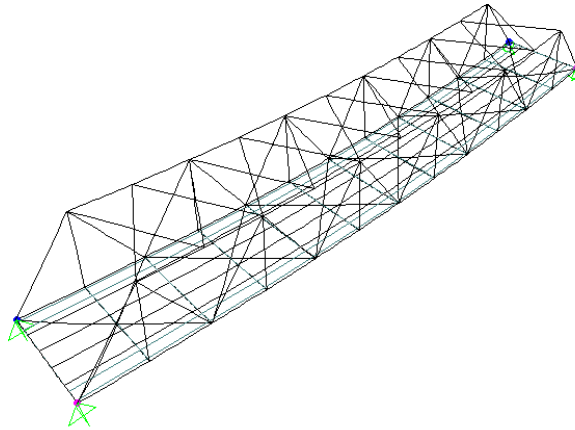
2. *Pushover* Arah Y.

Pada arah Y diketahui sendi plastis terjadi pada elemen gelagar tepi pada step ke 1. Selanjutnya, pada saat pembebanan masuk ke step 9 elemen akan *collapse* atau runtuh. Warna-warna sendi plastis yang terjadi menunjukkan level struktur sesuai dengan Tabel 3.11. Berikut ini merupakan proses terjadinya sendi plastis pada struktur jembatan sampai dengan *collapse*.



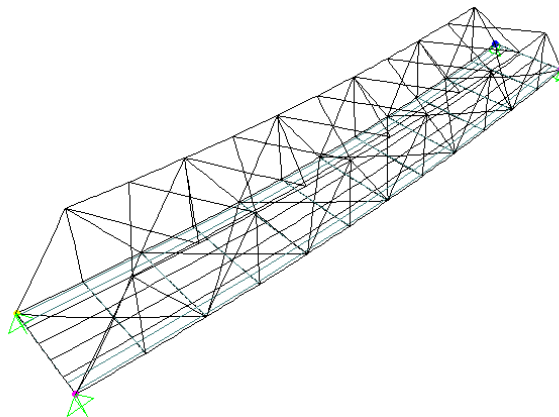
Gambar 5.32 Gambar Sendi Plastis *Pushover* Arah Y pada Step 1

Pada Gambar 5.32 diatas maka dapat diketahui bahwa pada step 1 telah terjadi sendi plastis yang terjadi pada gelagar tepi yang terletak dekat dengan perletakan sendi. Berdasarkan Tabel 3.11 diketahui elemen tersebut mempunyai warna pink yang berarti telah terjadi pelelehan pertama pada struktur, namun tidak terdapat kerusakan pada komponen struktural dan non struktural.



Gambar 5.33 Gambar Sendi Plastis *Pushover* Arah Y pada Step 2

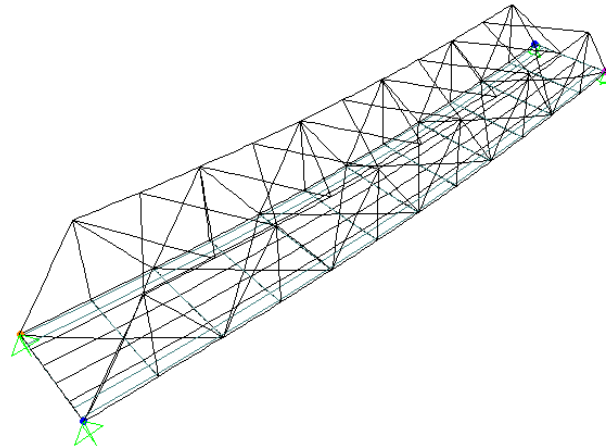
Berdasarkan Tabel 3.11 diketahui sendi plastis yang terjadi pada Gambar 5.33 mempunyai warna pink yang berarti telah terjadi pelelehan pertama pada struktur, namun tidak terdapat kerusakan pada komponen struktural dan non struktural. Sementara itu, warna biru tua yang berarti bahwa pada jembatan tidak terdapat kerusakan pada komponen struktural namun hanya terdapat kerusakan kecil pada komponen non struktural.



Gambar 5.34 Gambar Sendi Plastis *Pushover* Arah Y pada Step 3

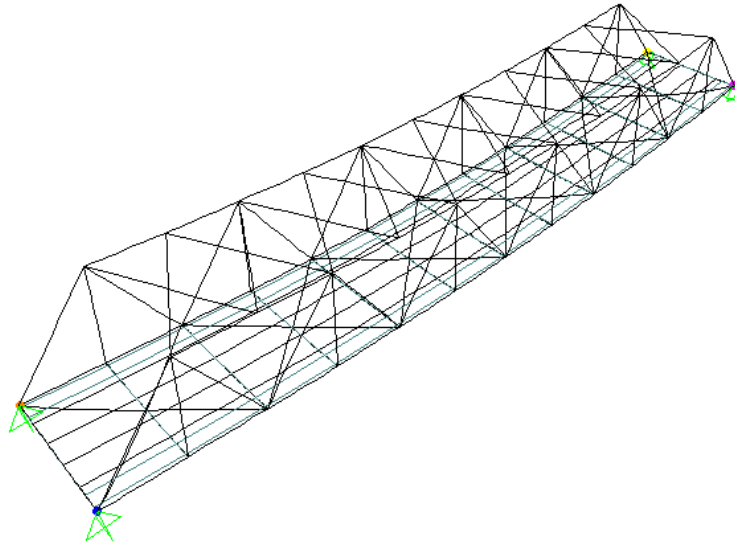
Berdasarkan Tabel 3.11 diketahui sendi plastis yang terjadi pada Gambar 5.34 mempunyai warna kuning yang mempunyai arti struktur telah mencapai batas maksimum dalam menahan gaya gempa. Sementara itu, warna pink yang berarti

telah terjadi pelelehan pertama pada struktur, namun tidak terdapat kerusakan pada komponen struktural dan non struktural dan warna biru tua yang berarti bahwa pada jembatan tidak terdapat kerusakan pada komponen struktural namun hanya terdapat kerusakan kecil pada komponen non struktural.



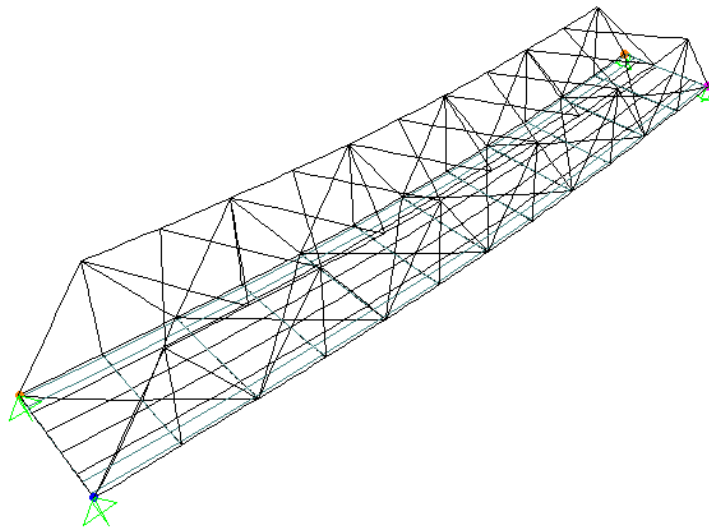
Gambar 5.35 Gambar Sendi Plastis *Pushover* Arah Y pada Step 4 sampai dengan Step 5

Berdasarkan Tabel 3.11 diketahui sendi plastis yang terjadi pada Gambar 5.35 mempunyai warna oranye yang mempunyai arti sudah tidak mampu menahan beban gempa yang terjadi namun masih dapat menahan beban gravitasi. Sementara itu, warna pink yang berarti telah terjadi pelelehan pertama pada struktur, namun tidak terdapat kerusakan pada komponen struktural dan non struktural dan warna biru tua yang berarti bahwa pada jembatan tidak terdapat kerusakan pada komponen struktural namun hanya terdapat kerusakan kecil pada komponen non struktural.



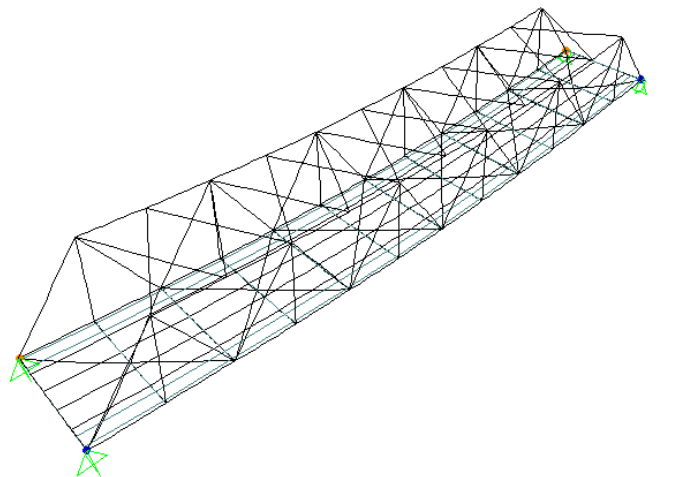
Gambar 5.36 Gambar Sendi Plastis *Pushover* Arah Y pada Step 6

Berdasarkan Tabel 3.11 diketahui sendi plastis yang terjadi pada Gambar 5.36 mempunyai warna kuning yang mempunyai arti struktur telah mencapai batas maksimum dalam menahan gaya gempa. Warna pink yang berarti telah terjadi pelelehan pertama pada struktur, namun tidak terdapat kerusakan pada komponen struktural dan non struktural. Sementara itu, warna biru tua yang berarti bahwa pada jembatan tidak terdapat kerusakan pada komponen struktural namun hanya terdapat kerusakan kecil pada komponen non struktural dan warna oranye yang mempunyai arti sudah tidak mampu menahan beban gempa yang terjadi namun masih dapat menahan beban gravitasi.



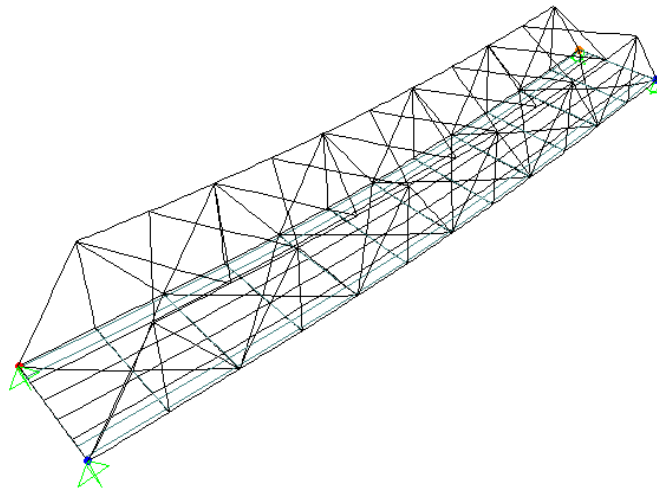
Gambar 5.37 Gambar Sendi Plastis *Pushover* Arah Y pada Step 7

Berdasarkan Tabel 3.11 diketahui sendi plastis yang terjadi pada Gambar 5.37 mempunyai warna biru tua yang berarti bahwa pada jembatan tidak terdapat kerusakan pada komponen struktural namun hanya terdapat kerusakan kecil pada komponen non struktural dan warna oranye yang mempunyai arti sudah tidak mampu menahan beban gempa yang terjadi namun masih dapat menahan beban gravitasi. Sementara itu warna pink yang berarti telah terjadi pelelehan pertama pada struktur, namun tidak terdapat kerusakan pada komponen struktural dan non struktural.



Gambar 5.38 Gambar Sendi Plastis *Pushover* Arah Y pada Step 8

Berdasarkan Tabel 3.11 diketahui sendi plastis yang terjadi pada Gambar 5.38 mempunyai warna biru tua yang berarti bahwa pada jembatan tidak terdapat kerusakan pada komponen struktural namun hanya terdapat kerusakan kecil pada komponen non struktural dan warna oranye yang mempunyai arti sudah tidak mampu menahan beban gempa yang terjadi namun masih dapat menahan beban gravitasi.



Gambar 5.39 Gambar Sendi Plastis *Pushover* Arah Y pada Step 9

Berdasarkan Tabel 3.11 diketahui sendi plastis yang terjadi pada Gambar 5.39 mempunyai warna biru tua yang berarti bahwa pada jembatan tidak terdapat kerusakan pada komponen struktural namun hanya terdapat kerusakan kecil pada komponen non struktural dan warna merah berarti bahwa struktur sudah mengalami keruntuhan atau *collapse*. Pada step 9 tersebut juga dapat diketahui bahwa elemen yang mengalami keruntuhan tersebut merupakan elemen kritis yang nantinya dapat dijadikan acuan dalam pemeliharaan dan perbaikan struktur guna mencegah keruntuhan. Elemen yang dimaksud adalah gelagar memanjang tepi dekat dengan perletakan sendi.

BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Setelah dilakukan evaluasi terhadap kinerja struktur Jembatan Sardjito 1, Yogyakarta, maka didapatkan kesimpulan berikut.

1. Permodelan yang dilakukan menggunakan program aplikasi SAP 2000 menghasilkan gaya-gaya dalam diantaranya *bending moment diagram* (BMD) sebesar 3369,203 kNm, *shear force diagram* (SFD) sebesar 6493,025 kN, dan *normal force diagram* (NFD) sebesar 2721,07 kN.
2. Pada struktur jembatan yang ditinjau diperoleh kondisi sebagai berikut.
 - a. Pada analisis *pushover* arah X didapatkan sendi plastis terjadi pertama kali terjadi pada elemen gelagar memanjang tepi yang berlokasi dekat dengan perletakan sendi. Sendi plastis tersebut pertama kali terjadi pada saat step pembebanan berada pada step 2 dan pada step 8 jembatan mengalami keruntuhan. Nilai maksimum total *drift ratio* didapatkan sebesar 0,00418.
 - b. Pada analisis *pushover* arah Y didapatkan sendi plastis terjadi pertama kali terjadi pada elagar memanjang tepi yang berlokasi dekat dengan perletakan sendi Sendi plastis tersebut pertama kali terjadi pada saat step pembebanan berada pada step 1 dan pada step 9 jembatan mengalami keruntuhan. Nilai maksimum total *drift ratio* didapatkan sebesar 0,00012.
3. Level kinerja Sturktur Jembatan Sardjito berdasarkan metode ATC-40 adalah *Immediate Occupancy*.

6.2 Saran

Guna pengembangan penelitian lebih lanjut mengenai evaluasi kinerja pada struktur Jembatan Sardjito 1 , maka diberikan beberapa saran sebagai berikut.

1. Dalam menganalisis *pushover* untuk struktur jembatan dapat digunakan *software* aplikasi lain seperti Midas Civil sebagai pembandingan dari nilai yang dihasilkan.
2. Dalam menentukan level kinerja untuk struktur jembatan dapat digunakan Metode lain seperti FEMA 356 dan FEMA 440 sebagai pembandingan dengan metode ATC-40 .

DAFTAR PUSTAKA

- Arifianto, Nanang dan Resmi, Luwes Purwo. 2002. Kontrol Struktur Jembatan Rangka Baja Terpasang Terhadap Pembebanan AASHTO 1994. *Tugas Akhir*. (Tidak Diterbitkan). Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta
- Badan Standarisasi Nasional. 2005. RSNI-T-03-2005 : *Perencanaan Struktur Baja untuk Jembatan*. BSN. Jakarta.
- Badan Standarisasi Nasional. 2016. SNI-1725-2016 : *Pembebanan untuk Jembatan*. BSN. Jakarta.
- Badan Standarisasi Nasional. 2016. SNI-2833-2016 : *Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa*. BSN. Jakarta.
- Badan Standarisasi Nasional. 2019. SNI-1726-2019 : *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung*. BSN. Jakarta.
- California Seismic Safety Commission. 1996. *Applied Technology Council. Seismin Evaluation and Retrofit of Concrete Building, Report ATC-40. (Redwood City : ATC-40)*
- Istiono, Heri. 2016. *Mekanisme Keruntuhan pada Jembatan Rangka Baja*. Thesis. Institut Teknologi Sepuluh November. Surabaya.
- Istiono, Heri dan Propika, Jaka. 2017. Analisa Non-Linier pada Mekanisme Keruntuhan Jembatan Rangka Baja Tipe Pratt. *Borneo Engineering : Jurnal Teknik Sipil*. Volume 1 No 2 Desember 2017. Universitas Borneo. Tarakan.
- Istiono, Heri dan Susanti, Eka. 2019. Pola Keruntuhan Jembatan Rangka Menerus Tipe Waren. *Borneo Engineering : Jurnal Teknik Sipil*. Volume 3 No 2 Desember 2019. Universitas Borneo. Tarakan.
- Kementrian Pekerjaan Umum Direktorat Jenderal Bina Marga Direktorat Bina Teknik. 2010. *Perencanaan Teknik Jembatan*. Kementrian Pekerjaan Umum. Jakarta.

- Kementrian Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat Republik Indonesia. Surat Edaran Menteri Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat Nomor SE-03/M/2016. 2016. *Pedoman Penentuan Bridge Load Rating untuk Jembatan Eksisting*.
- Marianda, Dhani. 2016. *Evaluasi Kinerja Struktur Gedung “Asrama Mahasiswi UGM” Yogyakarta Menggunakan Analisa Pushover Sesuai Pedoma ATC-40*. Tugas Akhir. Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.
- Muluk, Ahmad Ahsan Tajul. 2021. *Analisis Rating Factor Jembatan Sardjito 1 dengan Menggunakan SNI 1725-2016* Tugas Akhir. Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.
- Olyvia, Yumna Cici. 2015. *Analisis Konstruksi Jembatan Busur Rangka Baja Tipe A-half Through Arch*. *JRSDD*. Vol. 3 No. 1 : 81-90. Universitas Lampung. Lampung.
- Rochim, Abdul. 2019. *Analisa Tidak Linier Mekanisme Keruntuhan Jembatan Busur Rangka Baja (A-Half Through Arch)*. *Jurnal Aplikasi Teknik Sipil*. Volume 17 No 1 Februari 2019. Institut Teknologi Sepuluh November. Surabaya
- Supriyadi, Bambang dan Muntohar, Agus Setyo. 2007. *Jembatan*. Beta Offsset. Yogyakarta.
- Sebastian, Ivan dan Supartono, F.X. 2019. *Analisis Struktur Jembatan Gantung Self-Anchored*. *Jurnal Mitra Teknik Sipil*. Vol. 2 No. 1 : 169-178. Universitas Tarumanegara. Jakarta.
- Tavio dan Usman Wijaya. 2018. *Desain Rekayasa Gempa Berbasis Kinerja (Performance Based Design)*. Penerbit Andi. Yogyakarta.
- Ulza, Adrian. 2020. *Teori dan Praktik Evaluasi Struktur Beton Bertulang Berbasis Desain Kinerja*. Penerbit Deepublish. Yogyakarta.
- Wahyudi, Agung. 2014. *Analisis Kapasitas Jembatan Rangka Baja Austria Tipe A60 dengan Menggunakan Software Midas Civil (Studi Kasus Jembatan Pintu Air Sepuluh)*. *E-Jurnal Matriks Teknik Sipil*. Vol. 2 No. 2 2014:157. Universitas Sebelas Maret. Surakarta.