



PROYEK AKHIR TERAPAN - RC 146599

**MODIFIKASI STRUKTUR JEMBATAN SEMBAYAT BARU
STA 0+350 - STA 0+475 DENGAN SISTEM BUSUR
BOX BAJA, KABUPATEN GRESIK
PROVINSI JAWA TIMUR**

LUVI PUSPITASARI
NRP. 3115.040.515

Dosen Pembimbing
Nur Achmad Husin, ST., MT.
NIP. 19720115 199802 1 001

PROGRAM STUDI DIPLOMA IV TEKNIK SIPIL - LANJUT JENJANG
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017

LEMBAR PENGESAHAN
MODIFIKASI STRUKTUR JEMBATAN SEMBAYAT BARU
STA 0+350 – 0+475 DENGAN SISTEM BUSUR BOX BAJA
KABUPATEN GRESIK, PROVINSI JAWA TIMUR

PROYEK AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Sains Terapan
Pada
Program Studi Diploma IV Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh :

Mahasiswa


Luvi Puspitasari
3115.040.515

Disetujui oleh Dosen Pembimbing Proyek Akhir Terapan:
Surabaya, Januari 2017

Dosen Pembimbing

26 JAN 2017




Nur Achmad Husin, ST.,MT.
NIP. 19720115 199802 1 001

26/1/2017



PROYEK AKHIR TERAPAN - RC 146599

**MODIFIKASI STRUKTUR JEMBATAN SEMBAYAT BARU
STA 0+350-STA 0+475 DENGAN SISTEM BUSUR BOX
BAJA, KABUPATEN GRESIK-PROVINSI JAWA TIMUR**

**LUVI PUSPITASARI
NRP. 3115.040.515**

**Dosen Pembimbing
NUR ACHMAD HUSIN, ST., MT.
NIP. 19720115 199802 1 001**

**PROGRAM STUDI DIPLOMA IV TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA 2017**



FINAL APLLIED PROJECT - RC 146599

**MODIFICATION STRUCTUR OF SEMBAYAT BARU
BRIDGE STA 0+350 - STA 0+475 WITH BOX STEEL
ARCH, GRESIK DISTRICT - EAST JAVA**

LUVI PUSPITASARI
NRP. 3115.040.515

Adviser
NUR ACHMAD HUSIN, ST., MT.
NIP. 19720115 199802 1 001

PROGRAM STUDI DIPLOMA IV TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA 2017

**MODIFIKASI STRUKTUR JEMBATAN SEMBAYAT BARU STA
0+350 – 0+475 DENGAN SISTEM BUSUR BOX BAJA
KABUPATEN GRESIK, PROVINSI JAWA TIMUR**

Nama mahasiswa : Luvi Puspitasari

NRP : 3115 040 515

Jurusan : Teknik Sipil

Dosen Pembimbing:

Nur Achmad Husin, ST., MT.

ABSTRAK

Jembatan Sembayat Baru merupakan jembatan yang membentang di atas Sungai Bengawan Solo dengan panjang total 354 meter dengan bentang terpanjang 80 meter menggunakan sistem rangka baja. Jembatan Sembayat Baru ini berada pada koordinat 7°3'41''S 112°34'38''E menghubungkan Jalan Manyar dengan Jalan Daendels, Kecamatan Manyar, Kabupaten Gresik pada KM 34.04 dari Surabaya ke arah Sadang.

Dalam perencanaan kali ini, Jembatan Sembayat Baru akan dimodifikasi pada STA 0+350-STA 0+475 (50 meter dan 80 meter) menggunakan system Jembatan Busur dengan materian box baja pada busurnya. Pada bentang 50 meter memiliki tinggi busur 12 meter dan bentang 80 meter memiliki tinggi busur 19 meter. Pembebanan jembatan

mengacu pada RSNI T-02-2005 Standar Pembebanan untuk Jembatan, RSNI 03-1729-2005 Perencanaan Struktur Baja untuk Jembatan.

Hasil dari perhitungan akan dilanjutkan pada perancangan setiap elemen struktur yang meliputi kekuatan penampang dan pemeriksaan terhadap batas kekuatan yang diijinkan, serta perhitungan sambungan. Selain itu juga merencanakan metode konstruksi yang digunakan.

Kata Kunci : *Jembatan Busur, Metode Konstruksi, Struktur*

***MODIFICATION STRUCTURE of SEMBAYAT BARU STA 0+350 –
0+475 WITH ARCH SYSTEM STEEL BOX,
GRESIK DISTRICT, EAST JAVA***

Name : ***Luvi Puspitasari***

NRP : ***3115 040 515***

Major : ***Civil Engineering***

Adviser:

Nur Achmad Husin, ST., MT.

ABSTRACT

Sembayat Baru bridge is a bridge that extends above the Solo River with a total length of 354 meters with the longest span of 80 meters using a steel frame system. Sembayat Baru bridge is located at coordinates 7 ° 3'41 "S 112 ° 34'38" E connects Manyar Street with Daendels Street, Manyar, Gresik District at KM 34.04 from Surabaya to Sadang.

In this modification, Sembayat Baru Bridge will be modified at STA 0 + 350-STA 0 + 475 (50 meters and 80 meters) using a system arch bridge with steel box our material on the bow. In the span of 50 meters has a height of 12 meter arc spans 80 meters and has a height of 19 meters arc. Imposition bridge refers RSNI T-02-2005 Standar Pembebanan untuk Jembatan, RSNI 03-1729-2005 Perencanaan Struktur Baja untuk Jembatan.

The results of the calculation will be continued on designing each element of the structure which includes the power of the cross section and an examination of the limits of the allowable strength, as well as the

calculation of connections. It is also planning the construction methods used.

Keyword : *Arch Bridge, Construction Methods, Structure*

KATA PENGANTAR

Puji syukur kami panjatkan kepada kehadiran Allah SWT yang telah memberikan rahmat serta hidayahNya kepada kami sehingga dapat menyelesaikan Tugas Akhir Terapan dengan judul :

Modifikasi Struktur Jembatan Sembayat Baru STA 0+350 – 0+475 Dengan Sistem Busur Box Baja, Kabupaten Gresik, Provinsi Jawa Timur ”

Proyek akhir ini merupakan salah satu syarat kelulusan bagi seluruh mahasiswa dalam menempuh pendidikan pada program studi Lanjut Jenjang Diploma IV Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Institut Teknologi Sepuluh Nopember, Surabaya.

Tersusunnya proyek akhir ini tidak lepas dari dukungan dan motivasi dari berbagai pihak yang telah membantu selama proses penyusunan Proyek Akhir ini hingga selesai. Ucapan terima kasih kepada :

1. Orang tua kami yang telah memberikan kami dorongan baik material maupun moral.
2. Bapak Dr. Machsus, ST., MT. selaku ketua program studi Diploma Teknik Sipil FTSP – ITS.
3. Bapak Nur Achmad Husin, ST., MT. selaku dosen pembimbing yang telah meluangkan waktunya untuk memberikan pengarahan dan bimbingan dalam penyusunan Laporan Proyek Akhir ini.

4. Rekan – rekan Lanjut Jenjang Diploma IV FTSP ITS serta semua pihak yang membantu dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini yang tidak dapat kami sebutkan satu persatu.

Besar harapan bahwa Proyek Akhir ini kelak bermanfaat bagi para pembaca dan bagi mahasiswa yang akan mengambil Proyek Akhir dengan tema yang sejenis yaitu perencanaan struktur jembatan.

Tugas akhir ini berusaha diselesaikan dengan sebaik – baiknya, namun disadari bahwa masih jauh dari sempurna. Oleh karena itu saran dan kritik diterima demi kesempurnaan laporan Tugas Akhir ini.

Surabaya, Januari 2017

Penulis

DAFTAR ISI

ABSTRAK	i
<i>ABSTRACT</i>	iii
KATA PENGANTAR.....	v
DAFTAR ISI	vii
DAFTAR GAMBAR	xi
DAFTAR TABEL	xvii
DAFTAR SIMBOL	xix
BAB I Pendahuluan.....	1
1.1 Latar Belakang.....	1
1.2 Rumusan Masalah	4
1.3 Batasan Masalah.....	4
1.4 Maksud dan Tujuan	4
1.5 Manfaat.....	5
BAB II Tinjauan Pustaka.....	7
2.1 Umum.....	7
2.2 Bagian –bagian Kerangka Busur	7
2.2.1 Jembatan Busur Berdasarkan Penampang Busur	9
2.3 Pembebanan.....	9
2.3.1 Aksi dan Beban Tetap	9
2.3.2 Beban Mati Tambahan atau Utilitas	11
2.3.3 Beban Lalu Lintas.....	12
2.3.4 Aksi Lingkungan	20

2.3.5	Beban Gempa	23
2.3.6	Beban Kombinasi	28
2.4	Perencanaan Struktur.....	29
2.4.1	Perencanaan Pelat.....	29
2.4.2	Mencari momen nominal dari penampang komposit	30
2.4.3	Sambungan	36
2.5	Perancangan Bantalan Elastomer untuk Perletakan Jembatan	39
2.5.1	Perancangan Bantalan Elastomer	39
2.7	Struktur Box Baja.....	44
2.8	Metode Konstruksi	45
BAB III METODOLOGI		53
3.1	Uraian	53
3.2	Pengumpulan Data	54
3.3	Pembebanan Jembatan	55
3.4	Preliminari Desain.....	56
3.5	Analisa Struktur.....	57
3.6	Diagram Alir	59
.....		59
BAB IV PERHITUNGAN PELAT LANTAI, TROTOAR, KERB, DAN TIANG SANDARAN		63
4.1	Perencanaan Tebal Pelat Lantai Kendaraan	63
4.2	Perhitungan Kekuatan Pelat Menahan Geser Pons	63
4.3	Pembebanan Pelat Lantai Kendaraan.....	66
4.4	Perhitungan Momen Pada Pelat Lantai Kendaraan	68
4.5	Penulangan Pelat Lantai Kendaraan.....	70

4.5.2	Perhitungan Tulangan Arah Melintang	71
4.5.3	Perhitungan Tulangan Arah Memanjang.....	73
4.5.4	Perhitungan Tulangan Kerb.....	75
4.5.5	Perhitungan Tiang Sandaran.....	79
BAB V PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA JEMBATAN.....		91
5.1	Perencanaan Gelagar Memanjang	91
5.1.1	Pembebanan.....	92
5.1.2	Kontrol Kekuatan Lentur.....	96
5.1.3	Kontrol Lendutan.....	99
5.1.4	Kontrol Geser	100
5.1.5	Perencanaan <i>Shear Connector</i> Memanjang.....	101
5.2	Perencanaan Gelagar Melintang.....	106
5.3.2	Pembebanan.....	107
5.3.3	Analisa Kapasitas Penampang Balok Melintang.....	114
5.3.4	Menentukan Lebar Efektif Pelat Beton	117
5.3.5	Kontrol Kapasitas Geser.....	120
5.3.6	Kontrol Lendutan.....	122
5.3.7	Perhitungan <i>Shear Connector</i>	126
5.4	Perencanaan Busur	133
5.4.1	Batang penggantung	134
5.4.2	Pembebanan.....	137
5.4.3	Konstruksi Busur	147
5.4.4	Kontrol Desain Box Busur	149
BAB VI KONSTRUKSI SEKUNDER JEMBATAN.....		163

6.1	Ikatan Angin Pada Busur.....	163
6.2	Brasing	177
BAB VII PERHITUNGAN SAMBUNGAN		185
7.1	Sambungan Gelagar Melintang – Gelagar Memanjang	187
BAB VIII METODE KONSTRUKSI.....		205
8.1	Metode Konstruksi	205
8.2	Pemeliharaan Jembatan	218
BAB IX KESIMPULAN.....		227
DAFTAR PUSTAKA		229

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1. 1 Peta Lokasi Jembatan Sembayat	2
Gambar 1. 2 Situasi Jembatan Sembayat	2
Gambar 1. 3 Perbaikan lantai kendaraan Jembatan Sembayat	3
Gambar 1. 4Tampak memanjang jembatan Sembayat	3
Gambar 1. 5 Potongan melintang jembatan Sembayat	3
Gambar 2. 1 Tipe <i>Dech Arch</i>	7
Gambar 2. 2 Tipe <i>Through Arch</i>	8
Gambar 2. 3 Tipe A-Half Through Arch	8
Gambar 2. 4 Distribusi beban merata	15
Gambar 2. 5 Besar intensitas beban berdasarkan panjang bentang yang dibebani	15
Gambar 2. 6 Penyebaran beban “D” pada arah melintang jembatan	16
Gambar 2. 7 Pembebanan Truk “T”	17
Gambar 2. 8 Gaya rem dari beban lajur “D”	18
Gambar 2. 9 Gaya rem per lajur 2,75 meter keadaan batas ultimate (KBU)	19
.....	20
Gambar 2. 10 Pembebanan untuk pejalan kaki.....	20
Gambar 2. 11 Beban akibat angin PEW (kN/m) yang dipikul lantai jembatan.....	23
Gambar 2. 12 Beban akibat angin (PEW) yang dipikul gelagar jembatan.....	23

.....	25
Gambar 2.14 percepatan puncak dibatuan dasar (PGA) probabilitas terlampau 7% dalam 75 tahun.....	25
Gambar 2.16 Peta Respons Spektra percepatan 1 detik probabilitas terlampau 7% dalam 75 tahun.....	27
Gambar 2. 137 Las tumpul.....	37
Gambar 2. 18 Tebal efektif las tumpul.....	38
Gambar 2. 149 Las sudut	38
Gambar 2. 20 Elastomer.....	41
Gambar 2. 21Contoh Box Baja	44
Gambar 2.22 Jembatan Seytayan, Kalimantan Barat.....	46
Gambar 2.23 Pemasangan segmen 1	47
Gambar 2.24 Dibangun <i>Temporary Tower</i> dan <i>Temporary Cable</i>	47
Gambar 2.25 Pemasangan <i>Temporary Cable</i> dilanjutkan tiap segmen.....	48
Gambar 2.26 Pemasangan <i>hanger</i>	48
Gambar 2.27 Pemasangan Balok Melintang	49
Gambar 2.28 Pemasangan Balok Memanjang	49
Gambar 2.29 Pembongkaran <i>Temporary Tower</i> dan <i>Temporary Cable</i>	50
Gambar 2.30 Pemasangan bondek dan pembesian lantai kendaraan	50
Gambar 2.31 Pengecoran lantai kendaraan menggunakan <i>concrete pump</i>	51
Gambar 4.1 Pelat Lantai Kendaraan	63
Gambar 4.2 Bidang geser pons	64

Gambar 4.3 Jarak serat terluar ke pusat tulangan tarik	65
Gambar 4.4 Momen akibat beban sendiri	68
Gambar 4.5 Letak d_x dan d_y pada pelat lantai.....	70
Gambar 4.6 Pembesian pelat lantai kendaraan jembatan.....	75
Gambar 4.7 Pembebanan Kerb	75
Gambar 4.8 Gaya yang bekerja pada kerb	76
Gambar 4.9 Penulangan kerb pada jembatan.....	79
Gambar 4.10 Tiang Sandaran	79
Gambar 4.11 Penulangan tiang sandaran.....	85
Gambar 4.12 Perencanaan Pelat Lantai Trotoar	86
Gambar 5.1 Perencanaan jarak gelagar memanjang	91
Gambar 5.2 Pembebanan akibat beban UDL dan KEL	93
Gambar 5.3 Gaya rem per lajur 2,75 m (KBU)	94
Gambar 5.4 Bagian input beban rem	95
Gambar 5.5 Penampang gelagar memanjang.....	96
Gambar 5.6 Garis pengaruh akibat beban hidup.....	100
Gambar 5.7 Diagram Tegangan Plastis	103
Gambar 5.8 Konektor Stud	104
Gambar 5.9 Jarak Antara Konektor Stud.....	105
Gambar 5.10 Perencanaan jarak gelagar melintang.....	106
Gambar 5.11 Gelagar melintang (sebelum komposit)	107
Gambar 5.12 Gelagar melintang (setelah komposit)	108
Gambar 5.13 Pembebanan akibat beban UDL dan KEL (kondisi 1)	109

Gambar 5.14 Lane pada beban KEL (<i>Moving Load</i>).....	110
Gambar 5.15 Hasil output pada gelagar melintang	111
Gambar 5.16 Pembebanan akibat beban UDL dan KEL (kondisi 2)	111
Gambar 5.17 Pembebanan akibat beban truck (kondisi 1)	112
Gambar 5.18 Pembebanan akibat beban truck (kondisi 2)	113
Gambar 5.19 Distribusi gaya pada penampang.....	119
Gambar 5.20 Gaya geser sebelum komposit.....	120
Gambar 5.21 Gaya geser setelah komposit	121
Gambar 5.22 Gaya Geser akibat beban hidup.....	121
Gambar 5.23 Beban akibat UDL dan KEL	123
Gambar 5.24 Beban Akibat Truk.....	125
Gambar 5.25 Dimensi <i>shear connector</i>	127
Gambar 5.26 Pemasangan <i>shear connector</i> dilihat dari gelagar melintang.....	130
Gambar 5.27 Pemasangan <i>shear connector</i> dilihat dari gelagar memanjang.....	131
Gambar 5.28 Penggantung Jembatan (Bentang 80 m).....	134
Gambar 5.29 Grafik Respon Spektrum	145
Gambar 5.30 Load Case Data Pada SAP	146
Tabel 5.24 Persamaan parabola busur atas	147
Tabel 5.25 Persamaan parabola busur bawah	148
Gambar 5.31 Busur Atas dan Busur Bawah.....	149
Gambar 5.32 Kontrol Busur 1	149
Gambar 5.33 Portal Akhir	154

Gambar 6.1 Ikatan Angin Atas	163
Gambar 6.2 Titik simpul 1	170
Gambar 6.3 Ikatan angin bawah	173
.....	177
Gambar 6.4 Brasing	177
Gambar 6.5 Perletakan Pot Bearing.....	181
Gambar 6.6 Pemasangan Pot Bearing.....	183
Gambar 7.1 Bagian-bagian baut	186
Gambar 7.2 Syarat jarak baut.....	187
Gambar 7.3 Sambungan Gelagar Melintang – Gelagar Memanjang	190
Gambar 7.4 Sambungan Gelagar Melintang – Batang Tarik.....	193
Gambar 7.6 Sambungan Antar Batang Tarik.....	197
Gambar 7.7 Sambungan Antar Box Busur	200
Gambar 7.7 Sambungan Box Busur.....	203
Gambar 8.1 Stage 1	211
Gambar 8.2 Stage 2.....	212
Gambar 8.3 Stage 3.....	213
Gambar 8.4 Stage 4.....	213
Gambar 8.5 Stage 5.....	214
Gambar 8.6 Stage 6.....	215
Gambar 8.7 Stage 7.....	216
Gambar 8.8 Stage 8.....	217
Gambar 8.9 Tampak atas jembatan.....	217

Gambar 8.10 Pembagian Pemeliharaan Jembatan	218
Gambar 8.11 Kondisi 1	219
Gambar 8.12 Kondisi 2 (Tampak Depan)	220
Gambar 8.13 Kondisi 2	220
Gambar 8.14 Kondisi 3 (Tampak Melintang)	221
Gambar 8.15 Kondisi 3 (Tampak Depan)	221
Gambar 8.16 Kondisi 3	222
Gambar 8.17 Kondisi 4 (Tampak Depan)	222
Gambar 8.18 Kondisi 4	223
Gambar 8.19 Kondisi 5 (Tampak Depan)	223
Gambar 8.20 Kondisi 5	224
Gambar 8.21 Kondisi 6 (Tampak Depan)	224
Gambar 8.22 Kondisi 6	225
Gambar 8.23 Kondisi 7 (Tampak Depan)	225
Gambar 8.24 Kondisi 7	226

DAFTAR TABEL

Tabel 2. 1 Faktor untuk beban mati (kN/m ³)	10
Tabel 2. 2 Faktor untuk Beban Hidup.....	11
a. Ketebalan yang diizinkan untuk pelapisan kembali permukaan l1	
b. Sarana lain di jembatan	12
Tabel 2. 3 Faktor untuk beban mati tambahan.....	12
Tabel 2. 4 Jumlah lajur lalu lintas rencana	13
Tabel 2. 5 Faktor beban akibat gaya rem.....	18
Tabel 2.11 Faktor beban akibat pembebanan untuk pejaalan kaki	20
Tabel 2.12 Kecepatan angin rencana , V_w	21
Tabel 2. 13 Koefisien seret, C_w	22
Gambar 2.13 Grafik Respons Spekturm Gempa.....	24
Tabel 2. 14 Kombinasi beban umum untuk keadaan layan dan ultimit.....	28
Tabel 3.1 Diagram alir	59
Tabel 4.1 Perhitungan berat sendiri	67
Table 4.2 Perhitungan berat mati tambahan	67
Tabel 4.3 Perhitungan beban air hujan	68
Tabel 4.4 Rekapitulasi momen lapangan dan tumpuan	69
Tabel 4.5 Rekapitulasi Perhitungan Bab IV	89
Tabel 5.1 Perhitungan Beban Mati	92
Tabel 5.22 Panjang Penggantung Busur (50 m)	135

Tabel 5.23 Panjang Penggantung Busur (80 m).....	136
Tabel 8.2 Dimensi Pot Bearing	184
Tabel 7.1 Karakteristik Baut Mutu Tinggi	185
Tabel 7.2 Gaya Tarik Maksimum dan Minimum Baut A325	185
Tabel 7.3 Diameter baut standar ASTM dan ISO pada jembatan.....	185
Tabel 8.1 Gaya kabel.....	206
Tabel 8.2 Output SAP	206

DAFTAR SIMBOL

Perhitungan Pelat Lantai, Trotoar, Kerb, dan Tiang Sandaran

t_s	= Tebal slab	,m
L	= Bentang dari pelat antara pusat tumpuan	,m
LF	= Load Factor	
γ	= berat jenis	
P_{TT}	= Beban truk	
d_3	= Tebal aspal	,m
d	= jarak serat terluar ke pusat tulangan tarik,	
V_n	= Kuat geser nominal pelat,	

Pembebanan Pelat Lantai Jembatan

t_a	= Tebal lapisan aspal	, m
t_h	= Tebal genangan air hujan	, m
S	= Jarak antar gelagar baja	, m
b_l	= Lebar jalur lalu lintas	, m
b_t	= Lebar total jembatan	, m
L	= Panjang bentang jembatan	, m
f_c'	= Kuat tekan beton	, MPa
E_c	= Modulus Elastisitas	, MPa
μ	= Angka poison	
f_y	= Tegangan leleh baja	, MPa
W_c	= Berat beton bertulang	, kN/m^3
W_a	= Berat aspal	, kN/m^3
W_w	= Berat jenis air	, kN/m^3

Perhitungan Tulangan Arah Melintang

R_n	= Tahanan momen nominal	
ρ_b	= Tahanan momen maksimum	
ρ_{perlu}	= Rasio tulangan yang diperlukan	
ρ_{min}	= Rasio tulangan yang minimum	
A_s	= Luas tulangan yang diperlukan	

S = Jarak antar tulangan

Kontrol kelangsingan

h = tinggi profil

Mn = Momen nominal

Mu = Momen Ultimate

Kontrol lendutan

λ = jarak gelagar melintang

E = Modulus Elastisitas

Sambungan

Rn = kuat nominal baut

μ = koefisien gesek untuk bidang kontak dalam keadaan bersih

m = jumlah bidang geser

Tb = gaya Tarik baut minimum,

\emptyset = factor reduksi kekuatan

t_p = tebal pelat terkecil

d_b = diameter baut

Perencanaan struktur jembatan

A = Luas penampang , cm²

w = Berat penampang , kg

Zx = Modulus plastis arah x , m³

Zy = Modulus plastis arah y , m³

Ix = Momen inersia arah x , cm⁴

Iy = Momen inersia arah y , cm⁴

ix = Jari-jari rotasi arah x , cm

iy = Jari-jari rotasi arah y , cm

r = Jari-jari , cm

tf = Tebal flange , mm

tw = Tebal web , mm

b = Lebar penampang , mm
d = Tinggi penampang , mm
ts = Tebal slab , m

BAB I

Pendahuluan

1.1 Latar Belakang

Pembangunan jembatan sudah mengambil banyak variasi bentuk struktural dari tahun ke tahun, yang berakibat jumlah pemakaian besi baja dalam pembuatan jembatan semakin meningkat. Walaupun besi sudah umum digunakan dalam konstruksi jembatan tapi kemajuan terakhir diteliti teknologi material baja telah memberikan dampak yang besar terhadap perkembangan perancangan jembatan.

Keuntungan pemakaian material besi baja sebagai pembangunan jembatan dibanding material beton maupun dan kayu adalah :

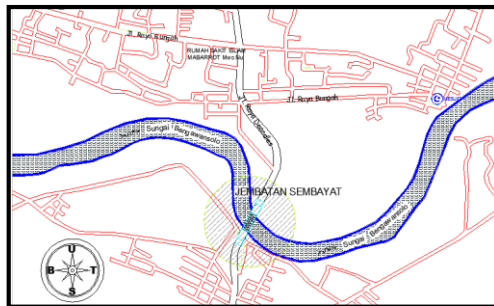
- a. Baja mempunyai kekuatan,
- b. Ada jenis baja yang tahan terhadap cuaca, bahkan tidak perlu di cat,
- c. Jadwal konstruksi yang lebih cepat,
- d. Mudah dalam pemasangan,
- e. Elemen struktur dapat dibuat di pabrik, dan dapat dilakukan secara besar-besaran,
- f. Membutuhkan ruang kerja yang lebih sempit,
- g. Dapat mengikuti bentuk-bentuk arsitektur,
- h. Ramah lingkungan, dapat menggantikan posisi kayu sebagai bahan konstruksi.

Sungai Bengawan Solo merupakan sungai terpanjang di Pulau Jawa yang mana sungai tersebut bermuara di daerah Gresik. Sehingga sebagai penghubung antar kota Tuban dengan Gresik dibangunlah Jembatan Sembayat yang menghubungkan jalan Manyar dengan jalan Daendels, Kecamatan Manyar, Gresik pada KM 34.04 dari Surabaya ke arah Sadang (lihat gambar 1.1 dan gambar 1.2).

Pada tahun 1990 Jembatan Sembayat mulai di bangun oleh konsultan Direktorat Jenderal Bina Marga dengan kontraktor PT Tukad Mas Pendegiling 194, Surabaya. Jembatan yang berada di koordinat $7^{\circ}3'41''\text{S}$ $112^{\circ}34'38''\text{E}$ dengan panjang total 354 meter, bentang terpanjang 80 meter, lebar 9 meter, yang mana termasuk dalam jembatan dengan bentang panjang, tipe bangunan atas merupakan jembatan rangka baja Australia kelas A, dan tipe bangunan bawah tiang pancang baja yang mana kini tidak cukup kuat untuk menopang beban.



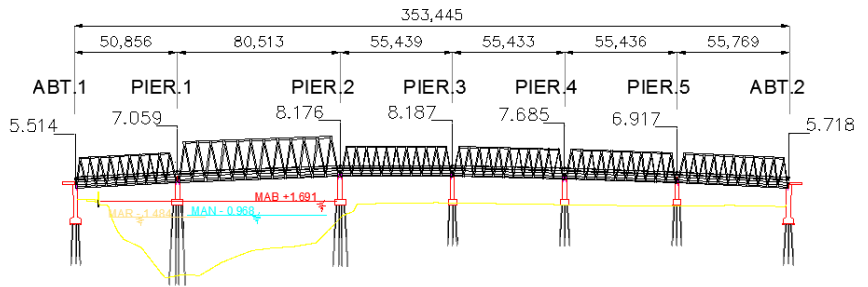
Gambar 1. 1 Peta Lokasi Jembatan Sembayat



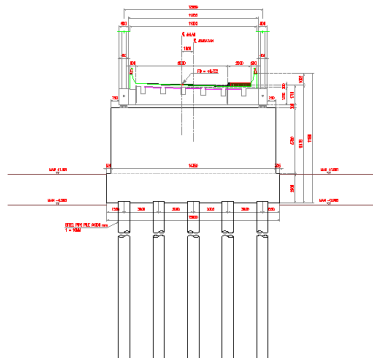
Gambar 1. 2 Situasi Jembatan Sembayat



Gambar 1. 3 Perbaikan lantai kendaraan Jembatan Sembayat



Gambar 1. 4Tampak memanjang jembatan Sembayat



Gambar 1. 5 Potongan melintang jembatan Sembayat

1.2 Rumusan Masalah

Dalam perencanaan Jembatan Sembayat Baru yang akan didesain ulang menggunakan metode busur rangka box baja.

Rumusan masalah pada perencanaan Jembatan Sembayat Baru ini antara lain meliputi :

1. Bagaimana menentukan dimensi profil yang sesuai dengan perencanaan tersebut?
2. Bagaimana hasil dari perencanaan dengan metode busur rangka box baja?

1.3 Batasan Masalah

Untuk menghindari penyimpangan pembahasan dari masalah yang dibahas di Tugas Akhir, maka diperlukan pembatasan masalah diantaranya:

1. Perencanaan hanya ditinjau dari aspek teknik saja dan tidak dilakukan analisa dari segi biaya, waktu, maupun metode pelaksanaan,
2. Perhitungan sambungan dibatasi pada bagian-bagian tertentu yang dianggap mewakili secara keseluruhan,
3. Tidak memperhitungkan bangunan bawah jembatan

1.4 Maksud dan Tujuan

Perencanaan Jembatan Sembayat Baru Kabupaten Gresik mempunyai maksud dan tujuan agar dapat merencanakan suatu struktur jembatan yang baik, memenuhi kelayakan, dan mempunyai kekuatan yang cukup. Dan apabila terjadi kehilangan kelayakan dan kemungkinan terjadi keruntuhan struktur, maka hal itu terjadi tidak terlalu parah dan bisa ditanggulangi

Secara khusus, maksud dan tujuan perencanaan ulang Jembatan Sembayat Baru sebagai berikut :

1. Dapat menentukan dimensi profil yang sesuai,

2. Dapat mengetahui hasil akhir dari perencanaan dengan menggunakan sistem busur baja.

1.5 Manfaat

Dalam penyusunan proposal ini, diharapkan dapat memberikan manfaat untuk pembaca serta penulis antara lain :

1. Penulis dapat menerapkan aplikasi teori ke praktek,
2. Tugas akhir ini bisa menjadi bahan bacaan untuk teman-teman mahasiswa

“Halaman Ini Sengaja dikosongkan“

BAB II

Tinjauan Pustaka

2.1 Umum

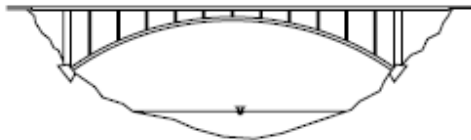
Jembatan Sembayat Baru merupakan jembatan yang menggunakan sistem rangka baja akan dimodifikasi menggunakan metode busur rangka box baja dengan tipe *Through Arch*. Dalam perencanaan modifikasi yang akan dilakukan, pendekatan pertama bentuk geometrik sebagai persamaan dengan perencanaan tinggi lengkung busur untuk bentang 50 meter setinggi 12 m dan untuk bentang 80 meter setinggi 18 meter.

2.2 Bagian –bagian Kerangka Busur

1. Deck atau lantai kendaraan

Bagian ini yang menerima langsung beban lalu lintas dan melindungi terhadap keausan. Untuk kontruksi jembatan biasanya deck menggunakan pelat dari beton bertulang atau pelat baja. Berdasarkan letak lantai kendaraannya, ada beberapa bentuk jenis yang umum dipakai, yaitu

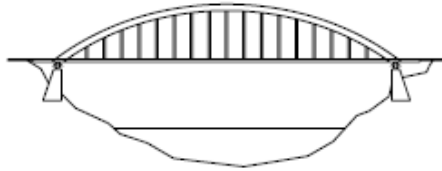
a. Tipe *Dech Arch*



Gambar 2. 1 Tipe *Dech Arch*

Salah satu jenis jembatan busur dimana letak lantainya menopang beban lalu lintas secara langsung dan berada pada bagian paling atas busur.

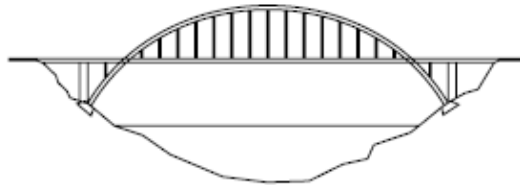
b. Tipe *Through Arch*



Gambar 2. 2 Tipe *Through Arch*

Salah satu jenis jembatan busur dimana letak lantainya berada tepat di *springline* busurnya.

c. Tipe *A-Half Through Arch*



Gambar 2. 3 Tipe *A-Half Through Arch*

Salah satu jenis jembatan busur dimana lantainya kendaraannya berada di antara springline dan bagian busur jembatan, atau berada di tengah-tengah.

2. Batang Pelengkung
Bagian dari struktur yang memikul beban di sepanjang jembatan.
3. Rangka Memanjang
Struktur bangunan atas jembatan yang berfungsi menyalurkan beban-beban ke rangka batang melintang,
4. Rangka Melintang
Struktur bangunan yang berfungsi sebagai struktur utama dan menyalurkan beban-beban ke pelengkung,
5. Abutmen dan pilar
Struktur bagian bawah jembatan yang berfungsi menyangga deck langsung ke tebing atau tepi sungai dan menyalurkan beban-beban yang diterima oleh deck ke bagian pondasi.

2.2.1 Jembatan Busur Berdasarkan Penampang Busur

Berdasarkan jenis penampang busurnya, konstruksi busur dapat dibagi menjadi 3 bagian:

- a. Busur dengan dinding penuh
- b. Busur dengan profil box
- c. Busur dengan profil rangka

2.3 Pembebanan

Pada perencanaan yang perlu diperhatikan adalah beban-beban yang terjadi pada jembatan. Beban-beban tersebut akan mempengaruhi besarnya dimensi dari struktur jembatan. Standar pembebanan untuk jembatan digunakan RSNI T-02-2005 sebagai berikut :

2.3.1 Aksi dan Beban Tetap

1. Beban Mati

Beban mati adalah semua beban yang berasal dari berat sendiri jembatan atau bagian jembatan yang ditinjau,

termasuk segala unsur tambahan yang dianggap merupakan kesatuan tetap dengannya

Beban mati jembatan terdiri dari berat masing-masing bagian struktural elemen-elemen non-struktural. Masing-masing berat elemen ini harus dianggap sebagai aksi yang terintegritas pada waktu menerapkan faktor beban biasa yang terkurangi. Berat isi untuk beban mati dapat dilihat sebagai berikut :

Tabel 2. 1 Faktor untuk beban mati (kN/m³)

No.	Bahan	Berat/Satuan Isi (kN/m ³)	Kerapatan Masa (kg/m ³)
1	Campuran Aluminium	26.7	2720
2	Lapisan permukaan beraspal	22	2240
3	Besi tuang	71	7200
4	Timbunan tanah dipadatkan	17.2	1760
5	Kerikil dipadatkan	18.8 - 22.7	1920 - 2320
6	Aspal beton	22	2240
7	Beton ringan	12.25 - 19.60	1250 - 2000
8	Beton	22.0 - 25.0	2240 - 2560
9	Beton prategang	25.0 - 26.0	2560 - 2640
10	Beton bertulang	23.5 - 25.5	2400 - 2600
11	Timbal	111	11400
12	Lempung lepas	12.5	1280
13	Batu pasangan	23.5	2400
14	Neoprin	11.3	1150
15	Pasir kering	15.7 - 17.2	1600 - 1760
16	Pasir basah	18.0 - 18.8	1840 - 1920

17	Lumpur lunak	17.2	1760
18	Baja	77	7850
19	Kayu (ringan)	7.8	800
20	Kayu (keras)	11	1120
21	Air murni	9.8	1000
22	Air garam	10	1025
23	Besi tempa	75.5	7680

Faktor beban untuk beban sendiri (beban mati) diambil berdasarkan yang tercantum dalam tabel berikut :

Tabel 2. 2 Faktor untuk Beban Hidup

Jangka Waktu	Faktor Beban			
	$K S ; ; MS ;$	$K U ; ; MS ;$		
		Biasa	Terkurangi	
Tetap	Baja, aluminum	1.0	1.1	0.9
	Beton pracetak	1.0	1.2	0.85
	Beton dicor ditempat	1.0	1.3	0.75
	Kayu	1.0	1.4	0.7

2.3.2 Beban Mati Tambahan atau Utilitas

Beban mati tambahan adalah berat seluruh bahan yang membentuk suatu beban pada jembatan yang merupakan elemen non struktural dan besarnya dapat berubah selama umur jembatan.

- a. Ketebalan yang diizinkan untuk pelapisan kembali permukaan

Semua jembatan harus direncanakan untuk bisa memikul beban tambahan yang berupa lapisan aspal

beton setebal 50 mm untuk pelapisan kembali dikemudian hari.

b. Sarana lain di jembatan

Pengaruh dari alat pelengkap dan sarana umum yang ditempatkan pada jembatan harus dihitung setepat mungkin. Berat dari pipa untuk saluran air kotor, dan lain-lainnya harus ditinjau pada keadaan kosong dan penuh, sehingga kondisi yang paling membahayakan dapat diperhitungkan

Faktor beban mati tambahan berdasarkan yang tercantum dalam tabel berikut,

Tabel 2. 3 Faktor untuk beban mati tambahan

Jangka Waktu	Faktor Beban			
	$K S; ;MA;$		$K U; ;MA;$	
			Biasa	Terkurangi
Tetap	Keadaan umum	1.0 (1)	2	0.7
	Keadaan khusus	1.0	1.4	0.8
CATATAN (1) Faktor beban daya layan 1.30 digunakan untuk berat utilitas				

2.3.3 Beban Lalu Lintas

a. Umum

Beban lalu lintas untuk perencanaan jembatan terdiri atas beban lajur “D” dan beban truk “T”.

Beban lajur “D” bekerja pada seluruh elbar lajur kendaraan dan menimbulkan pengaruh pada jembatan

yang ekuivalen dengan suatu iring-iringan kendaraan yang sebenarnya. Jumlah total beban lajur “D” yang bekerja tergantung pada lebar jalur kendaraan itu sendiri.

Beban truk “T” adalah kendaraan berat dengan 3 as yang ditempatkan pada beberapa posisi dalam lajur lalu lintas rencana. Tiap rencana terdiri dari dua bidang kontak pembebanan yang dimaksudkan sebagai simulasi pengaruh roda kendaraan berat. Hanya satu truk “T” diterapkan per lajur lalu lintas rencana.

Secara umum, beban “D” akan menjadi beban penentu dalam perhitungan jembatan yang mempunyai bentang sedang sampai panjang, sedangkan beban “T” digunakan untuk bentang pendek dan rantai kendaraan.

b. Lajur Lalu Lintas Rencana

Lajur lalu lintas rencana mempunyai lebar 2,75 m. Jumlah maksimum lajur lalu lintas yang digunakan untuk berbagai lebar jembatan dapat dilihat dalam Tabel 2.4

Tabel 2. 4 Jumlah lajur lalu lintas rencana

Tipe Jembatan	Lebar Jalur Kendaraan (m)	Jumlah Lajur Lalu Lintas Rencana (n_1)
(1)'	(2)'	(3)'
Satu Lajur	4.0 - 5.0	1
Dua arah, tanpa median	5.5 - 8.25 11.3 - 15.0	2 (3) 4
Banyak Arah	8.25 - 11.25 11.3 - 15.00	3 4

	15.1 - 18.75	5
	18.8 - 22.75	6
Catatan (1) :	Untuk jembatan tipe lain, jumlah lajur lalu lintas rencana harus ditentukan oleh instansi yang berwenang	
Catatan (2) :	Lebar jalur kendaraan adalah jarak minimum antara kerb atau rintangan untu satu arah atau jarak antara kerb/rintangan/median dengan median untuk banyak arah	
Catatan (3) :	Lebar minimum yang aman untk dua lajur kendaraan adalah 6.0 m. Lebar jembatan antara 5.0 m sampai 6.0 m harus dihindari oleh karena hal ini akan memberika kesan kepada pengemudi seolah-olah memungkinkan untuk menyiap	

c. Beban “D”

Beban lajur "D" terdiri dari beban tersebar merata (BTR) “ q ” yang digabung dengan beban garis (BGT) “ p ” seperti terlihat dalam gambar 2.5. Beban terbagi rata (BTR) mempunyai intensitas q kPa, dimana besarnya q tergantung pada panjang total yang dibebani “ L ” seperti berikut:

$$L \leq 30 \text{ m} : q = 9.0 \text{ kPa}$$

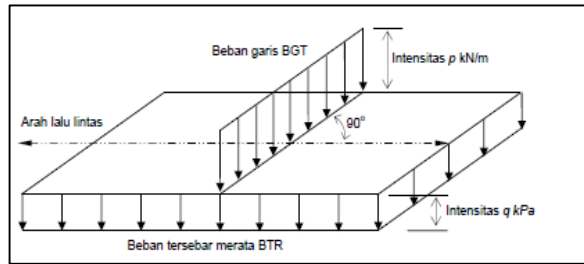
$$L > 30 \text{ m} : q = 9.0 \{0.5 + 15/L\} \text{ kPa}$$

Dimana :

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

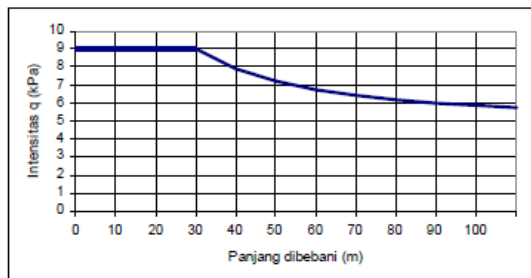
L = panjang total jembatan yang dibebani (m)

$$1 \text{ kPa} = 0,001 \text{ MPa} = 0,01 \text{ kg/cm}^2$$



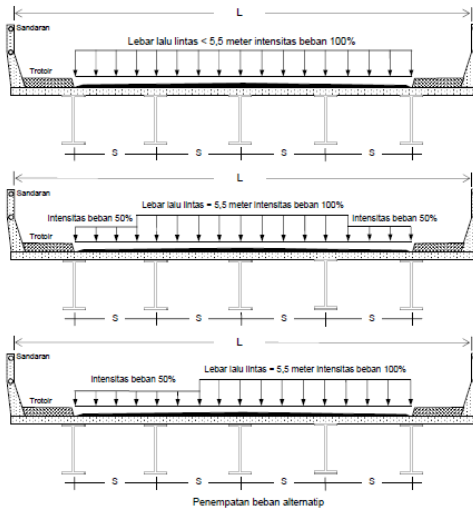
Gambar 2. 4 Distribusi beban merata

Hubungan antara panjang bentang yang dibebani dengan intensitas beban “ q ” dapat dilihat pada gambar berikut :



Gambar 2. 5 Besar intensitas beban berdasarkan panjang bentang yang dibebani

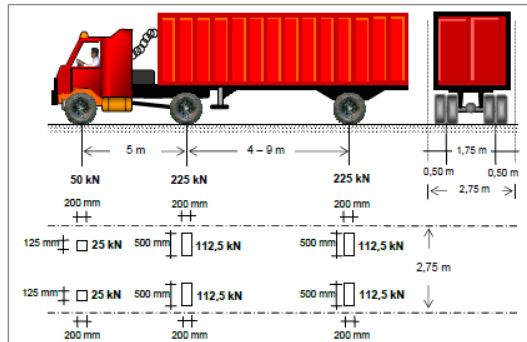
Beban garis (BGT) dengan intensitas p kN/m harus ditempatkan tegak lurus terhadap arah lalu lintas pada jembatan. Besarnya intensitas p adalah 49.0 kN. Lihat gambar 2.6



Gambar 2. 6 Penyebaran beban “D” pada arah melintang jembatan

d. Pembebanan Truk “T”

Pembebanan truk "T" terdiri dari kendaraan truk semi-trailer yang mempunyai susunan dan berat as seperti terlihat dalam gambar 2.7 berikut. Berat dari masing-masing as disebarakan menjadi 2 beban merata sama besar yang merupakan bidang kontak antara roda dengan permukaan lantai. Jarak antara 2 as tersebut bisa diubah-ubah antara 4,0 m sampai 9,0 m untuk mendapatkan pengaruh terbesar pada arah memanjang jembatan.



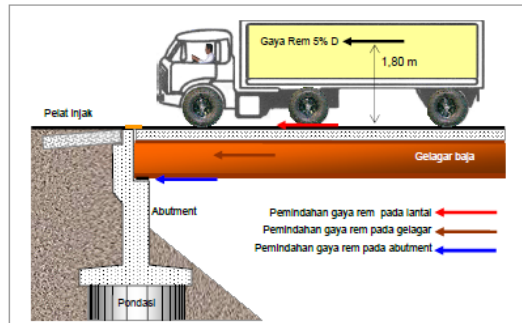
Gambar 2. 7 Pembebanan Truk “T”

e. Gaya Rem

Bekerjanya gaya-gaya di arah memanjang jembatan, akibat gaya rem dan traksi, harus ditinjau untuk kedua jurusan lalu lintas. Pengaruh ini diperhitungkan senilai dengan gaya rem sebesar 5% dari beban lajur D yang dianggap ada pada semua jalur lalu lintas, (tabel 2.5 dan gambar 2.8), tanpa dikalikan dengan faktor beban dinamis dan dalam satu jurusan. Gaya rem tersebut dianggap bekerja horisontal dalam arah sumbu jembatan dengan titik tangkap setinggi 1,8 m di atas permukaan lantai kendaraan. Beban lajur D disini jangan direduksi bila panjang bentang melebihi 30 m, digunakan rumus beban “D” diatas ($q = 9 \text{ kPa}$).

Dalam memperkirakan pengaruh gaya memanjang terhadap perletakan dan bangunan bawah jembatan, maka gesekan atau karakteristik perpindahan geser dari perletakan ekspansi dan kekakuan bangunan bawah harus diperhitungkan.

Gaya rem tidak boleh digunakan tanpa memperhitungkan pengaruh beban lalu lintas vertikal. Dalam hal dimana beban lalu lintas vertikal mengurangi pengaruh dari gaya rem (seperti pada stabilitas guling dari pangkal jembatan), maka Faktor Beban Ultimit terkurangi sebesar 40% boleh digunakan untuk pengaruh beban lalu lintas vertikal. Pembebanan lalu lintas 70% dan faktor pembesaran di atas 100% BGT dan BTR tidak berlaku untuk gaya rem.



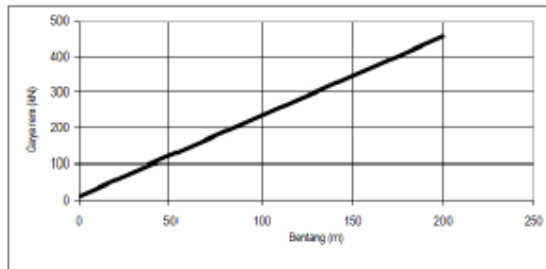
Gambar 2. 8 Gaya rem dari beban lajur “D”

Faktor beban akibat gaya rem dapat dilihat pada tabel berikut ini

Tabel 2. 5 Faktor beban akibat gaya rem

Jangka Waktu	Faktor Beban	
	$K S; ;TB;$	$K U; ;TB;$
Transien	1.0	1.8

Hubungan antara gaya rem yang diperhitungkan dengan panjang bentang jembatan dapat dilihat pada gambar berikut,



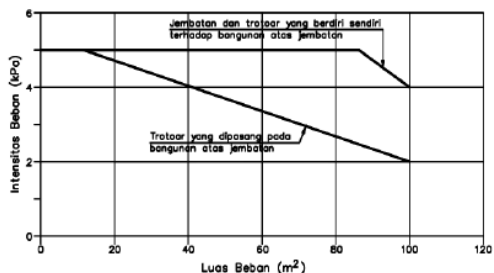
Gambar 2. 9 Gaya rem per lajur 2,75 meter keadaan batas ultimate (KBU)

f. Pembebanan untuk Pejalan Kaki

Semua elemen dari trotoar atau jembatan penyeberangan yang langsung memikul pejalan kaki harus direncanakan untuk beban nominal 5 kPa. Jembatan pejalan kaki dan trotoar pada jembatan jalan raya harus direncanakan untuk memikul beban per m^2 dari luas yang dibebani seperti pada gambar 2.10.

Luas yang dibebani adalah luas yang terkait dengan elemen bangunan yang ditinjau untuk jembatan, pembebanan lalu lintas dan pejalan kaki jangan diambil secara bersamaan pada keadaan batas ultimit.

Apabila trotoar memungkinkan digunakan untuk kendaraan ringan atau ternak, maka trotoar harus direncanakan untuk bisa memikul beban hidup terpusat sebesar 20 kN.



Gambar 2. 10 Pembebanan untuk pejalan kaki

Faktor beban akibat pejalan kaki dapat dilihat table 2.11 berikut,

Tabel 2.11 Faktor beban akibat pembebanan untuk pejalan kaki

Jangka Waktu	Faktor Beban	
	$K S; ; TP;$	$K U; ; TP;$
Transien	1.0	1.8

2.3.4 Aksi Lingkungan

a. Umum

Aksi lingkungan memasukkan pengaruh temperature, angin, banjir, gempa, dan penyebab-penyebab alamiah lainnya.

Besarnya beban rencana yang diberikan dalam standar RSNI T-02-2005 dihitung berdasarkan analisa statistik dari kejadian-kejadian umum yang tercatat tanpa memperhitungkan hal khusus yang mungkin akan memperbesar pengaruh setempat.

b. Pengaruh Temperatur

Temperatur dapat menyebabkan material jembatan mengalami rangkai dan susut. Variasi temperatur jembatan

rata-rata digunakan dalam menghitung pergerakan pada temperatur dan sambungan pelat lantai, dan untuk menghitung beban akibat terjadinya pengekangan dari pergerakan tersebut.

c. Beban Angin

Gaya nominal ultimate dan daya layan jembatan akibat angin langsung pada konstruksi tergantung kecepatan angin rencana rencana seperti berikut,

$$T_{EW} = 0,0006 C_w (V_w)^2 A_b$$

Dimana :

V_w = kecepatan angin rencana (m/s) untuk keadaan batas yang ditinjau. Kecepatan angin rencana harus diambil seperti yang diberikan pada tabel 2.8,

C_w = koefisien seret,

A_b = luas ekuivalen bagian samping jembatan (hxL) (m²)

Luas ekuivalen bagian samping jembatan adalah luas total bagian yang massif dalam arah tegak lurus sumbu memanjang jembatan. Untuk jembatan rangka luas ekivalen ini dianggap 30% dari luas yang dibatasi oleh batang-batang bagian terluar.

Tabel 2.12 Kecepatan angin rencana , V_w

Keadaan batas	Lokasi	
	Sampai 5 km dari pantai	> 5 km dari pantai
Daya layan	30 m/s	25 m/s
Ultimit	35 m/s	30 m/s

Tabel 2. 13 Koefisien seret, C_w

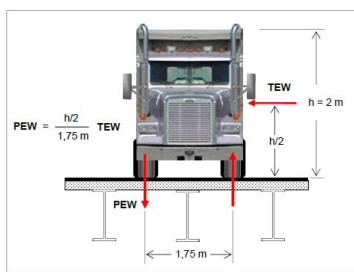
Tipe Jembatan		C_w	
Bangunan atas masif (1), (2)			
b/d	=1,0	2,1	(3)
b/d	=2,0	1,5	(3)
b/d	$\geq 6,0$	1,25	(3)
Bangunan atas rangka		1,2	
Catatan (1)	b = lebar keseluruhan jembatan dihitung dari sisi luar sandaran,		
	d = tinggi bangunan atas, termasuk tinggi bagian sandaran yang masif.		
Catatan (2)	untuk harga antara b / d bisa diinterpolasi linier		
Catatan (3)	apabila bangunan atas mempunyai superelevasi, C_w harus dinaikkan sebesar 3% untuk setiap derajat superelevasi, dengan kenaikan maksimum 2,5 %		

Apabila suatu kendaraan sedang berada di atas jembatan, beban garis merata tambahan arah horizontal harus diterapkan pada permukaan lantai seperti diberikan dengan rumus

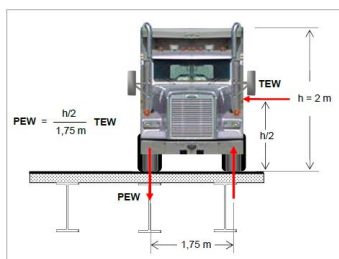
$$TEW = 0,0012 C_w (V_w)^2 A_b$$

Dimana :

$$C_w = 1,20$$



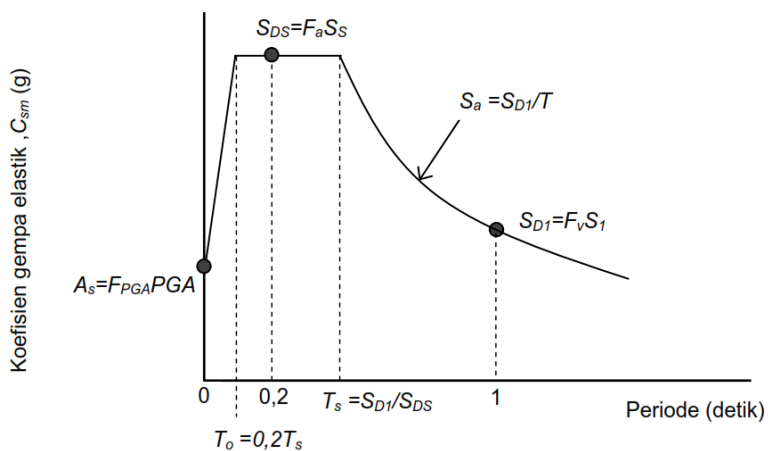
Gambar 2. 11 Beban akibat angin PEW (kN/m) yang dipikul lantai jembatan.



Gambar 2. 12 Beban akibat angin (PEW) yang dipikul gelagar jembatan.

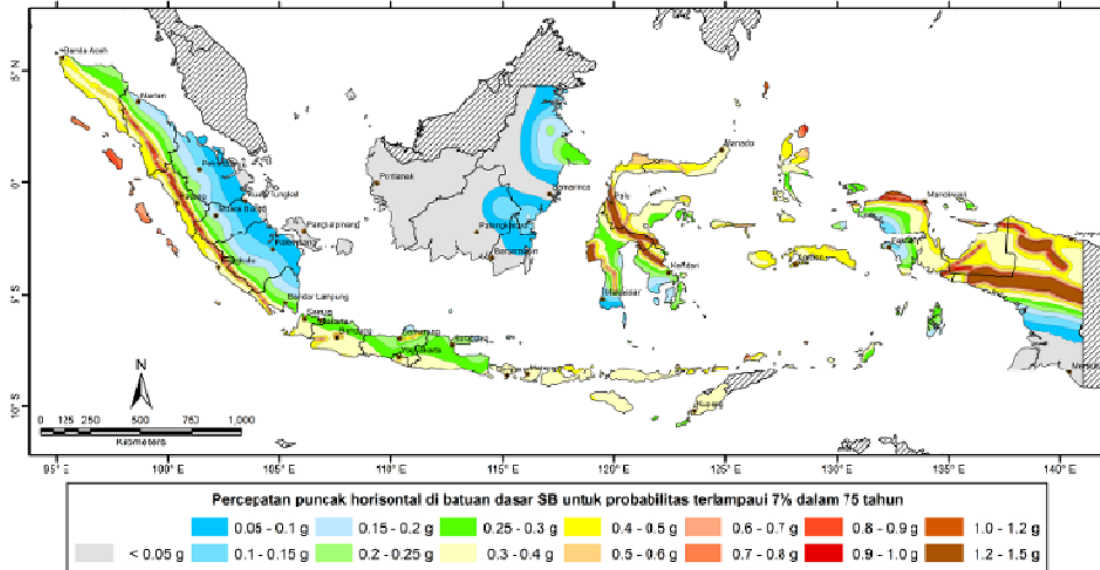
2.3.5 Beban Gempa

Untuk menginput fungsi respons spectrum gempa pada SAP 2000 diperlukan grafik respons spektrum. Menurut **RSNI 2833-2013 Perancangan Jembatan terhadap Beban Gempa 2013**, grafik respons spektrum dapat dihitung sebagai berikut :

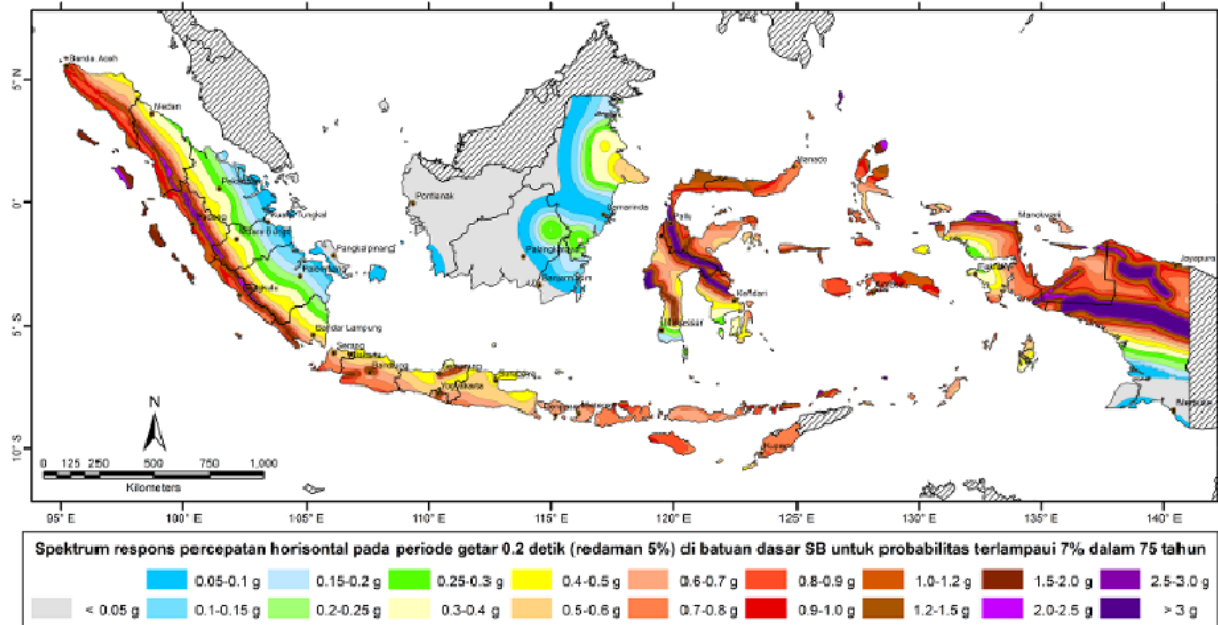


Gambar 2.13 Grafik Respons Spekturm Gempa

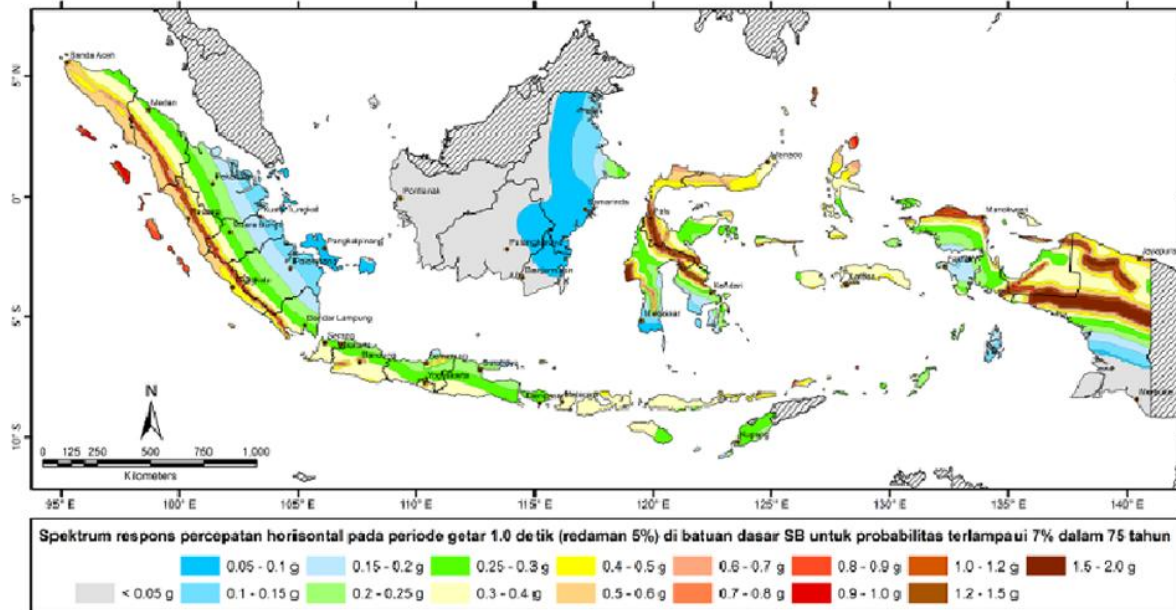
Semua variabel yang dicantumkan harus sesuai peta gempa yang di cantumkan pada gambar. gambar tersebut menjelaskan nilai koefisien elastik gempa berdasarkan wilayah gempa dan batuan dasar serta batuan dasar pada wilayah tersebut



Gambar 2.14 percepatan puncak di batuan dasar (PGA) probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun



Gambar 2.15 Peta Respons Spektra percepatan 0,2 detik probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun



Gambar 2.16 Peta Respons Spektra percepatan 1 detik probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun

2.3.6 Beban Kombinasi

Aksi rencana digolongkan kedalam aksi tetap dan trensien. Kombinasi beban umumnya didasarkan kepada beberapa kemungkinan tipe yang berbeda dari aksi yang bekerja secara langsung.

Aksi rencana ditentukan dari aksi nominal yaitu mengalihkan aksi nominal dengan faktor beban yang memadai. Ringkasan dri kombinasi beban dalam layan dan keadaan ulltimit dapat dilihat pada tabel berikut;

Tabel 2. 14 Kombinasi beban umum untuk keadaan layan dan ultimit

A K S I	LAYAN						ULTIMIT					
	1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
Aksi Permanen :												
Berat sendiri												
Beban mati tambahan												
Susut/rangkak												
Pratekan	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
Pengaruh beban tetap pelaksanaan												
Tekanan tanah												
Penurunan												
Aksi Transien :												
Beban lajur "D" atau beban truk "T"	X	o	o	o	o		X	o	o	o	o	
Gaya rem atau gaya sentrifugal	X	o	o	o	o		X	o	o	o		
Beban pejalan kaki		X						X				
Gesekan perletakan	o	o	X	o	o	o	o	o	o	o		o
Pengaruh temperatur	o	o	X	o	o	o	o	o	o	o		o
Aliran/hanyutan/batang kayu dan hidrostatik/apung	o		o	X	o	o		X	o			o
Beban angin			o	o	X	o	o	o	X			o
Aksi Khusus :												
Gempa												X
Beban tumbukan												
Pengaruh getaran	X	X										
Beban pelaksanaan						X						X
"X" berarti beban yang selalu aktif. "o" berarti beban yang boleh dikombinasi dengan beban aktif, tunggal atau seperti ditunjukkan.	(1) = aksi permanen "X" KBL + beban aktif "X" KBL + 1 beban "o" KBL. (2) = aksi permanen "X" KBL + beban aktif "X" KBL + 1 beban "o" KBL + 0,7 beban "o" KBL. (3) = aksi permanen "X" KBL + beban aktif "X" KBL + 1 beban "o" KBL + 0,5 beban "o" KBL + 0,5 beban "o" KBL.						Aksi permanen "X" KBU + beban aktif "X" KBU + 1 beban "o" KBL.					

Sumber : RSNI T-02-2005.

2.4 Perencanaan Struktur

2.4.1 Perencanaan Pelat

(SNI T-12-2004 psl 5.5.2)

$$t_s \geq 200 \text{ mm}$$

$$t_s \geq 100+0,04(b)$$

- **Penulangan Pelat**
(SNI-03-2847-2002)

$$M_n = \frac{M_u}{0,8}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b.d_x^2}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2xm_x R_n}{f_y}} \right]$$

- **Geser Pons**
(SNI T-12-2004 ps.5.6-2)

Luas Bidang Kritis (U) :

$$U = 2. (b_o + b_o) \times d_4$$

$$V_n = u \times d \times (f_{cv} + 0,3 f_{pe})$$

Dimana:

V_n = kuat geser nominal pelat

u = panjang efektif dari keliling geser kritis, mm

$$= 2 \times (b_o + d_o)$$

Gaya roda kendaraan

$$P_u = K_{TT}^U \cdot P \cdot (1 + DLA)$$

Gaya geser

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \cdot x b w d$$

Kemampuan geser beton

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \cdot U \cdot d$$

$$F_{cv} = \frac{1}{6} \left[1 + \frac{2}{B_h} \right] x \sqrt{f_c'} \leq 0,34 x \sqrt{f_c'}$$

2.4.2 Mencari momen nominal dari penampang komposit

(SNI T-03-2005 psl. 8.2.1)

$$b_p \leq \frac{L}{5}$$

$$b_p \leq S$$

Dimana :

b_p = Lebar pelat efektif

$$A_c = b_{eff} \cdot t_b$$

$$C_1 = A_s \cdot f_y$$

$$C_2 = 0,85 \cdot f_c' \cdot A_c$$

$$M_n = C_2 \cdot (d_1 - d_2) + P_y \cdot (d_3 - d_2)$$

$$a = \frac{c}{0,85 \cdot f_c' \cdot x b p}$$

$$d_1 = t_b - \frac{a}{2}$$

$$d_2 = 0$$

$$d_3 = \frac{D}{2}$$

$$M_n = C_2 \cdot (d_1 - d_2) + C_1 \cdot (d_3 - d_2)$$

- **Gaya geser maksimum**
(RSNI T-03-2005 psl.6.1-2a)

$$\frac{h}{tw} \leq \frac{1680}{\sqrt{fy}}$$

(RSNI T-03-2005 psl.7.8.1)

$$Vu < \phi \cdot Vn$$

$$Vn = 0,6 fy \cdot Aw$$

Dimana :

Vu = Gaya geser terfaktor (N)

Φ = Faktor reduksi

Vu = kuat geser nominal pelat badan (N)

2.4.3 Perhitungan Perencanaan Gelagar Melintang

a. Kontrol *local buckling* :

Syarat penampang kompak

(RSNI T-03-2005 psl.6.1-2a)

$$\frac{b}{2t_f} \leq \frac{170}{\sqrt{fy}} \text{ dan } \frac{h}{tw} \leq \frac{1680}{\sqrt{fy}}$$

b. Kontrol *lateral buckling* :

(SNI T-03-2005 psl.7.3.5)

Syarat Bentang Panjang

$$Mn \leq Mcr \leq Mp$$

c. Momen nominal

(SNI T-03-2005)

$$Mn = Mp < 1,5 My$$

$$Mp = Zx \cdot Mn$$

$$My = Sx \cdot M$$

d. Lendutan

(SNI T-03-2005 psl. 4.7.2)

$$\delta_{ijin} = \frac{L}{800} = \frac{L}{800}$$

Lendutan akibat beban hidup (BTR + BGT)

$$\delta_{(BTR+BGT)} = \frac{5}{384} \times \frac{qL\lambda^4}{Ei_x} + \frac{1}{48} \times \frac{P_1\lambda^3}{Ei_x}$$

$$\text{Lendutan akibat beban Truk} = \frac{1}{48} \times \frac{P_1\lambda^3}{Ei_x}$$

e. **Gaya geser maksimum**

(RSNI T-03-2005 ps1.6.1-2a)

$$\frac{h}{tw} \leq \frac{1680}{\sqrt{fy}}$$

(RSNI T- 03-2005 ps1.7.8.1)

$$Vu < \phi \cdot Vn$$

$$Vn = 0,6 fy \cdot Aw$$

Dimana :

Vu = Gaya geser terfaktor (N)

Φ = Faktor reduksi

Vn = kuat geser nominal pelat badan (N)

2.4.4 Perhitungan Perencanaan Bentang Utama

Konstruksi pemikul utama merupakan bagian terakhir dari konstruksi bagian jembatan yang menerima seluruh beban yang ada pada lantai kendaraan yang kemudian diteruskan ke tumpuan. Bentuk konstruksi utama yang dipilih adalah konstruksi busur. Pendekatan pertama bentuk geometrik sebagai persamaan parabola.

- Perencanaan Tinggi Lengkung Busur

$$\frac{1}{6} \leq \frac{f}{L} \leq \frac{1}{5}$$

Dimana, L adalah panjang bentang,

- Perencanaan Tinggi Balok Busur

$$\frac{1}{70}L \leq h \leq \frac{1}{80}L$$

Dimana, L adalah panjang bentang

Konstruksi pemikul utama terdiri dari:

- Batang Penggantung
Batang penggantung merupakan konstruksi penggantung antara konstruksi penggantung lantai dengan konstruksi pemikul yang berupa busur.
- Konstruksi Busur
Konstruksi pemikul utama yang berbentuk busur ini mempunyai keuntungan yaitu dengan adanya bentuk busur akan terjadi pengurangan momen di lapangan akibat gaya reaksi horizontal dan gaya normal pada penampang busur relatif lebih berperan daripada gaya momen, sehingga bentuk busur ini cukup relatif untuk bentang panjang. Penampang penggantung dicari dengan menggunakan perhitungan pendekatan persamaan sumbu geometrik.

Persamaan Parabola :

$$Y_n = \frac{4 \cdot f \cdot x \cdot (L-x)}{L^2}$$

$$Y'_n = f - Y_n$$

Syarat penampang kompak

(RSNI T-03-2005 psl.6.1)

$$\frac{b}{2t_f} \leq \frac{170}{\sqrt{f_y}} \quad \text{dan} \quad \frac{h}{t_w} \leq \frac{1680}{\sqrt{f_y}}$$

Perencanaan komponen tekan mengacu pada RSNI T-03-2005 ps1.6.1. Suatu komponen struktur yang mengalami gaya tekan konsentris akibat beban terfaktor, N_u harus memenuhi syarat sebagai berikut :

$$N_u < \phi N_n$$

Dimana :

N_n = kuat tekan n

- Kuat tarik nominal berdasarkan fraktur pada penampang efektif :

$N_n = 0,75 \cdot A_e \cdot f_u$ (kuat putus) di pilih yang terkecil

- Kuat tarik nominal berdasarkan perencanaan rupture pada penampang :

$$V_n = 0,6 f_y \cdot A_w$$

2.4.5 Perhitungan Perencanaan Perhitungan Ikatan Angin

• Kuat tarik batang

$A_e = 0,85 \cdot A_g \cdot 0,9$ (asumsi jumlah baut)

$N_n = 0,9 \cdot A_g \cdot f_y$ (kuat leleh)

$N_n = 0,75 \cdot A_e \cdot f_u$ (kuat putus) di pilih yang terkecil

2.4.6 Perencanaan Rangka Batang

Dalam perencanaan ini digunakan metode busur rangka baja. Selain harus memiliki kekuatan yang cukup, rangka batang juga harus memiliki tinggi lengkung busur yang cukup dan ideal. Sehingga kekuatan busur dapat optimum. Tinggi lengkung busur tergantung pada panjang bentang jembatan.

Elemen Tarik atau tekan yang dilewatkan di titik-titik pertemuan pada ujung elemen tidak melebihi $\frac{1}{12}$ panjang garis lurus tersebut,

- a. Penampang melintang adalah kompak,
- b. Jarak dari tepi badan ke luar sayap, jika ada, memenuhi :

$$\frac{b}{t} \leq \frac{R}{6b}$$

Dimana:

- b = lebar bagian luar, diukur dari ujungnya terhadap :
- Baris pengencangan terdekat yang menghubungkannya dengan bagian pendukung dari unsur, atau
 - Permukaan bagian pendukung demikian dalam hak konstruksi las atau,
 - Akar dari penampang digiling
- t = tebal rata-rata bagian luar atau tebal total dimana dua atau lebih bagian dihubungkan,
- R = jari-jari lengkung
- c. Lebar sayap yang tidak disokong memenuhi :
- $$\frac{b}{t} \leq \frac{R}{2b}$$

Dimana:

- b = lebar flens tidak terdukung antara baris pengencangan yang menghubungkan pelat dengan bagian pendukung demikian dalam hal konstruksi las, atau antara akar sudut dari penampang digiling, (mm),
- t = tebal rata-rata bagian luar dari flens, atau tebal total dimana dua atau lebih bagian dihubungkan, (mm),
- R = jari-jari lengkung, (mm)
- d. Beban melintang dengan intensitas merata dianggap bekerja dalam bidang lengkung sepanjang elemen dan bekerja dalam sisi cembung elemen Tarik, atau sisi

cekung elemen tekan, dan mempunyai nilai $\frac{P^*}{R}$ dengan P^* adalah gaya aksial rencana dari elemen tersebut.

2.4.3 Sambungan

Kuat rencana setiap komponen tidak boleh kurang dari beban terfaktor yang dihitung. Perencanaan sambungan harus memenuhi syarat berikut :

- a. Gaya dalam yang disalurkan berada dalam keseimbangan dengan gaya-gaya yang bekerja pada sambungan,
- b. Deformasi pada sambungan masih berada dalam batas kemampuan deformasi sambungan,
- c. Sambungan dan komponen sambungan harus mampu memikul gaya-gaya yang bekerja padanya.

Setiap struktur adalah gabungan dari bagian-bagian tersendiri atau batang-batang yang harus disambung bersama (biasanya di ujung batang) dengan beberapa cara. Berdasarkan AISC LRFD, jenis alat sambung baja terdiri dari :

- a. Baut, mur, dan ring
- b. Alat sambung mutu tinggi
- c. Las
- d. Penghubung geser jenis paku yang dilas
- e. Baut anker

2.5.1 Perencanaan Sambungan Baut

Pemasangan baut pada struktur baja tidak memerlukan pekerja yang terampil seperti yang dibutuhkan pada pemasangan paku keeling atau pada pengelasan. Sambungan dengan menggunakan baut tegangan tinggi mempunyai kelebihan didalam segi ekonomis dan penampilan bila dibanding dengan sambungan yang menggunakan paku keeling. Ada dua jenis baut yang biasa dipakai pada konstruksi baja. Pertama adalah baut biasa yang dipakai pada struktur ringan yang menahan bebna statis atau untuk menyambung batang-batang sekunder. Kedua adalah

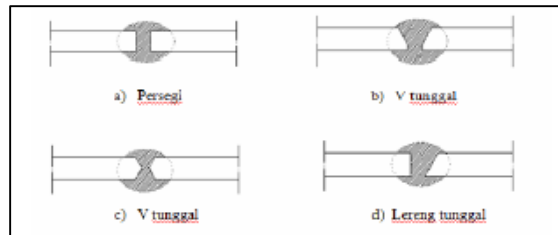
baut tegangan tinggi, pada waktu pemasangan dikencangkan sedemikian rupa sehingga menahan suatu tekanan yang besar dan bisa menjepit dengan keras bagian-bagian struktur yang disambung.

2.5.2 Perencanaan Sambungan Las

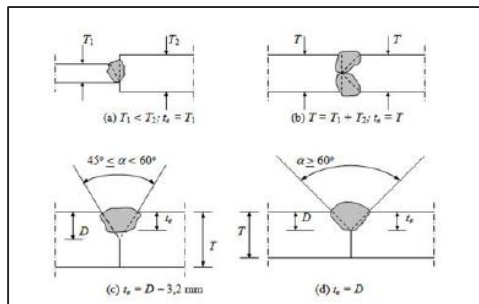
Proses pengelasan merupakan proses penyambungan dua potong logam dengan pemanasan sampai keadaan plastis atau cair, dengan atau tanpa tekanan. Jenis las yang biasa dikenal antara lain las tumpul, las sudut dan las pengisi.

a. Las tumpul

Las tumpul (*groove weld*) terutama dipakai untuk menyambung batang struktur yang bertemu dalam satu bidang. Karena alas tumpul biasanya digunakan untuk menyalurkan semua batang yang disambung.



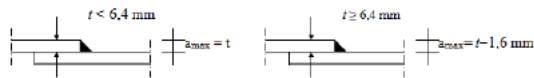
Gambar 2. 137 Las tumpul



Gambar 2. 18 Tebal efektif las tumpul

b. Las sudut

Las sudut (*filled weld*) bersifat ekonomis secara keseluruhan, mudah dibuat, dan mampu beradaptasi, serta merupakan jenis las yang banyak dipakai dibanding dengan jenis las dasar yang lain. Las ini pada umumnya memerlukan lebih sedikit banyak presisi dalam pemasangan karena potongannya saling bertumpangan (*overlap*), sedangkan las tumpul memerlukan kesejajaran yang tepat dan tertentu diantara potongan. Las sudut terutama menguntungkan untuk pengelasan di lapangan dan untuk menyesuaikan kembali batang atau sambungan yang difabrikasi dengan toleransi tertentu tetapi tidak cocok dengan yang dikehendaki.



Gambar 2. 149 Las sudut

Pembatasan ukuran maksimum las sudut :

- Untuk komponen dengan tebal kurang dari 6,4 mm, diambil setebal komponen,
- Untuk komponen dengan tebal 6,4 mm atau lebih, diambil 1,6 mm kurang dari tebal komponen

Panjang efektif las sudut adalah keseluruhan panjang las sudut berukuran penuh dan paling tidak harus 4 kali ukuran las, jik kurang maka ukuran la untuk perencanaan dianggap sebesar $\frac{1}{4}$ kali panjang efektif.

c. Las baji dan pasak

Las baji dan pasak dapat dipakai secara tersendiri pada sambungan. Manfaat utama las baji dan pasak ialah menyalurkan gaya geser pada sambungan lewatan bila ukuran sambungan membatasi panjang yang tersedia untuk las sudut atau las sisi yang lain. Las baji dan pasak juga berguna untuk mencegah terjadinya tekuk pada bagian yang saling bertumpang.

2.5 Perancangan Bantalan Elastomer untuk Perletakan Jembatan

Perletakan Jembatan merupakan salah satu komponen dalam struktur jembatan yang berfungsi sebagai penyalur beban antara bangunan atas dan bangunan bawah. Oleh karna itu, perletakan harus dirancang untuk mengakomodasi perputaran dan memberikan perpindahan tertentu. Perletakan yang digunakan harus kuat dan memiliki daya tahan (*durability*) yang sesuai sehingga dapat mendukung umur jembatan.

Elastomer yang memiliki sifat karet asli, karet vulkanisasi, atau karet sintetis yang meregang apabila diberi tegangan dan berdeformasi secara cepat dan dapat kembali ke dimensi semula.

Adapun persyaratan perancangan sebagai berikut :

2. Beban dan pergerakan,
3. Umur rencana,
4. Penempatan
5. Karakteristik bantalan elastomer (elastomer *bearing pad*),
6. Pengujian untuk pemenuhan terhadap spesifikasi perletakan elastomer,

2.5.1 Perancangan Bantalan Elastomer

Perancangan bantalan elastomer berlapis dengan perkuatan baja membuat keseimbangan kekakuan untuk menopang beban tekan yang

besar dan untuk mengakomodasi translasi dan rotasi. Tebal bantalan tergantung pada besarnya pergerakan yang disyaratkan. Perencanaan Elastomer pada jembatan ini menggunakan pedoman Perancangan Bantalan Elastomer untuk Perletakan Jembatan tahun 2015.

Beban yang harus dihitung diterima oleh bantalan adalah beban hidup ditambah dengan beban mati rencana. Di dalam perhitungan beban-beban ini harus do konversi menjadi tegangan rata-rata berdasarkan luas area bantalan yang menerima beban seperti rumus berikut ini:

$$\sigma_S = \frac{P_{DL} + P_{LL}}{A}$$

$$\sigma_L = \frac{P_{LL}}{A}$$

Dimana :

σ_S = tegangan rata-rata akibat beban total (MPa)

σ_L = tegangan rata-rata akibat beban hidup total (MPa)

P_{DL} = beban mati rencana (N)

P_{LL} = beban hidup rencana (N)

A = luas keseluruhan (*bonded surface area*) (mm²)

Kekakuan dari bantalan karet dalam kondisi terbebani pada permukaannya terkekang terhadap gekincir, yang tergantung pada faktor bentuk (S) yang merupakan resio dari daerah yang tertekan (*area under compression*) terhadap arean yang bebas untuk menjadi gembung (*area free to bulge*). Faktor bentuk untuk lapisan-lapisan elastomer tanpa lubang harus dihitung sebagai berikut :

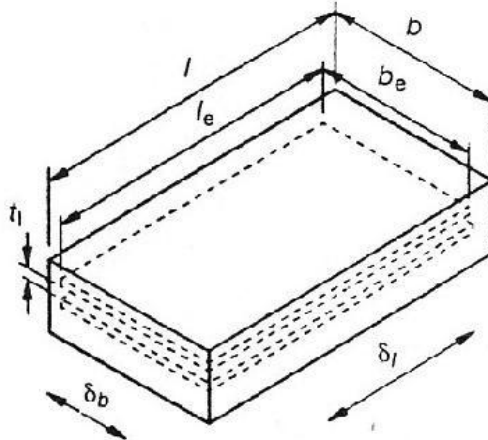
$$S = \frac{A}{I_p \cdot h_{ri}}$$

$$I_p = 2(L + W)$$

$$A = L \cdot W$$

Dimana :

- S = faktor bentuk
 A = luas keseluruhan (*bonded surface area*) (mm²)
 I_p = keliling elastomer, termasuk lubang (*bonded surface perimeter*) (mm)
 h_{ri} = ketebalan efektif karet pada lapisan antara (*internal layer*) (mm),
 I = panjang efektif keseluruhan elastomer (mm),
 b = lebar efektif keseluruhan elastomer (mm)



Gambar 2. 20 Elastomer

1. Faktor bentuk (S) harus berada dalam batas yaitu
 - Untuk bantalan polos $1 < S < 4$
 - Untuk bantalan tipe berlapis $4 \leq S \leq 12$

2. Batas tegangan tekan maksimum :

$$\sigma_S \leq 7.0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_S \leq 1.0 \text{ GS}$$

Dimana :

G = modulus geser elastomer (MPa),
 S = faktor bentuk,
 σ_S = tegangan rata-rata akibat beban total (MPa)

Dimana :

G = modulus geser elastomer (MPa),
 S = faktor bentuk,
 σ_S = tegangan rata-rata akibat beban total (MPa)

3. Batasan rotasi maksimum :

$$\sigma_S \geq 0,5 G \cdot S \left(\frac{L}{h_{ri}} \right)^2 \frac{\theta_{s,x}}{n}$$

$$\sigma_S \geq 0,5 G \cdot S \left(\frac{W}{h_{ri}} \right)^2 \frac{\theta_{s,x}}{n}$$

Dimana :

n = jumlah lapisan internal karet,
 G = modulus geser elastomer (MPa),
 $\theta_{s,x}$ = maksimum perputaran pada setiap sumbu rad
 h_{ri} = ketebalan lapisan internal (mm),

W = lebar dari bantalan elastomer (tegak lurus terhadap sumbu memanjang jembatan (mm),

L = panjang dari bantalan elastomer (sejajar dengan sumbu memanjang)

4. Tegangan tarik untuk menentukan tebal pelat :

$$h_s \geq \frac{3h_{rmax} \sigma_s}{f_y}$$

Ketahanan fatik berdasarkan AASHTO LRFD 4th Ed 2007, kebutuhan pelat berdasarkan pada

$$h_s \geq \frac{2h_{rmax} \sigma_L}{\Delta F_{TH}}$$

Dimana:

h_{rmax} = ketebalan maksimum lapisan elastomer pada bantalan elastomer (mm),

h_s = ketebalan lapisan pelat pada elastomer berlapis plat (mm),

f_y = batas ulur dari baja yang digunakan (MPa),

F_{TH} = batas fatik (constant amplitude fatigue threshold) yang digunakan (MPa),

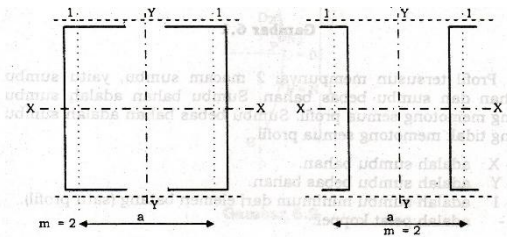
σ_s = tegangan rata-rata akibat beban total (MPa),

σ_L = tegangan rata-rata akibat beban hidup (MPa),

2.7 Strukur Box Baja

Sesuai Buku Ir. Oentoeng .1999. Konstruksi baja, direncanakan :

- Pada kolom atau batang tekan yang panjang dengan beban yang berat (misalnya pada rangka jembatan), pemakaian profil tunggal tidaklah hemat karena lebih berat daripada profil box pada umumnya.
- Pada profil box, jarak antar profil dapat diatur, sehingga momen inertiya (I) terhadap semua sumbu dapat memenuhi kebutuhan. Agar ekonomis dapat diatur sedemikian rupa sehingga didapat $I_x = I_y$.
- Profil tersusun dari profil-profil yang kecil, tipis dan ringan, tetapi dapat menghasilkan I yang besar



Gambar 2. 21 Contoh Box Baja

- Profil box mempunyai 2 macam sumbu, yaitu sumbu bahan dan sumbu bebas bahan. Sumbu bahan adalah sumbu yang memotong semua profil. Sumbu bebas bahan adalah sumbu yang tidak memotong semua profil.

X – X adalah sumbu bahan

Y – Y adalah sumbu bebas bahan

1 – 1 adalah sumbu minimum dari elemen batang

----- adalah plat koppel.

- Pada profil tersusun yang mempunyai sumbu bebas bahan, supaya batang-batang yang disusun dapat bekerja sama, tempat-tempat tertentu harus dihubungkan satu sama lain dengan plat koppel, sehingga:

Untuk profil box berlaku:

$$I_y = 2[I_{y1} + A, (0,5 a)^2]$$

- Untuk batang tersusun harus ditinjau kestabilannya terhadap kedua sumbu bebas bahan, sebagai berikut:

Terhadap sumbu bahan ($x - x$) Kelangsingannya adalah

$$\lambda_x = \frac{L_{kx}}{i_x}$$

Terhadap sumbu bebas bahan ($y - y$) Kelangsingannya adalah dimana:

$$\lambda_{iy} = \sqrt{\lambda_y^2 + 0,5 m \lambda_1^2}$$

$$\lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} \text{ dan } \lambda_1 = \frac{L_1}{i_{min}}$$

m = jumlah batang tunggal yang membentuk batang tersusun

L_{kx} = panjang tekuk batang tersusun pada arah 1 sumbu Y-Y

i_y = jari-jari kelembaman dari batang tersusun pada arah \perp sumbu Y - Y

L_i = jarak antara tengah-tengah pelat koppel pada arah batang

i_{min} = jari-jari kelembaman batang tunggal terhadap sumbu yang memberikan harga terkecil (sumbu 1-1)

Jarak L_1 yang sebenarnya ialah L_1' , tetapi karena adanya paku keling/baut baru kemudian untuk memudahkan diambil L_1 adalah jarak antara tengah-tengah pelat koppel. $L_1 \geq L_1'$ (lebih aman).

2.8 Metode Konstruksi

Metode konstruksi yang sesuai adalah dengan menggunakan metode *Cantilever Balanced*.



Sumber : <http://www.pu.go.id/main/view/8132>

Gambar 2.22 Jembatan Seytayan, Kalimantan Barat

Metode konstruksi balance cantilever adalah metode pembangunan jembatan dengan memanfaatkan efek kantilever seimbang, sehingga struktur dapat berdiri sendiri, mendukung berat sendirinya tanpa bantuan sokong lain (*perancah/falsework*). Metode ini dilakukan dari atas struktur sehingga tidak diperlukan sokongan di bawahnya yang mungkin dapat mengganggu aktivitas di bawah jembatan. Metode balanced cantilever dapat dilakukan secara cor setempat di bawah jembatan. Metode balanced cantilever dapat dilakukan secara cor setempat (*cast in situ*) atau secara segmen pracetak (*precast segmental*).

Pemasangan segmen 1



Gambar 2.23 Pemasangan segmen 1

Dibangun *Temporary Tower* dan *Temporary Cable* untuk pemasangan yang pertama



Gambar 2.24 Dibangun *Temporary Tower* dan *Temporary Cable*

Pemasangan *Temporary Cable* dilanjutkan tiap segmen sampai dengan bentang terakhir



Gambar 2.25 Pemasangan *Temporary Cable* dilanjutkan tiap segmen

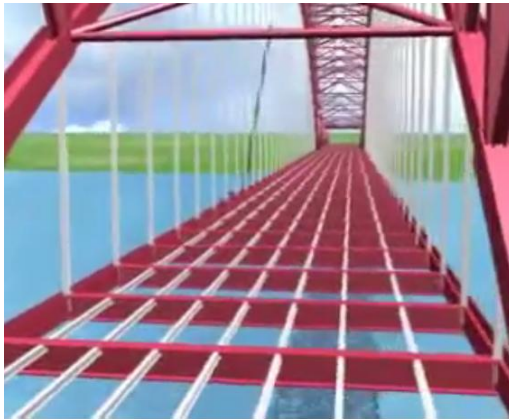
Setelah semua segmen terpasang, maka selanjutnya adalah pemasangan *hanger*, balok melintang dan balok memanjang.



Gambar 2.26 Pemasangan *hanger*



Gambar 2.27 Pemasangan Balok Melintang



Gambar 2.28 Pemasangan Balok Memanjang

Untuk selanjutnya, dilakukan pembongkaran pada *Temporary Tower* dan *Temporary Cable*



Gambar 2.29 Pembongkaran *Temporary Tower* dan *Temporary Cable*

Pemasangan bondek, yang mana dilanjutkan dengan pembesian lantai kendaraan.



Gambar 2.30 Pemasangan bondek dan pembesian lantai kendaraan

Selesai pembesian, pengecoran dilakukan dengan menggunakan *concrete pump*.



Gambar 2.31 Pengecoran lantai kendaraan menggunakan *concrete pump*

Setelah semua elemen struktur jembatan terpasang, pekerjaan *finishing* dilakukan, antara lain pengaspalan, pembuatan marka jalan, pemasangan lampu jalan, *handrailing*, serta pengecatan.

“Halaman Ini Sengaja dikosongkan“

BAB III METODOLOGI

3.1 Uraian

Pada bab ini akan dijelaskan bagaimana proses perencanaan yang akan dilakukan dari pengumpulan data sampai swngan penggambaran perencanaan selesai. Langkah-langkah secara detail pengerjaannya juga akan dijelaskan pada bab ini. Dalam perencanaan ini menggunakan literature Standart Pembebanan Untuk Jembatan (RSNi T-02-2005).

Jembatan rangka baja adalah struktur jembatan yang pemikul utamanya menggunakan profil baja. Pada prinsipnya pada gelagar rangka terjadi gaya Tarik dan gaya tekan yang bekerja pada titik simpul yang disambung. Dimana gaya-gaya luar hanya bekerja pad titik simpul.

Data Jembatan Sembayat Baru Eksisting sebagai berikut :

Nama Jembatan	: Jembatan Sembayat Baru
Lokasi Jembatan	: Ds. Sembayat, Gresik. Jawa Timur
Panjang jembatan	: 353,445 meter, dimana;
	- Abt.1- Pier 1 = 50 meter (STA 0+350 – STA 0+400)
	- Pier.1 – Pier.2 = 80 m (STA 0+400 – STA 0+475)
	- Pier.2 – Pier. 3 = 55 m (STA 0+475 – STA 0+530)
	- Pier.3 – Pier.4 = 55 m

(STA 0+530 – STA 0+600)

- Pier.4 – Pier.5 = 55 m

(STA 0+600 – STA 0+650)

- Pier.5 – Abt.2 = 56 m

(STA 0+650 - STA 0+710)

Lebar Jembatan : 9 meter (terhitung luar tiang sandaran)

Jenis Konstruksi : Jembatan Rangka Baja

Dalam tugas akhir ini, data Jembatan Sembayat Baru Perencanaan sebagai berikut :

Nama Jembatan : Jembatan Sembayat Baru

Lokasi Jembatan : Ds. Sembayat, Gresik. Jawa Timur

Panjang jembatan : 50 meter (STA 0+350 – STA 0+400)
80 meter (STA 0+400 – STA 0+475)

Lebar Jembatan : 9 meter (terhitung luar tiang sandaran)

Jenis Konstruksi : Jembatan Busur Rangka Baja

3.2 Pengumpulan Data

Data-data perencanaan yang dibutuhkan antara lain :

- a. Gambar jembatan eksisting, meliputi :
 - Potongan memanjang dan melintang
 - Gambar penampang sungai.
- b. Data tanah lokasi perencanaan.

3.3 Pembebanan Jembatan

Pembebanan pada perencanaan jembatan ini mengacu pada peraturan teknik perencanaan jembatan RSNI T-02-2005.

Beban-beban meliputi :

1. Pada pelat lantai kendaraan :
 - Beban tetap meliputi:
 - Berat sendiri pelat,
 - Beban mati tambahan berupa beban aspal,
 - Beban trotoar berupa beban kerb, beton, tiang sandaran, dan pipa railing.
 - Beban lalu lintas adalah beban truk “T”
 - Beban hidup adalah beban pejalan kaki
2. Pada balok memanjang:
 - Beban tetap meliputi:
 - Berat sendiri profil,
 - Beban pelat lantai kendaraan,
 - Beban mati tambahan berupa beban aspal.
 - Beban lalu lintas meliputi:
 - Beban lajur UDL (beban merata),
 - Beban KEL (beban garis)
 - Beban hidup berupa beban pejalan kaki
3. Pada balok melintang:
 - Beban tetap meliputi:
 - Berat sendiri profil,
 - Berat profil balok memanjang,
 - Beban pelat lantai kendaraan,
 - Beban mati tambahan berupa beban aspal,
 - Beban trotoar berupa kerb, beton, tiang sandaran, dan pipa railing
 - Beban lalu lintas meliputi :
 - Beban lajur UDL (beban merata),
 - Beban KEL (beban garis)
 - Beban truk “T”

- Beban hidup berupa beban pejalan kaki
4. Pada struktur rangka utama:
- Beban tetap meliputi:
 - Berat sendiri profil-profil rangka utama,
 - Beban pelat lantai kendaraan,
 - Beban aspal,
 - Berat sendiri profil memanjang.

Semua beban-beban di atas dijumlahkan dan dijadikan beban-beban terpusat “P” yang membebani rangka utama.

- Beban hidup meliputi :
 - Beban lajur UDL (beban merata),
 - Beban KEL (beban garis),
 - Beban trotoar

Semua beban dijadikan beban terpusat “V” dan perhitungan rangka utama menggunakan metode garis pengaruh

- Beban lateral meliputi:
 - Beban angin,
 - Beban gempa

3.4 Preliminari Desain

Dimensi dari komponen struktur ditentukan berdasarkan ketentuan yang berlaku :

- a. Penentuan dimensi tebal minimum pelat

$$t_s \geq 200 \text{ mm}$$

$$t_s \geq 100 + 40 L \text{ mm}$$

L = bentang dari pelat lantai antara pusat tumpuan (mm)

- b. Penentuan dimensi busur

Perencanaan struktur busur ini berdasarkan literature BDM, BMS hal 3-25. Dalam perencanaan struktur busur yang diperhatikan antara lain :

- Perencanaan tinggi lengkung (f)

$$\frac{1}{6} \leq \frac{f}{L} \leq \frac{1}{5}$$

- Perencanaan tinggi balok busur (t)

$$\frac{1}{70}L \leq t \leq \frac{1}{80}L \text{ dimana, } L \text{ adalah panjang bentang}$$

- Perencanaan *shear connector* (penghubung geser)

Berdasarkan SNI 03-1729-2002 ps.12.6.1, penghubung geser dapat dari jenis paku baja berkepala dengan panjang dalam kondisi terpasang tidak kurang dari 4 kali diameternya atau berupa penampang baja kanal kalis.

3.5 Analisa Struktur

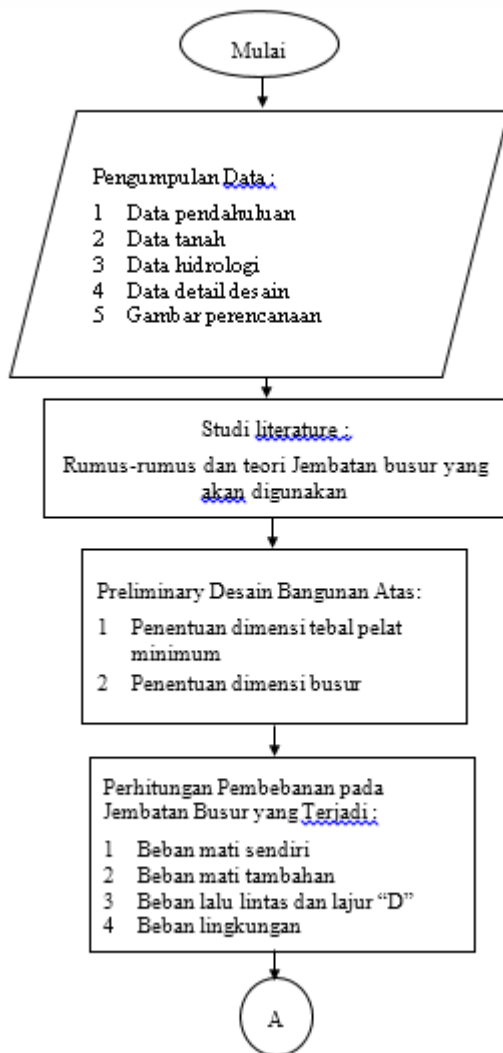
Setelah mengetahui beban-beban yang bekerja pada struktur, maka proses selanjutnya adalah analisa struktur. Langkah-langkah dalam proses analisa struktur antara lain :

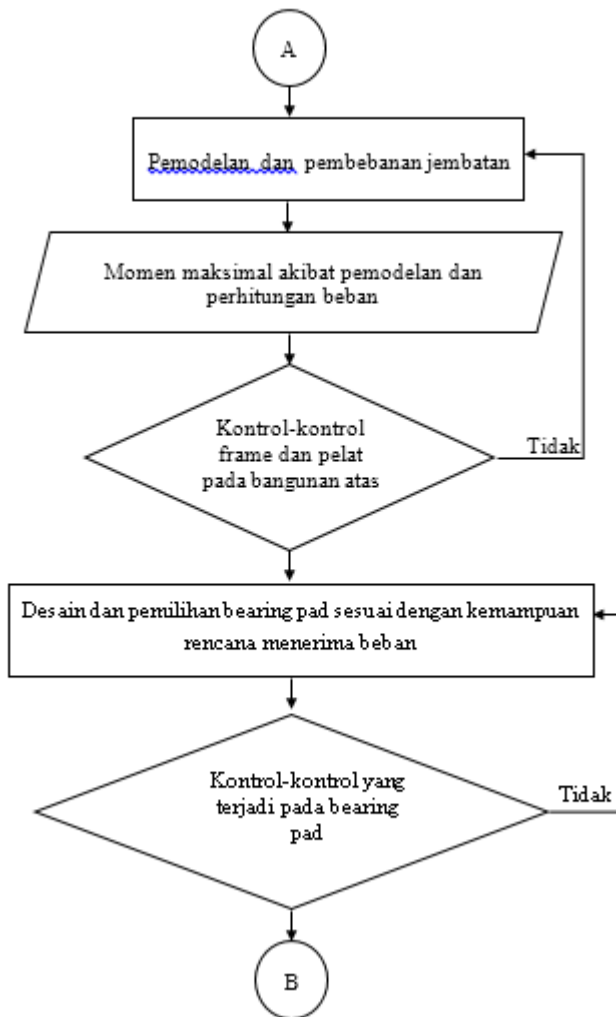
1. Mendefinisikan mutu bahan yang akan digunakan.
 - Mutu beton, $f_c' = 30 \text{ MPa}$
 - Mutu baja = BJ-55
2. Mendefinisikan beban-beban yang bekerja pada struktur,
3. Perhitungan pelat lantai kendaraan dan control kestabilan pelat,
4. Mendefinisikan jenis profil yang akan digunakan, antara lain:
 - Struktur utama menggunakan baja *Wide Flange* (WF),
 - Profil penggantung menggunakan profil baja *Wide Flange* (WF),
 - Profil ikatan angin menggunakan profil siku.

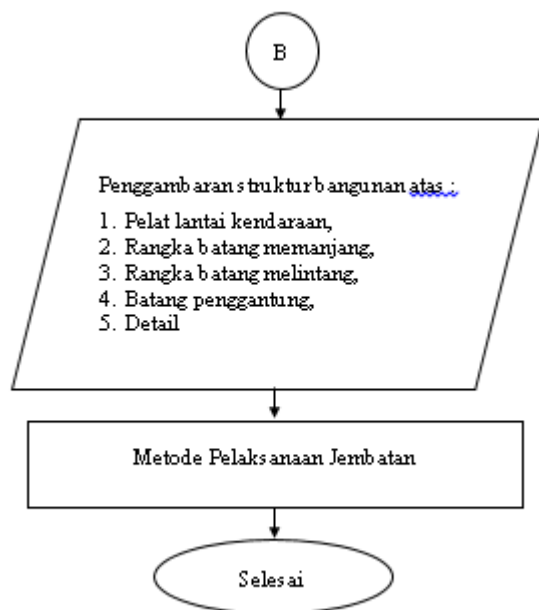
5. Mendefinisikan kombinasi pembebanan
 6. Memodelkan struktur sesuai dengan gambar rencana yang telah dibuat,
 7. Menginput beban-beban yang bekerja,
 8. Menjalankan proses analisa struktur,
 9. Menganalisa gaya-gaya dalam yang bekerja untuk mengontrol kemampuan profil dalam menanggung beban serta untuk perencanaan sambungan profil. Gaya-gaya dalam tersebut antara lain :
 - Momen,
 - Geser,
 - Aksial dan gaya normal
 10. Analisa *joint reaction* untuk perhitungan perletakan dan desain pondasi abutmen,
 11. Desain perletakan dan pondasi abutment
- Pada perletakan, *joint reaction* yang digunakan adalah gaya vertical dari reaksi perletakan struktur yang telah dimodelkan. Pada desain pondasi abutment, gaya-gaya yang bekerja antara lain :
- Gaya vertical dari reaksi perletakan,

3.6 Diagram Alir

Tabel 3.1 Diagram alir







“Halaman Ini Sengaja dikosongkan“

BAB IV PERHITUNGAN PELAT LANTAI, TROTOAR, KERB, DAN TIANG SANDARAN

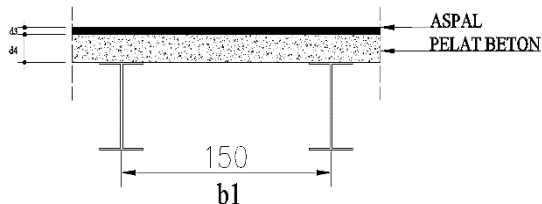
4.1 Perencanaan Tebal Pelat Lantai Kendaraan

Perencanaan lantai kendaraan terdiri dari perencanaan pelat lantai kendaraan (komposit), pelat trotoar, sandaran, dan tiang sandaran. Berdasarkan RSNI T-12-2004 psl. 5.5.2 tentang tebal minimum pelat lantai harus memenuhi persyaratan berikut:

$$\begin{aligned}ts &\geq 200 \text{ mm} \\ &\geq (100 + 40 L) \\ &\geq (100 + 40 \times 1.5 \text{ m}) \\ts &\geq 160 \text{ mm}\end{aligned}$$

direncanakan tebal pelat lantai kendaraan 200 mm = 0.20 m, dimana :

- ts = tebal pelat kendaraan, (m)
- L = bentang dari pelat antara pusat tumpuan (m)

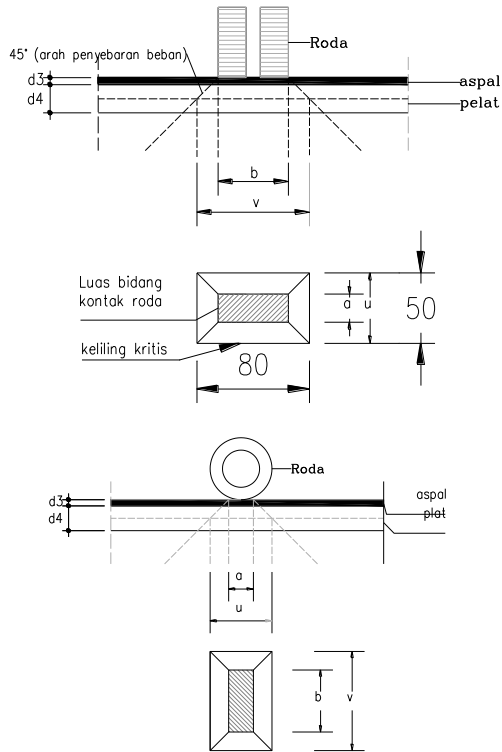


Gambar 4.1 Pelat Lantai Kendaraan
Ketebalan aspal direncanakan 50 mm sesuai dengan

4.2 Perhitungan Kekuatan Pelat Menahan Geser Pons

Akibat tekanan truk $P_{TT} = 112,5 \text{ kN}$ (RSNI T-02-2005 psl. 6.4.1), kekuatan geser ultimate dari pelat lantai kendaraan didasarkan pada persamaan berikut ini :

Beban T yang bekerja sebesar 112,5 kN dengan luas bidang kontak roda 20 x 50 cm. Beban pada saat ultimate dengan faktor beban 1,8 dan faktor beban dinamis 0,3



Gambar 4.2 Bidang geser pons

Bidang geser pons,

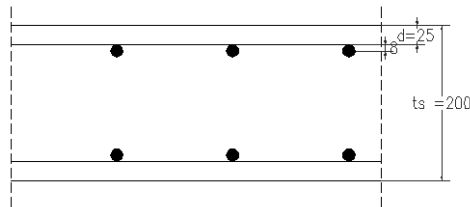
$$u = a + 2 ta + h$$

$$v = b + 2 ta + h$$

Dimana:

$$a = 200 \text{ mm} \quad ; \quad b = 500 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 t_a &= 50 \text{ mm} & ; & \quad t_s = 200 \text{ mm} \\
 V_n &= \text{kuat geser nominal pelat,} \\
 u &= \text{panjang efektif dari keliling geser kritis, (mm),} \\
 &= 200 \text{ mm} + 2(50 \text{ mm}) + 200 \text{ mm} = 500 \text{ mm} \\
 v &= 500 \text{ mm} + 2(50 \text{ mm}) + 200 \text{ mm} = 800 \text{ mm} \\
 U &= 2 \times (500 \text{ mm} + 800 \text{ mm}) = 2600 \text{ mm} \\
 \text{Decking} &= 25 \text{ cm (SNI 2847-2013 psl. 7.7.2 (b))} \\
 d &= \text{jarak serat terluar ke pusat tulangan tarik,} \\
 &= t_s - \text{decking} - \frac{\phi}{2} \\
 &= 200 \text{ mm} - 25 \text{ mm} - \frac{16 \text{ mm}}{2} \\
 &= 167 \text{ mm} \\
 bw &= 2 \times (500 \text{ mm} \times 800 \text{ mm}) = 2600 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$



Gambar 4.3 Jarak serat terluar ke pusat tulangan tarik

Kuat geser nominal beton

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times bw \times d \\
 &= \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 2600 \text{ mm}^2 \times 167 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$V_c = 396.368,56 \text{ N}$$

Tegangan geser terfaktor :

$$V_n = \phi \times V_n$$

Dimana :

$$\begin{aligned}
 \phi &= \text{faktor reduksi kekuatan geser,} \\
 &= 0,70
 \end{aligned}$$

$$V_n = 0,70 \times 396.368,56 \text{ N}$$

$$V_n = 274.965,85 \text{ kN}$$

$$= 274,966 \text{ kN}$$

$$\text{Beban truk } (V_u) = 1,80 \times 112,5 \times (1 + 0,30) = 263,30 \text{ kN}$$

$$\text{Sehingga didapat } \phi V_n = 274,966 \text{ kN} > P_{TR} = 263,25 \text{ kN} \rightarrow \text{OK}$$

Sehingga, ketebalan plat lantai kendaraan (ts) 200 mm

4.3 Pembebanan Pelat Lantai Kendaraan

A. Data Geometris Jembatan

Data-data slab lantai jembatan	(ts)	= 0,20 m
Tebal lapisan aspal	(ta)	= 0,05 m
Tebal genangan air hujan	(th)	= 0,05 m
Jarak antar gelagar baja	(S)	= 1,50 m
Lebar jalur lalu lintas	(b1)	= 7,50 m
Lebar total jembatan	(bt)	= 9,00 m
Panjang bentang jembatan	(L)	= 80 m

B. Data Material

a. Beton

$$\text{Kuat tekan beton } (f_c') = 30 \text{ MPa}$$

$$\text{Modulus Elastisitas } (E_c) = 4700\sqrt{f_c} = 25.743 \text{ MPa}$$

$$\text{Angka poisson } (\mu) = 0,20$$

b. Baja

Baja tulangan dengan D-16 mm

$$\text{Tegangan leleh baja } (f_y) = 400 \text{ MPa}$$

Baja tulangan dengan Ø-12mm

$$\text{Tegangan leleh baja } (f_y) = 320 \text{ MPa}$$

c. Berat Jenis

$$\text{Berat beton bertulang } (W_c) = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Berat aspal } (W_a) = 22 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Berat jenis air } (W_w) = 9,80 \text{ kN/m}^3$$

D. Analisa Struktur

Pembebanan pada pelat lantai kendaraan merupakan kombinasi antara beban mati dan beban hidup. Berikut ini merupakan pembebanan pada pelat lantai kendaraan :

Ditinjau lantai selebar 1 meter pada arah memjang jembatan

1 Berat Sendiri (MS)

Semua beban tetap yang berasal dari berat sendiri jembatan atau bagian jembatan yang ditinjau, termasuk segala unsur tambahan yang dianggap merupakan satu kesatuan tetap dengannya.

(RSNI T-02-2005 psl 5.2.5)

Faktor beban,

$$Ultimit, K_{ums} = 1,30$$

Tabel 4.1 Perhitungan berat sendiri

Jenis Beban	Tebal	Berat	Faktor	Beban
	(m)	kN/m ³	Beban	kN/m
	(a)	(b)	(c)	(d)=(a)x(b)x(c)
Lantai Jembatan	0.2	24	1.3	6.24

2 Berat Mati Tambahan (MA)

Lapisan aspal harus direncanakan untuk pelapisan kembali setebal 50 mm dikemudian hari yang ditambahkan pada lapisan awal.

(RSNI T-02-2005 psl 5.3.2)

Faktor beban,

$$Ultimit, K_{uma} = 1,30$$

Table 4.2 Perhitungan berat mati tambahan

Jenis Beban	Tebal	Berat	Faktor	Beban
	(m)	kN/m ³	Beban	kN/m
	(a)	(b)	(c)	(d)=(a)x(b)x(c)
Aspal	0.05	22	1.3	1.43

Sehingga beban mati yang keseluruhan adalah :

$$q_D = q_{ms} + q_{ma}$$

$$= 6,24 \text{ kN/m} + 1,43 \text{ kN/m}$$

$$qD = 7,67 \text{ kN/m}$$

Beban Hidup

Air Hujan

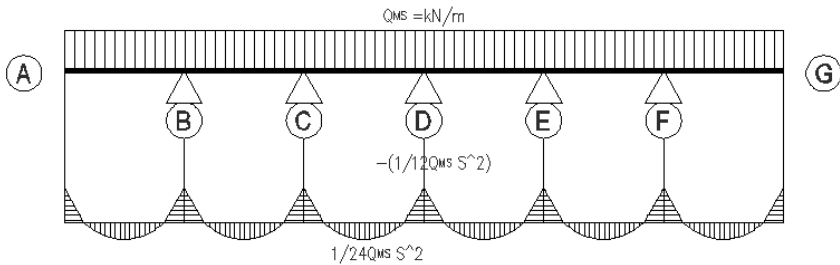
Tabel 4.3 Perhitungan beban air hujan

Jenis Beban	Tebal	Berat	Faktor Beban	Beban
	(m)	kN/m ³		kN/m
	(a)	(b)	(c)	(d)=(a)x(b)x(c)
Air Hujan	0.05	10	1.3	0.65

4.4 Perhitungan Momen Pada Pelat Lantai Kendaraan

Pada balok menerus, rumus sederhana perhitungan momen adalah sebagai berikut :

a. Akibat berat sendiri :



Gambar 4.4 Momen akibat beban sendiri

$$Qms = 6,24 \text{ kN/m}$$

$$S = 1,5 \text{ m}$$

$$\text{Momen tumpuan maksimum} = 1/12 \times Qms \times S^2$$

$$= 1,17 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen lapangan maksimum} &= 1/24 \times Q_{ms} \times S^2 \\ &= 0,59 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

b. Akibat tambahan maksimum :

$$Q_{ms} = 6,24 \text{ kN/m}$$

$$S = 1,5 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen tumpuan maksimum} &= 1/12 \times Q_{ms} \times S^2 \\ &= 1,17 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen lapangan maksimum} &= 1/24 \times Q_{ms} \times S^2 \\ &= 0,59 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

c. Akibat beban truk T :

$$P_{tt} = 6,24 \text{ kN/m}$$

$$S = 1,5 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen tumpuan maksimum} &= 5/32 \times P_{tt} \times S^2 \\ &= 61,70 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen lapangan maksimum} &= 5,64 \times P_{tt} \times S^2 \\ &= 30,85 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

d. Akibat tambahan maksimum :

$$qL = 0,65 \text{ kN/m}$$

Rekapitulasi momen pada lapangan dan tumpuan pada plat lantai kendaraan :

Tabel 4.4 Rekapitulasi momen lapangan dan tumpuan

No.	Jenis beban	M_{lapangan}	M_{tumpuan}
		kN/m	kN/m
1	Berat Sendiri	0.59	1.17
2	Berat Mati Tambahan	0.17	0.34
3	Beban Truk	30.85	61.70
4	Beban Air Hujan	0.65	0.65
Momen Ultimate		32.25	63.85

Momen rencana ultimate yang dipakai adalah $M_{tumpuan}$ 63,85 kN/m

4.5 Penulangan Pelat Lantai Kendaraan

Perencanaan penulangan pelat lantai sebagai berikut :

$$f_c' = 30 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{tebal} = 250 \text{ mm}$$

$$\phi \text{ lentur} = 16 \text{ mm (arah x)}$$

$$= 13 \text{ mm (arah y)}$$

$$\text{decking} = 25 \text{ mm (SNI 2847-2013 psl. 7.7.2 (b))}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

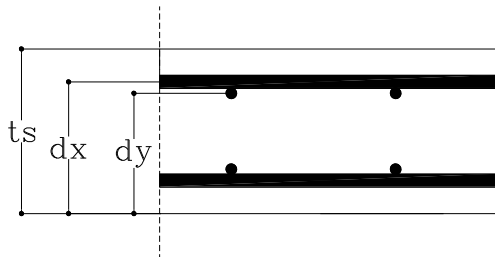
Tebal efektif pelat beton :

$$\begin{aligned} dx &= t_s - \text{decking} - \frac{\phi \text{ lentur } x}{2} \\ &= 200 \text{ mm} - 25 \text{ mm} - \frac{16 \text{ mm}}{2} \\ &= \end{aligned}$$

$$dx = 167 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} dy &= t - \text{decking} - \phi \text{ lentur } x - \frac{\phi \text{ lentur } y}{2} \\ &= 200 \text{ mm} - 25 \text{ mm} - 16 \text{ mm} - \frac{13 \text{ mm}}{2} \\ &= \end{aligned}$$

$$dy = 152,5 \text{ mm}$$



Gambar 4.5 Letak dx dan dy pada pelat lantai

4.5.2 Perhitungan Tulangan Arah Melintang Momen nominal

$$\begin{aligned}
 Mn &= \frac{Mu}{0,8} \\
 &= \frac{63.854.375 \text{ N} \cdot \text{mm}}{0,8} \\
 Mn &= 79.817.968,75 \text{ N} \cdot \text{mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{fy}{0,85 \times fc'} \\
 &= \frac{400}{0,85 \times 30} \\
 m &= 15,686
 \end{aligned}$$

Tahanan momen nominal

$$\begin{aligned}
 Rn &= \frac{Mn}{b \times dx^2} \\
 &= \frac{79.817.968,75}{1000 \times 165,5^2} \\
 Rn &= 2,862 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

Tahanan momen maksimum

$$\begin{aligned}
 \rho_b &= \frac{0,85 \times fc' \times \beta_1 \left[\frac{600}{600 + fy} \right]}{fy} \\
 &= \frac{0,85 \times 30 \times 0,85 \left[\frac{600}{600 + 400} \right]}{400} \\
 \rho_b &= 0,0325
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{max} &= 0,75 \times \rho_b \\
 &= 0,75 \times 0,0325 \\
 \rho_{max} &= 0,024
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_{maks} &= \rho_{max} \cdot fy \left(1 - \sqrt{1 - \frac{0,5 \times \rho_{max} \times fy}{0,85 \times fc}} \right) \\
 &= 0,024 \cdot 400 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{0,5 \times 0,024 \times 400}{0,85 \times 30}} \right)
 \end{aligned}$$

$$R_{maks} = 7,88 \text{ MPa}$$

Harus dipenuhi

$$R_n < R_{maks}$$

$$2,862 < 7,88$$

Rasio tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 \rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{fy}} \right) \\
 &= \frac{1}{15,686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,686 \times 2,428}{400}} \right)
 \end{aligned}$$

$$\rho_{perlu} = 0,0076$$

Rasio tulangan minimum

$$\begin{aligned}
 \rho_{min} &= \frac{1,40}{fy} \\
 &= \frac{1,40}{400}
 \end{aligned}$$

$$\rho_{min} = 0,0035$$

$$\begin{array}{l} \rho_{min} < \rho_{perlu} < \rho_{max} \\ 0,0035 < 0,0076 < 0,024 \rightarrow \text{Ok} \end{array}$$

Luas tulangan yang diperlukan

As susut (arah X)

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times dx \\ &= 0,0076 \times 1000 \text{ mm} \times 165,5 \text{ mm} \\ A_s &= 1.270,71 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar tulangan

Digunakan tulangan D16 – 150

$$\begin{aligned} S &= \frac{0,25 \times \pi \times D^2 \times b}{A_{s_{perlu}}} \\ &= \frac{0,25 \times \pi \times (16 \text{ mm})^2 \times 1000 \text{ mm}}{1.270,71 \text{ mm}^2} \end{aligned}$$

$$S = 150 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} A_{s_{pasang}} &= \frac{0,25 \times \pi \times \phi^2 \times b}{S_{pakai}} \\ &= \frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \times 1000}{150 \text{ mm}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s_{pasang}} &= 1.2870,71 \\ \text{Dipasang tulangan D16-150 (As dipasang} &= 1.2870,71 \text{ mm}^2) \end{aligned}$$

4.5.3 Perhitungan Tulangan Arah Memanjang

Perhitungan tulangan susut dengan ketentuan besar rasio luas tulangan terhadap luas penampang beton untuk struktur yang

menggunakan tulangan dengan $f_y = 400$ MPa sebesar 0,0018. (SNI 2847:2013 ps1.7.12.2.1 (b)). Sehingga didapatkan luas tulangan yang digunakan sebagai berikut:

As susut (arah Y)

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d_y \\ &= 0,0018 \times 1000 \text{ mm} \times 152,50 \\ A_s &= 273,95 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan $\emptyset 13$

$$\begin{aligned} S_{\text{perlu}} &= \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times b}{A_{s_{\text{perlu}}}} \\ &= \frac{0,25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{663,33 \text{ mm}^2} \end{aligned}$$

$$S_{\text{perlu}} = 200 \text{ mm}$$

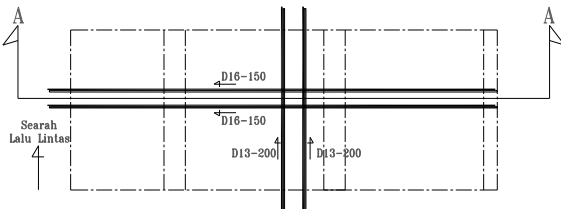
$$S_{\text{max}} \leq 5h \leq 450 \text{ mm}$$

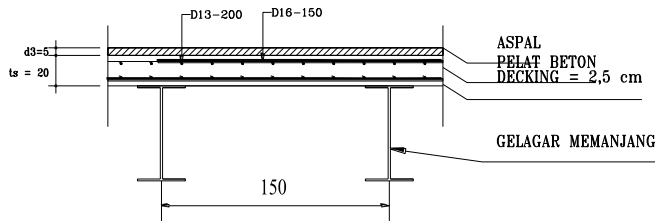
$$\leq 1000 \leq 450 \text{ mm, sehingga digunakan } S_{\text{perlu}}$$

$$\begin{aligned} A_{s_{\text{pasang}}} &= \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times b}{S_{\text{pakai}}} \\ &= \frac{0,25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{200 \text{ mm}} \end{aligned}$$

$$A_{s_{\text{pasang}}} = 663,325$$

Dipasang tulangan D13-200 (As dipasang = 663,325 mm²)





Gambar 4.6 Pembesian pelat lantai kendaraan jembatan

4.5.4 Perhitungan Tulangan Kerb

Dalam hal perencanaan kerb digunakan persyaratan yang terdapat di dalam peraturan RSNI T-02-2005 pasal 12.1 beban rencana kerb, yaitu kerb harus direncanakan untuk menahan beban rencana ultimit sebesar 15 kN/m yang bekerja di sepanjang bagian atas kerb.



Gambar 4.7 Pembebanan Kerb

Data perencanaan kerb :

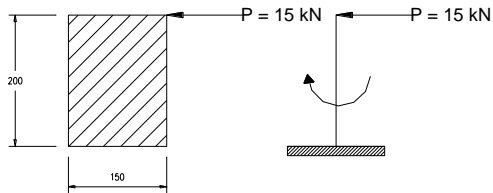
h	= 200 mm,	
decking	= 25 mm	
t	= 150 mm,	
f_c'	= 25 MPa	
f_y	= 400 MPa	(tulangan lentur),
	= 240 MPa	(tulangan pembagi),
Ø Tulangan	= 12 mm	(tulangan lentur),
	= 8 mm	(tulangan pembagi),
K_uTP	= 1,80,	
P	= 15 kN/m	

Tebal efektif pelat beton :

$$d_x = h - decking - \frac{\phi \text{ lentur } x}{2}$$

$$200 \text{ mm} - 25 \text{ mm} - \frac{12 \text{ mm}}{2}$$

$$\begin{aligned}
 &= \\
 dx &= 169 \text{ mm} \\
 dy &= h - \text{decking} - \phi \text{ lentur } x - \frac{\phi \text{ lentur } y}{2} \\
 &= 200 \text{ mm} - 25 \text{ mm} - 12 \text{ mm} - \frac{8 \text{ mm}}{2} \\
 dy &= 159 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.8 Gaya yang bekerja pada kerb

$$\begin{aligned}
 Mu &= P \times b \times t \times KuTP \\
 &= 15 \text{ kN/m} \times 1 \text{ m} \times 0,015 \text{ m} \times 1,80 \\
 Mu &= 4,050 \text{ kN.m} \\
 &= 4.05 \times 10^6 \text{ N.mm}
 \end{aligned}$$

Perhitungan tulangan,

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{fy}{0,85 \times fc'} \\
 &= \frac{400}{0,85 \times 25} \\
 m &= 18,824 \\
 \rho_{min} &= \frac{1,40}{fy} \\
 &= \frac{1,40}{400} \\
 \rho_{min} &= 0,035 \\
 \rho_b &= \frac{0,85 \times fc' \times \beta_1}{fy} \left[\frac{600}{600 + fy} \right]
 \end{aligned}$$

$$= \frac{0,85 \times f'c' \times \beta_1}{400} \left[\frac{600}{600 + 400} \right]$$

$$\rho_b = 0,0271$$

$$\rho_{max} = 0,75 \times \rho_b$$

$$= 0,75 \times 0,0271$$

$$\rho_{max} = 0,0202$$

$$Mn = \frac{Mu}{0,8}$$

$$= \frac{4,05 \times 10^6 \text{ N.mm}}{0,8}$$

$$Mn = 5,062 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \times dx^2}$$

$$= \frac{5,062 \times 10^6 \text{ N.mm}}{1000 \text{ mm} \times (169 \text{ mm})^2}$$

$$Rn = 0,18$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}} \right)$$

$$= \frac{1}{18,824} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,82 \times 0,18}{400}} \right)$$

$$\rho_{perlu} = 0,0004$$

$$\rho < \rho_{min}$$

$$0,0004 < 0,035 \leftarrow \text{dipakai } \rho_{min}$$

As susut (arah X)

$$As = \rho \times x \times b \times d$$

$$= 0,0035 \times 1000 \text{ mm} \times 169 \text{ mm}$$

$$As = 592 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan $\text{Ø}12 - 150$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \text{Ø}^2 \times b}{As_{\text{perlu}}}$$

$$= \frac{0,25 \times \pi \times (12 \text{ mm})^2 \times 1000}{592 \text{ mm}^2}$$

$$S = 191 \text{ mm}$$

Dipasang tulangan $\text{Ø}12 - 150$ (As pasang = 592 mm^2)

Tulangan pembagi dipasang tulangan susut dengan :

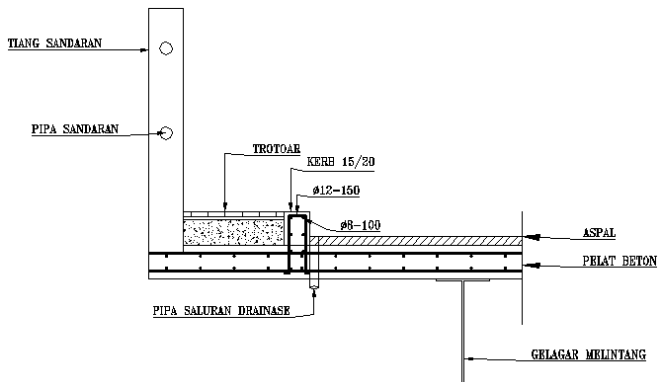
$$\rho = 0,0018 \text{ (SNI-2847:2013 psl. 7.12.2.1 (b))}$$

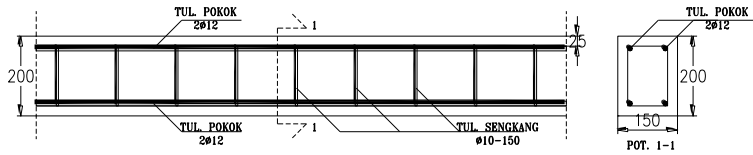
$$As = \rho \times b \times dy$$

$$= 0,0018 \times 1000 \text{ mm} \times 159 \text{ mm}$$

$$As = 286 \text{ mm}^2$$

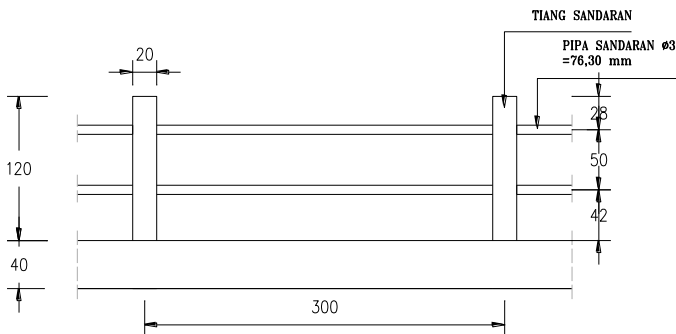
Dipasang tulangan $\text{Ø}8 - 150$ (As pasang = 286 mm^2)





Gambar 4.9 Penulangan kerb pada jembatan

4.5.5 Perhitungan Tiang Sandaran



Gambar 4.10 Tiang Sandaran

4.5.4.1 Perhitungan Pipa Sandaran

Tiang-tiang sandaran pada tepi trotoar harus diperhitungkan untuk menahan beban vertikal $w^* = 0.75 \text{ kN/m}$.

- Data perencanaan :
 - Panjang bentang = 80 m
 - Jarak tiang sandaran = 3 m
- Material pipa sandaran :
 - Diameter pipa (\emptyset) = 76,30 mm
 - Berat pipa (q) = 7,13 kg/m
 - Momen inersia pipa (I) = 59,40 cm^4
 - Tebal pipa (w) = 4 mm
 - Elastisitas (E) = 2.000.000 kg/cm^2
 - Mutu Baja BJ 37 (f_y) = 2400 kg/cm^2

$$(f_u) = 3700 \text{ kg/cm}^2$$

- Pembebanan :

$$\text{Berat sendiri profil} = 2,63 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat muatan hidup (vertical)} = 75 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat pipa sandaran (horizontal)} = 75 \text{ kg/m}$$

- Perhitungan momen pada pipa sandaran

$$\begin{aligned} q \text{ vertikal} &= q \text{ pipa} + q \text{ sandaran} \\ &= 7,13 \text{ kg/m} + 75 \text{ kg/m} = 82,13 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$q \text{ horizontal} = 75 \text{ kg/m}$$

- Momen yang timbul akibat beban vertikal :

$$\begin{aligned} M \text{ vertikal} &= \frac{1}{8} \times q \times L^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 82,13 \text{ kg/m} \times (3 \text{ m})^2 \end{aligned}$$

$$M \text{ vertikal} = 92,39 \text{ kg.m}$$

- Momen yang timbul akibat beban horisontal :

$$\begin{aligned} M \text{ horisontal} &= \frac{1}{8} \times q \times L^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 7,13 \text{ kg/m} \times (3 \text{ m})^2 \end{aligned}$$

$$M \text{ horisontal} = 8,02 \text{ kg.m}$$

- Kontrol kekuatan pipa :

$$\begin{aligned} M_n &= 0,9 \times f_y \times Z_x \\ &= 0,9 \times 2400 \text{ kg/cm}^2 \times 15,60 \text{ cm}^3 \\ &= 33.696 \text{ kg.cm} \\ &= 336,96 \text{ Kg.m} \end{aligned}$$

- Rasio momen :

$$\frac{M_v}{M_n} = \frac{92,39 \text{ kg.m}}{336,96 \text{ kg.m}} = 0,2743$$

$$\frac{M_h}{M_n} = \frac{84,375 \text{ kg.m}}{336,96 \text{ kg.m}} = 0,250$$

$$\frac{M_v}{M_n} + \frac{M_h}{M_n} = 0,525$$

Lendutan yang terjadi pada pipa :

$$\delta \text{ ijin} = \frac{L}{240} = \frac{300}{240} = 1.25 \text{ cm}$$

- Lendutan yang terjadi pada beban vertikal

$$\begin{aligned} \delta \text{ terjadi} &= \frac{5 \times qx \times L^4}{384 \times E \times I} \\ &= \frac{5 \times 82,13 \times 3^4}{384 \times 2 \times 10^{10} \times 59,5 \times 10^{-8}} \\ &= 0.007 \text{ m} \\ &= 0,729 \text{ cm} \end{aligned}$$

Lendutan yang terjadi pada beban horisontal

$$\begin{aligned} \delta \text{ terjadi} &= \frac{5 \times qy \times L^4}{384 \times E \times I} \\ &= \frac{5 \times 75 \times 3^4}{384 \times 2 \times 10^{10} \times 89,99 \times 10^{-8}} \\ &= 0.007 \text{ m} \end{aligned}$$

$$= 0,666 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \text{Resultan } \delta &= \sqrt{\delta x^2 + \delta y^2} \\ &= \sqrt{0.729^2 + 0.666^2} \end{aligned}$$

$$\text{Resultan } \delta = 0.987 \text{ cm} < \delta \text{ ijin} = 1,25 \text{ cm}$$

Dengan demikian profil baja $\varnothing 76,30$ mm dengan $t = 4$ mm dapat digunakan sebagai sandaran mendatar

4.5.4.2 Perhitungan Tulangan Tiang Sandaran

Dalam perencanaan tiang sandaran, beban yang dipikul oleh tiang sandaran sebesar $w^* = 0,75$ kN/m

Tinggi tiang sandaran dari pelat lantai kendaraan

= tinggi tiang sandaran + tebal paving trotoar + tebal beton trotoar + tebal pelat lantai kendaraan

$$= 120 \text{ cm} + 5 \text{ cm} + 20 \text{ cm} + 20 \text{ cm} = 165 \text{ cm} = 1,65 \text{ m.}$$

Data perencanaan untuk tiang sandaran

$$t = 1200 \text{ mm}$$

$$b = 200 \text{ mm}$$

$$h = 200 \text{ mm}$$

$$L = 3000 \text{ mm}$$

$$\varnothing \text{ tul.} = 12 \text{ mm} \quad (\text{tulangan utama})$$

$$= 10 \text{ mm} \quad (\text{tulangan geser})$$

$$d_y = ts - \text{decking} - \phi \text{ lentur } x - \frac{\phi \text{ lentur } y}{2}$$

$$= 200 \text{ mm} - 20 \text{ mm} - 5 \text{ mm} - \frac{12}{2}$$

$$d_y = 169 \text{ mm}$$

Untuk mengetahui momen pada kolom tiang sandaran perlu dihitung-hitung beban-beban yang bekerja pada kolom tiang sandaran. Antara lain :

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri} &= b \times h \times L \times \gamma_{\text{beton}} \\ &= 0,20\text{m} \times 0,20\text{m} \times 1,20\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 \end{aligned}$$

$$\text{Berat sendiri} = 115,20 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat pipa sandaran} &= q_{\text{pipa}} \times \text{jarak antar kolom} \\ &= (2 \times 5,77 \text{ kg/m}) \times 3 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Berat pipa sandaran} = 42,78 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{PD} &= \text{berat sendiri kolom} + \text{berat pipa sandaran} \\ &= 115,20 \text{ kg} + 42,78 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\text{PD} = 157,98 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{MD} &= \text{PD} \times \frac{b}{2} \\ &= 157,98 \text{ kg} \times \frac{0,20 \text{ m}}{2} \end{aligned}$$

$$\text{MD} = 15,798 \text{ kg.m}$$

$$\begin{aligned} \text{PL} &= qL \quad \times \quad L \\ &= 75 \text{ kg/m} \quad \times \quad 3 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{PL} = 225 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{ML} &= \text{PL} \quad \times \text{tinggi kolom} \\ &= 225 \text{ kg} \quad \times 1,20 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{ML} = 270 \text{ kg.m}$$

Dimana :

PD = gaya yang terjadi akibat beban mati,

MD = momen yang terjadi akibat beban mati,

PL = gaya yang terjadi akibat beban hidup,

ML = momen yang terjadi akibat beban hidup,

Pu = 1,20 PD + 1,60 PL

$$= (1,20 \times 157,98 \text{ kg}) + (1,60 \times 225 \text{ kg})$$

$$\text{Pu} = 549,58 \text{ kg}$$

$$= 5.495,76 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} Mu &= 1,20 MD + 1,60 ML \\ &= (1,20 \times 15,798 \text{ kg.m}) + (1,60 \times 270 \text{ kg.m}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mu &= 450,957 \text{ kg.m} \\ &= 450,957 \times 10^4 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mn &= \frac{Mu}{\phi} \\ &= \frac{450,957 \times 10^4 \text{ N.mm}}{0,80} \end{aligned}$$

$$Mn = 5,636 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$$\begin{aligned} \frac{Mn}{b \times h^2} &= \frac{5,60 \times 10^6}{200 \times 200} \\ &= 0,7046 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{Pu}{b \times h} &= \frac{5495,76 \text{ N}}{200 \text{ mm} \times 200 \text{ mm}} \\ &= 0,137 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} As &= \rho \times b \times d \\ &= 0,01 \times 200 \text{ mm} \times 169 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$As = 336 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan geser :

$$Vu = 2,25 \text{ kN} = 2.250 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} Vc &= \frac{1}{6} \sqrt{f'c} \times bw \times d \\ &= \frac{1}{6} \sqrt{25} \times 200 \text{ mm} \times 169 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$V_c = 28.166,67 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,6 \times 28.166,67 \text{ N} = 16.900 \text{ N}$$

Dipasang tulangan $4\phi 12$ (As pasang = $452,57 \text{ cm}^2$)

Karena $V_u < \phi V_c$ sehingga tidak diperlukan tulangan geser

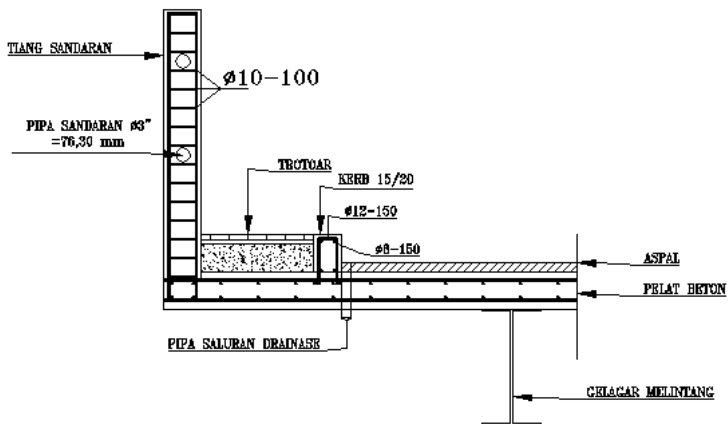
Walaupun secara teoritis tidak perlu sengkang tetapi untuk kestabilan struktur dan peraturan mensyaratkan dipasang tulangan minimum (spasi maksimum).

$$S_{maksimum} = \frac{1}{2}d = \frac{1}{2} \times 169 \text{ mm} = 84 \text{ mm}$$

Digunakan spasi dengan = 84 mm dengan luasan tulangan minimum :

Dipakai tulangan $\phi 10$ ($A_v = 226,08 \text{ mm}^2$), maka jarak sengkang :

$$S = \frac{A_v \times f_y}{\frac{1}{3}\sqrt{f'_c} \times b} = \frac{157 \times 24000}{\frac{1}{3}\sqrt{25} \times 200} = 157 \text{ mm}$$

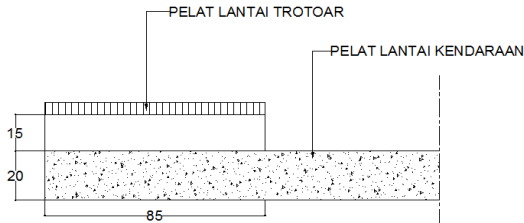


Gambar 4.11 Penulangan tiang sandaran

Jadi dipakai $\phi 10 - 100$ mm untuk geser dan 4 $\phi 12$ mm untuk lentur.

4.5.4.3 Perhitungan Pelat Lantai Trotoar

Trotoar direncanakan untuk menahan beban rencana ultimate sebesar 5 kPa yang bekerja sepanjang bagian atas trotoar



Gambar 4.12 Perencanaan Pelat Lantai Trotoar

Beban mati :

$$\begin{aligned} \text{Beban trotoar} &= 0,20 \text{ m} \times 0,65 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m} \times 1,3 \\ &= 4,056 \text{ kN} \end{aligned}$$

Material rencana untuk pelat lantai trotoar :

$$f_c' = 30 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{tebal} = 250 \text{ mm}$$

$$\phi \text{ lentur} = 12 \text{ mm (arah x)}$$

$$= 10 \text{ mm (arah y)}$$

$$\text{decking} = 25 \text{ mm (SNI 2847-2013 psl. 7.7.2 (b))}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

Tebal efektif pelat beton :

$$\begin{aligned} dx &= ts - \text{decking} - \frac{\phi \text{ lentur } x}{2} \\ &= 200 \text{ mm} - 25 \text{ mm} - \frac{12 \text{ mm}}{2} \end{aligned}$$

$$dx = 167 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} \\
 &= \frac{400}{0,85 \times 30} \\
 m &= 13,45
 \end{aligned}$$

Rasio tulangan minimum :

$$\begin{aligned}
 \rho_{min} &= \frac{1,40}{f_y} \\
 &= \frac{1,40}{400}
 \end{aligned}$$

$$\rho_{min} = 0,0035$$

$$\begin{aligned}
 \rho_b &= \frac{0,85 \times f_c' \times \beta_1 \left[\frac{600}{600 + f_y} \right]}{f_y} \\
 &= \frac{0,85 \times 30 \times 0,85 \left[\frac{600}{600 + 400} \right]}{400}
 \end{aligned}$$

$$\rho_b = 0,0379$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{max} &= 0,75 \times \rho_b \\
 &= 0,75 \times 0,0325
 \end{aligned}$$

$$\rho_{max} = 0,0247$$

$$\begin{aligned}
 Mn &= \frac{Mu}{0,8} \\
 &= \frac{63.854.375 \text{ N.mm}}{0,8}
 \end{aligned}$$

$$Mn = 79.817.968,75 \text{ N.mm}$$

$$\begin{aligned}
 Rn &= \frac{Mn}{b \times dx^2} \\
 &= \frac{79.817.968,75}{1000 \times 165,5^2}
 \end{aligned}$$

$$Rn = 2,862 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}} \right) \\ &= \frac{1}{15,686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,686 \times 2,428}{400}} \right) \\ \rho_{perlu} &= 0,0076 \end{aligned}$$

$$\begin{array}{lcl} \rho_{min} < & \rho_{perlu} & < \rho_{max} \\ 0,0035 < & 0,0076 & < 0,024 \rightarrow \text{Ok} \end{array}$$

As susut (arah X)

$$\begin{aligned} \text{As} &= \rho \quad x \quad b \quad x \quad dx \\ &= 0,0076 \quad x \quad 1000 \text{ mm} \quad x \quad 165,5 \text{ mm} \\ \text{As} &= 1.270,71 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D16 – 150

$$\begin{aligned} S &= \frac{0,25 \times \pi \times D^2 \times b}{A_{s_{perlu}}} \\ &= \frac{0,25 \times \pi \times (16 \text{ mm})^2 \times 1000 \text{ mm}}{1.270,71 \text{ mm}^2} \\ S &= 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s_{pasang}} &= \frac{0,25 \times \pi \times \phi^2 \times b}{S_{pakai}} \\ &= \frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \times 1000}{150 \text{ mm}} \end{aligned}$$

$$A_{s_{pasang}} = 1.2870,71$$

Dipasang tulangan D16-150 (As dipasang = 1.2870,71 mm²)

Rekapitulasi

Tabel 4.5 Rekapitulasi Perhitungan Bab IV

Tebal Pelat Lantai Kendaraan	ts	200 mm
Penulangan Pelat Lantai Kendaraan	Tulangan memanjang	D13-200
	Tulangan melintang	D16-150
Kerb	Tinggi Kerb	200 mm
	Tulangan utama	D12 mm
	Tulangan sengkang	D8 mm
Tiang Pipa Sandaran	Jarak antar tiang sandaran	3000 mm
	Diameter pipa yang digunakan	76,30 mm
	Mutu Baja	BJ 37
Tiang Sandaran	Tinggi tiang sandaran	1200 mm
	b	200 mm
	h	200 mm
Pelat Lantai Trotoar	Tebal Trotoar+ Lantai	200mm
	Tulangan memanjang	D12
	Tulangan melintang	D10

“Halaman Ini Sengaja dikosongkan“

BAB V

PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA JEMBATAN

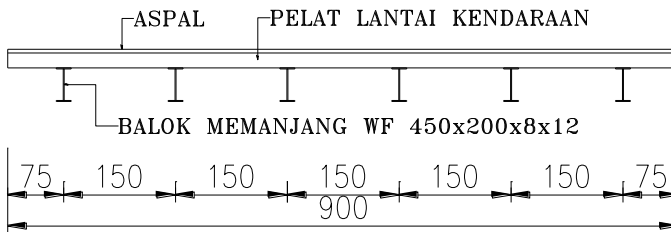
Perencanaan gelagar jembatan ini menggunakan profil baja dengan mutu BJ 55 dengan ketentuan sebagai berikut :

- Tegangan leleh (f_y) = 410 MPa = 4100 kg/cm²
- Tegangan ultimate (f_u) = 550 MPa = 5500 kg/cm²
- Modulus Elastisitas (E) = 2×10^6 kg/cm²
- Jarak gelagar memanjang (S) = 1,50 m
- Jarak gelagar melintang = 5 m

5.1 Perencanaan Gelagar Memanjang

Pada perencanaan gelagar memanjang, pada bentang 50 meter dan 80 meter diasumsikan menggunakan dimensi profil WF yang sama.

Perencanaan gelagar memanjang dipilih WF dengan dimensi 450 x 200 x 8 x 12 dan dibawah ini merupakan gambar perencanaan jarak gelagar memanjang :



Gambar 5.1 Perencanaan jarak gelagar memanjang

Data-data profil WF 450 x 200 x 8 x 12 :

$$A = 84,3 \text{ cm}^2 ; \quad r = 18 \text{ mm}$$

$$w = 66,2 \text{ kg/m}$$

$$= 0,66 \text{ kN/m} ; \quad d = 450 \text{ mm}$$

$$Z_x = 1290 \text{ cm}^3 ; \quad t_f = 12 \text{ mm}$$

$$Z_y = 159 \text{ cm}^3 ; \quad t_w = 9 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 I_x &= 28700 \text{ cm}^4 & ; & & b &= 200 \text{ mm} \\
 I_y &= 1580 \text{ cm}^4 & ; & & h &= d - 2(tf + r) = 390 \text{ mm} \\
 i_x &= 18,5 \text{ cm} & ; & & i_y &= 4,33 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

5.1.1 Pembebanan

a. Beban Mati

Tabel 5.1 Perhitungan Beban Mati

Jenis Beban	Tebal	Berat	Faktor Beban	Panjang Bentang	Beban
	(m)	kN/m		m	kN/m
	(a)	(b)		(c)	(d)
Aspal	0.05	22	1.3	1.5	2.145
Pelat Beton	0.2	24	1.3	1.5	9.36
Berat Profil		0.76	1.1		0.836
Total					12.341

b. Beban Hidup

Intensitas dari beban “D”

Beban lajur “D” terdiri dari beban tersebar merata (UDL) yang digabung dengan beban garis (BGT).

- **Beban terbagi rata (UDL)**

Dalam RSNI T-02-2005 dijelaskan sebagai BTR (Beban Terbagi Rata)

Sesuai dengan ketentuan RSNI T-02-2005 psl 6.3.1 (2) untuk:

$$L \geq 30 \text{ m} \quad ; \text{ maka} \quad q = 9.0 \times \left(0,5 + \frac{15}{L} \right) \text{ kPa}$$

Pembebanan UDL :

$$L = 80 \text{ m} ; \text{ maka} \quad q = 9.0 \times \left(0,5 + \frac{15}{80,513 \text{ m}} \right) \text{ kPa}$$

$$q = 6,19 \text{ kPa}$$

$$= 6,19 \text{ kN/m}^2$$

$$qL = q \times b1 \times 1,8$$

$$= 6,19 \text{ kg/m}^2 \times 1,5 \text{ m} \times 1,8 = 16,71 \text{ kN/m}$$

- **Beban garis (KEL)**

Dalam RSNI T-02-2005 dijelaskan sebagai BGT (Beban Garis)

Sesuai dengan ketentuan RSNI T-02-2005 psl 6.3.1 (3), beban garis (KEL) sebesar P kN/m ditempatkan tegak lurus dari arah lalu-lintas pada jembatan dimana besarnya :

$$P_1 = 49 \text{ kN/m}$$

$$P_1 = (1 + DLA) \times P \times b1 \times K_{TD}^U$$

Dengan :

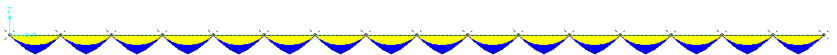
$$DLA = 30\% ; K_{TD}^U = 1,8$$

Maka :

$$P_1 = (1 + 0,3) \times 49 \text{ kN/m} \times 1,5 \text{ m} \times 1,8$$

$$= 171,99 \text{ kN}$$

Berikut ini merupakan momen akibat pembebanan UDL dan KEL :

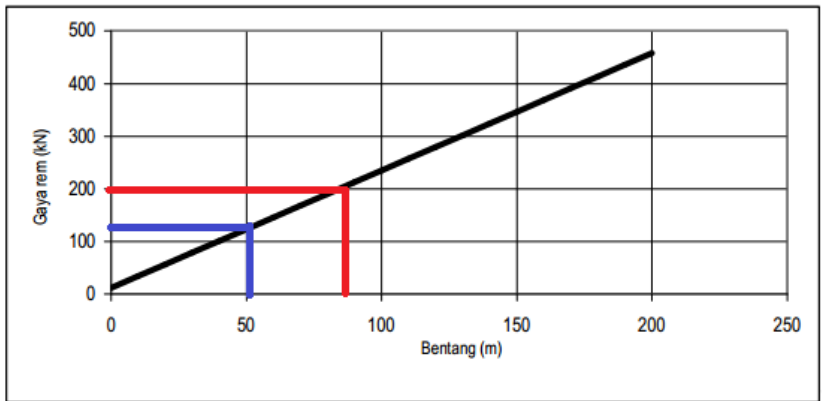


Gambar 5.2 Pembebanan akibat beban UDL dan KEL

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3
Text	cm	Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf
340	250	COMB1U	Combination	Max	89119.52	2.13E-13	0
					T	M2	M3
					Kgf-cm	Kgf-cm	Kgf-cm
					57.19	0	207735.3

- Gaya Rem

Pengaruh rem dan percepatan lalu lintas harus dipertimbangkan sebagai gaya memanjang pada satu lajur. Gaya ini tidak tergantung pada lebar jembatan, tetapi gaya ini tergantung pada panjang struktur yang tertahan atau bentang jembatan.



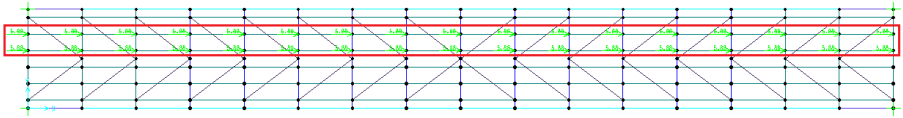
Gaya rem per lajur 2,75 m (KBU)

Gambar 5.3 Gaya rem per lajur 2,75 m (KBU)

— = Bentang 80 meter

— = Bentang 50 meter

Sebagai contoh, berikut ini bagian yang diinputkan beban rem pada SAP



Gambar 5.4 Bagian input beban rem

Bentang jembatan = 80 m

Gaya rem yang terjadi = 200 kN

Joint pada 1 lajur = 32 titik

Sehingga, gaya rem yang terjadi tiap joint adalah $5,88 \text{ kN} = 588 \text{ kg}$

Bentang jembatan = 50 m

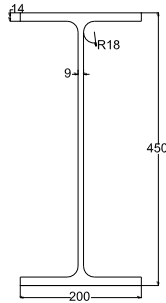
Gaya rem yang terjadi = 130 kN

Joint pada 1 lajur = 20 titik

Sehingga, gaya rem yang terjadi tiap joint adalah $6,50 \text{ kN} = 655 \text{ kg}$

5.1.2 Kontrol Kekuatan Lentur

5.1.2.1 Kontrol Penampang



Gambar 5.5 Penampang gelagar memanjang

Periksa kelangsingan penampang :

a. Sayap :

$$\frac{bf}{2 \cdot tf} \leq \frac{170}{\sqrt{fy}}$$

$$\frac{200}{2 \times 12} \leq \frac{170}{\sqrt{410}}$$

$$8,33 \leq 8,40$$

Penampang Kompak

b. Badan :

$$\frac{h}{tw} \leq \frac{1680}{\sqrt{fy}}$$

$$\frac{390}{8} \leq \frac{1680}{\sqrt{250}}$$

$$48,75 \leq 98,65$$

Penampang Kompak

Penampang Kompak $M_{nx} = M_{px}$

5.1.2.2 Kontrol Tekuk Lateral

Tekuk lateral merupakan suatu ragam kegagalan yang diakibatkan oleh ketidakstabilan suatu elemen struktur yang mengakibatkan terjadinya deformasi kearah lateral atau kesamping keluar bidang pembebanan yang dipengaruhi oleh aksi beban.

Karena penampang kompak, maka kuat lentur nominal penampang adalah $M_n = M_p = Z_x \cdot f_y$

Tekuk Lateral : (RSNI T-03-2005, tabel 8)

$$L = 500 \text{ cm} = 5000 \text{ mm}$$

$$f_r = 70 \text{ MPa}$$

$$G = 8000 \text{ MPa}$$

$$J = \frac{1}{3} \times (2 \times b \times t_f^3 + d \times t_w^3) = 307.200 \text{ mm}^2$$

$$L_r = i_y \left(\frac{X_1}{f_y - f_r} \right) \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 (f_y - f_r)^2}}$$

$$= 1447,13 \text{ cm} = 14471,34 \text{ mm}$$

$L_r > L$ = termasuk dalam bentang panjang, maka kuat nominal komponen struktur terhadap momen lentur harus memenuhi persamaan berikut ini :

$$M_n = C_b \frac{\pi}{L} \sqrt{E \cdot I_y \cdot G \cdot J + \left(\frac{\pi \cdot E}{L} \right)^2 I_y \cdot I_w} \leq M_p$$

Menghitung nilai C_b

Diketahui :

$$P_u = 244,61 \text{ kN}$$

$$q_u = 29,5 \text{ kN/m}$$

$$V_a = V_b = 0,5 \cdot P_u + 0,5 \cdot q_u \cdot L$$

$$= 0,5 \times 244,61 \text{ kN} + 0,5 \times 29,5 \text{ kN/m} \times 5\text{m}$$

$$V_a = V_b = 194,92 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_a = M_c &= V_a \times \frac{1}{4} \times L - 0,5 \cdot \text{qu.} \left(\frac{1}{4} L \right)^2 \\ &= 220,96 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\max} = M_b &= V_a \times \frac{1}{2} \times L - 0,5 \cdot \text{qu.} \left(\frac{1}{2} L \right)^2 \\ &= 396,53 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_b &= \frac{12,5M_{\max}}{2,5M_{\max} + 3M_a + 4M_b + 3M_c} < 2,3 \\ &= 1,29 < 2,3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_p &= Z_x \times f_y \\ &= 1290 \times 4100 = 5289000 \text{ kg.cm} = 52.890 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_r &= S_x \cdot (f_y - f_r) \\ &= 147,20 \times (4100 - 700) = 500.410,30 \text{ kg.cm} = 5004.10 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= C_b \left(M_r + (M_p - M_r) \left(\frac{L_r - L_b}{L_r - L_p} \right) \right) \\ &= 1,27 \left(5004 + (52.890 - 5004,10) \left(\frac{6182,90 - 500}{6182,90 - 168,32} \right) \right) \end{aligned}$$

$$M_n = 63.811.01 \text{ kg.m} > 52.890 \text{ kg.m}$$

$$\text{Diambil } M_n = 52.890 \text{ kg.m} = 5.289.00 \text{ kg.cm}$$

$$M_u = 305,76 \text{ kNm} = 3.116.821 \text{ kg.cm}$$

$$M_u < \phi M_n$$

$$3.116.821 \text{ kg.cm} < 0,9 \times 5.289.00 \text{ kg.cm}$$

$$3.116.821 \text{ kg.cm} < 4.760.100 \text{ kg.cm}$$

Maka penampang memenuhi kekuatan lentur yang terjadi.

5.1.3 Kontrol Lendutan

Lendutan dianalisa berdasarkan kemampuan layan akibat beban hidup untuk gelagar memanjang. Menurut RSNI T-03-2005 psl. 4.7.2 menyatakan bahwa maksimum lendutan diatas gelagar sebagai berikut :

Diketahui :

$$L = 5 \text{ m} = 500 \text{ cm}$$

a. Lendutan ijin :

- $\delta_{\text{ijin}} = \frac{1}{800} \lambda = \frac{1}{800} \times 500 \text{ cm} = 0.625 \text{ cm}$
(RSNI T-03-2005 ps. 4.7.2)

b. Lendutan akibat beban mati :

- $q_D = 19.49 \text{ kN/m} = 19.49 \text{ kg/cm}$

- $\delta_D = \frac{5}{384} \times \frac{q_D \lambda^4}{E I_x}$

$$\begin{aligned} \delta_D &= \frac{5}{384} \times \frac{12.34 \times 500^4}{2100000 \times 28700} \\ &= 0.25 \text{ cm} \end{aligned}$$

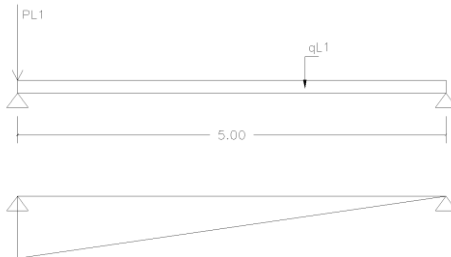
c. Lendutan akibat beban hidup (UDL + KEL) :

$$\begin{aligned} \bullet \delta_{(UDL+KEL)} &= \frac{5}{384} \times \frac{q_L \lambda^4}{E I_x} + \frac{1}{48} \times \frac{P_1 \lambda^3}{E I_x} \\ &= \frac{5}{384} \times \frac{9,28 \times (500)^4}{2 \times 10^6 \times 28700} + \frac{1}{48} \times \frac{974006 \times (500)^3}{2 \times 10^6 \times 28700} \\ &= 0,57 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \bullet \delta_{(UDL+KEL)} &\leq \delta_{ijin} \\ 0,57 &\leq 0,625 \dots \text{ OK} \end{aligned}$$

5.1.4 Kontrol Geser

Gaya geser maksimum terjadi apabila beban hidup berada dekat dengan perletakan dan gambar garis pengaruh yang terjadi seperti gambar di bawah ini :



Gambar 5.6 Garis pengaruh akibat beban hidup

a. Untuk beban hidup (UDL + KEL) menentukan :

$$\begin{aligned} \bullet V_{a \max} &= P_{KEL} + \left(qL_1 \times \frac{1}{2} \times \lambda \right) + \left(QMU \times \frac{1}{2} \times \lambda \right) \\ &= 171,99 + \left(16,71 \times \frac{1}{2} \times 5 \right) + \left(12,23 \times \frac{1}{2} \times 5 \right) \\ &= 244,34 \text{ kN} \\ &= 24.433,86 \text{ Kg} \end{aligned}$$

- $$\frac{h}{t_w} \leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}}$$

$$\frac{386}{9} \leq \frac{1100}{\sqrt{410}}$$

$$42,88 \leq 54,33 \dots\dots \text{OK}$$

- $$V_u \leq \phi \times V_n$$

$$V_u \leq 0,6 \times f_y \times A_w$$

Dimana,

$$A_w = d \times t_w$$

Sehingga :

$$29.410,25 \text{ kg} \leq 0,6 \times 410 \times 450 \times 9$$

$$29.410,25 \text{ kg} \leq 89.667 \quad \text{Ok}$$

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3
Text	mm	Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf
294	4500	COMB1U	ombinatio	Max	-13220.5	6216.68	-15855.63
					T	M2	M3
					Kgf-mm	Kgf-mm	Kgf-mm
					-765.23	13122947	131492537

5.1.5 Perencanaan *Shear Connector* Memanjang

Anggapan garis netral plastis ada pada gelagar

- Kekuatan tekan pada lantai (C)

$$C = 0,85 \cdot f_c' \cdot b_E \cdot h_C + (A \cdot f_y)_c$$

Dimana :

$$(A \cdot f_y)_c = (4+4) \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot (13 \text{ mm})^2 \cdot (360 \text{ MPa})$$

$$= 382.075 \text{ N}$$

$$0,85 \cdot f_c' \cdot b_E \cdot h_C = 0,85 \cdot (35 \text{ MPa}) \cdot (1000 \text{ mm}) \cdot (200 \text{ mm})$$

$$= 5.950.000 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} C &= 382.075 \text{ N} + 5.950.000 \text{ N} \\ &= 6.332.075 \text{ N} \end{aligned}$$

- Kekuatan tarikan pada gelagar (T)

$$\begin{aligned} T &= A_s \cdot f_y \\ &= (84,30 \times 100 \text{ mm}^2) \cdot (410 \text{ MPa}) \\ T &= 3.456.300 \text{ N} < C = 6.332.075 \text{ N} \end{aligned}$$

- Kedalaman daerah tekan pada lantai,

$$\begin{aligned} \alpha &= \frac{T - (A_s \cdot f_y) \cdot c}{0,85 \cdot f_c' \cdot b_E} \\ &= \frac{3.456.300 \text{ N} - 382.075 \text{ N}}{5.950.000 \text{ N}} \end{aligned}$$

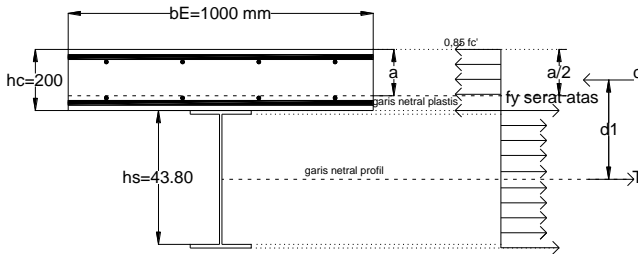
$$\alpha = 34.45 \text{ mm} < h_c = 250 \text{ mm}$$

- Garis netral plastis berada pada lantai beton, perhitungan diulangi, tulangan yang mengalami tekan hanya bagian atas sebanyak 4 tulangan

$$\begin{aligned} (A_s \cdot f_y)_c &= (4) \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot (13 \text{ mm})^2 \cdot (360 \text{ MPa}) \\ &= 192.038 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\alpha = \frac{T - (A_s \cdot f_y)_c}{0,85 \cdot f_c' \cdot b_E} = \frac{3.456.300 \text{ N} - 192.038 \text{ N}}{5.950.000 \text{ N}}$$

$$\alpha = 36.59 \text{ mm} < h_c = 250 \text{ mm}$$



Gambar 5.7 Diagram Tegangan Plastik

$$d1 = \frac{hs}{2} + hc - \frac{\alpha}{2} = \frac{438}{2} + 200 - \frac{36.59}{2} = 2371.71 \text{ mm}$$

- Kekuatan Lentur

Kekuatan lentur nominal

$$\begin{aligned} M_s &= T \times d1 \\ &= 3.456.300 \times 2371,71 \end{aligned}$$

$$M_s = 8.197.331.641,83 \text{ Nmm}$$

Kuat lentur rencana

$$\begin{aligned} M_u &= \Phi \cdot M_s \\ &= 0,9 \times 8.197.331.641,83 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$M_u = 7.377.598.477,60 \text{ Nmm}$$

- Penghubung Geser (*Shear Connector*)

Berdasarkan RSNI T-03-2005

Gaya geser longitudinal dalam keadaan batas (ultimit), $VL^* = T = 3.456.300 \text{ N}$

$$VL = \frac{VL^*}{\phi} = \frac{3.456.300}{0,75} = 4.608.400N$$

Syarat-syarat :

Diameter maksimum,

$$1,5 \text{ tf} = 1,5 \times (14 \text{ mm}) = 21 \text{ mm} = 2,1 \text{ cm}$$

Dipakai konektor 13x75 (lihat lampiran)

$$D = 16 \text{ mm} < 21 \text{ mm}$$

$$L = 75 \text{ mm}$$



Gambar 5.8 Konektor Stud

Jarak antara konektor stud,

- 600 mm = 60 cm, atau
- 2 x tebal lantai = 2 x (200 mm) = 400 mm
- 4 x tinggi *shear connector* = 4 x 75 mm = 300 mm

Mutu Baja Konektor, BJ 55

$$\text{Tegangan putus, } f_u = 550 \text{ MPa}$$

Kekuatan satu connector stud,

$$V_{su} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \cdot f_u$$

$$= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 16^2 \cdot 550 \text{ MPa}$$

$$V_u = 110.528 \text{ N}$$

$$Q_n = 0,5 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \cdot (f_c' \cdot E_c)^{0,5}$$

$$= 0,5 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 16^2 \cdot (35.27.805,57)^{0,5}$$

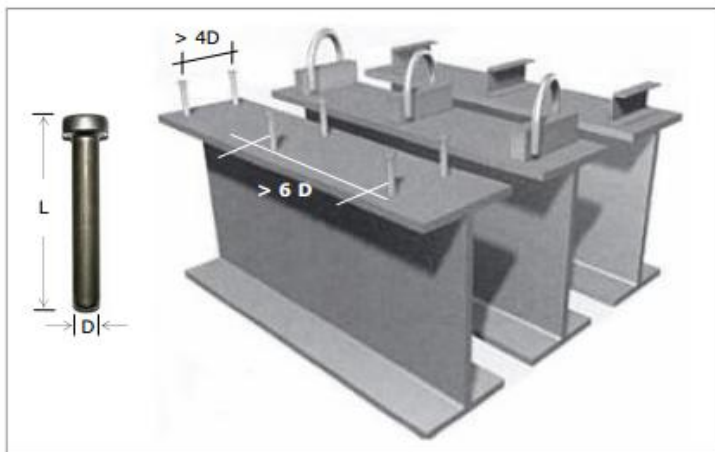
$$Q_n = 99.124 \text{ N}$$

Jumlah konektor stud,

$$n = \frac{V_{LS}}{0,55 \cdot V_{SU}} = \frac{4.608.400N}{99.124N} = 46 \text{ Buah (untuk 2 baris)}$$

Rencanakan 1 baris konekstor stud = 23 Buah (untuk 1 baris sepanjang 5 m)

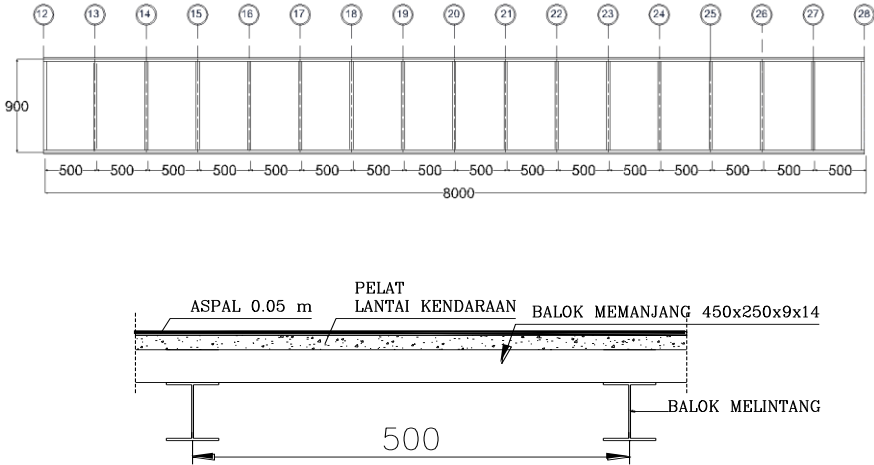
konekstor stud	D	fu	Vsu	VLS	n	n Desain	L	Jarak
	mm	Mpa	N	N	buah	uah/bari	m	cm
16 x 75	16	550	110528	4608400	23	46	5	22



Gambar 5.9 Jarak Antara Konekstor Stud

5.2 Perencanaan Gelagar Melintang

Perencanaan awal gelagar melintang dipilih profil WF dengan dimensi : 900 x 350 x 19 x 36 di bawah ini adalah gambar perencanaan jarak gelagar melintang :



Gambar 5.10 Perencanaan jarak gelagar melintang

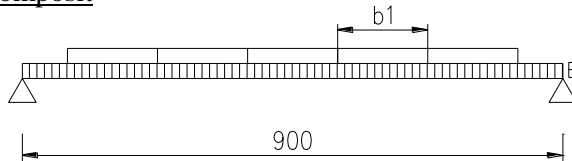
Data-data profil WF 900 x 350 x 19 x 36 :

$$\begin{aligned}
 A &= 412.10 \text{ cm}^2 & ; & & r &= 18 \text{ mm} \\
 w &= 323 \text{ kg/m} & ; & & d &= 900 \text{ mm} \\
 Z_x &= 12.600 \text{ cm}^3 & ; & & t_f &= 36 \text{ mm} \\
 Z_y &= 1470 \text{ cm}^3 & ; & & t_w &= 19 \text{ mm} \\
 I_x &= 565.000 \text{ cm}^4 & ; & & b &= 350 \text{ mm} \\
 I_y &= 25.800 \text{ cm}^4 & ; & & h &= d - 2(t_f + r) = 792 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

5.3.2 Pembebanan

a. Beban Mati

Sebelum komposit



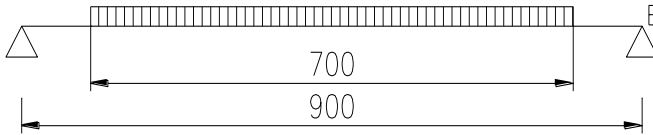
Gambar 5.11 Gelagar melintang (sebelum komposit)

- Berat gelagar memanjang
 $= [(3,230 \times 5)/1,5] \times 1,1$ $= 11,84 \text{ kN/m}$
 - Berat gelagar melintang
 $= 3,230 \times 1,1$ $= 3,55 \text{ kN/m}$
 - Berat pelat beton
 $= 0,2 \times 24 \times 5 \times 1,3$ $= 31,2 \text{ kN/m}$
 - Berat air hujan
 $= 0,05 \times 9,8 \times 1,3$ $= 0,065 \text{ kN/m}$
-
- $qD1 = 47,23 \text{ kN/m}$

○ $qD1(u) = qD1 = 40,49 \text{ kN/m}$

○ $MqD1(u) = \frac{1}{8} \times qD1 \times B^2$
 $= \frac{1}{8} \times 47,23 \text{ kN/m} \times (9\text{m})^2$
 $= 478,24 \text{ kN/m}$

Sesudah Komposit



Gambar 5.12 Gelagar melintang (setelah komposit)

Jenis Beban	Tebal	Berat	Faktor Beban	Panjang Bentang	Beban
	(m)	kN/m		m	kN/m
	(a)	(b)		(c)	(d)
Aspal	0.05	22	1.3	5	7.15
Trotoar	0.2	24	1.3	5	31.2
Kerb	0.2	24	1.3	5	31.2
Total q _{D2}					69.55

- $\sum MB = 0$

$$9.Ra = 31,2 \times 1 \times 8,5 + 7,15 \times 7 \times 4,5 + 31,2 \times 1 \times 0,5$$

$$9 Ra = 265,20 + 225,23 + 15,60$$

$$9 Ra = 506,03$$

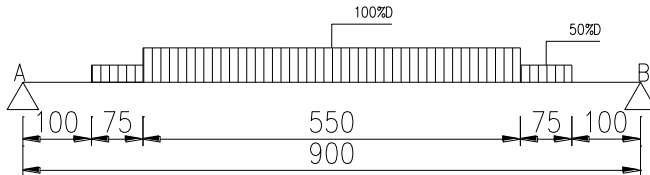
$$Ra = 56,225 \text{ kN}$$

- $M_{qD2} = (Ra.B/2) - (31,20 \times 1 \times 4) - (7,15 \times 3,5 \times 1,75)$
 $= (56,225 \times (9/2)) - 124,80 - 43,79$

$$M_{qD2} = 84,42 \text{ kNm}$$

b. Beban Hidup

Kondisi 1



Gambar 5.13 Pembebanan akibat beban UDL dan KEL (kondisi 1)

- Beban terbagi rata (UDL)

Menurut ketentuan SNI T-02-2005 ps. 6.3.1 (2) untuk :

$$L \geq 30 \text{ m} ; q = 9.0 \times \left(0.5 + \frac{15}{L}\right) \text{ kPa}$$

Pembeban UDL :

$$L = 80 \text{ m} ; q = 9.0 \times \left(0.5 + \frac{15}{80}\right) \text{ kPa}$$

$$q = 6,19 \text{ kPa} = 6,19 \text{ Kg/m}^2$$

Beban yang bekerja :

$$q_{UDL} = 6,19 \times 5 \times 1.8 = 55,69 \text{ kN/m}$$

- Beban garis (KEL)

Beban $P = 49 \text{ kN/m}$ dengan faktor $DLA = 0,3$

Maka beban KEL yang bekerja adalah :

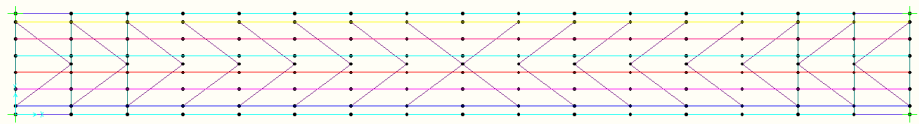
$$\begin{aligned} P_{KEL} &= (1 + DLA) \times P \times K_{TD}^U \\ &= (1 + 0.3) \times 49 \text{ kN/m} \times 1.8 = 114,66 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Beban "D" = Beban UDL + Beban KEL

$$= 55,69 + 114,66 = 170,35 \text{ kN/m}$$

- $q_1 = 100 \% \times 170,35 \text{ kN/m} = 170,35 \text{ kN/m}$
- $q_2 = 50 \% \times 170,35 \text{ kN/m} = 85,17 \text{ kN/m}$

Lane



Gambar 5.14 Lane pada beban KEL (*Moving Load*)

100%	50%
— = Lane 3	— = Lane 2
— = Lane 4	— = Lane 5

$$\Sigma M_B = 0$$

$$9.V_a = 170,25 \times 5,5 \times 4,5 + 85,17 \times 0,75 \times 7,625 + 85,17 \times 0,8 \times 1,375$$

$$9.V_a = 4216,1 + 487,09 + 87,84$$

$$9.V_a = 4791,02$$

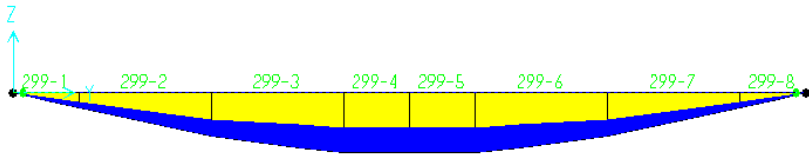
$$V_a = 532,34 \text{ kN}$$

$$M_{\max L1} = V_a \times (B/2) - q_2 \times 0,75 \times 3,125 - q_1 \times 2,75 \times 1,375$$

$$= (532,34 \times 40) - (85,17 \times 0,75 \times 3,125) - (170,35 \times 2,75 \times 1,375)$$

$$= 20449,69 \text{ kNm}$$

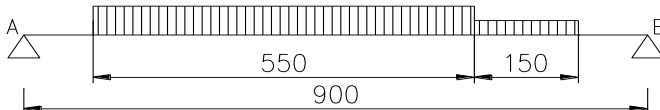
Hasil output SAP momen yang terjadi sebagai berikut :



Gambar 5.15 Hasil output pada gelagar melintang

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	M2	M3
Text	cm	Text	Text	Text	Kgf-cm	Kgf-cm
299	450	COMB1U	ombinatio	Max	77769.9	13530176

Kondisi 2



Gambar 5.16 Pembebanan akibat beban UDL dan KEL (kondisi 2)

Beban "D" = Beban UDL + Beban KEL

$$= 55,69 + 114,66 = 170,35 \text{ kN/m}$$

$$- q_1 = 100 \% \times 170,35 \text{ kN/m} = 170,35 \text{ kN/m}$$

$$- q_2 = 50 \% \times 170,35 \text{ kN/m} = 85,17 \text{ kN/m}$$

$$\Sigma M_B = 0$$

$$9 \cdot V_a = 170,35 \times 5,5 \times 5,25 + 85,17 \times 1,5 \times 1,75$$

$$9 \cdot V_a = 4918,78 + 223,58$$

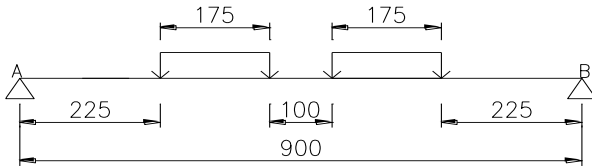
$$9 \cdot V_a = 5142,37$$

$$V_a = 571,37 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_{\max L1} &= V_a \times (B/2) - q_1 \times 5,5 \times 2,75 \text{m} \\ &= (571,37 \times (9/2)) - (170,35 \times 5,5 \times 2,75) \\ &= -5,32 \text{ kNm} \end{aligned}$$

c. Beban Hidup

Kondisi 1



Gambar 5.17 Pembebanan akibat beban truck (kondisi 1)

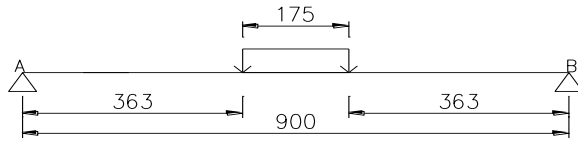
- $T = (1 + 0,3) \times 112,5 = 146,25 \text{ kN} = 14625 \text{ Kg}$
 - $\Sigma M_B = 0$
- $$V_a \times 9 - T \times 1,8 (7,75 + 6 + 5 + 3,25) = 0$$

$$V_a = \frac{579150}{11}$$

$$= 52.650 \text{ Kg}$$

$$\begin{aligned} M_{\max L2 a} &= V_a \times 5,5 - T \times 1,8 \times (2,25 + 0,5) \\ &= 52650 \times 5,5 - 26325 \times (2,25 + 0,5) \\ &= 217.181,25 \text{ kgm} \end{aligned}$$

kondisi 2



Gambar 5.18 Pembebanan akibat beban truck (kondisi 2)

- $T = (1 + 0,3) \times 112,5 = 146,25 \text{ kN}$
 $T_u = 146,25 \text{ kN} \times 1,8 = 263,25 \text{ kN}$

- $\Sigma M_B = 0$

$$9\text{m} \times V_a = T \times 1,8 \times (6,75 \text{ m} + 5 \text{ m} + 4 \text{ m} + 2,25 \text{ m})$$

$$9\text{m} \times V_a = 263,25 \text{ kN} \times 18 \text{ m}$$

$$9\text{m} \times V_a = 4738,50 \text{ kNm}$$

$$V_a = \frac{4738,50 \text{ kNm}}{9\text{m}} = 526,50 \text{ kN}$$

$$M_{\max L2b} = (V_a \times B/2) - T_u \times ((1,75\text{m}+1\text{m})/2) \times (1\text{m}/2)$$

$$= (526,5 \text{ m} \times 4,5 \text{ m}) - (263,25 \text{ kN} \times 2,8\text{m})$$

$$= 1.645,31 \text{ kNm}$$

- $T = (1 + 0,3) \times 112,5 = 146,25 \text{ kN}$
 $T_u = 146,25 \text{ kN} \times 1,8 = 263,25 \text{ kN}$

- $\Sigma M_B = 0$

$$9\text{m} \times V_a = T \times 1,8 \times (5,38 \text{ m} + 3,625 \text{ m})$$

$$9\text{m} \times V_a = 263,25 \text{ kN} \times 9 \text{ m}$$

$$9\text{m} \times V_a = 2369,25 \text{ kNm}$$

$$V_a = \frac{2369,25 \text{ kNm}}{9\text{m}} = 263,25 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_{\max L2 b} &= (V_a \times B/2) - T_u \times (1,75\text{m}/2) \\ &= (263,25 \text{ m} \times 4,5 \text{ m}) - (263,25 \text{ kN} \times 0,875\text{m}) \\ &= 954,28 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Dari kondisi di atas, maka dipilih kondisi yang memberikan M_{\max} terbesar yaitu :

$$M_{\max} = 20.449,69 \text{ kNm}$$

5.3.3 Analisa Kapasitas Penampang Balok Melintang

Analisa kapasitas penampang untuk mengetahui kuat lentur, geser, dan lendutan

Periksa kelangsingan penampang :

c. Sayap :

$$\begin{aligned} \frac{bf}{2 \cdot tf} &\leq \frac{170}{\sqrt{fy}} \\ \frac{350}{2 \times 36} &\leq \frac{170}{\sqrt{410}} \\ 4,86 &\leq 8,40 \end{aligned}$$

Penampang Kompak

d. Badan :

$$\begin{aligned} \frac{h}{tw} &\leq \frac{1680}{\sqrt{fy}} \\ \frac{792}{19} &\leq \frac{1680}{\sqrt{250}} \\ 441,68 &\leq 82,97 \end{aligned}$$

Penampang Kompak

Karena penampang kompak, maka kuat lentur nominal penampang adalah $M_n = M_p = Z_x \cdot f_y$

Tekuk Lateral : (RSNI T-03-2005, tabel 8)

$$L = 9000 \text{ mm}$$

$$f_r = 70 \text{ MPa}$$

$$G = 8000 \text{ MPa}$$

$$J = \frac{1}{3} \times (2 \times b \times t_f^3 + d \times t_w)^3 = 12.944.100 \text{ mm}^2$$

$$C_w = \frac{1}{12} \times t_f \times b f^3 \times \frac{(\sqrt{ht + t_f})^2}{2} = 5,63 \times 10^{13} \text{ mm}^4$$

$$f_L = f_y - f_r = 410 \text{ MPa} - 70 \text{ MPa} = 340 \text{ MPa}$$

$$L_p = 1,76 \times i_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \times 4,33 \sqrt{\frac{2.000.000}{4100}} = 168,32 \text{ cm}$$

$$X_1 = \left(\frac{\pi}{S_x} \right)^2 \sqrt{\frac{EGJA}{2}} = 51.480,33 \text{ MPa}$$

$$X_2 = 4 \left(\frac{\pi}{GJ} \right)^2 \frac{C_w}{I_y} = 0,00000011 \text{ mm}^4/\text{N}^2$$

$$L_r = i_y \left(\frac{X_1}{f_y - f_r} \right) \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 (f_y - f_r)^2}}$$

$$= 16.970,06 \text{ mm}$$

$L_r > L$ = termasuk dalam bentang panjang, maka kuat nominal komponen struktur terhadap momen lentur harus memenuhi persamaan berikut ini :

$$M_n = C_b \frac{\pi}{L} \sqrt{E \cdot I_y \cdot G \cdot J + \left(\frac{\pi \cdot E}{L} \right)^2 I_y \cdot I_w} \leq M_p$$

Menghitung nilai C_b

Diketahui :

$$P_u = 244,61 \text{ kN}$$

$$q_u = 216,94 \text{ kN/m}$$

$$V_a = V_b = 0,5 \cdot P_u + 0,5 \cdot q_u \cdot L$$

$$= 0,5 \times 244,61 \text{ kN} + 0,5 \times 29,5 \text{ kN/m} \times 5 \text{ m}$$

$$V_a = V_b = 980,75 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_a = M_c &= V_a \times \frac{1}{4} \times L - 0,5 \cdot q_u \cdot \left(\frac{1}{4} L \right)^2 \\ &= 2216,81 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\max} = M_b &= V_a \times \frac{1}{2} \times L - 0,5 \cdot q_u \cdot \left(\frac{1}{2} L \right)^2 \\ &= 2.216,81 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_b &= \frac{12,5 M_{\max}}{2,5 M_{\max} + 3 M_a + 4 M_b + 3 M_c} < 2,3 \\ &= 1,29 < 2,3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_p &= Z_x \times f_y \\ &= 1290 \times 4100 = 5289000 \text{ kg.cm} = 52.890 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$M_r = S_x \cdot (f_y - f_r)$$

$$= 147,20 \times (4100-700) = 500.410,30 \text{ kg.cm} = 5004,10 \text{ kg.m}$$

$$\begin{aligned} M_n &= C_b \left(M_r + (M_p - M_r) \left(\frac{L_r - L_b}{L_r - L_p} \right) \right) \\ &= 1,27 \left(5004 + (52.890 - 5004,10) \left(\frac{6182,90 - 500}{6182,90 - 168,32} \right) \right) \end{aligned}$$

$$M_n = 63.811,01 \text{ kg.m} > 52.890 \text{ kg.m}$$

$$\text{Diambil } M_n = 52.890 \text{ kg.m} = 5.289,00 \text{ kg.cm}$$

$$M_u = 305,76 \text{ kNm} = 3.116.821 \text{ kg.cm}$$

$$M_u < \phi M_n$$

$$3.116.821 \text{ kg.cm} < 0,9 \times 5.289,00 \text{ kg.cm}$$

$$3.116.821 \text{ kg.cm} < 4.760.100 \text{ kg.cm}$$

Maka penampang memenuhi kekuatan lentur yang terjadi.

5.3.4 Menentukan Lebar Efektif Pelat Beton

Menurut RSNI T-03-2005 psl. 8.2.1 lebar efektif pelat beton diambil nilai terkecil dari :

- 1/5 x panjang bentang gelagar untuk bentang sederhana atau 1/7 panjang bentang untuk bentang menerus
- Jarak pusat-pusat antara badan gelagar, dan
- 1/12 x tebal minimum lantai

Sehingga tebal efektif beton dapat dihitung dengan menggunakan rumus:

- $b_{\text{eff}} \leq S$
 $\leq 500 \text{ cm}$

Dimana :

$L = 5 \text{ m}$ (panjang gelagar memanjang bentang sederhana)

$b_1 = 1,50 \text{ m}$ (jarak antar gelagar memanjang)

- $b_{\text{eff}} \leq \frac{L}{5}$
 $\leq \frac{500}{5} = 100 \text{ cm}$
- $b_{e2} \leq b_1 = 150 \text{ cm}$

Untuk lebar efektif pelat beton diambil yang terkecil yaitu 100 cm.

Cek kriteria penampang

$$\frac{h}{tw} \leq \frac{1680}{\sqrt{fy}}$$

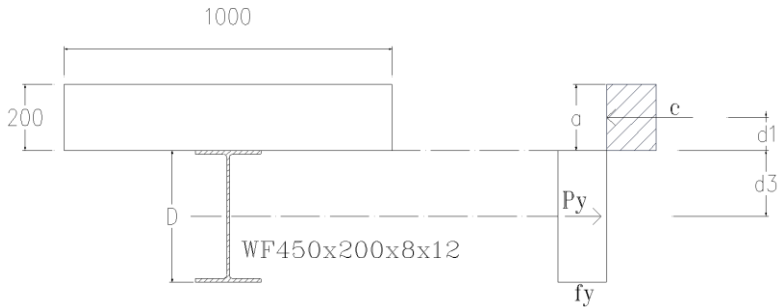
$$\frac{450}{8} \leq \frac{1680}{\sqrt{410}}$$

$$56,25 \leq 82,97 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

a. Menentukan Letak Garis Netral

- Luas beton :

$$A_C = b_{\text{eff}} \times t_b = 100 \text{ cm} \times 20 \text{ cm} = 2000 \text{ cm}^2$$



Gambar 5.19 Distribusi gaya pada penampang

- Luas baja :

$$A_s = 84,30 \text{ cm}^2$$

$$C_1 = A_s \times f_y$$

$$= 84,30 \text{ cm}^2 \times 4100 \text{ kg/cm}^2 = 345.630 \text{ kg}$$

$$C_2 = 0.85 \times f'_c \times A_c$$

$$= 0.85 \times 300 \text{ kg/cm}^2 \times 2000 \text{ cm}^2 = 51.000 \text{ kg}$$

Nilai C diambil yang terkecil = 51.000 kg. Maka dapat disimpulkan letak garis netral berada pada pelat beton.

- Menentukan jarak-jarak dari centroid gaya-gaya yang bekerja

$$a = \frac{C}{0.85 \times f'_c \times b \times e}$$

$$a = \frac{51.000}{0.85 \times 300 \text{ kg/cm}^2 \times 100 \text{ cm}}$$

$$= 20 \text{ cm}$$

$$d1 = t_b - \frac{a}{2} = 20 \text{ cm} - \frac{200 \text{ cm}}{2} = 10 \text{ cm}$$

$d_2 = 0 \rightarrow$ karena baja tidak mengalami tekan

$$d_3 = \frac{d}{2} = \frac{45\text{cm}}{2} = 23\text{cm}$$

- Perhitungan momen

$$p_y = A_s \times f_y$$

$$= 1.27 \times 10^7 \text{ N}$$

$$M_n = c(d_1 + d_2) + p_y \times (d_3 - d_2)$$

$$= 51.000 \text{ kg} \times (10 \text{ cm} + 0) + 1,27 \times 10^7 (23 \text{ cm} - 0)$$

$$= 8.286.675 \text{ kg.cm}$$

$$M_u = \phi \times M_n$$

$$= 0,85 \times 8.286.675 \text{ kg.cm}$$

$$= 7.0434.673,75 \text{ kg.cm}$$

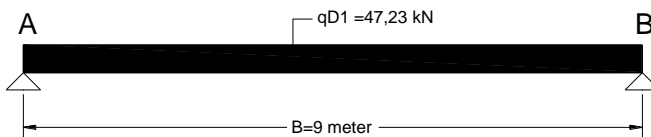
$$= 704,37 \text{ kN.m}$$

Maka penampang telah memenuhi kekuatan lentur yang terjadi sesudah penampang komposit.

5.3.5 Kontrol Kapasitas Geser

- a. Gaya geser sebelum komposit

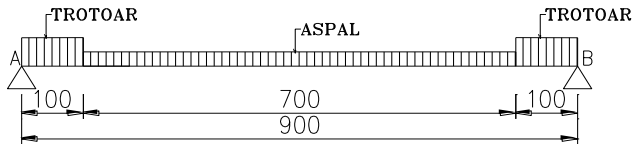
Dari perhitungan V_a sebelumnya, maka didapat gaya geser maksimum :



Gambar 5.20 Gaya geser sebelum komposit

$$\begin{aligned} V_{qD1} &= 0,5 \times QD1 \times B \\ &= 0,5 \times 46.60 \text{ kN/m} \times 9 \text{ m} \end{aligned}$$

- $= 209.68 \text{ kN}$
 $V_{qD1} = 209.683,50 \text{ kg}$
 b. Gaya geser setelah komposit

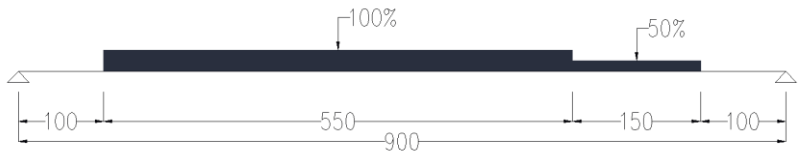


Gambar 5.21 Gaya geser setelah komposit

$$\begin{aligned} \sum MB &= 0 \\ 9 V_a &= 31,2 \times 1 \times 8,5 + 7,15 \times 7 \times 4,5 + 31,2 \times 1 \times 0,5 \\ 9 V_a &= 265,20 + 225,23 + 15,60 \\ 9 V_a &= 506,03 \\ V_a &= 56,225 \text{ kN} \end{aligned}$$

- c. Gaya geser akibat beban hidup

gaya geser maksimum diperoleh jika UDL +KEL tidak simetris, seperti yang ditunjukkan pada gambar di bawah ini:



Gambar 5.22 Gaya Geser akibat beban hidup

$$\text{Beban "D"} = \text{Beban UDL} + \text{Beban KEL}$$

$$= 55,69 + 114,66 = 170,35 \text{ kN/m}$$

$$- q_1 = 100 \% \times 170,35 \text{ kN/m} = 170,35 \text{ kN/m}$$

$$- q_2 = 50 \% \times 170,35 \text{ kN/m} = 85,17 \text{ kN/m}$$

$$\sum MB = 0$$

$$9 V_a = q_1 \times 5,5 \text{ m} \times 5,25 \text{ m} - q_2 \times 5,5 \text{ m} \times 1,75 \text{ m}$$

$$9 V_a = 170,35 \times 5,5 \text{ m} \times 5,25 \text{ m} - 85,17 \times 5,5 \text{ m} \times 1,75 \text{ m}$$

$$9 V_a = 5735,32$$

$$V_{aD} = 637,26 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Maka } V_u &= V_{qD1} + V_a + V_{aD} \\ &= 209,68 \text{ kN} + 56,225 \text{ kN} + 637,26 \text{ kN} \\ &= 903,529 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_u = 903,528,66 \text{ kg}$$

5.3.6 Kontrol Lendutan

Persyaratan untuk balok :

Lendutan akibat beban hidup (UDL+KEL) :

$$\delta_{ijin} = \frac{L}{800} = \frac{900}{800} = 1,13 \text{ cm}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{4700 \times \sqrt{30}} = 7,77$$

$$\text{Lebar efektif setelah komposit} = \frac{b_E}{n} = \frac{180}{7,77} = 23,17 \text{ cm}$$

Perhitungan modulus elastisitas penampang komposit :

Beton :

$$b = 23,169 \text{ cm}$$

$$h = 20 \text{ cm}$$

Baja :

$$b = 30 \text{ cm}$$

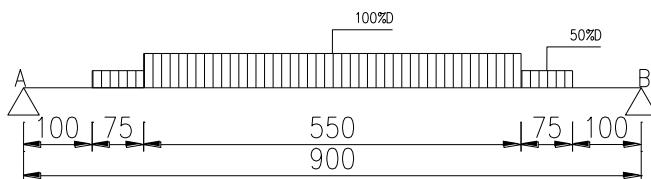
$$h = 70 \text{ cm}$$

Komponen	A	y	A x y	I _o	d	I _o + A .d ²
	cm ²	cm	cm ³	cm ⁴	cm	cm ⁴
Beton	463.37	10.00	4633.73	15445.78	25.89	326027.43
Profil WF	412.10	65.00	26786.50	565000.00	29.11	914224.08
Jumlah	875.47		31420.23			1240251.51

$$y = \frac{A \times y}{\Sigma A} = \frac{24.770,73}{698,87} = 25,16 \text{ cm}$$

$$I_{tr} = 532636,04 \text{ cm}^4$$

Lendutan akibat beban hidup (UDL + KEL) ditunjukkan seperti gambar di bawah ini :



Gambar 5.23 Beban akibat UDL dan KEL

Lendutan yang terjadi didapatkan dengan rumus :

$$\delta = \frac{P_1 \times (a^2 \times b^2)}{3 \times E \times I \times L} + \frac{P_2 \times (c^2 \times d^2)}{3 \times E \times I \times L} + \frac{P_3 \times (a^2 \times b^2)}{3 \times E \times I \times L}$$

Dengan,

$$\begin{aligned} P_1 &= 50\% \times D \times 0.75 \text{ m} \\ &= 50\% \times 170,35 \text{ kN/m} \times 0.75 \text{ m} \\ &= 63,88 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$P_2 = D \times 5.5 \text{ m}$$

$$= 170,35 \text{ kN/m} \times 5.5 \text{ m}$$

$$= 936,91 \text{ kN/m}$$

$$P_3 = 50\% \times D \times 0.75 \text{ m}$$

$$= 50\% \times 170,35 \text{ kN/m} \times 0.75 \text{ m}$$

$$= 63,88 \text{ kN/m}$$

$$a = 1 + \frac{0,75}{2}$$

$$= 1.375 \text{ m} = 137.5 \text{ cm}$$

$$b = 9 \text{ m} - 1.38 \text{ m}$$

$$= 7,63 \text{ m} = 762,50 \text{ cm}$$

$$c = d = \frac{9 \text{ m}}{2}$$

$$= 4.5 \text{ m} = 450 \text{ cm}$$

E = Modulus Elastisitas Baja

$$= 200.000 \text{ kN/cm}^2$$

I = Inersia Komposit

$$= 532636,04 \text{ cm}^4$$

L = Lebar jembatan

$$= 9 \text{ m}$$

$$= 900 \text{ cm}$$

$$\text{Lendutan akibat } P_1 = \frac{63,9 \text{ kN} \times ((137.5 \text{ cm})^2 \times (763 \text{ cm})^2)}{3 \times 200.000 \text{ kN/cm}^2 \times 532636,04 \text{ cm}^4 \times 900 \text{ cm}}$$

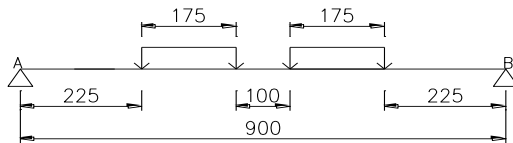
$$= 0.002 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \text{Lendutan akibat } P_2 &= \frac{936,40 \text{ kN} \times ((450\text{cm})^2 \times (450\text{cm})^2)}{3 \times 200.000 \text{ kN/cm}^2 \times 532636,04 \text{ cm}^4 \times 900\text{cm}} \\ &= 0.134 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lendutan akibat } P_3 &= \frac{936,9 \text{ kN} \times ((138\text{cm})^2 \times (763\text{cm})^2)}{3 \times 200.000 \text{ kN/cm}^2 \times 532636,04 \text{ cm}^4 \times 900\text{cm}} \\ &= 0.004 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Total lendutan akibat beban UDL + KEL} &= 0.002 + 0.134 + 0.004 \\ &= 0.140 \text{ cm} \dots < \delta_{ijin} \end{aligned}$$

Lendutan akibat beban Truk ditunjukkan seperti gambar di bawah ini :



Gambar 5.24 Beban Akibat Truk

Lendutan yang terjadi didapatkan dengan rumus :

$$\delta = \frac{P_1 \times (a^2 \times b^2)}{3 \times E \times I \times L} + \frac{P_2 \times (c^2 \times d^2)}{3 \times E \times I \times L} + \frac{P_3 \times (c^2 \times d^2)}{3 \times E \times I \times L} + \frac{P_4 \times (a^2 \times b^2)}{3 \times E \times I \times L}$$

Dengan,

$$P_1 = P_2 = P_3 = P_4 = T = 146\text{kN}$$

$$a = 225 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} b &= 900 \text{ cm} - 225 \text{ cm} \\ &= 675 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} c &= 225 \text{ cm} + 175 \text{ cm} \\ &= 400 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d &= 900 \text{ cm} - 400 \text{ cm} \\ &= 500 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\text{Lendutan akibat } P_1 = \frac{146,25\text{kN} \times ((225\text{cm})^2 \times (675\text{cm})^2)}{3 \times 200.000 \text{ kN/cm}^2 \times 532636,04 \text{ cm}^4 \times 900\text{cm}}$$

$$= 0.012 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \text{Lendutan akibat } P_2 &= \frac{146,25\text{kN} \times ((400\text{cm})^2 \times (500\text{cm})^2)}{3 \times 200.000\text{kN/cm}^2 \times 532636,04 \text{ cm}^4 \times 900\text{cm}} \\ &= 0.020 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lendutan akibat } P_3 &= \frac{146,25\text{kN} \times ((400\text{cm})^2 \times (500\text{cm})^2)}{3 \times 200.000\text{kN/cm}^2 \times 532636,04 \text{ cm}^4 \times 900\text{cm}} \\ &= 0.020 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lendutan akibat } P_4 &= \frac{146,25\text{kN} \times ((225\text{cm})^2 \times (675\text{cm})^2)}{3 \times 200.000\text{kN/cm}^2 \times 532636,04 \text{ cm}^4 \times 900\text{cm}} \\ &= 0.0064 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Total lendutan akibat beban Truk} &= 0.012 \text{ cm} + 0.020\text{cm} + 0.020\text{cm} + \\ &0.0064\text{cm} \\ &= 0,071 \text{ cm} < \delta_{ijin} \end{aligned}$$

5.3.7 Perhitungan *Shear Connector*

Untuk jarak perhitungan *shear connector* menurut RSNI T-03-2005 psl 8.6.3, jarak memanjang antara penghubung tidak boleh lebih besar dari nilai berikut :

- 600 mm
- 2 x tebal lantai
- 4 x tinggi *shear connector*

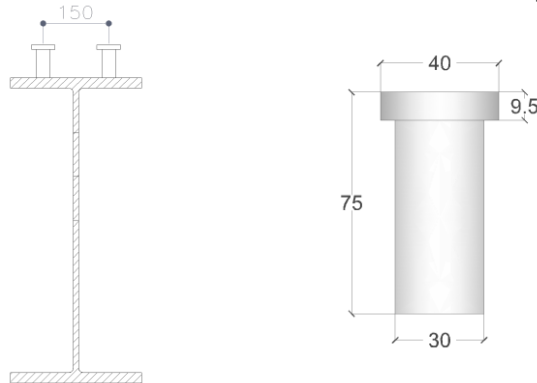
Tinggi minimum dari paku *shear connector* adalah 75 mm dan jarak antar paku *shear connector* dengan ujung flens gelagar tidak boleh kurang dari 25 mm, untuk diameter paku *shear connector* tidak boleh melebihi :

- 1,5 x tebal plat flens bila plat memikul tegangan tarik
- 2,0 x tebal plat flens bila tidak terdapat tegangan tarik

Digunakan *shear connector* jenis paku/stud dengan data-data sebagai berikut :

- Diameter $= 30 \text{ mm} < 1,5 \times 24 = 36 \text{ cm}$

- Tinggi total = 75
- Kuat beton f'_c = 30 MPa $\rightarrow \sigma_c = 0,4 \times f'_c$
= 12 MPa



Gambar 5.25 Dimensi *shear connector*

Direncanakan :

- Jarak melintang antar *shear connector* = 150 mm

5.1.1 Kekuatan *Shear Connector*

Menghitung jumlah stud (*shear connector*) yang dibutuhkan adalah :

Kekuatan tekanan pada lantai, C:

$$V_h = 0,85 \times f'_c \times a \times b_E = A_s \times f_y = 774,56 \times 4100 = 3.175.696 \text{ kg}$$

Digunakan shear connector diameter 30 mm panjang 50 mm. Kuat geser 1 buah shear connector diambil dari nilai yang terkecil di antara :

$$Q_n = 0,5 \times A_{SC} \times \sqrt{f'_c \times E_c} \leq A_{sc} \times f_u$$

Dimana,

A_{sc} = Luas penampang shear connector

$$\begin{aligned} &= \frac{\pi}{4} \times d^2 = \frac{\pi}{4} \times 30^2 \\ &= 706,86 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

E_c = Modulus elastisitas beton

$$\begin{aligned} &= 4700 \times \sqrt{f'_c} \\ &= 4700 \times \sqrt{30} = 25.742,96 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Kekuatan 1 shear connector dinyatakan dengan rumus :

$$\begin{aligned} V_{su} &= 0,5 \times A_{sc} \times \sqrt{f'_c \times E_c} \\ V_{su} &= 0,5 \times 706,86 \times \sqrt{30 \times 25.742,96} \\ &= 310.593,168 \text{ N} \\ &= 31.660,873 \text{ kg} \end{aligned}$$

Dipasang *shear connector* untuk tiap penampang

Gaya geser yang bekerja :

$$\begin{aligned} V_u &= V_{qD1} + V_a + V_{aD} \\ &= 209,68 \text{ kN} + 56,225 \text{ kN} + 637,26 \text{ kN} \\ &= 903,529 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_u = 903,528,66 \text{ kg}$$

Gaya geser per satuan panjang

$$V_L = \frac{V_u \times A_t \times Y_c}{I_t}$$

Dimana :

V_L = Gaya geser longitudinal rencana per satuan panjang.

A_t = Luas transformasi beton.

Y_c = Jarak garis netral penampang komposit terhadap titik berat luas A_t .

I_t = Momen inersia penampang dari penampang komposit.

Maka :

$$V_L = \frac{903.528,66 \times 463.37 \times 10}{532636,04}$$

$$= 7860.30 \text{ kg/cm}$$

Menurut **SNI T-03-2005 ps. 8.6.4.2.**

$$V_L \leq \phi \times V_{LS}$$

$$V_{LS} = 0,55 \times n \times V_{su}$$

Dimana :

n = Jumlah *shear connector* persatuan panjang

V_{su} = Kekuatan geser statis dari *shear connector*

ϕ = Faktor reduksi kekuatan *shear connector*
= 0,55

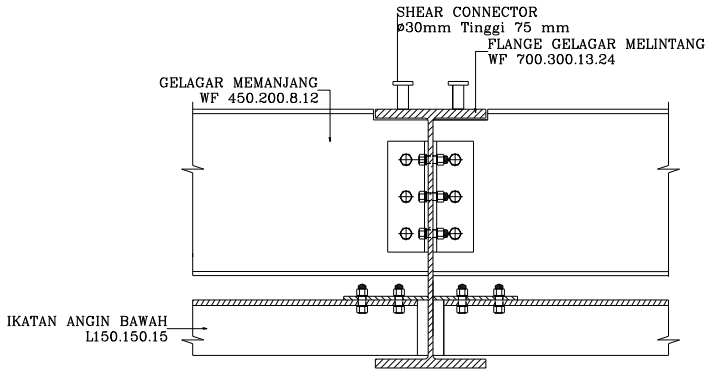
V_{LS} = Gaya geser izin per satuan panjang pada batas layan

Dalam satu satuan panjang gelagar direncanakan terdapat 2 *shear connector*. Maka,

$$V_{LS} = 0,55 \times 2 \times V_{su}$$

$$= 0,55 \times 2 \times 31.660,873 = 34.826,96 \text{ Kg}$$

$$V_L \leq \phi \times V_{LS} \quad \dots \text{OK}$$



Gambar 5.26 Pemasangan *shear connector* dilihat dari gelagar melintang

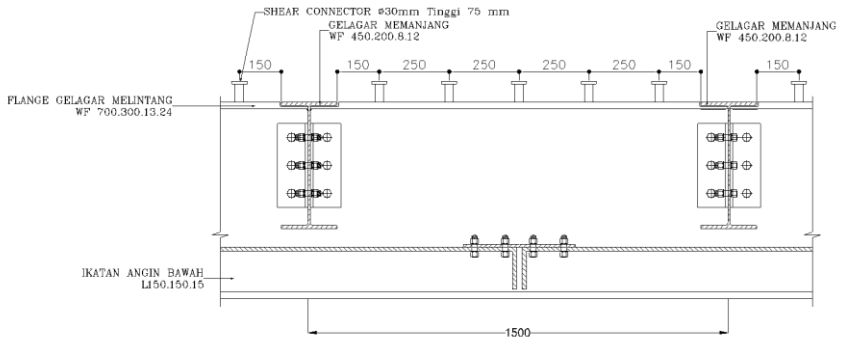
5.1.2 Jarak Pemasangan *Shear Connector*

$$S = \frac{V_{LS}}{V_L} = \frac{34.826,96}{1184,126} = 29,292 \text{ cm}$$

$$= 294,41 \text{ mm} \approx 250 \text{ mm}$$

$$n = 2 \times \frac{900}{25} = 72 \text{ buah}$$

Dipasang *shear connector* per jarak 250 mm, pemasangan *shear connector* ditunjukkan pada gambar di bawah ini :



Gambar 5.27 Pemasangan *shear connector* dilihat dari gelagar memanjang

Rekapitulasi pembebanan

Beban yang ada pada tabel di bawah ini sudah termasuk *Load Factor*

Jenis Beban	Total
Beban Mati	
Aspal	2,15 kN/m
Pelat lantai kendaraan	9,36 kN/m
Profil Baja	0,84 kN/m
Beban Hidup	
UDL	16,71 kN/m
KEL	9,36 kN/m
Rem	200 kN

Rekapitulasi dimensi Konstruksi pada jembatan

Konstruksi	Tipe	Dimensi
Gelagar Memanjang	WF	450 x 200 x 8 x 12
Gelagar Melintang Bentang 50 meter dan 80 meter	WF	900 x 350 x 19 x 36

5.4 Perencanaan Busur

Perencanaan Tinggi Busur

- Konstruksi pemikul utama jembatan merupakan bagian terakhir dari konstruksi bagian atas jembatan yang menerima seluruh beban kendaraan kemudian diteruskan ke tumpuan.
- Pendekatan pertama bentuk geometric busur sebagai persamaan parabola.

➤ Bentang 50 m

Tinggi Busur (f) = 10 m

$$f = \frac{1}{6} \leq \frac{f}{L} \leq \frac{1}{5}$$

$$= \frac{1}{6} \leq \frac{10}{50} \leq \frac{1}{5}$$

$$f = 0,167 \leq 0,20 \leq 0,200 \quad \text{Ok}$$

Perencanaan Tinggi Balok Busur Rangka (h) = 2 m

$$h = \frac{1}{40} \leq \frac{h}{L} \leq \frac{1}{25}$$

$$= \frac{1}{40} \leq \frac{2}{50} \leq \frac{1}{25}$$

$$h = 0,025 \leq 0,040 \leq 0,040 \quad \text{Ok}$$

➤ Bentang 80 m

Tinggi Busur (f) = 16 m

$$f = \frac{1}{6} \leq \frac{f}{L} \leq \frac{1}{5}$$

$$= \frac{1}{6} \leq \frac{16}{80} \leq \frac{1}{5}$$

$$f = 0,167 \leq 0,20 \leq 0,200 \quad \text{Ok}$$

Perencanaan Tinggi Balok Busur Rangka (h) = 3 m

$$h = \frac{1}{40} \leq \frac{h}{L} \leq \frac{1}{25}$$

$$= \frac{1}{40} \leq \frac{3}{80} \leq \frac{1}{25}$$

$$h = 0,025 \leq 0,038 \leq 0,040 \quad \text{Ok}$$

Konstruksi pemikul utama ini terdiri dari :

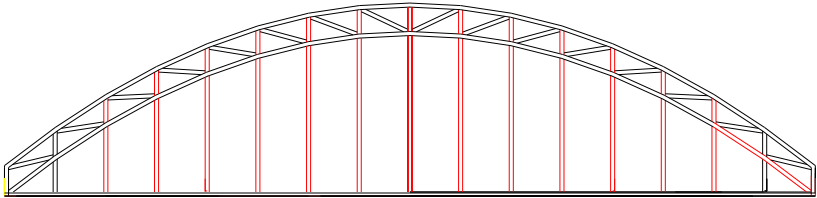
1. Batang penggantung

Batang penggantung merupakan konstruksi penggantung antara pemikul yang berupa busur.

2. Batang penggantung merupakan konstruksi penggantung antara konstruksi lantai kendaraan dengan pemikul yang berupa busur.

5.4.1 Batang penggantung

Panjang batang penggantung dicari dengan menggunakan pendekatan persamaan sumbu geometrik busur.



— = Penggantung jembatan

Gambar 5.28 Penggantung Jembatan (Bentang 80 m)

Dimana :

Y_n = panjang penggantung busur, (m)

$$Y_n = \frac{4 \cdot f \cdot X(L - X)}{L^2}$$

- L = panjang bentang jembatan, (m)
 x = panjang gelagar, (m)
 f = tinggi lengkung busur, (m)
 h = tinggi rangka, (m)
 Y_n' = $f - Y_n$

➤ Jembatan bentang 50 m

Diketahui :

- L = 9 m
 X = 5 m
 f = 10 m
 h = 2 m

Tabel 5.22 Panjang Penggantung Busur (50 m)

No.	X	Y_n	Y_n'
1	0	0.00	10.00
2	5	3.60	6.40
3	10	6.40	3.60
4	15	8.40	1.60
5	20	9.60	0.40
6	25	10.00	0.00
7	30	9.60	0.40
8	35	8.40	1.60
9	40	6.40	3.60
10	45	3.60	6.40
11	50	0.00	10.00

➤ Jembatan bentang 80 m

Diketahui :

- L = 9 m
 X = 5 m

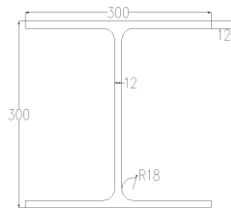
$$f = 15 \text{ m}$$

$$h = 3 \text{ m}$$

Tabel 5.23 Panjang Penggantung Busur (80 m)

No.	X	Y _n	Y _{n'}
1	0	0.00	16.00
2	5	3.75	12.25
3	10	7.00	9.00
4	15	9.75	6.25
5	20	12.00	4.00
6	25	13.75	2.25
7	30	15.00	1.00
8	35	15.75	0.25
9	40	16.00	0.00
10	45	15.75	0.25
11	50	15.00	1.00
12	55	13.75	2.25
13	60	12.00	4.00
14	65	9.75	6.25
15	70	7.00	9.00
16	75	3.75	12.25
17	80	0.00	16.00

➤ Data perencanaan profil WF 300x300x12x12 :



$$\begin{aligned}
 A &= 107,7 \text{ cm}^2 & ; & & r &= 18 \text{ mm} \\
 w &= 84,50 \text{ kg/m} \\
 &= 0,84 \text{ kN/m}^3 & ; & & d &= 300 \text{ mm} \\
 Z_x &= 1.150 \text{ cm}^3 & ; & & t_f &= 12 \text{ mm} \\
 Z_y &= 365 \text{ cm}^3 & ; & & t_w &= 12 \text{ mm} \\
 I_x &= 11.300 \text{ cm}^4 & ; & & b &= 300 \text{ mm} \\
 I_y &= 1600 \text{ cm}^4 & ; & & h &= d - 2(t_f + r) = 240 \text{ mm} \\
 i_x &= 12,5 \text{ cm} & ; & & i_y &= 7,16 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

5.4.2 Pembebanan

a. Beban Angin

Lokasi jembatan sampai 5 km dari pantai, sehingga kecepatan angin rencana (V_w) 35 m/s.

Menurut SNI T-02-2005, Psl 7.6 gaya nominal ultimate pada bangunan atas:

$$T_{EW} = 0,0006 \times C_w \times V_w^2 \times A_b \times K^{U_{ew}} \quad (\text{kN})$$

Dimana :

C_w = koefisien seret (Tabel 27, SNI T-02-2005)
= 1,2 (bangunan atas rangka)

V_w = Kecepatan angin rencana = 30 m/det. (≥ 5 km dari pantai)

A_b = Luas ekuivalen bagian samping jembatan (m^2)

$K^{U_{ew}}$ = Faktor beban ultimit angin sebesar 1,2

Jadi :

$$TEW1 = 0,0006 \times 1,2 \times 30^2 \times A_b \times 1,2 \quad (\text{kN})$$

Sedangkan gaya nominal ultimit pada kendaraan sepanjang jembatan (bekerja pada lantai pada lantai kendaraan) hanya dipikul oleh ikatan angin bawah :

$$T_{EW} = 0,0012 \times C_w \times V_w^2 \times A_b \times K^{U_{ew}} \quad (\text{kN})$$

Bidang vertical muatan hidup ditetapkan sebagai suatu bidang vertical yang mempunyai tinggi menerus sebesar 5 m di atas lantai kendaraan.

Angin pada luasan rangka atas

$$\begin{aligned} Ab &= 30\% \times \text{Luas rangka atas} \\ &= 30\% \times 91,51 \times 2 \times 2 &= 109,81 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_{EW} &= 0,0006 \times C_w \times V_w^2 \times Ab \times K^{U_{ew}} \\ &= 0,0006 \times 1,2 \times 35^2 \times 109,81 \times 1,2 \end{aligned}$$

$$T_{EW} = 116,23 \text{ kN}$$

Dibagi 34 joint, sehingga 1 joint 3,40 kN

Angin pada balok penggantung

$$\begin{aligned} Ab &= 30\% \times \text{Penggantung} \\ &= 30\% \times 935,20 &= 280,56 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_{EW} &= 0,0006 \times C_w \times V_w^2 \times Ab \\ &= 0,0006 \times 1,2 \times 35^2 \times 280,56 &= 247,45 \text{ kN} \end{aligned}$$

Angin pada lantai kendaraan

$$\begin{aligned} Ab &= 30\% \times \text{Penggantung} \\ &= 30\% \times 80 \times 0,30 &= 7,2 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_{EW} &= 0,0012 \times C_w \times V_w^2 \times Ab \\ &= 0,0006 \times 1,2 \times 35^2 \times 7,20 &= 12,70 \text{ kN} \end{aligned}$$

Angin pada kendaraan

$$\begin{aligned} Ab &= 30\% \times \text{Penggantung} \\ &= 30\% \times 5 \times 5 \times 0,30 &= 2,25 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_{EW} &= 0,0012 \times C_w \times V_w^2 \times Ab \\ &= 0,0012 \times 1,2 \times 35^2 \times 2,25 &= 3,97 \text{ kN} \end{aligned}$$

b. Beban Gempa

Nilai SPT

Lapis	NSPT	Kedalaman (m)	Tebal(m)	N=Tebal/NSPT	ΣN	$N=30/\Sigma N$
0	0	0.00	0	0.00	1.73	17.36
1	12	3.60	3.6	0.30		
2	11	5.00	1.4	0.13		
3	13	16.20	11.2	0.86		
4	47	22.40	6.2	0.13		
5	55	26.40	4	0.07		
6	50	30.00	3.6	0.07		
7	43	37.00	7	0.16		

Lokasi jembatan terletak di daerah Gresik, dari nilai SPT ini, maka termasuk ke dalam kelas tanah sedang

Tabel 2 - Kelas situs

Kelas Situs	\bar{V}_s (m/s)	\bar{N}	\bar{S}_u (kPa)
A. Batuan Keras	$\bar{V}_s \geq 1500$	N/A	N/A
B. Batuan	$750 < \bar{V}_s \leq 1500$	N/A	N/A
C. Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak	$350 < \bar{V}_s \leq 750$	$\bar{N} > 50$	$\bar{S}_u \geq 100$
D. Tanah Sedang	$175 < \bar{V}_s \leq 350$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$50 \leq \bar{S}_u \leq 100$
E. Tanah Lunak	$\bar{V}_s < 175$	$\bar{N} < 15$	$\bar{S}_u < 50$
	Atau setiap profil lapisan tanah dengan ketebalan lebih dari 3 m dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air (w) $\geq 40\%$, dan 3. Kuat geser tak terdrainase $\bar{S}_u < 25$ kPa		
F. Lokasi yang membutuhkan penyelidikan geoteknik dan analisis respons dinamik spesifik	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik seperti : - Rentan dan berpotensi gagal terhadap beban gempa seperti likuifaksi, tanah lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung organik tinggi dan/atau gambut (dengan ketebalan > 3 m) - Plastisitas tinggi (ketebalan $H > 7.5$ m dengan $PI > 75$) - Lapisan lempung lunak/medium kaku dengan ketebalan $H > 35$ m		

Catatan : N/A = tidak dapat digunakan

untuk penentuan respon spektra di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi pada periode nol detik, periode pendek ($T=0,2$ detik) dan periode 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode nol detik (F_{PGA}), faktor amplifikasi periode pendek (F_a), dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik (F_v). Tabel . memberikan nilai-nilai F_{PGA} , F_a , dan F_v untuk berbagai klasifikasi jenis tanah

Tabel 3 - Faktor amplifikasi untuk periode 0 detik dan 0,2 detik (F_{PGA}/F_a)

Kelas situs	$PGA \leq 0,1$ $S_s \leq 0,25$	$PGA = 0,2$ $S_s = 0,5$	$PGA = 0,3$ $S_s = 0,75$	$PGA = 0,4$ $S_s = 1,0$	$PGA > 0,5$ $S_s \geq 1,25$
Batuan Keras (SA)	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Batuan (SB)	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Tanah Keras (SC)	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
Tanah Sedang (SD)	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
Tanah Lunak (SE)	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Catatan : Untuk nilai-nilai antara dapat dilakukan interpolasi linier

Keterangan:

PGA adalah percepatan puncak batuan dasar mengacu pada Peta Gempa Indonesia 2010 (Gambar 1 atau Gambar 4).

S_s adalah parameter respons spektral percepatan gempa untuk periode pendek ($T=0.2$ detik) mengacu pada Peta Gempa Indonesia 2010 (Gambar 2 atau Gambar 5).

SS adalah lokasi yang memerlukan investigasi geoteknik dan analisis respons dinamik spesifik.

Interval F_a

0.25	1.60
0.45	1.44
0.50	1.40

Tabel 4 - Besarnya nilai faktor amplifikasi untuk periode 1 detik (F_v)

Kelas situs	$S_T \leq 0,1$	$S_T = 0,2$	$S_T = 0,3$	$S_T = 0,4$	$S_T \geq 0,5$
Batuan Keras (SA)	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Batuan (SB)	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Tanah Keras (SC)	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
Tanah Sedang (SD)	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
Tanah Lunak (SE)	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Catatan : Untuk nilai-nilai antara dapat dilakukan interpolasi linier

Keterangan:

S_T adalah parameter respons spektral percepatan gempa untuk periode 1 detik mengacu pada Peta Gempa Indonesia 2010 (Gambar 3 atau Gambar 6).

SS adalah lokasi yang memerlukan investigasi geoteknik dan analisis respons dinamik spesifik

b. Beban Gempa

Nilai SPT

Lapis	NSPT	Kedalaman (m)	Tebal(m)	N=Tebal/NSPT	ΣN	$N=30/\Sigma N$
0	0	0.00	0	0.00	1.73	17.36
1	12	3.60	3.6	0.30		
2	11	5.00	1.4	0.13		
3	13	16.20	11.2	0.86		
4	47	22.40	6.2	0.13		
5	55	26.40	4	0.07		
6	50	30.00	3.6	0.07		
7	43	37.00	7	0.16		

Lokasi jembatan terletak di daerah Gresik, dari nilai SPT ini, maka termasuk ke dalam kelas tanah sedang

Tabel 2 - Kelas situs

Kelas Situs	\bar{V}_s (m/s)	\bar{N}	\bar{S}_u (kPa)
A. Batuan Keras	$\bar{V}_s \geq 1500$	N/A	N/A
B. Batuan	$750 < \bar{V}_s \leq 1500$	N/A	N/A
C. Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak	$350 < \bar{V}_s \leq 750$	$\bar{N} > 50$	$\bar{S}_u \geq 100$
D. Tanah Sedang	$175 < \bar{V}_s \leq 350$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$50 \leq \bar{S}_u \leq 100$
E. Tanah Lunak	$\bar{V}_s < 175$	$\bar{N} < 15$	$\bar{S}_u < 50$
	Atau setiap profil lapisan tanah dengan ketebalan lebih dari 3 m dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air (w) $\geq 40\%$, dan 3. Kuat geser tak terdrainase $\bar{S}_u < 25$ kPa		
F. Lokasi yang membutuhkan penyelidikan geoteknik dan analisis respons dinamik spesifik	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik seperti : - Rentan dan berpotensi gagal terhadap beban gempa seperti likuifaksi, tanah lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung organik tinggi dan/atau gambut (dengan ketebalan > 3 m) - Plastisitas tinggi (ketebalan $H > 7.5$ m dengan $PI > 75$) - Lapisan lempung lunak/medium kaku dengan ketebalan $H > 35$ m		

Catatan : N/A = tidak dapat digunakan

untuk penentuan respon spektra di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi pada periode nol detik, periode pendek ($T=0,2$ detik) dan periode 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode nol detik (F_{PGA}), faktor amplifikasi periode pendek (F_a), dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik (F_v). Tabel . memberikan nilai-nilai F_{PGA} , F_a , dan F_v untuk berbagai klasifikasi jenis tanah

Tabel 3 - Faktor amplifikasi untuk periode 0 detik dan 0,2 detik (F_{PGA}/F_a)

Kelas situs	$PGA \leq 0,1$ $S_s \leq 0,25$	$PGA = 0,2$ $S_s = 0,5$	$PGA = 0,3$ $S_s = 0,75$	$PGA = 0,4$ $S_s = 1,0$	$PGA > 0,5$ $S_s \geq 1,25$
Batuan Keras (SA)	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Batuan (SB)	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Tanah Keras (SC)	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
Tanah Sedang (SD)	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
Tanah Lunak (SE)	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Catatan : Untuk nilai-nilai antara dapat dilakukan interpolasi linier

Keterangan:

PGA adalah percepatan puncak batuan dasar mengacu pada Peta Gempa Indonesia 2010 (Gambar 1 atau Gambar 4).

S_s adalah parameter respons spektral percepatan gempa untuk periode pendek ($T=0.2$ detik) mengacu pada Peta Gempa Indonesia 2010 (Gambar 2 atau Gambar 5).

SS adalah lokasi yang memerlukan investigasi geoteknik dan analisis respons dinamik spesifik.

Interval F_a

0.25	1.60
0.45	1.44
0.50	1.40

Tabel 4 - Besarnya nilai faktor amplifikasi untuk periode 1 detik (F_v)

Kelas situs	$S_T \leq 0,1$	$S_T = 0,2$	$S_T = 0,3$	$S_T = 0,4$	$S_T \geq 0,5$
Batuan Keras (SA)	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Batuan (SB)	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Tanah Keras (SC)	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
Tanah Sedang (SD)	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
Tanah Lunak (SE)	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Catatan : Untuk nilai-nilai antara dapat dilakukan interpolasi linier

Keterangan:

S_T adalah parameter respons spektral percepatan gempa untuk periode 1 detik mengacu pada Peta Gempa Indonesia 2010 (Gambar 3 atau Gambar 6).

SS adalah lokasi yang memerlukan investigasi geoteknik dan analisis respons dinamik spesifik

Interval Fv

0.10	2.40
0.175	2.10
0.20	2.00

Untuk PGA (percepatan puncak batuan dasar mengacu pada Peta (gambar 1) yang mana memiliki nilai 0.20-0.25

Interval PGA

0.10	0.25
0.225	

Tabel 3. Faktor amplifikasi untuk PGA (F_{PGA}) (ASCE 7-10)

Klasifikasi Site (Sesuai Tabel 2)	S_{PGA}				
	$PGA \leq 0.1$	$PGA = 0.2$	$PGA = 0.3$	$PGA = 0.4$	$PGA \geq 0.5$
Batuan Keras (S_A)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (S_B)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak (S_C)	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
Tanah Sedang (S_D)	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
Tanah Lunak (S_E)	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
Tanah Khusus (S_F)	SS	SS	SS	SS	SS

Interval FPGA

0.3	1.2
0.225	1.35
0.2	1.4

Periode ulang 1000 tahun

S_s (Percepatan batuan dasar pada periode pendek) = 0.45

S_1 (Percepatan batuan dasar pada periode 1 detik) = 0.175

F_a (Faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran) = 1.44

F_v (Faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran) = 2.10

S_{DS} Parameter spektrum respon percepatan pada periode pendek = $F_a \cdot S_s = 0.65$

S_{D1} (Parameter spektrum respon percepatan pada periode 1 detik) = $F_v \cdot S_1 = 0.40$, maka termasuk dalam zona gempa 3

Tabel 5 - Zona gempa

Koefisien percepatan (S_{D1})	Zona gempa
$S_{D1} \leq 0,15$	1
$0,15 < S_{D1} \leq 0,30$	2
$0,30 < S_{D1} \leq 0,50$	3
$S_{D1} > 0,50$	4

Catatan : $S_{D1} = F_v \times S_1$

S_{D1} adalah nilai spektra permukaan tanah pada periode 1.0 detik

F_v adalah nilai faktor amplifikasi untuk periode 1 detik (F_v)

S_1 adalah parameter respons spektra percepatan gempa untuk periode 1.0 detik mengacu pada Peta Gempa Indonesia 2010 (**Gambar 3** atau **Gambar 6**).

PGA = 0.225

FPGA = 1.55

As = $F_{PGA} \times PGA = 0.349$

Untuk mencari koefisien respons gempa elastik mempunyai 3 variabel yang harus diperhatikan, yaitu :

- Untuk $T < T_0$

$$\begin{aligned} T_0 &= 0,20 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \\ &= 0,20 \frac{0,40}{0,65} \\ T_0 &= 0,113 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_{sm} &= (S_{DS} - A_s) \frac{T}{T_0} + A_s \\ &= (0,65 - 0,349) \frac{0}{0,113} + 0,349 \\ C_{sm} &= 0,348 \end{aligned}$$

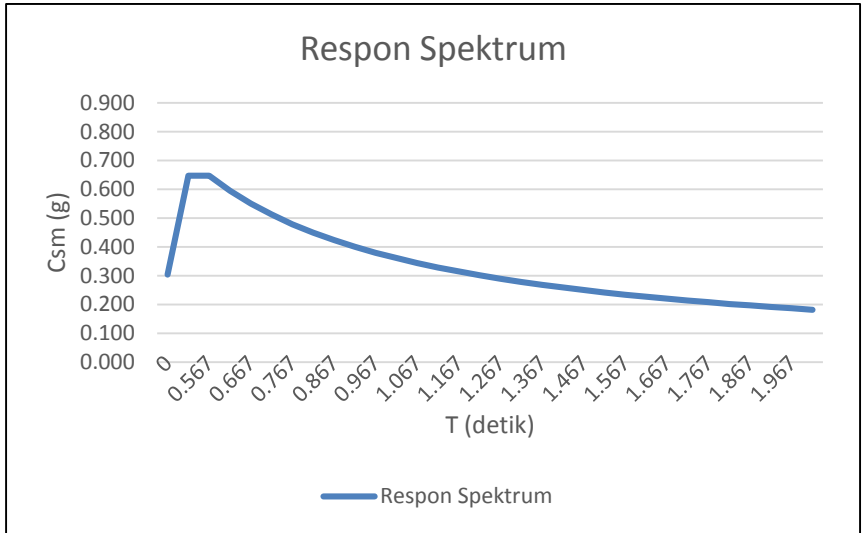
- Untuk $T_0 < T < T_s$

$$C_{SM} = S_{DS} = 0,648$$

- Untuk $T > T_s$, koefisien respons gempa elastik (C_{sm}) didapatkan dari persamaan berikut : $C_{sm} = \frac{S_{D1}}{T}$, sehingga :

Tabel respons gempa elastik

T (detik)	T (detik)	Csm (g)
0	0	0.304
To	0.113	0.648
Ts	0.567	0.648
Ts+0,05	0.617	0.595
Ts+0,05	0.667	0.551
Ts+0,05	0.717	0.512
Ts+0,05	0.767	0.479
Ts+0,05	0.817	0.450
Ts+0,05	0.867	0.424
Ts+0,05	0.917	0.401
Ts+0,05	0.967	0.380
Ts+0,05	1.017	0.361
Ts+0,05	1.067	0.344
Ts+0,05	1.117	0.329
Ts+0,05	1.167	0.315
Ts+0,05	1.217	0.302
Ts+0,05	1.267	0.290
Ts+0,05	1.317	0.279
Ts+0,05	1.367	0.269
Ts+0,05	1.417	0.259
Ts+0,05	1.467	0.250
Ts+0,05	1.517	0.242
Ts+0,05	1.567	0.235
Ts+0,05	1.617	0.227
Ts+0,05	1.667	0.220
Ts+0,05	1.717	0.214
Ts+0,05	1.767	0.208
Ts+0,05	1.817	0.202
Ts+0,05	1.867	0.197
Ts+0,05	1.917	0.192
Ts+0,05	1.967	0.187
Ts+0,05	2.017	0.182



Gambar 5.29 Grafik Respon Spektrum

Gaya gempa harus diasumsikan untuk dapat bekerja dari semua arah lateral. Factor modifikasi respons (R) yang sesuai harus digunakan di kedua arah sumbu orthogonal

Tabel 7 - Faktor modifikasi respons (R) untuk hubungan antar elemen struktur

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

Untuk perencanaan ini, digunakan $R = 0,80$

Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name: gempa x Set Def Name Notes: Modify/Show... Load Case Type: Response Spectrum Design...

Modal Combination:

- CQC GMC r1: 1.
- SRSS GMC r2: 0.
- Absolute
- GMC Periodic + Rigid Type: SRSS
- NRC 10 Percent
- Double Sum

Directional Combination:

- SRSS
- CQC3
- Absolute
- Scale Factor:

Modal Load Case:

Use Modes from this Modal Load Case: MODAL

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	gempa	12.25
Accel	U1	gempa	12.25

Show Advanced Load Parameters

Other Parameters:

Modal Damping: Constant at 0.05 Modify/Show...

OK Cancel

Gambar 5.30 Load Case Data Pada SAP

U1 merupakan Arah yang sama dengan arah X dalam koordinat global. Scale factor I merupakan factor keutamaan struktur ($I=1$), $g =$ satuan percepatan gravitasi ($g=9,8 \text{ m/s}^2$) dan R adalah factor reduksi gaya gempa. Untuk menjadikannya komponen dari gaya luar yang bekerja pada struktur maka nilai C adalah factor respon gempa dimana harus dikalikan satuan gravitasi. Nilai I/R merupakan modifikasi berdasarkan peraturan kegempaan Indonesia.

$$U1 = C \times \frac{I}{R} = 9,80 \times \frac{1}{0.80} = 12.25$$

5.4.3 Konstruksi Busur

a. Bentuk Geometri Busur

Persamaan parabola :

$$\Delta S_n = \sqrt{(Y_n' - Y_{n-1}')^2 + \Delta X^2}$$

➤ Bentang 50

Tabel 5.24 Persamaan parabola busur atas

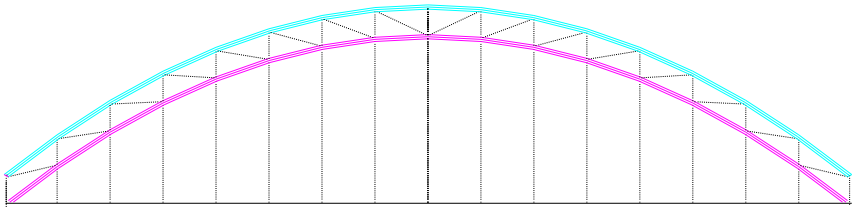
Titik	Segmen	X	Y _n	Y _n '	Δ S _n
		(m)	(m)	(m)	(m)
1		0.00	0.00	10.00	
	1-2				6.16
2		5.00	3.60	6.40	
	2-3				5.73
3		10.00	6.40	3.60	
	3-4				5.39
4		15.00	8.40	1.60	
	4-5				5.14
5		20.00	9.60	0.40	
	5-6				5.02
6		25.00	10.00	0.00	
	6-7				5.02
7		30.00	9.60	0.40	
	7-8				5.14
8		35.00	8.40	1.60	
	8-9				5.39
9		40.00	6.40	3.60	
	9-10				5.73
10		45.00	3.60	6.40	
	10-11				6.16
11		50.00	0.00	10.00	

➤ Bentang 80

Tabel 5.25 Persamaan parabola busur bawah

Titik	Segmen	X	Yn	Yn'	Δ Sn
		(m)	(m)	(m)	(m)
12		0.00	0.00	15.00	
	12-13				6.1123
13		5.00	3.52	11.48	
	13-14				5.8552
14		10.00	6.56	8.44	
	14-15				5.6255
15		15.00	9.14	5.86	
	15-16				5.4267
16		20.00	11.25	3.75	
	16-17				5.2623
17		25.00	12.89	2.11	
	17-18				5.1355
18		30.00	14.06	0.94	
	18-19				5.0492
19		35.00	14.77	0.23	
	19-20				5.0055
20		40.00	15.00	0.00	
	20-21				5.0055
21		45.00	14.77	0.23	
	21-22				5.0492
22		50.00	14.06	0.94	
	22-23				5.1355
23		55.00	12.89	2.11	
	23-24				5.2623
24		60.00	11.25	3.75	
	24-25				5.4267
25		65.00	9.14	5.86	
	25-26				5.6255
26		70.00	6.56	8.44	
	26-27				5.8552
27		75.00	3.52	11.48	
	27-28				6.1123
28		80.00	0.00	15.00	

b. Penampang Busur

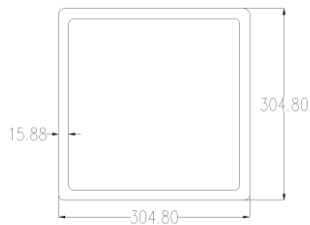


Gambar 5.31 Busur Atas dan Busur Bawah

- = Busur Atas
— = Busur Bawah

5.4.4 Kontrol Desain Box Busur

a. Kontrol Busur 1



Gambar 5.32 Kontrol Busur 1

Profil yang dipakai BOX 12 x 12 x 0,625 (inch)

BOX 228.6 x 228.6 x 15.875 (mm)

$$\begin{aligned}
 A &= 165,80 \text{ cm}^2 & ; & & w &= 93,34 \text{ kg/m} \\
 d &= 304,80 \text{ mm} & ; & & i_x &= 44,958 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 b &= 304,80 \text{ mm} & ; & & i_y &= 44,958 \text{ cm} \\
 t_b &= 15,875 \text{ mm} & ; & & r &= 11,735 \text{ cm} \\
 t_f &= 15,875 \text{ mm} \\
 h &= d - 2(t_f + r) \\
 &= 304,80 - 2 \times (15,875 + 117,35) = 66,93 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Panjang tekuk :

$$L_{kx} = 616.1 \text{ cm}$$

Dari Output SAP 2000, didapatkan :

$$P = 340.460,90 \text{ kg}$$

$$V = 396,01 \text{ kg}$$

Comb.1 (frame 258)

Kriteria dimensi flens dan web:

a. Dimensi flens :

- Untuk menghindari local buckling.

$$\left. \begin{aligned}
 \lambda_f &= \frac{b}{2t_f} = \frac{30,48}{3,175} = 9,6 \\
 \lambda_R &= \frac{625}{\sqrt{fy}} = \frac{625}{\sqrt{410}} = 30,87
 \end{aligned} \right\} \frac{b}{2t_f} < \lambda_R \rightarrow \text{OK}$$

b. Dimensi Web :

- Untuk menghindari terjadinya *flexural buckling* pada badan.

Arah y :

$$\left. \begin{aligned}
 \lambda &= \frac{b}{2t_f} = \frac{22.86}{2.54} = 9,60 \\
 \lambda_p &= \frac{500}{\sqrt{fy}} = \frac{500}{\sqrt{410}} = 24,69
 \end{aligned} \right\} \frac{h}{t_b} < \lambda_R \rightarrow \text{OK}$$

$$\lambda_R = \frac{2550}{\sqrt{fy}} = \frac{2550}{\sqrt{410}} = 125.94$$

$$\lambda < \lambda_p < \lambda_R \quad (\text{penampang kompak})$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= Z_x \times f_y \\
 &= 1786,19 \times 4100 = 7.323.395 \quad \text{kg.cm} \\
 M_{px} &= \phi \times M_n \\
 &= 0,90 \times 7.323.395 \\
 &= 7.323.394,99 \text{ kg.cm} \\
 M_p &> M_u \\
 7.323.394,99 \text{ kg.cm} &> 183.191,18 \text{ kg.cm}
 \end{aligned}$$

➤ Kontrol kelangsingan komponen struktur tekan

$$\lambda_x = \frac{L_k}{i} \leq 140$$

terhadap sumbu x atau y

$$L = 616 \text{ cm}$$

k = 1 (sendi-sendi; RSNI T-03-2005, gambar 3)

$$\lambda_x = \frac{k_c \cdot L}{i_x} = \frac{616 \times 1}{11.73} = 52.50 \leq 140$$

berdasarkan SNI untuk menetapkan parameter kelangsingan sebagai berikut :

$$\lambda_c = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{52.50}{\pi} \sqrt{\frac{4100}{2000000}} = 0.24$$

a. $\lambda_c < 0.25$

$$\omega = 1$$

b. $0.25 < \lambda_c < 1.2$

$$\omega = \frac{1.43}{1.6 - 0.67\lambda_c} = \frac{1.43}{1.6 - 0.67 \times 0.24} = 0.99$$

Kekuatan nominal :

$$P_n = A_g \sqrt{\frac{f_y}{\omega}} = 183.47 \sqrt{\frac{4100}{0.99}} = 757.264,66 \text{ kg}$$

Kekuatan Rencana

$$\begin{aligned}
 \Phi N_n &= 0.85 \times 757.264,66 \text{ kg} \\
 &= 643,674.96 > P_u = 340.460,85
 \end{aligned}$$

Kontrol Penampang
Berdasarkan AISC LRFD

$$\lambda_c < 1.5$$

$$\begin{aligned} f_{cr} &= (0.658^{\lambda_c^2}) f_y \\ &= (0.658^{0.24^2}) 4100 \end{aligned}$$

$$f_{cr} = 154.63 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \Phi P_n &= 0.85 \times f_{cr} \times A_g \\ &= 0.85 \times 154.63 \text{ kg} \times 183.47 \end{aligned}$$

$$\Phi P_n = 24.113,56$$

$$\frac{P_u}{\Phi P_n} = \frac{340.460,85}{24.113,56} = 14.12 > 1$$

➤ Kontrol kelangsingan komponen struktur tarik

Batas kelangsingan batang tarik berdasarkan SNI-1729-2002 pasal 17.4.5.1

$$\lambda_x = \frac{L}{i} = \frac{616}{11.735} = 52,50 \leq 240$$

Batas leleh :

Berdasarkan SNI 03-1729-2002

$$\begin{aligned} \Phi P_n &= 0,90 \times A_g \times f_y \\ &= 0,90 \times 183,46 \times 4100 \\ &= 165,12 \text{ kg} \end{aligned}$$

Batas putus :

$$\begin{aligned} A_e &= 0,75 \times A_g \\ &= 0,75 \times 183,47 \\ &= 137,60 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Phi P_n &= 0,90 \times A_g \times f_u \\ &= 0,90 \times 183,46 \times 5500 \\ &= 681.122,6 \text{ kg} \end{aligned}$$

➤ Kontrol terhadap geser

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,10 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}} \quad \text{dimana } k_n = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2}$$

$$\begin{aligned} k_n &= 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} \\ &= 5 + \frac{5}{\left(\frac{30,48}{30,48}\right)^2} \\ &= 10 \end{aligned}$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{30,48}{1,59} = 19,20$$

$$1,10 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}} = 1,10 \sqrt{\frac{10 \times 2.10^6}{4100}} = 76,827$$

$$19,20 \leq 76,827$$

Sehingga kuat geser nominal :

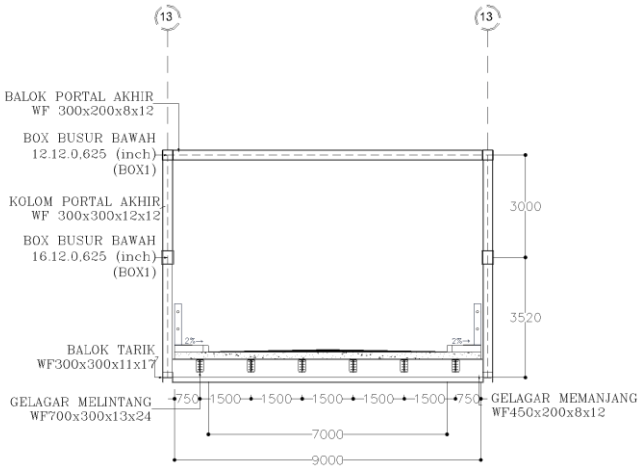
$$\begin{aligned} V_n &= 0,60 f_y A_n \\ &= 0,60 \times 4100 \times 165,81 \\ &= 40.788 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &= \phi V_n \\ &= 0,90 \times 40.788 \end{aligned}$$

$$= 36.709 \text{ kg}$$

$$36.709 \text{ kg} \geq 396,06 \text{ kg}$$

b. Kolom Portal Akhir



Gambar 5.33 Portal Akhir

Beban yang bekerja pada kolom portal $\rightarrow P = 49550.13 \text{ kg}$ pada COMB 1 (frame 214)

Digunakan profil WF modifikasi 300 x 300 x 15 x 15 dengan mutu baja BJ 55

$A = 83,36 \text{ cm}^2$;	$w = 106 \text{ kg/m}$
$d = 300.00 \text{ mm}$;	$i_x = 12,60 \text{ cm}$
$b = 300.00 \text{ mm}$;	$i_y = 4,77 \text{ cm}$
$t_b = 15.00 \text{ mm}$;	$I_x = 25.500 \text{ cm}^4$
$t_f = 15.00 \text{ mm}$;	$I_y = 7.100 \text{ cm}^4$
$S_x = 358,33 \text{ cm}^3$;	$S_y = 118,3 \text{ cm}^3$
$Z_x = 1440 \text{ cm}^3$;	$Z_y = 466 \text{ cm}^3$

- Kontrol terhadap kolom

Panjang tekuk :

$$L = 652 \text{ cm}$$

$$L_k = K_c \times L = 1 \times 652 = 652 \text{ cm}$$

Tekuk terhadap sumbu x :

$$\lambda_x = \frac{L_k}{i_x} = \frac{652}{12,60} = 51,75$$

$$\begin{aligned} N_{crbx} &= \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} A_g = \frac{\pi^2 \times 2.0 \times 10^6}{(51,75)^2} \times 83,36 \\ &= 614.516,21 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\lambda = \lambda_x = 26.18 \rightarrow (\text{menentukan})$$

$$\begin{aligned} \lambda_c &= \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{51,75}{3.14} \sqrt{\frac{4100}{2.0 \times 10^6}} \\ &= 0.746 \end{aligned}$$

Untuk : $0,25 < \lambda_c < 1,2$

→ Kolom menengah

$$\begin{aligned} \omega &= \frac{1,43}{1,6 - 0,67\lambda_c} \\ &= \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \times 0.746} \\ &= 1,30 \end{aligned}$$

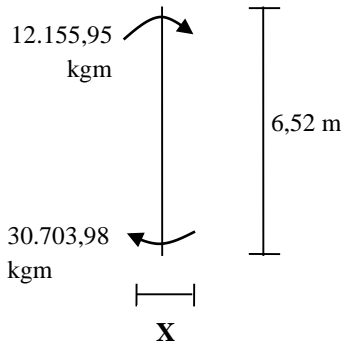
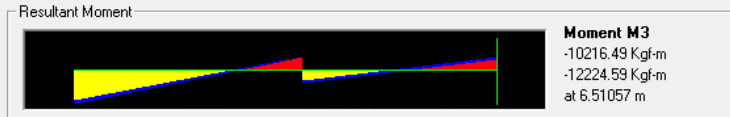
$$\begin{aligned} N_n &= A_g \frac{f_y}{\omega} = 83,36 \times \frac{4100}{1.061} \\ &= 262.984,69 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Kuat rencana kolom :

$$\begin{aligned} N_u &= \phi N_n = 0.85 \times 859015.44 \text{ kg} \\ &= 730163.12 \text{ kg} > 50763.23 \text{ kg} \rightarrow \text{OK!!} \end{aligned}$$

- Kontrol kolom :

$$\text{Gaya yang bekerja} \rightarrow P = 52528,52 \text{ kg}$$



$$- C_{mx} = 0,6 - 0,4\beta \dots (\text{LRFD 7.4-4})$$

$$= 0,6 - 0,4 \left(\frac{12.155,95}{30.703,98} \right) = 0.442$$

$$\delta_{bx} = \frac{C_m}{1 - \left(\frac{N_u}{N_{crbx}} \right)} = \frac{0.517}{1 - \left(\frac{50763.23}{6402771.8} \right)}$$

$$= 0.483 \geq 1.0 \rightarrow \delta_{bx} = 1.0$$

$$M_{ux} = \delta_{bx} \times M_{utx}$$

$$= 1 \times 30.703,98 \text{ kg.m} = 30.703,98 \text{ kgm}$$

- **Kontrol penampang (*Lokal Buckling*)**

Flens :

$$\left. \begin{aligned} \frac{b}{2 t f} &= \frac{300}{2 \times 9} = 10 \\ \lambda_P &= \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{410}} = 8,39 \end{aligned} \right\} \frac{b f}{2 t f} > \lambda_P \rightarrow \text{Tak Kompak}$$

Web :

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{t b} &= \frac{272}{9} = 30,22 \\ \lambda_P &= \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{410}} = 82,97 \end{aligned} \right\} \frac{h}{t b} < \lambda_P \rightarrow \text{OK}$$

$$\lambda_R = \frac{370}{\sqrt{f_y - f_r}} = \frac{370}{\sqrt{410 - 70}} = 20,06$$

Penampang kompak

$$\frac{b}{2 t f} < \lambda_P$$

$$\begin{aligned} M_{px} &= Z_x \cdot f_y \\ &= 1440 \times 4100 = 5.904.000 \quad \text{kgcm} \\ &= 59.040 \quad \text{kgm} \end{aligned}$$

- **Kontrol lateral buckling**

$$L_b = 6.52 \text{ m}$$

$$L_p = 1.76 i_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.76 \times 7,26 \times \sqrt{\frac{2.0 \times 10^6}{4100}}$$

$$= 282,21 \text{ cm}$$

$$J = \frac{1}{3} d \cdot t_b^3 + \frac{2}{3} b \cdot t_f^3$$

$$= \left[\frac{1}{3} \times (30) \times 1,5^3 \right] + \left[\frac{2}{3} \times 30 \times 1,5^3 \right]$$

$$= 93,37 \text{ cm}^4$$

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{E G J A}{2}}$$

$$= \frac{\pi}{358,33} \times \sqrt{\frac{2.0 \times 10^6 \times 8 \times 10^5 \times 93,37 \times 134,80}{2}}$$

$$= 880.121,60 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_w = I_y \frac{h^2}{4} = 7.100 \times \frac{(300 - (2 \times 15))^2}{4}$$

$$= 938.975 \text{ cm}^6$$

$$X_2 = 4 \left[\frac{S_x}{G \cdot J} \right]^2 \frac{I_w}{I_y}$$

$$= 4 \left[\frac{358,33}{8 \times 10^5 \times 93,37} \right]^2 \times \frac{938.975}{7.100}$$

$$= 0,000189 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

$$f_L = f_y - f_r$$

$$= 4100 - 700 = 3400 \text{ kg/cm}^2$$

$$L_r = i_y \left[\frac{X_1}{(f_y - f_r)} \right] \sqrt{1 + \sqrt{(1 + X_2 f_L^2)}}$$

$$= 4,77 \times \left[\frac{48.146,70}{3400} \right] \times \sqrt{1 + \sqrt{1 + (1.8 \times 10^{-5} \times 3400^2)}}$$

$$= 734,244 \text{ cm}$$

$$L_p < L_b < L_r$$

$$185,419 \text{ cm} < 652 \text{ cm} < 734,244 \text{ cm} \rightarrow \text{Bentang Menengah}$$

$$M_r = S_x \cdot (f_y - f_r)$$

$$= 4566.67 \times (3400) = 15526666.67 \text{ kg.cm}$$

$$M_p = Z_x \cdot f_y$$

$$= 4620.0 \times 4100$$

$$= 18942000 \text{ kg.cm}$$

Dari hasil program SAP 2000, didapatkan ;

$$M_{\max} = 67094.96 \quad \text{kg.m}$$

$$M_A = 6361.4525 \quad \text{kg.m}$$

$$M_B = -26605.955 \quad \text{kg.m}$$

$$M_C = -6361.4525 \quad \text{kg.m}$$

$$C_b = \frac{12.5 M_{\max}}{2.5 M_{\max} + 3 M_a + 4 M_b + 3 M_c}$$

$$= \frac{(12.5 \times 67094.96)}{(2.5 \times 67094.96) + (3 \times 6361.4525) + (4 \times -26605.955) + (3 \times -6361.4525)}$$

$$= 0.37 < 2.3 \quad (\text{OKE})$$

$$M_n = C_b \times \left[M_r + (M_p - M_r) \times \frac{L_r - L_b}{L_r - L_p} \right] \leq M_p$$

$$= 0.37 \times \left[155266.667 + (189420 - 155266.667) \times \frac{3.137 - 6.52}{3.137 - 2.682} \right]$$

$$= -195938.4 \text{ kg.cm} < M_p = 194904.15 \text{ kg.cm}$$

$$M_{nx} = -195938.4 \text{ kg.cm} \quad (\text{tekuk lokal menentukan})$$

- Terhadap sumbu x

$$M_{nx} = M_{px} - (M_{px} - M_{rx}) \frac{\frac{bf}{2 \cdot tf} - \lambda p}{\lambda R - \lambda P}$$

$$M_{nx} = 23475484.8 - (23475484.8 - 17170219.81) \frac{5.55 - 8.39}{20.07 - 8.39}$$

$$M_{nx} = 25009958.83 \text{ kg.cm}$$

- **Kontrol interaksi kolom**

$$\frac{N_u}{\phi_c N_n} > 0.2 \dots \text{ (LRFD 11.4-pers 11.36)}$$

$$\frac{50763.23}{0.85 \times 859015.44} < 0.2$$

$$0.070 < 0.2$$

Maka Persamaan yang di pakai :

$$\frac{N_u}{2 \phi_c N_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) < 1.00 \text{ (LRFD 11.4-pers 11.36)}$$

$$0.035 + \frac{8}{9} \left(\frac{67094.96}{12484073} + \frac{13883.05}{124840.73} \right) < 1.00$$

$$0.611 < 1.00 \rightarrow \text{OK}$$

Dari perhitungan kontrol di atas maka konstruksi kuat sebagai portal.

- **Kontrol Kekuatan Terhadap Tekuk**

Kontrol tegangan diambil pada portal yaitu :

$$L = 6.25 \text{ m}$$

$$P = 50763.23 \text{ kg}$$

- **Kelangsingan Penampang**

Panjang tekuk :

$$L_x = 6.25 \text{ m} = 625 \text{ cm}$$

Kondisi tumpuan sendi – sendi , faktor panjang tekuk

$$k = 1,0$$

Arah sumbu lemah (sumbu x)

$$L_{kx} = L_x \times k = 625 \text{ cm} \times 1,0 = 625 \text{ cm}$$

Arah sumbu kuat (sumbu y)

$$L_{ky} = L_y \times k = 625 \text{ cm} \times 1,0 = 625 \text{ cm}$$

- **Kontrol kelangsingan sebagai batang tekan :**

$$\lambda_x = \frac{L_{kx}}{i_x} = \frac{625}{24.90} = 20.52$$

$$\lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{625}{6.90} = 90.58$$

$$\left. \begin{array}{l} \lambda_x = 20.52 \\ \lambda_y = 90.58 \end{array} \right\} \lambda_x < \lambda_y$$

$$\lambda = \lambda_y = 90.58$$

$$\lambda_c = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{fy}{E}} = \frac{90.58}{\pi} \times \sqrt{\frac{410}{2.0 \times 10^6}}$$

$$= 0.41$$

Untuk :

$$0.25 < \lambda_c < 1.2 \rightarrow \omega = \frac{1.43}{1.6 - 0.67 \lambda_c}$$

$$= 1.1$$

- **Kekuatan nominal :**

$$N_n = A_g \times \frac{fy}{\omega} = 222.40 \times \frac{4100}{1.1} \dots \text{ (LRFD 7.6-3)}$$

$$= 828945.45 \text{ kg}$$

- **Kekuatan rencana :**

$$N_u < \phi N_n = 0.85 \times 828945.45 \text{ kg} \dots \text{ (LRFD 9.1-1)}$$

$$50763.23 \text{ kg} < 704603.63 \text{ kg} \rightarrow \text{OK!!}$$

- **Kontrol Penampang :**

- Pelat sayap : (LRFD 7.6.4 tabel 7.5-1)

$$\left. \begin{aligned} \frac{b}{2t_f} &= \frac{300}{2 \times 23} = 6.522 \\ \lambda_R &= \frac{250}{\sqrt{f_y}} = \frac{250}{\sqrt{410}} = 12.35 \end{aligned} \right\} \frac{b_f}{2t_f} < \lambda_R \rightarrow \text{OK}$$

- Pelat badan :

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{t_b} &= \frac{300}{14} = 21.43 \\ \lambda_R &= \frac{665}{\sqrt{f_y}} = \frac{665}{\sqrt{410}} = 32.84 \end{aligned} \right\} \frac{h}{t_b} < \lambda_R \rightarrow \text{OK}$$

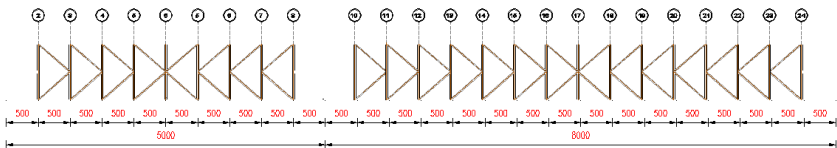
BAB VI

KONSTRUKSI SEKUNDER JEMBATAN

Penggunaan rangka batang sebagai struktur pemikul beban adalah penyusunan elemen menjadi konfigurasi segitiga yang menghasilkan bentuk stabil. Secara umum, setiap rangka batang yang merupakan susunan batang bentuk dasar segitiga merupakan struktur yang stabil.

6.1 Ikatan Angin Pada Busur

Bentuk konstruksi ikatan angin pada busur diasumsikan sebagai konstruksi rangka batang bidang. Dan yang berfungsi sebagai batang horizontal adalah konstruksi busur. Pada perencanaan ini digunakan bentuk ikatan angin K.



Gambar 6.1 Ikatan Angin Atas

Ikatan angin pada busur dipasang mulai dari titik 28 sampai titik 1. Untuk satu titik simpul pada sisi yang terkena beban, menerima beban P yang besarnya diambil rata – rata dari jumlah beban W (beban angin). Beban yang diterima adalah

a. Batang Horizontal

Profil yang dipakai : WF 200.200.12.12

A =	200	cm ²	;	w =	56.20	kg/m
d =	200	mm	;	i _x =	8.35	cm
b =	200	mm	;	i _y =	4.88	cm
tb =	12	mm	;	r =	13	mm

$$\begin{aligned}
 t_f &= 12 \text{ mm} \\
 h &= d - 2(t_f + r) \\
 &= 200 - 2 \times (12 + 13) = 150 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Kontrol Penampang

Periksa kelangsingan penampang :

Sayap :

$$\begin{aligned}
 \frac{bf}{2 \cdot t_f} &\leq \frac{170}{\sqrt{fy}} \\
 \frac{200}{2 \times 12} &\leq \frac{170}{\sqrt{410}} \\
 8,33 &\leq 8,40
 \end{aligned}$$

Badan :

$$\begin{aligned}
 \frac{h}{tw} &\leq \frac{1680}{\sqrt{fy}} \\
 \frac{150}{12} &\leq \frac{1680}{\sqrt{410}} \\
 12,50 &\leq 32,84
 \end{aligned}$$

Penampang Kompak

Penampang Kompak

- Kontrol Sebagai Batang Tarik

Dari Output SAP 2000, didapatkan :

$$\begin{aligned}
 P &= 13343.43 \text{ Kg (frame 470)} \\
 \phi \text{ baut} &= 19 \text{ mm} \\
 \phi \text{ lubang} &= 20.5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Panjang tekuk :

$$\begin{aligned}
 L &= 9.00 \text{ m} \\
 L_k &= k_c \times L = 1 \times 9.00 = 9.00 \text{ m}
 \end{aligned}$$

- Kontrol kelangsingan sebagai batang tarik :

$$\begin{aligned}
 \lambda_{\max} &= \frac{L_k}{i_{\min}} \\
 &= \frac{900}{8.35} = 107.80 \leq 200 \text{ (struktur sekunder)} \quad \text{OK!!}
 \end{aligned}$$

- Kontrol kekuatan leleh :

$$\begin{aligned}
 \phi P_n &= \phi \times f_y \times A_g \\
 &= 0.9 \times 4100 \times 200
 \end{aligned}$$

$$= 738.000 \text{ kg} > 3851.59 \text{ kg} \rightarrow \text{OK!!}$$

- Kontrol kekuatan patah :

$$A_n = 52,68 - (2 \times 2,1 \times 0,9) = 48,99 \text{ cm}^2$$

$$u = 1 - \frac{\bar{x}}{L} = 1 - \frac{9,19}{900}$$

$$= 0,99$$

$$A_e = u \times A_n = 0,92 \times 49,0$$

$$= 48,5 \text{ cm}^2$$

$$\phi P_n = \phi \times f_u \times A_e$$

$$= 0,75 \times 4100 \times 48,5$$

$$= 149.106 \text{ kg} > 13.200,77 \text{ kg} \rightarrow \text{OK!!}$$

- Kontrol kekuatan / Block Shear :

$$A_{gt} = 4 \times (6 \times 0,9) = 21,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{nt} = 4 \times (6 - 0,5 \times 1,9) \times 0,9 = 17,48 \text{ cm}^2$$

$$A_{gv} = 4 \times (6 \times 0,9) = 21,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = 4 \times (6 - 2 \times 2,05) \times 0,9 = 6,8 \text{ cm}^2$$

Putus Tarik

$$f_u \times A_{nt} = 5500 \times 17,48 = 99.505 \text{ kg}$$

$$0,6 \times f_u \times A_{nv} = 0,6 \times 5500 \times 6,8 = 22.572 \text{ kg}$$

Karena putus geser > putus tarik

$$\Phi P_n = \phi [(0,6 \times f_u \times A_{nv}) + (f_y \times A_{gt})]$$

$$= 0,75 [(111.132) + (4100 \times 21,6)]$$

$$= 83.349 \text{ kg} > 13.210 \text{ kg} \rightarrow \text{OK!!}$$

b. Batang Diagonal

Profil yang dipakai : WF 300x200x8x12

$$A = 294 \text{ cm}^2 ; w = 56,80 \text{ kg/m}$$

$$d = 300 \text{ mm} ; i_x = 12,50 \text{ cm}$$

$$b = 200 \text{ mm} ; i_y = 7,16 \text{ cm}$$

$$t_b = 8 \text{ mm} ; t_f = 12 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 h &= d - 2 (tf + r) \\
 &= 300 - 2 \times (12 + 13) = 250 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Kontrol Penampang

Periksa kelangsingan penampang :

Sayap :

$$\begin{aligned}
 \frac{bf}{2 \cdot tf} &\leq \frac{170}{\sqrt{fy}} \\
 \frac{200}{2 \times 12} &\leq \frac{170}{\sqrt{410}} \\
 8,33 &\leq 8,40
 \end{aligned}$$

Badan :

$$\begin{aligned}
 \frac{h}{tw} &\leq \frac{1680}{\sqrt{fy}} \\
 \frac{150}{12} &\leq \frac{1680}{\sqrt{410}} \\
 31,30 &\leq 82,97
 \end{aligned}$$

Penampang Kompak

Penampang Kompak

- Kontrol Sebagai Batang Tarik

Dari Output SAP 2000, didapatkan :

$$P = 79280.85 \text{ Kg (frame 147)}$$

$$\varphi \text{ baut} = 19 \text{ mm}$$

$$\varphi \text{ lubang} = 20.5 \text{ mm}$$

- Panjang tekuk :

$$L = 9.00 \text{ m}$$

$$L_k = k_c \times L = 1 \times 9.00 = 9.00 \text{ m}$$

- Kontrol kelangsingan sebagai batang tarik :

$$\begin{aligned}
 \lambda_{\max} &= \frac{L_k}{i_{\min}} \\
 &= \frac{900}{8.35} = 72 \leq 200 \text{ (struktur sekunder) OK!!}
 \end{aligned}$$

- Kontrol kekuatan leleh :

$$\varphi P_n = \varphi \times f_y \times A_g$$

$$= 0.9 \times 4100 \times 294$$

$$= 1.084.860 \text{ kg} > 79.280,85 \text{ kg} \rightarrow \text{OK!!}$$

- Kontrol Sebagai Batang Tekan
Dari Output SAP 2000, didapatkan :
P = 51.357,16 Kg (Frame 649)
Panjang tekuk :

$$L = \sqrt{25 + 20.25} = 6.73 \text{ m}$$

$$L_k = k_c \times L = 1 \times 6.73 = 6.73 \text{ m}$$

- Kontrol kelangsingan sebagai batang tekan :

$$\lambda_x = \frac{L_{kx}}{i_x} = \frac{672.68}{3.01} = 223,48$$

$$\lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{672.68}{5.80} = 57.99$$

$$\left. \begin{array}{l} \lambda_x = 223,48 \\ \lambda_y = 57.99 \end{array} \right\} \lambda_y > \lambda_x$$

$$\lambda = \lambda_y = 171.17$$

$$\lambda_c = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{166.02}{\pi} \times \sqrt{\frac{410}{2.1 \times 10^5}} = 2.33$$

Untuk :

$$\begin{aligned} \lambda_c \geq 1.2 \quad \rightarrow \quad \omega &= 1,25 \times \lambda_c^2 \\ &= 1,25 \times 2.33^2 \\ &= 6.822 \end{aligned}$$

- Kekuatan nominal :

$$\begin{aligned} N_n &= A_g \times \frac{f_y}{\omega} = 73.5 \times \frac{4100}{7.61} \\ &= 39616.27 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Kekuatan rencana :

$$\begin{aligned} N_u &= \phi N_n = 0.85 \times 39616.3 \\ &= 33673.83 \text{ kg} > 7141.3 \text{ kg} \rightarrow \text{OK!!} \end{aligned}$$

- Kontrol Penampang :

- Pelat sayap :

$$\frac{b}{2 t_f} = \frac{130}{2 \times 15} = 4.33$$

$$\lambda_R = \frac{250}{\sqrt{f_y}} = \frac{250}{\sqrt{410}} = 12,35$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{b}{2 t_f} < \lambda_R \rightarrow \text{OK} \\ \lambda_R = 12,35 \end{array} \right\}$$

- Pelat badan :

$$\frac{h}{t_b} = \frac{130}{15} = 8.67$$

$$\lambda_R = \frac{665}{\sqrt{f_y}} = \frac{665}{\sqrt{410}} = 32.84$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{t_b} < \lambda_R \rightarrow \text{OK} \\ \lambda_R = 32.84 \end{array} \right\}$$

- **Kontrol Sebagai Batang Tarik**

Dari Output SAP 2000, didapatkan :

$$P = P = 51.357,16 \text{ Kg (Frame 649)}$$

$$\varphi \text{ baut} = 19 \text{ mm}$$

$$\varphi \text{ lubang} = 21 \text{ mm}$$

Panjang tekuk :

$$L = \sqrt{25 + 20.25} = 6.73 \text{ m}$$

$$L_k = k_c \times L = 1 \times 6.73 = 6.73 \text{ m}$$

- Kontrol kelangsingan sebagai batang tarik :

$$\lambda_{\max} = \frac{L_k}{i_{\min}}$$

$$= \frac{672.68}{3.01} = 223,48 \leq 300 \text{ (struktur sekunder) OK!!}$$

- Kontrol kekuatan leleh :

$$\varphi P_n = \varphi \times f_y \times A_g$$

$$= 0.9 \times 4100 \times 48,62$$

$$= 179.408 \text{ kg} > 51.357,16 \text{ kg} \rightarrow \text{OK!!}$$

- Kontrol kekuatan patah :

$$\begin{aligned} A_n &= A_g - (4 \times \emptyset_{\text{perlemahan}} \times t_f) \\ &= 4862 - (4 \times 21 \times 13) \\ &= 3770 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_n = 2.1 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} u &= 1 - \frac{\bar{x}}{L} = 1 - \frac{25}{672,68} \\ &= 0.96 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_e &= u \times A_n = 0.96 \times 37,7 \\ &= 36,3 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi P_n &= \phi \times f_u \times A_e \\ &= 0.75 \times 5500 \times 36,3 \\ &= 149.732,92 \text{ kg} > 51.357,16 \text{ kg} \rightarrow \text{OK!!} \end{aligned}$$

- Kontrol kekuatan / Block Shear :

$$A_{gt} = 4 \times (6 \times 1.3) = 31,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{nt} = 4 \times (6 - 0,5 \times 2,1 \times 4) \times 1,3 = 25,7 \text{ cm}^2$$

$$A_{gv} = 4 \times (6 \times 1.3) = 31,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = 4 \times (6 - 2 \times 2,1) \times 1.3 = 9.4 \text{ cm}^2$$

Putus Tarik

$$f_u \times A_{nt} = 5500 \times 25.70 = 141.570 \text{ kg}$$

Putus Geser

$$0.6 \times f_u \times A_{nv} = 0.6 \times 5500 \times 9.4 = 30.888 \text{ kg}$$

Karena putus geser > putus tarik

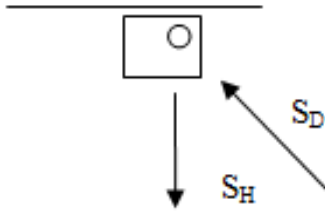
$$\begin{aligned} \Phi P_n &= \phi [(0.6 \times f_y \times A_{gv}) + (f_y \times A_{nt})] \\ &= 0.75 [(0,6 \times 4100 \times 31,2) + (4100 \times 25,70)] \\ &= 218.322 \text{ kg} > 51.357 \text{ kg} \rightarrow \text{OK!!} \end{aligned}$$

Ikatan angin direncanakan berdasarkan gaya batang terbesar dari perhitungan SAP 2000 yaitu :

$$\text{Batang horizontal} \rightarrow S_{\text{maks}} = 13.200,77 \text{ kg}$$

$$\text{Batang diagonal} \rightarrow S_{\text{maks}} = 7.159,47 \text{ kg}$$

Sambungan :



Gambar 6.2 Titik simpul 1

$$SD = 7.159,47 \quad \text{kg}$$

$$SH = 13.200,77 \quad \text{kg}$$

Sambungan batang diagonal ke pelat simpul

$$\text{Gaya batang maksimum} = SD = 7.159,47 \text{ kg}$$

Pakai baut :

$$f_y = 585 \text{ MPa}$$

$$f_{ub} = 825 \text{ MPa}$$

$$d = 19 \text{ mm}$$

Pakai pelat simpul dengan tebal :

$$f_y = 410 \text{ MPa}$$

$$f_u = 550 \text{ MPa}$$

$$t_p = 10 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} V_n &= 1,13 \times \emptyset \times \mu \times mAb \\ &= 1.13 \times 2 \times 0,35 \times 14500 \\ &= 22.939 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$V_d = 1 \times 22.939 = 22.939 \text{ kg}$$

Jumlah baut yang dibutuhkan :

$$nb = \frac{SD}{\phi Rn} = \frac{7.159,47}{22.939} = 0,312$$

$$= 2 \text{ buah}$$

Syarat jarak baut

Syarat jarak baut	:		
3d	≤	S	≤ 15tp
1,5d	≤	S1	≤ (4to + 100) atau 200 mm
1,25 db	≤	S2	≤ 12tp atau 150 mm
Jadi	:		
6,3 cm	≤	10	≤ 30 cm
3,2 cm	≤	6	≤ 18 cm atau 20 cm
2,6 cm	≤	6	≤ 24 cm atau 15 cm

Kekuatan Pelat

Pelat yang digunakan L 150 x 15 dengan 2Ø 19

$$Ag = 150 \times 15 = 2250 \text{ mm}^2 = 22,50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Kuat leleh : } Pu = \phi t \times Ag \times fy$$

$$= 0,9 \times 22,5 \times 4100 = 9.281.250 \text{ kg}$$

$$\Phi_{\text{perlemahan}} = \phi_{\text{baut}} + 1,5 \text{ mm}$$

$$= 19 + 1,5$$

$$= 20,5 \text{ mm}$$

$$An = 2250 - 2 \times 20,5 \times 15 = 2209 \text{ mm}^2$$

$$= 22,09 \text{ cm}^2$$

$$Ae = \mu \times An$$

$$= 1 \times 2209 \text{ mm}^2 = 2209 \text{ mm}^2$$

$$= 22,09 \text{ cm}^2$$

$$\text{Kuat putus : } Pu = \phi t \times Ag \times fy$$

$$= 0,75 \times 22,5 \times 5500 = 9.281.250 \text{ kg}$$

Sambungan batang diagonal ke pelat simpul

$$\text{Gaya batang maksimum} = SD = 7.159,47 \text{ kg}$$

Pakai baut :

$$f_y = 585 \text{ MPa}$$

$$f_{ub} = 825 \text{ MPa}$$

$$d = 19 \text{ mm}$$

Pakai pelat simpul dengan tebal :

$$f_y = 410 \text{ MPa}$$

$$f_u = 550 \text{ MPa}$$

$$t_p = 10 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} V_n &= 1,13 \times \emptyset \times \mu \times mAb \\ &= 1.13 \times 2 \times 0,35 \times 14500 \\ &= 22.939 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$V_d = 1 \times 22.939 = 22.939 \text{ kg}$$

Jumlah baut yang dibutuhkan :

$$\begin{aligned} n_b &= \frac{SD}{\emptyset Rn} = \frac{7.159,47}{22.939} = 0,312 \\ &= 1 \text{ buah} \end{aligned}$$

Syarat jarak baut :

$$3d \leq S \leq 15t_p$$

$$1,5d \leq S1 \leq (4t_o + 100) \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$1,25 \text{ db} \leq S2 \leq 12t_p \text{ atau } 150 \text{ mm}$$

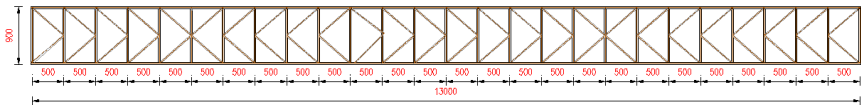
Jadi :

$$6,3 \text{ cm} \leq 10 \leq 30 \text{ cm}$$

$$3,2 \text{ cm} \leq 6 \leq 18 \text{ cm atau } 20 \text{ cm}$$

$$2,6 \text{ cm} \leq 6 \leq 24 \text{ cm atau } 15 \text{ cm}$$

Ikatan Angin Bawah



Gambar 6.3 Ikatan angin bawah

Batang Diagonal

Profil yang dipakai : L 150 x 150 x 15 x 15

A	=	41.74	cm ²	;	g	=	33.6	kg/m
d	=	150	mm	;	i _x	=	4.56	cm
b	=	150	mm	;	i _y	=	4.56	cm
tb	=	15.00	mm	;	tf	=	15.00	mm

- Kontrol Sebagai Batang Tarik

Dari Output SAP 2000, didapatkan :

$$P = 6.6671.79 \text{ Kg} \quad (\text{Frame 4})$$

$$\varphi \text{ baut} = 19 \text{ mm}$$

$$\varphi \text{ lubang} = 21 \text{ mm}$$

Panjang tekuk :

$$L = \sqrt{25 + 20,25} = 6,73 \text{ m}$$

$$L_k = k_c \times L = 1 \times 6,73 = 6,73 \text{ m}$$

- Kontrol Penampang :

- Pelat sayap :

$$\frac{b}{2tf} = \frac{130}{2 \times 15} = 4.33$$

$$\lambda_R = \frac{250}{\sqrt{fy}} = \frac{250}{\sqrt{410}} = 12,35$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{b}{2tf} \\ \lambda_R \end{array} \right\} < \lambda_R \rightarrow \text{OK}$$

- Pelat badan :

$$\frac{h}{tb} = \frac{130}{15} = 8.67$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{tb} \end{array} \right\} < \lambda_R \rightarrow \text{OK}$$

$$\lambda_R = \frac{665}{\sqrt{f_y}} = \frac{665}{\sqrt{410}} = 32.84$$

•

- Kontrol kelangsingan sebagai batang tarik :

$$\begin{aligned}\lambda_{\max} &= \frac{L_k}{i_{\min}} \dots \text{(LRFD 7.6.4)} \\ &= \frac{672,68}{4.56} = 147,52 \leq 300 \text{ (struktur sekunder)}\end{aligned}$$

OK!!

- Kontrol kekuatan leleh :

$$\begin{aligned}\phi P_n &= \phi \times f_y \times A_g \dots \text{(LRFD 10.1.1-2.a)} \\ &= 0.9 \times 4100 \times 41.74 \\ &= 154020.6 \text{ kg} > 79.941,26 \text{ kg} \rightarrow \text{OK!!}\end{aligned}$$

- Kontrol kekuatan patah :

$$\begin{aligned}A_n &= 4174 - (4 \times 1.5 \times 2.1) = 2914 \text{ mm}^2 \\ &= 29,14 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}u &= 1 - \frac{\bar{x}}{L} = 1 - \frac{37,5}{672,681} \\ &= 0.994\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_e &= u \times A_n = 0.994 \times 29,1 \\ &= 29 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi P_n &= \phi \times f_u \times A_e \\ &= 0.75 \times 5500 \times 29 \\ &= 119.532,41 \text{ kg} > 79.941,26 \text{ kg} \rightarrow \text{OK!!}\end{aligned}$$

- Kontrol kekuatan / Block Shear :

$$\begin{aligned}A_{gt} &= 4 \times (4 \times 1.5) &= 24 \text{ cm}^2 \\ A_{nt} &= 4 \times (4 - 2.05 - 0.5) \times 1.5 &= 17,7 \text{ cm}^2 \\ A_{gv} &= 4 \times (10 \times 1.5) &= 60 \text{ cm}^2 \\ A_{nv} &= 4 \times (10 - 2.05 \times 4) \times 1.5 &= 41.1 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

Putus Tarik

$$f_u \times A_{nt} = 5500 \times 17,7 = 97.350 \text{ kg}$$

Putus Geser

$$0,6 \times f_u \times A_{nv} = 0,6 \times 5500 \times 41,1 = 135.630 \text{ kg}$$

Karena putus geser > putus tarik

$$\begin{aligned} \Phi P_n &= \phi [(0,6 \times f_u \times A_{nv}) + (f_y \times A_{gt})] \\ &= 0,75 [(0,6 \times 5500 \times 41,1) + (4100 \times 24)] \\ &= 234.030 \text{ kg} > 79.941,26 \text{ kg} \rightarrow \text{OK!!} \end{aligned}$$

$$\text{Gaya batang maksimum} = SD = 7.159,47 \text{ kg}$$

Pakai baut :

$$f_y = 585 \text{ MPa}$$

$$f_{ub} = 825 \text{ MPa}$$

$$d = 19 \text{ mm}$$

Pakai pelat simpul dengan tebal :

$$f_y = 410 \text{ MPa}$$

$$f_u = 550 \text{ MPa}$$

$$t_p = 10 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} V_n &= 1,13 \times \emptyset \times \mu \times m_{Ab} \\ &= 1,13 \times 2 \times 0,35 \times 14500 \\ &= 22.939 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$V_d = 1 \times 22.939 = 22.939 \text{ kg}$$

Jumlah baut yang dibutuhkan :

$$\begin{aligned} n_b &= \frac{SD}{\phi R_n} = \frac{79.941,26}{22.939} = 3,48 \text{ buah} \\ &= 4 \text{ buah} \end{aligned}$$

Syarat jarak baut :

$$\begin{aligned} 3d &\leq S \leq 15t_p \\ 1,5d &\leq S1 \leq (4t_o + 100) \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ 1,25 d_b &\leq S2 \leq 12t_p \text{ atau } 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{array}{lcl}
 \text{Jadi} & : & \\
 5,7 \text{ cm} & \leq & 6 \leq 30 \text{ cm} \\
 2,9 \text{ cm} & \leq & 4 \leq 14 \text{ cm atau } 20 \text{ cm} \\
 2,4 \text{ cm} & \leq & 4 \leq 12 \text{ cm atau } 15 \text{ cm}
 \end{array}$$

Sambungan batang diagonal ke pelat simpul

$$\text{Gaya batang maksimum} = SD = 7.159,47 \text{ kg}$$

Pakai baut :

$$\begin{array}{l}
 f_y = 585 \text{ MPa} \\
 f_{ub} = 825 \text{ MPa} \\
 d = 19 \text{ mm}
 \end{array}$$

Pakai pelat simpul dengan tebal :

$$\begin{array}{l}
 f_y = 410 \text{ MPa} \\
 f_u = 550 \text{ MPa} \\
 t_p = 10 \text{ mm} \\
 V_n = 1,13 \times \emptyset \times \mu \times m_{Ab} \\
 = 1.13 \times 2 \times 0,35 \times 14500 \\
 = 22.939 \text{ kg}
 \end{array}$$

$$V_d = 1 \times 22.939 = 22.939 \text{ kg}$$

Jumlah baut yang dibutuhkan :

$$\begin{array}{l}
 n_b = \frac{SD}{\emptyset R_n} = \frac{79.941,26}{22.939} = 3,48 \text{ buah} \\
 = 4 \text{ buah}
 \end{array}$$

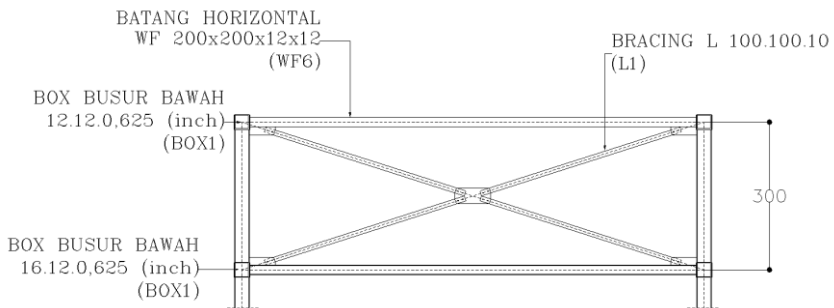
Syarat jarak baut :

$$\begin{array}{lcl}
 3d & \leq & S \leq 15t_p \\
 1,5d & \leq & S_1 \leq (4t_o + 100) \text{ atau } 200 \text{ mm} \\
 1,25 \text{ db} & \leq & S_2 \leq 12t_p \text{ atau } 150 \text{ mm} \\
 \text{Jadi} & : &
 \end{array}$$

6,2 cm	≤	10	≤	15 cm
3,1 cm	≤	6	≤	14 cm atau 20 cm
2,6 cm	≤	6	≤	12 cm atau 15 cm

6.2 Brasing

Pada Brasing atau disebut dengan batang kaku, untuk titik simpul pada sisi yang terkena beban, menerima beban P yang besarnya diambil rata – rata dari jumlah beban W (beban angin), berikut gambar bentuk ikatan brasing :



Gambar 6.4 Brasing

a. Batang Diagonal

Profil yang dipakai : L 100.100.20

$$A = 36.20 \text{ cm}^2 ; g = 28.40 \text{ kg/m}$$

$$d = 100 \text{ mm} ; i_x = 2.93 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ mm} ; i_y = 2.93 \text{ cm}$$

$$t_b = 20 \text{ mm} ; I_x = 311 \text{ cm}^4$$

$$t_f = 20 \text{ mm} ; I_y = 311 \text{ cm}^4$$

$$h = d - 2 (t_f + r)$$

$$= 100 - 2 \times (12 + 0) = 76 \text{ mm}$$

• **Kontrol Sebagai Batang Tekan**

Dari Output SAP 2000, didapatkan :

$$P = 4282.72 \text{ Kg (Frame 272)}$$

Panjang tekuk :

$$L = \sqrt{4.5^2 + 1.5^2} = 4.74 \text{ cm}$$

$$L_k = K_c \times L = 1 \times 4.74 = 4.74 \text{ cm}$$

• **Kontrol kelangsingan sebagai batang tekan :**

$$\lambda_x = \frac{L_{kx}}{i_x} = \frac{540.83}{2.71} = 199.57$$

$$\lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{270.42}{2.71} = 99.78$$

$$\left. \begin{array}{l} \lambda_x = 199.57 \\ \lambda_y = 99.78 \end{array} \right\} \lambda_x > \lambda_y$$

$$\lambda = \lambda_y = 199.57$$

$$\lambda_c = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{199.6}{\pi} \times \sqrt{\frac{410}{2.0 \times 10^5}}$$

$$= 2.88$$

Untuk :

$$\lambda_c \geq 1.2 \rightarrow \omega = 1.25 \times \lambda_c^2$$

$$= 1.25 \times 2.88^2$$

$$= 10.34$$

• **Kekuatan nominal :**

$$N_n = A_g \times \frac{f_y}{\omega} = 17 \times \frac{4100}{10.34}$$

$$= 6740.33 \text{ kg}$$

- **Kekuatan rencana :**

$$N_u = \varphi N_n = 0.85 \times 6740.3$$

$$= 5729.28 \text{ kg} > 4282.7 \text{ kg} \rightarrow \text{OK!!}$$

- **Kontrol Penampang :**

- Pelat sayap :

$$\frac{b}{2t_f} = \frac{100}{2 \times 12} = 4.17$$

$$\lambda_R = \frac{250}{\sqrt{f_y}} = \frac{250}{\sqrt{410}} = 12.35$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{b}{2t_f} \\ \lambda_R \end{array} \right\} \frac{b}{2t_f} < \lambda_R \rightarrow \text{OK}$$

- Pelat badan :

$$\frac{h}{t_b} = \frac{76}{10} = 7.6$$

$$\lambda_R = \frac{200}{\sqrt{f_y}} = \frac{200}{20.2} = 9.88$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{t_b} \\ \lambda_R \end{array} \right\} \frac{h}{t_b} < \lambda_R \rightarrow \text{OK}$$

- **Kontrol Sebagai Batang Tarik**

Dari Output SAP 2000, didapatkan :

$$P = 3715.81 \text{ Kg (Frame 256)}$$

$$\varphi \text{ baut} = 19 \text{ mm}$$

$$\varphi \text{ lubang} = 21 \text{ mm}$$

Panjang tekuk :

$$L = 5.41 \text{ c m}$$

$$L_k = k_c \times L = 1 \times 5.41 = 5.41 \text{ cm}$$

- **Kontrol kelangsingan sebagai batang tarik :**

$$\lambda_{\max} = \frac{L_k}{i_{\min}}$$

$$= \frac{540.83}{2.71} = 199.6 \leq 300 \text{ (struktur sekunder) OK!!}$$

- **Kontrol kekuatan leleh :**

$$\begin{aligned}\phi P_n &= \phi \times f_y \times A_g \\ &= 0.9 \times 4100 \times 17 \\ &= 62730.00 \text{ kg} > 3715.81 \text{ kg} \rightarrow \text{OK!!}\end{aligned}$$

- **Kontrol kekuatan patah :**

$$A_n = 17.00 - (2 \times 2.1 \times 1.2) = 11.96 \text{ cm}^2$$

$$u = 1 - \frac{\bar{x}}{L} = 1 - \frac{25}{540.83}$$

putus geser > putus tarik

$$\Phi P_n = \phi [(0.6 \times f_u \times A_{nv}) + (f_y \times A_{gt})]$$

$$= 0.75 [(162360) + (4100 \times 11.04)]$$

$$= 167034 \text{ kg} > 18782.87 \text{ kg} \rightarrow \text{OK!!}$$

Rekapitulasi Konstruksi Sekunder

Konstruksi Sekunder	
Ikatan Angin Atas	
<ul style="list-style-type: none"> • Batang Horizontal • Batang Diagonal 	WF 200x200x12x12 2L 100x100x10x10
Ikatan Angin Bawah	
<ul style="list-style-type: none"> • Batang Diagonal 	L 150x150x15
Brasing	
<ul style="list-style-type: none"> • Batang Diagonal 	L 100x100x20

7.5 Perencanaan *Elastomeric Bearing Pads*

Perletakan jembatan dapat menggunakan bantalan jembatan elastomer (*elastomeric bearing pads*). "*Elastomeric bearing pads*"

digunakan sebagai perletakan elastomer untuk menahan beban baik secara vertikal maupun horizontal dan meredam getaran sehingga kepala jembatan tidak mengalami kerusakan.

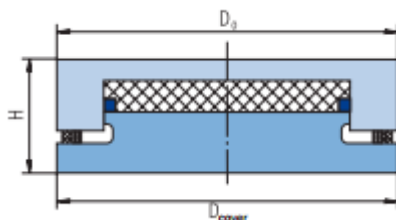
Perencanaan elastomer berdasarkan tipe jembatan bentang panjang, maka dipilih perletakan pot bearing dengan spesifikasi yang telah ditetapkan oleh pabrik.

Dari spesifikasi didapatkan :

Tipe = TF-6
 Load = 6000 kN = 600.000 kg
 H = 106 mm
 Dcover = 600 mm
 Do = 600 mm
 W = 192 kg

Pembebanan jembatan didapatkan dari hasil SAP 2000 yaitu sebagai berikut :

$P_{max} = 562.727,81 \text{ kg} < P_{bearing} = 600.000 \text{ kg}$



Gambar 6.5 Perletakan Pot Bearing

Analisa angkur

Dari SAP 2000 didapatkan :

$P_{max} = 562.727,81 \text{ kg}$
 $V_{max} = 51.519,63 \text{ kg}$

➤ Perencanaan jumlah angkur

Direncanakan jumlah angkur dengan diameter 22 mm

Tahanan ijin 1 baut

Kekuatan geser baut

$$\begin{aligned} V_n &= A \times f_y \times 0,56 \times 0,6 \\ &= 379,94 \times 4100 \times 0,56 \times 0,6 \\ &= 5.234,053 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\text{Kebutuhan angkur} = \frac{H}{V_n} = \frac{51.519,63}{5.234,053} = 9 \text{ buah}$$

Dipasang 10 buah angkur.

Panjang angkur

$$\begin{aligned} L_{db} &= \frac{0,02 \times A_b \times f_y}{f_y^{0,5}} \geq 0,06 \times d_b \times f_y \\ &= \frac{0,02 \times 560 \times 240}{30^{0,5}} \geq 0,06 \times 35 \times 240 \\ &= 509,81 \text{ mm} \geq 504 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L_{db} &= \frac{T}{2 \times 3,14 \times r \times f_c^{0,5}} \\ &= \frac{562.727,81}{2 \times 3,14 \times 32 \times 30^{0,5}} \\ &= 0,978 \text{ m} = 98 \text{ cm} = 100 \text{ cm} \end{aligned}$$



Gambar 6.6 Pemasangan Pot Bearing

Tabel 8.2 Dimensi Pot Bearing

Permissible concrete pressure = 26 N/mm ²					
type of bearing	load V kN	H mm	Dcover mm	Do mm	weight kg
TF - 1	1000	70	270	270	36
TF - 2	2000	80	360	360	62
TF - 3	3000	90	430	430	93
TF - 4	4000	94	490	490	119
TF - 5	5000	101	550	550	155
TF - 6	6000	106	600	600	192
TF - 7	7000	112	650	650	235
TF - 8	8000	116	690	690	269
TF - 9	9000	124	730	730	322
TF - 10	10000	131	770	770	380
TF - 11	11000	135	810	810	427
TF - 12	12000	139	840	840	468
TF - 13	13000	145	880	880	544
TF - 14	14000	150	910	910	598
TF - 15	15000	155	940	940	654
TF - 16	16000	158	970	970	714
TF - 17	17000	161	1000	1000	768
TF - 18	18000	168	1030	1030	856
TF - 19	19000	170	1060	1060	913
TF - 20	20000	175	1090	1090	994
TF - 22	22000	183	1140	1140	1127
TF - 24	24000	190	1190	1190	1277
TF - 26	26000	198	1240	1240	1449
TF - 28	28000	203	1280	1280	1570
TF - 30	30000	210	1330	1330	1754

BAB VII PERHITUNGAN SAMBUNGAN

Alat sambung yang digunakan adalah baut mutu tinggi (HTB) yang perencanaannya berdasarkan AISC – LRFD.

Tabel 7.1 Karakteristik Baut Mutu Tinggi

Type Baut	Diameter (mm)	Proof Stress (Mpa)	Kuat Tarik Min. (Mpa)
A307	6.37 - 104	-	60
A325	12.7 - 25.4	585	825
28.6-38.1	510	725	
A490	12.7 - 38.1	825	1035

Sumber :

Tabel 7.2 Gaya Tarik Maksimum dan Minimum Baut A325

Ukuran nominal	Proof load/Gaya Tarik Maksimum (kN)	Gaya Tarik Minimum (kN)
M16	94,2	91
M20	147	142
M22	182	176
M24	212	205
M27	275	267
M30	337	326
M36	490	475

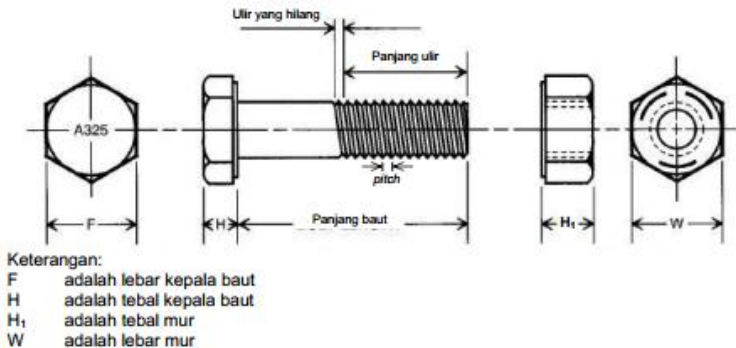
Sumber : Pedoman Pemasangan Baut Jembatan 2015

Tabel 7.3 Diameter baut standar ASTM dan ISO pada jembatan

Ukuran nominal	Diameter nominal (mm)	Pitch (mm)	Luas Area Tegangan (mm²)
M16	16	2,0	157
M20	20	2,5	245
M22	22	2,5	303

M24	24	3,0	353
M27	27	3,0	459
M30	30	3,5	561
M36	36	4	817

Sumber : Pedoman Pemasangan Baut Jembatan 2015



Gambar 7.1 Bagian-bagian baut

- **Kekuatan friksi**

$$R_u \leq R_n$$

Kuat geser nominal satu baut dalam sambungan tipe friksi yang ditentukan sebagai berikut :

$$R_n = 1,3 \times \mu \times m \times T_b$$

Keterangan :

R_n = kuat nominal baut

μ = koefisien gesek untuk bidang kontak dalam keadaan bersih (0,35)

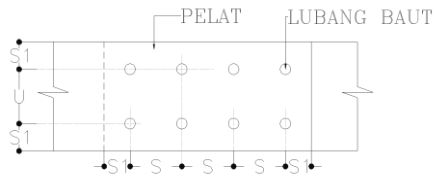
m = jumlah bidang geser

T_b = gaya Tarik baut minimum, (lihat Tabel 9.1)

ϕ = factor reduksi kekuatan

= 1 (untuk lubang standart)

- Syarat jarak baut berdasarkan segi pelaksanaan



Gambar 7.2 Syarat jarak baut

$$3 d_b \leq S \leq 15t_p$$

$$1,5 d_b \leq S_1 \leq (4t_p + 100) \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$1,25d_b \leq S_2 \leq 12t_p \text{ atau } 150 \text{ mm}$$

(t_p = tebal pelat terkecil; d_b = diameter baut)

- Ukuran lubang baut

SNI 03-1729-2002, psl 17.3.6

$d \leq 24 \text{ mm}$, $d1 = d + 2 \text{ mm}$

$d > 24 \text{ mm}$, $d1 = d + 3 \text{ mm}$

7.1 Sambungan Gelagar Melintang – Gelagar Memanjang

Data – data perencanaan :

- Profil gelagar melintang WF 900 x 350 x 19 x 36
 - Profil gelagar memanjang WF 450 x 200 x 9 x 14
 - Pelat penyambung $\rightarrow t_p = 5 \text{ mm}$; BJ 41
 - Baut $\rightarrow d_b = 20 \text{ mm}$; BJ 41
 - Φ lubang = $20 + 2 = 22 \text{ mm}$ (dibor)
- **Sambungan pada gelagar memanjang (2 bidang geser)**
Kekuatan ijin 1 baut :

Gaya yang bekerja adalah gaya geser maksimum antara gelagar memanjang dengan gelagar melintang

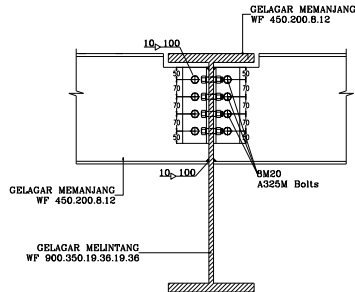
$$P = 509.660,82 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} R_n &= 1,13 \times \mu \times m \times T_b \\ &= 1,13 \times 0,35 \times 2 \times 82500 \\ &= 65.257,5 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \emptyset R_n &= 1 \times 65.257,5 \text{ kg} \\ &= 65.257,5 \text{ kg} \end{aligned}$$

Jumlah baut yang dibutuhkan :

$$\begin{aligned} nb &= \frac{Ru}{\emptyset R_n} = \frac{509.660,82}{65.257,5} = 7.8 \\ &= 8 \text{ buah} \end{aligned}$$



Syarat jarak baut berdasarkan segi pelaksanaan :

(d = 2.0 cm)

$$2,5 d_b \leq S \leq 7 d_b \text{ atau } 14 t_p$$

$$2,5 d_b \leq U \leq 7 d_b \text{ atau } 14 t_p$$

$$1,5 d_b \leq S_1 \leq 3 d_b \text{ atau } 6 t_p$$

$$55 \leq 100 \leq 154 \text{ atau } 140$$

$$55 \leq 100 \leq 154 \text{ atau } 140$$

$$33 \leq 50 \leq 66 \text{ atau } 60$$

$$\text{Luas} = 300 \text{ mm}^2$$

Kontrol pelat siku

Pelat yang digunakan 400.4,5

Luas geser pelat siku

$$\begin{aligned} \text{Anv} &= (L - n \times d1) \times t_p \\ &= (40 - 2 \times 2,2) \times 4,5 \\ \text{Anv} &= 160.20 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Kuat rencana

$$\begin{aligned} \Phi \times Rn &= \phi \times 0,6 \times f_u \times \text{Anv} \\ &= 0,75 \times 0,6 \times 5500 \times 160.20 \\ &= 396.495 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Ada 2 siku

$$\begin{aligned} 2 \times \phi \times Rn &= 509.660,82 \text{ kg} \\ 555.093 &> 509.660,82 \text{ cocok} \end{aligned}$$

• Sambungan pada gelagar melintang

Kekuatan ijin 1 baut :

$$P = 40.350,023 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} Rn &= 1,13 \times \emptyset \times \mu \times mAb \\ &= 1.13 \times 2 \times 0,35 \times 82.500 \end{aligned}$$

$$Rn = 65.257,5 \text{ kg}$$

$$\emptyset Rn = 1 \times 65.257,5 = 65.257,5 \text{ kg}$$

Jumlah baut yang dibutuhkan :

$$nb = \frac{Ru}{\phi Rn} = \frac{40.350,023}{65.257,5} = 0,62$$

$$= 4 \text{ buah}$$

Kontrol pelat siku

$$Agv = 30 \times 1$$

$$= 30 \text{ cm}^2$$

$$Anv = (L - n \times d1) \text{ tp}$$

$$= (30 - 2 \times 2,2) \times 0,5$$

$$Anv = 12,8 \text{ cm}^2$$

Kuat rencana

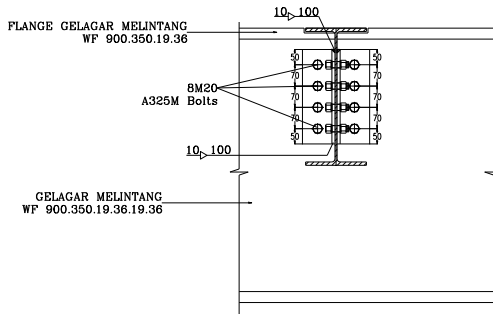
$$\phi \times Rn = \phi \times 0,6 \times fu \times Anv$$

$$= 0,75 \times 0,6 \times 5500 \times 12,8$$

$$= 47.520 \text{ cm}^2$$

Ada 2 siku $2 \times \phi \times Rn = 285.120 \text{ kg}$

$95.040 > 25.088,96$ cocok



Gambar 7.3 Sambungan Gelagar Melintang – Gelagar Memanjang

7.2 Sambungan Batang Melintang – Batang Tarik

Data – data perencanaan :

- Profil gelagar melintang 900 x 350 x 19 x 36
- Profil gelagar tarik WF 300 x 300 x 12 x 12
- Pelat penyambung $\rightarrow t_p = 5 \text{ mm}$; BJ 41
- Baut $\rightarrow d_b = 20 \text{ mm}$; BJ 41
 $\Phi \text{ lubang} = 20 + 2 = 22 \text{ mm (dibor)}$

• **Sambungan pada gelagar melintang (1 bidang geser)**

Kekuatan ijin 1 baut :

Kekuatan ijin 1 baut :

$$P = 40.350,023 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} R_n &= 1,13 \times \emptyset \times \mu \times mAb \\ &= 1,13 \times 2 \times 0,35 \times 82.500 \end{aligned}$$

$$R_n = 65.257,5 \text{ kg}$$

$$\emptyset R_n = 1 \times 65.257,5 = 65.257,5 \text{ kg}$$

Jumlah baut yang dibutuhkan :

$$\begin{aligned} n_b &= \frac{Ru}{\emptyset R_n} = \frac{40.350,023}{65.257,5} = 0,62 \\ &= \mathbf{4 \text{ buah}} \end{aligned}$$

Kontrol pelat siku

$$\begin{aligned} A_{gv} &= 30 \times 1 \\ &= 30 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{nv} &= (L - n \times d_1) t_p \\ &= (30 - 2 \times 2,2) 0,5 \end{aligned}$$

$$A_{nv} = 12,8 \text{ cm}^2$$

Kuat rencana

$$\Phi \times R_n = \phi \times 0,6 \times f_u \times A_{nv}$$

$$= 0,75 \times 0,6 \times 5500 \times 12,8$$

$$= 47.520 \text{ cm}^2$$

Ada 2 siku $2 \times \varphi \times Rn = 285.120 \text{ kg}$
 $95.040 > 25.088,96$ cocok

Sambungan pada batang Tarik 2 bidang geser

Kekuatan ijin 1 baut :

Kekuatan geser baut

$$P = 316.934,56 \text{ kg}$$

$$Rn = 1,13 \times \varnothing \times \mu \times mAb$$

$$= 1.13 \times 2 \times 0,35 \times 82500$$

$$= 65.257,5 \text{ kg}$$

$$\varphi Rn = 1 \times 65.257,5 = 65.257,5 \text{ kg}$$

Jumlah baut yang dibutuhkan :

$$nb = \frac{Ru}{\varnothing Rn} = \frac{316.934,56}{65.257,5} = 4.85 \text{ buah}$$

$$= 6 \text{ buah}$$

$$3d \leq S \leq 15t_p$$

$$1,5d \leq S_1 \leq (4t_p + 100) \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$1,25d_b \leq S_2 \leq 12t_p \text{ atau } 150 \text{ mm}$$

Jadi :

$$7.2 \text{ cm} \leq 100 \leq 150 \text{ cm}$$

$$3.6 \text{ cm} \leq 50 \leq 140 \text{ cm}$$

$$3,0 \text{ cm} \leq 100 \leq 120 \text{ cm}$$

Sambungan Las Pelat

Sambungan las sudut

Syarat ukuran las :

$$\begin{aligned} \text{Maksimum} &= \text{tebal pelat} - 1,6 \text{ mm} \\ &= 10 \text{ mm} - 1,6 \text{ mm} \\ &= 8,4 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Minimum} = 4 \text{ mm}$$

Dengan ukuran las 5 mm

$$t_e \leq 0,707 \times 5 \text{ mm} = 3,535 \text{ mm}$$

kuat rencana las sudut per mm panjang

$$\begin{aligned} \phi R_{nw} &= \phi \cdot t_e \cdot (0,60 \cdot f_u w) \\ &= 0,75 \cdot 3,535 \cdot 0,60 \cdot 490 \\ &= 1852,2 \end{aligned}$$

Kuat geser pelat

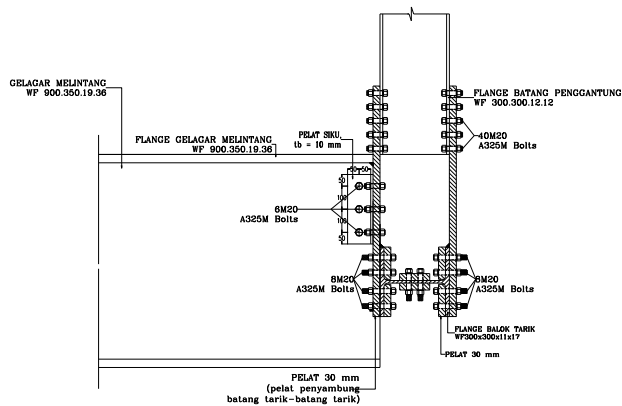
$$\begin{aligned} \phi R_{np} &= \phi \cdot t_e \cdot (0,60 \cdot f_u p) \\ &= 0,75 \cdot 3,535 \cdot 0,60 \cdot 550 \\ &= 2079 \end{aligned}$$

Beban terfaktor,

$$P = 35.903,64 \text{ kg}$$

Panjang total las yang dibutuhkan

$$L_w = \frac{Ru}{2 \cdot \phi R_{nw}} = \frac{35.903,64}{1852,2} = 9,69 \text{ cm}$$



Gambar 7.4 Sambungan Gelagar Melintang – Batang Tarik

7.3 Sambungan Penggantung-Melintang

Data – data perencanaan :

- Profil penggantung WF 300 x 300 x 12 x 12
- Pelat penyambung $\rightarrow t_p = 35 \text{ mm}$; BJ 41
- Baut $\rightarrow d_b = 20 \text{ mm}$; BJ 41
 $\Phi \text{ lubang} = 20 + 2 = 22 \text{ mm}$ (dibor)

• Sambungan pada rangka (2 bidang geser)

Kekuatan ijin 1 baut :

$$P = 101.381,40 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} R_n &= 1,13 \times \Phi \times \mu \times mAb \\ &= 1,13 \times 2 \times 0,35 \times 82500 \\ &= 32.628,75 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\phi R_n = 1 \times 32.628,75 = 32.628,75 \text{ kg}$$

Jumlah baut yang dibutuhkan :

$$\begin{aligned} n_b &= \frac{Ru}{\phi R_n} = \frac{101.381,40}{11.469,50} = 9 \text{ Buah} = 12 \text{ Buah} \\ &= 6 \text{ buah (1 sisi)} \end{aligned}$$

Syarat jarak baut berdasarkan segi pelaksanaan :

$$\begin{aligned} 3d &\leq S \leq 15t_p \\ 1,5d &\leq S_1 \leq (4t_p + 100) \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ 1,25d_b &\leq S_2 \leq 12t_p \text{ atau } 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

Jadi :

$$\begin{aligned} 6,6 \text{ cm} &\leq 100 \leq 15 \text{ cm} \\ 3,3 \text{ cm} &\leq 50 \leq 14 \text{ cm atau } 20 \text{ cm} \\ 2,75 \text{ cm} &\leq 50 \leq 6,6 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\text{Luas} = 300$$

Kontrol pelat siku

o Luas geser pelat siku

$$\begin{aligned} A_{gv} &= 30 \times 1 \\ &= 30 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{nv} &= (L - n \times d_1) \times t_p \\ &= (30 - 2 \times 2,2) \times 1 \end{aligned}$$

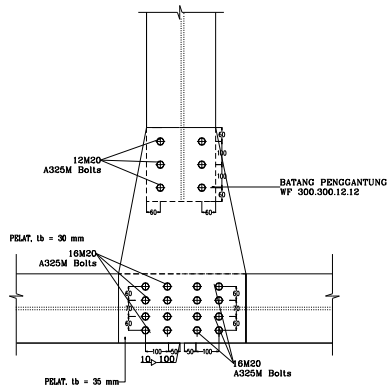
$$A_{nv} = 22,22 \text{ cm}^2$$

o Kuat rencana

$$\begin{aligned} \Phi \times R_n &= \phi \times 0,6 \times f_u \times A_{nv} \\ &= 0,75 \times 0,6 \times 5500 \times 25,6 \\ &= 55.006,87 \text{ kg} \end{aligned}$$

Ada 2 siku

$$\begin{aligned} 2 \times \phi \times R_n &= 110.014 \text{ kg} \\ 110.014 &> 101.381,40 \text{ cocok} \end{aligned}$$



Gambar 7.5 Sambungan Penggantung – Batang Melintang – Batang Tarik

7.4 Sambungan Batang Tarik

Data – data perencanaan :

- Profil batang tarik WF 300 x 300 x 12 x 12
- Pelat penyambung $\rightarrow t_p = 5 \text{ mm}$; BJ 41
- Baut $\rightarrow d_b = 20 \text{ mm}$; BJ 41
 $\Phi \text{ lubang} = 20 + 2 = 22 \text{ mm (dibor)}$

• Sambungan pada batang Tarik 1 bidang geser

Kekuatan ijin 1 baut :

$$\begin{aligned} P &= 315.505,43 \text{ kg} \\ Rn &= 1,13 \times \emptyset \times \mu \times mAb \\ &= 1.13 \times 1 \times 0,35 \times 14500 \\ &= 32.628,8 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\varphi Rn = 1 \times 32.628,8 = 32.628,8 \text{ kg}$$

Jumlah baut yang dibutuhkan :

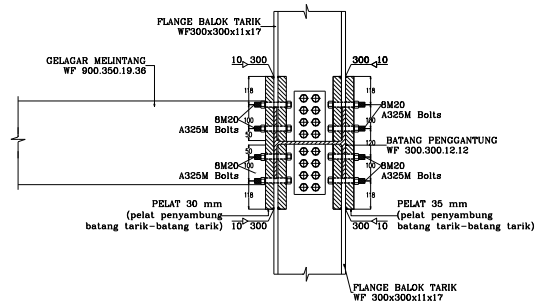
$$\begin{aligned} nb &= \frac{Ru}{\emptyset Rn} = \frac{315.505,43}{32.628,8} = 9.66 = 16 \text{ buah} \\ &= 12 \text{ buah} \end{aligned}$$

Syarat jarak baut berdasarkan segi pelaksanaan :

$$\begin{aligned} 3d &\leq S &\leq 15t_p \\ 1,5d &\leq S_1 &\leq (4t_p + 100) \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ 1,25d_b &\leq S_2 &\leq 12t_p \text{ atau } 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

Jadi :

$$\begin{aligned} 6,6 \text{ cm} &\leq 100 &\leq 15 \text{ cm} \\ 3,3 \text{ cm} &\leq 50 &\leq 14 \text{ cm atau } 20 \text{ cm} \\ 2,75 \text{ cm} &\leq 50 &\leq 6,6 \text{ cm} \end{aligned}$$



Gambar 7.6 Sambungan Antar Batang Tarik

7.5 Sambungan pada Busur

➤ Cek Sambungan Busur Box 12.12.0,625

Data – data perencanaan :

- Profil busur BOX 304,8 x 304,8 x 15,875 x 15,875
- Pelat penyambung
 - f_y = 410 MPa
 - f_u = 550 MPa
 - t_p = 15 mm
- Mutu baut A325
 - F_y = 585 MPa
 - f_u = 825 MPa
 - d_b = 20 mm
 - Φ lubang (d_1) = 20 + 2 = 22 mm (dibor)

Sambungan pada gelagar memanjang 2 bidang geser

$$N_{ux} = 328.108,54 \quad \text{kg}$$

$$V_{ux} = 2685,5 \quad \text{kg}$$

$$M_{ux} = 831238,75$$

$$M_{uy} = 791.282,36$$

Baut**Kekuatan ijin 1 baut :**

Kekuatan geser baut

$$P = 328.108,54 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} Rn &= 1,13 \times \emptyset \times \mu \times mAb \\ &= 1.13 \times 1 \times 0,35 \times 82500 \\ &= 32.628,8 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\phi Rn = 1 \times 32.628,8 = 32.628,8 \text{ kg}$$

Jumlah baut yang dibutuhkan :

$$\begin{aligned} n &= \frac{Nu}{4Ru} + \sqrt{\frac{6Mux}{\mu Ru}} = \\ &= \frac{328.109}{130.515} + \sqrt{\frac{4.987.432,5}{11.420,06}} = 23,411 = 24 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n &= \frac{Nu}{4Ru} + \sqrt{\frac{6Muy}{\mu Ru}} = \\ &= \frac{328.109}{130.515} + \sqrt{\frac{4.747.694,16}{11.420,06}} = 22,90 = 24 \text{ buah} \end{aligned}$$

Syarat jarak baut berdasarkan segi pelaksanaan :

$$\begin{aligned} 3d &\leq S \leq 15t_p \\ 1,5d &\leq S_1 \leq (4t_p + 100) \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ 1,25d_b &\leq S_2 \leq 12t_p \text{ atau } 150 \text{ mm} \\ \text{Jadi :} & \\ 5,4 \text{ cm} &\leq 10 \leq 15 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$2,7 \text{ cm} \leq 5 \leq 14 \text{ cm atau } 20 \text{ cm}$$

$$2,75 \text{ cm} \leq 5 \leq 6,6 \text{ cm atau } 15 \text{ cm}$$

Jumlah daya dukung 24 buah baut,

$$\begin{aligned} \bar{R}_u &= 24 \times \varphi R_n \\ &= 24 \times 32.628,8 \text{ kg} \\ &= 784.387,20 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\bar{R}_u > P_u \quad (\text{memenuhi})$$

Pelat :

Pemeriksaan terhadap syarat luas penampang minimum dan *shear leg*

Luas penampang bruto,

$$A_b = 15 \times 800 = 12.000 \text{ mm}^2$$

Syarat luas penampang minimum,

$$\begin{aligned} \bar{A}_{net} &= 85\% \times A_b \\ &= 85\% \times 12.000 \\ &= 10.200 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Luas penampang netto

$$\begin{aligned} A_{net} &= A_b - 4 \times d_1 \times t_p \\ &= 21.750 - 4 \times 22 \times 25 \\ &= 10.680 \text{ mm}^2 > 10.200 \text{ mm}^2 \text{ (memenuhi)} \end{aligned}$$

Shear leg

$$\begin{aligned} x &= 15/2 = 7,5 \text{ mm} \\ L &= 4 S = 4 \times 100 = 400 \text{ mm} \end{aligned}$$

Koefisien reduksi

$$u = 1 - \frac{\bar{x}}{L} = 1 - \frac{7,5}{400} = 0,98 > 0,90$$

$$u = 1,00 \text{ (lihat SNI 03-1729-2002, psl 10.2.5)}$$

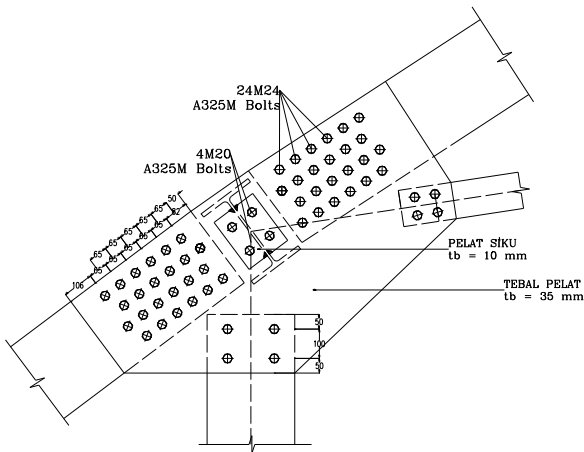
Maka,

$$A_e = A_{net} = 10.680 \text{ mm}^2$$

Pemeriksaan terhadap daya dukung pelat pada daerah sambungan

$$\begin{aligned} R_u &= \phi \times f_u \times A_e \\ &= 0,75 \times 550 \times 10.680 \\ &= 4.405.500 \text{ N} \\ &= 440.550 \text{ kg} > 784.387,20 \text{ kg} \end{aligned}$$

$R_u > P_u \dots$ OK



Gambar 7.7 Sambungan Antar Box Busur

➔ **Sambungan Busur Box 18.12.1 (Inch)**

Data – data perencanaan :

- Profil busur BOX 457,2 x 304,8 x 25,40 x 25,40 (cm)
- Pelat penyambung

f_y	= 410 MPa
f_u	= 550 MPa
t_p	= 20 mm
- Mutu baut A325

$$\begin{aligned}
 F_y &= 585 \text{ MPa} \\
 f_u &= 825 \text{ MPa} \\
 d_b &= 20 \text{ mm} \\
 \Phi \text{ lubang} &= 20 + 2 = 22 \text{ mm (dibor)} \\
 \text{Sambungan pada gelagar memanjang} &= 2 \text{ bidang geser} \\
 N_{ux} &= 562.727,81 \text{ kg} \\
 V_{ux} &= 425,24 \text{ kg} \\
 M_{ux} &= 2.430.817,13 \\
 M_{uy} &= 3.618.871,99
 \end{aligned}$$

Kekuatan ijin 1 baut :

Kekuatan geser baut

$$\begin{aligned}
 P &= 562.727,81 \text{ kg} \\
 R_n &= 1,13 \times \emptyset \times \mu \times mAb \\
 &= 1,13 \times 1 \times 0,35 \times 14500 \\
 &= 32.628,8 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\phi R_n = 1 \times 32.628,8 = 32.628,8 \text{ kg}$$

Jumlah baut yang dibutuhkan untuk web :

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{N_u}{4R_u} + \sqrt{\frac{6M_{ux}}{\mu R_u}} = \\
 &= \frac{562.728}{130.515} + \sqrt{\frac{14.584.902,8}{11.420,06}} = 40,048 = 42 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Jumlah baut yang dibutuhkan untuk flens :

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{N_u}{4R_u} + \sqrt{\frac{6M_{uy}}{\mu R_u}} = \\
 &= \frac{562.728}{130.515} + \sqrt{\frac{21.713.231,90}{11.420,06}} = 47,91 = 48 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Syarat jarak baut berdasarkan segi pelaksanaan :

$$\begin{aligned}
 3d &\leq S \leq 15t_p \\
 1,5d &\leq S_1 \leq (4t_p + 100) \text{ atau } 200 \text{ mm} \\
 1,25d_b &\leq S_2 \leq 12t_p \text{ atau } 150 \text{ mm} \\
 \text{Jadi :} \\
 5,4 \text{ cm} &\leq 10 \leq 15 \text{ cm} \\
 2,7 \text{ cm} &\leq 5 \leq 14 \text{ cm atau } 20 \text{ cm} \\
 2,75 \text{ cm} &\leq 5 \leq 6,6 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Pelat :

Pemeriksaan terhadap syarat luas penampang minimum dan *shear leg*

Luas penampang bruto,

$$A_b = 48 \times 800 = 16.000 \text{ mm}^2$$

Syarat luas penampang minimum,

$$\begin{aligned}
 \bar{A}_{net} &= 85\% \times A_b \\
 &= 85\% \times 16.000 \\
 &= 13.600 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Luas penampang netto

$$\begin{aligned}
 A_{net} &= A_b - 4 \times d_1 \times t_p \\
 &= 16.000 - 4 \times 22 \times 20 \\
 &= 14.560 \text{ mm}^2 > 13.600 \text{ mm}^2 \text{ (memenuhi)}
 \end{aligned}$$

Shear leg

$$\begin{aligned}
 x &= 20/2 = 10 \text{ mm} \\
 L &= 4 S = 4 \times 100 = 400 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Koefisien reduksi

$$\begin{aligned}
 u &= 1 - \frac{\bar{x}}{L} = 1 - \frac{10}{400} = 0,97 > 0,90 \\
 u &= 1,00 \text{ (lihat SNI 03-1729-2002, psl 10.2.5)}
 \end{aligned}$$

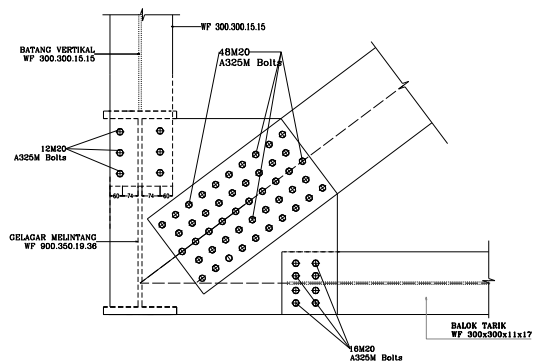
Maka,

$$A_e = A_{net} = 14.560 \text{ mm}^2$$

Pemeriksaan terhadap daya dukung pelat pada daerah sambungan

$$\begin{aligned} R_u &= \phi \times f_u \times A_e \\ &= 0,75 \times 550 \times 14.560 \\ &= 6.006.000 \text{ N} \\ &= 600.600 \text{ kg} > 562.727,81 \text{ kg} \end{aligned}$$

$R_u > P_u \dots$ OK



Gambar 7.7 Sambungan Box Busur

“Halaman Ini Sengaja dikosongkan“

BAB VIII

METODE KONSTRUKSI

Struktur atas merupakan bagian atas yang berfungsi menampung beban-beban yang ditimbulkan oleh lalu lintas orang dan kendaraan maupun yang lainnya, yang kemudian menyalurkannya ke bangunan bawah.

8.1 Metode Konstruksi

Balance Cantilever adalah metode pembangunan jembatan di mana dengan memanfaatkan efek kantilever seimbang maka struktur dapat berdiri sendiri, mendukung berat sendirinya tanpa bantuan sokongan lain (perancah/falsework).

Kabel strand pelaksanaan

ASTM A-416-74-Grade 279

f_u = 1860 MPa

f_y = 1302 MPa

E = 167.875 MPa

Dimensi kabel :

n = 1 buah

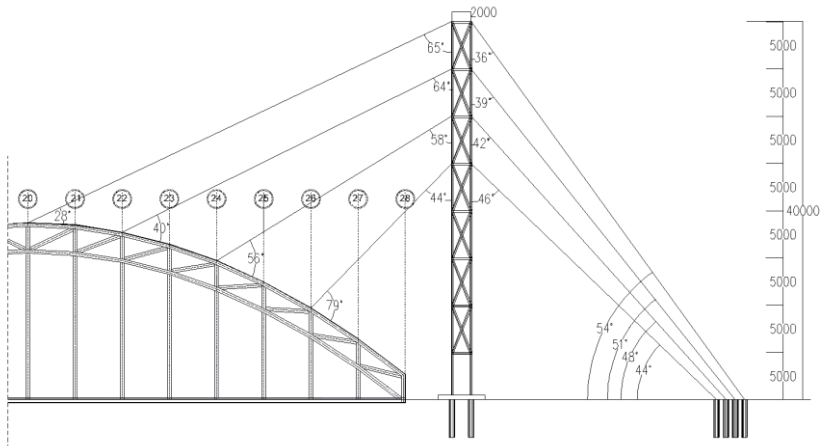
D = 15,20 mm

A_s = 181,458 mm²

Tabel 8.1 Gaya kabel

Frame	Pu	Asc	n. kabel	Asc Actual	Pn	Status
	(kN)	(mm ²)	(strand)	(mm ²)	(kN)	
Kabel 1 Side Span	260.471	200.055	2	362.917	472.5177	OK
Kabel 2 Side Span	215.527	165.535	1	181.458	236.2588	OK
Kabel 3 Side Span	217.798	167.280	1	181.458	236.2588	OK
Kabel 4 Side Span	202.913	155.847	1	181.458	236.2588	OK

Perhitungan *Temporary Tower*



Tabel 8.2 Output SAP

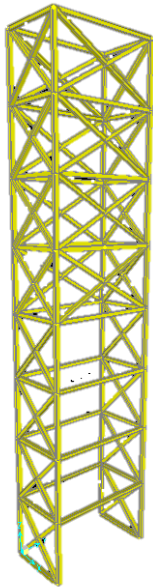
TABLE: Material List 1 - By Object Type			
Object Type	Material	Total Weight	Num Pieces
Text	Text	Kgf	Unitless
Frame	BJ 55	202487.98	385

1 temporary tower yang berdiri dianggap menopang beban $\frac{1}{2}$ beban jembatan, sehingga ,

$$\text{Total Weight } \frac{1}{2} \text{ jembatan} = 202.488 \text{ ton} : 2 = 101.244 \text{ ton}$$

$\frac{1}{2}$ bentang jembatan dibagi menjadi 4 segmen (tiap 1 segmen memiliki $2\lambda = 10 \text{ m}$)

Berat per segmen = $101.244 \text{ ton} : 4 = 25.31 \text{ ton}$ (diasumsikan tiap segmen memiliki berat yang sama)



1 segmen menggunakan 2 kabel untuk menarik beban

Perencanaan Temporary Tower penahan untuk kabel direncanakan dengan menggunakan profil L 250x250x25

➤ Di kabel penahan segmen

Pu Kabel 1

$$\sum v = 0$$

$$Q - Pu \sin (79^\circ) = 0$$

$$12.66 - Pu (0.982) = 0$$

$$12.66 = 0$$

$$Pu = 12.892 \text{ Ton}$$

Pu Kabel 3

$$\sum v = 0$$

$$Q - Pu \sin (40^\circ) = 0$$

$$12.66 - Pu (0.643) = 0$$

$$12.66 = 0.643 Pu$$

$$Pu = 19.688 \text{ Ton}$$

Pu Kabel 2

$$\sum v = 0$$

$$Q - Pu \sin(56^\circ) = 0$$

$$12.66 - Pu(0.829) = 0$$

$$12.66 = 0.829 Pu$$

$$Pu = 15.265 \text{ Ton}$$

Pu Kabel 4

$$\sum v = 0$$

$$Q - Pu \sin(28^\circ) = 0$$

$$12.66 - Pu(0.47) = 0$$

$$12.66 = 0.47 Pu$$

$$Pu = 26.957 \text{ Ton}$$

$$\text{Total} = 75 \text{ Ton}$$

➔ **Di temporary tower**

Vu dari Kabel 1

$$= Pu \cos \alpha$$

$$= 12.89 \cos(44^\circ)$$

$$= 12.89 \times 0.7$$

$$= 9.274 \text{ Ton}$$

Pu Kabel 3

$$= Pu \cos \alpha$$

$$= 19.68 \cos(64^\circ)$$

$$= 19.68 \times 0.40$$

$$= 8.63 \text{ Ton}$$

Pu Kabel 2

$$= Pu \cos \alpha$$

$$= 15.27 \cos(64^\circ)$$

$$= 15.27 \times 0.40$$

$$= 7.67 \text{ Ton}$$

Pu Kabel 4

$$= Pu \cos \alpha$$

$$= 26.957 \cos(65^\circ)$$

$$= 26.957 \times 0.37$$

$$= 11.39 \text{ Ton}$$

$$\sum v = 37.39 \text{ Ton}$$

$$D = Pu / \sin \alpha$$

$$= 37.39 \sin(45^\circ)$$

$$D = 52.873 \text{ Ton}$$

$$\sum H = \sqrt{D^2 V^2}$$

$$= \sqrt{52.39^2 + 37.39^2}$$

$$= \sqrt{2795.53 + 1397.765}$$

$$\sum H = 37.39 \text{ Ton}$$

➤ Di kabel penahan *temporary tower*

Pu dari Kabel 1

$$\begin{aligned} &= P_u / \cos \alpha \\ &= 9.274 / \cos (46^\circ) \\ &= 9.274 / 0.695 \\ &= 13.350 \text{ Ton} \end{aligned}$$

Pu Kabel 3

$$\begin{aligned} &= P_u / \cos \alpha \\ &= 8.63 / \cos (39^\circ) \\ &= 8.863 / 0.77 \\ &= 11.105 \text{ Ton} \end{aligned}$$

Pu Kabel 2

$$\begin{aligned} &= P_u / \cos \alpha \\ &= 8.089 / \cos (42^\circ) \\ &= 8.089 / 0.743 \\ &= 10.885 \text{ Ton} \end{aligned}$$

Pu Kabel 4

$$\begin{aligned} &= P_u / \cos \alpha \\ &= 11.39 / \cos (36^\circ) \\ &= 11.39 / 0.809 \\ &= 14.081 \text{ Ton} \end{aligned}$$

➤ Di poer penahan

➤ Mencari gaya vertikal pada Poer

Pu dari Kabel 1

$$\begin{aligned} \sum v &= 0 \\ Q - P_u \cos (44^\circ) &= 0 \\ 13.35 - P_u (0.72) &= 0 \\ 13.35 &= 0.72 P_u \\ P_u &= 9.60 \text{ Ton} \end{aligned}$$

Pu dari Kabel 3

$$\begin{aligned} \sum v &= 0 \\ Q - P_u \cos (48^\circ) &= 0 \\ 9.97 - P_u (0.67) &= 0 \\ 9.97 &= 0.67 P_u \\ P_u &= 6.67 \text{ Ton} \end{aligned}$$

Pu dari Kabel 2

$$\begin{aligned} \sum v &= 0 \\ Q - P_u \cos (48^\circ) &= 0 \\ 10.89 - P_u (0.67) &= 0 \end{aligned}$$

Pu dari Kabel 4

$$\begin{aligned} \sum v &= 0 \\ Q - P_u \cos (54^\circ) &= 0 \\ 14.08 - P_u (0.587) &= 0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 10.89 &= 0.67 \text{ Pu} \\ \text{Pu} &= 7.28 \text{ Ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 14.08 &= 0.587 \\ \text{Pu} &= 8.277 \text{ Ton} \end{aligned}$$

$$\Sigma v = 32.15 \text{ Ton}$$

➤ Mencari gaya horizontal pada Poer

Pu dari Kabel 1

$$\begin{aligned} \Sigma H &= 0 \\ Q - \text{Pu} \sin(44^\circ) &= 0 \\ 13.35 - \text{Pu}(0.69) &= 0 \\ 13.35 &= 0.694 \\ \text{Pu} &= 9.274 \text{ Ton} \end{aligned}$$

Pu dari Kabel 3

$$\begin{aligned} \Sigma H &= 0 \\ Q - \text{Pu} \sin(51^\circ) &= 0 \\ 11.105 - \text{Pu}(0.777) &= 0 \\ 11.105 &= 0.777 \text{ Pu} \\ \text{Pu} &= 8.630 \text{ Ton} \end{aligned}$$

Pu dari Kabel 2

$$\begin{aligned} \Sigma H &= 0 \\ Q - \text{Pu} \sin(48^\circ) &= 0 \\ 10.89 - \text{Pu}(0.743) &= 0 \\ 10.89 &= 0.743 \text{ Pu} \\ \text{Pu} &= 8.089 \text{ Ton} \end{aligned}$$

Pu dari Kabel 4

$$\begin{aligned} \Sigma H &= 0 \\ Q - \text{Pu} \sin(54^\circ) &= 0 \\ 14.08 - \text{Pu}(0.809) &= 0 \\ 14.08 &= 0.809 \\ \text{Pu} &= 11.392 \text{ Ton} \end{aligned}$$

$$\Sigma H = 37.39 \text{ Ton}$$

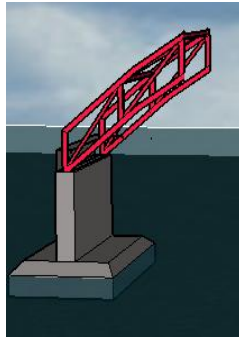
Pekerjaan Bangunan Bawah Jembatan

1. Pekerjaan Pondasi
2. Pengeboran
3. Pengecoran
4. Pekerjaan Abutment (Kepala Jembatan)

Stage 1

Pemasangan atau erection segmen 1

Pembangunan dimulai dari struktur bawah, yaitu : pemancangan, pembuatan pilar, dan abutment. Kemudian didirikan kolom portal akhir yang menumpu pada perletakan sendi, dilanjutkan dengan pemasangan segmen rangka busur. Pengerjaan dilakukan dua sisi, sehingga jika sisi kanan dan sisi kiri telah selesai, yang bagian terakhir adalah bagian tertinggi dari jembatan (bagian titik fokus).



Gambar 8.1 Stage 1

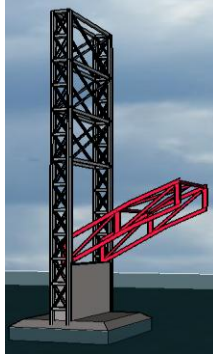
Stage 2

Temporary tower mulai didirikan untuk menopang berat struktur dengan mengandalkan kekuatan tarikan kabel. Dilanjutkan pengecekan terhadap frame rangka untuk main span jika terjadi kantilever sepanjang $2\lambda = 10\text{m}$.

Pemasangan untuk segmen selanjutnya dilakukan dengan menggunakan bantuan crane yang berada di ponton untuk mengangkat segmen dan temporary tower untuk tarikan kabel.

Setiap segmen mempunyai panjang $\lambda = 5\text{ m}$, dipaku keling sepanjang $2\lambda = 10\text{m}$ sebelum pemasangan frame rangka secara keseluruhan. Setiap segmen harus sudah terpasangan batang diagonal, batang horizontal,

ikatan angin atas, dan bracing yang mana sebagai penyambungannya adalah paku keling untuk konstruksi busur, dikarenakan menggunakan tipe baja box dan untuk tipe WF menggunakan baut.



Gambar 8.2 Stage 2

Stage 3

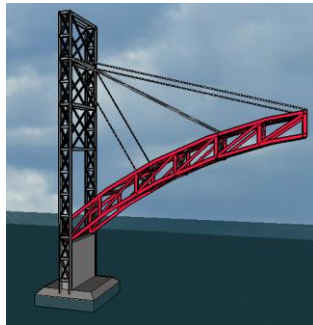
Pemasangan frame rangka untuk main span sepanjang $4\lambda = 20$ m. Pada pemasangan 4λ , ditambah tarikan kabel pada temporary tower. Saat pemasangan dibantu dengan crane untuk mengangkat segmen. Setelah itu dipasang plat dengan cara dilas untuk menghubungkan antar segmen, kemudian dipaku keling antar segmen (segmen yang sudah terpasang dan segmen yang akan dipasang).



Gambar 8.3 Stage 3

Stage 4

Pemasangan frame rangka untuk main span $6\lambda=30$ m, prosesnya sama dengan stage sebelumnya.

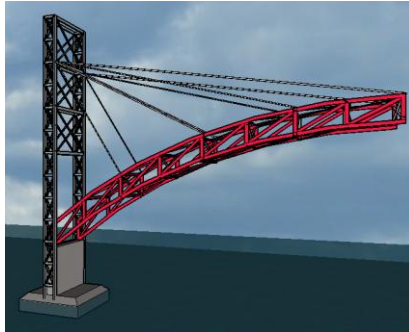


Gambar 8.4 Stage 4

Stage 5

Pemasangan frame rangka untuk main span $8\lambda = 40$ m. 8λ adalah posisi tertinggi dari jembatan, sehingga sisi kanan dan sisi kiri harus bertemu. Kemudian dipasang plat dan dibaut, selanjutnya persiapan untuk

dilakukannya pemasangan penggantung, yang mana akan menghubungkan antara bagian busur dengan balok melintang dan balok tarik.



Gambar 8.5 Stage 5

Stage 6

Setelah pemasangan frame akhir rangka utama, kemudian dilaksanakan pemasangan profil penggantung, batang melintang, dan batang tarik.

Penghubung antara busur bawah – penggantung menggunakan pelat dan baut.

Penghubung antara penggantung – batang tarik menggunakan pelat dan baut.

Penghubung antara batang tarik – gelagar melintang menggunakan pelat siku dan baut.

Sebelum dipasang baut, sebelumnya profil baja telah diskrub dan dilas dengan pelat.



Gambar 8.6 Stage 6

Stage 7

Pemasangan gelagar memanjang dan ikatan angin bawah

Penghubung antar gelagar memanjang – gelagar melintang menggunakan pelat siku dan dibaut.

Penghubung antar gelagar ikatan angin – gelagar melintang menggunakan pelat siku dan dibaut.

Shear connector dipasang dengan cara dilas di atas gelagar melintang



Gambar 8.7 shear connector pada gelagar melintang

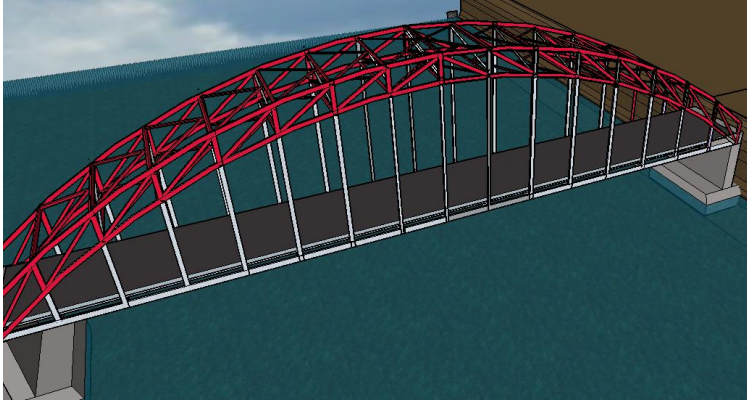


Gambar 8.7 Stage 7

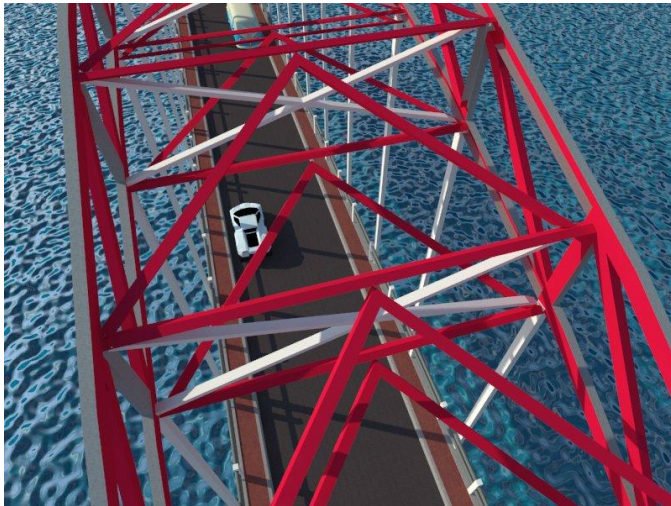
Stage 8

Pada stage 8 dilakukan penghilangan gaya tarikan kabel Temporary Tower. Setelah konstruksi utama dan konstruksi sekunder terpasang, bondeks digelar sepanjang jembatan dan dilakukan perakitan untuk tulangan pelat lantai kendaraan, kerb, tiang sandaran, dan trotoar. Pengecoran dilakukan di tempat dan diberi lubang untuk pipa yang mana difungsikan sebagai saluran drainase .

Setelah terjadi pengerasan, lalu dilakukan pengaspalan sepanjang lantai kendaraan. Trotoar dipasang paving dan pada tiang sandaran dipasang pipa sandaran sebesar $\varnothing 3''$.



Gambar 8.8 Stage 8



Gambar 8.9 Tampak atas jembatan

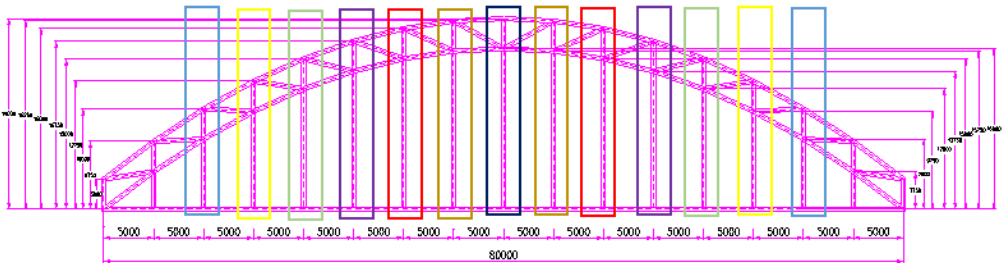
Pekerjaan Sandaran (Railing)

Pekerjaan sandaran (railing) meliputi pekerjaan bekisting, penulangan, pemasangan pipa pegangan dan pengecoran. Semua pekerjaan pada

pekerjaan sandaran (railing) harus dikerjakan sesuai dengan yang direncanakan dan syarat-syarat yang telah ada.

8.2 Pemeliharaan Jembatan

Pemeliharaan jembatan merupakan salah satu cara agar jembatan yang didesain sesuai dengan umur rencana. Pemeliharaan terdiri dari pemeliharaan rutin, pemeliharaan berkala, dan pemeliharaan besar. Salah satu pemeliharaan yang dilakukan pada jembatan adalah pada bagian penggantung jembatan. Untuk mengetahui apakah jembatan tersebut mampu menahan beban yang ada adalah dengan dianalisa di SAP. Berikut ini adalah hasil analisa pada SAP :



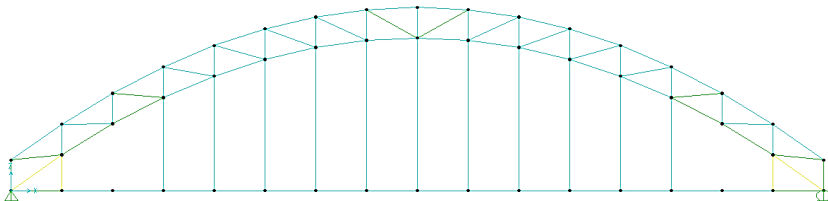
Gambar 8.10 Pembagian Pemeliharaan Jembatan

Pada pemeliharaan jembatan diasumsikan terjadi berbagai kondisi sebagai berikut :

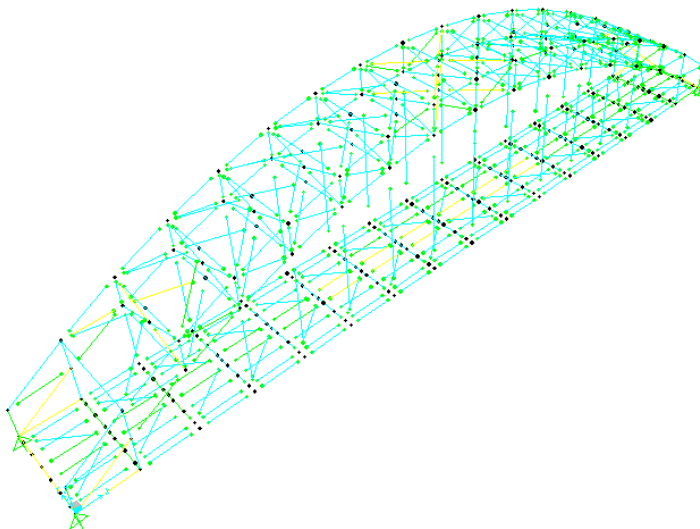
- = Kondisi 1 ■ = Kondisi 4 ■ = Kondisi 7
- = Kondisi 2 ■ = Kondisi 5
- = Kondisi 3 ■ = Kondisi 6

Kondisi 1

Pada kondisi 1 penggantung dilepas pada bagian setelah portal (lihat gambar). Pada kondisi ini, kendaraan masih bisa berlalu lalang melewati jembatan.



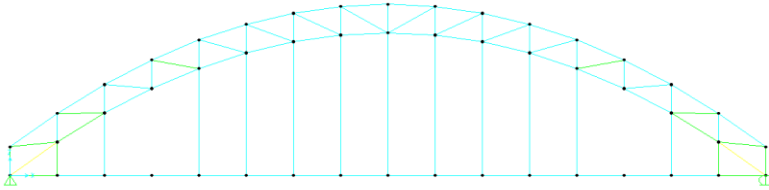
Gambar 8.11 Kondisi 1 (Tampak Depan)



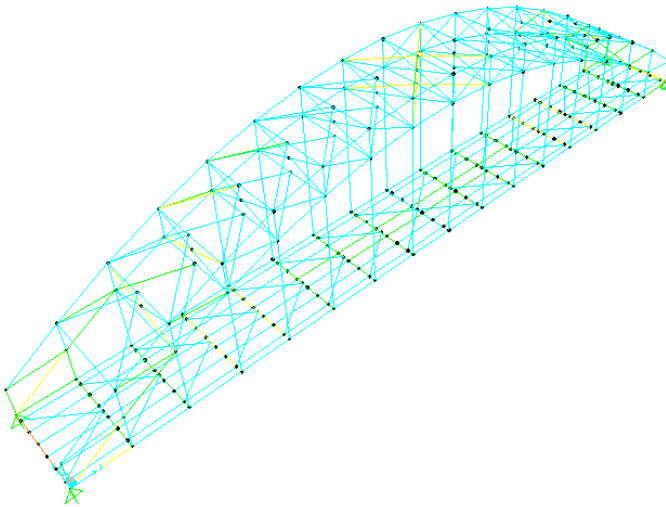
Gambar 8.11 Kondisi 1

Kondisi 2

Pada kondisi 2 penggantung dilepas pada urutan ke empat dari balok melintang paling ujung. Penggantung dilepas 2 buah pada 1 sisi busur. Dan pada kondisi ini kendaraan juga masih bisa melintas di atas jembatan.

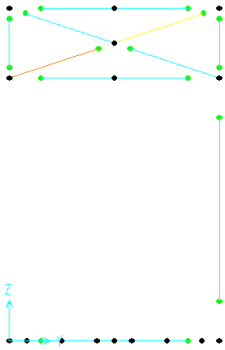


Gambar 8.12 Kondisi 2 (Tampak Depan)



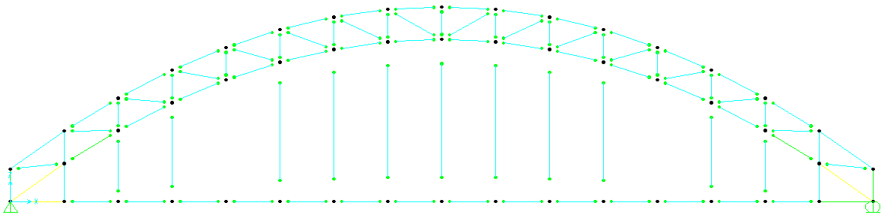
Gambar 8.13 Kondisi 2

Kondisi 3

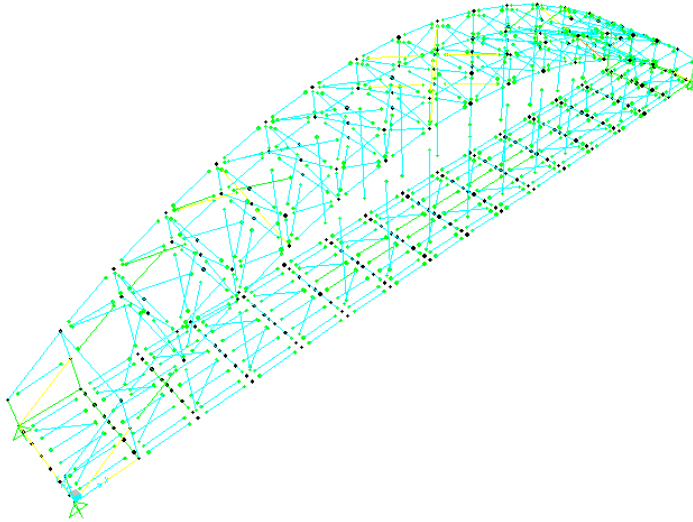


Pada kondisi ini jika kendaraan yang dengan beban 100%, atau kedua lajur digunakan, pada bagian brasing terjadi overstress, sehingga diberlakukannya beban 50% atau dengan buka-tutup jalur.

Gambar 8.14 Kondisi 3 (Tampak Melintang)



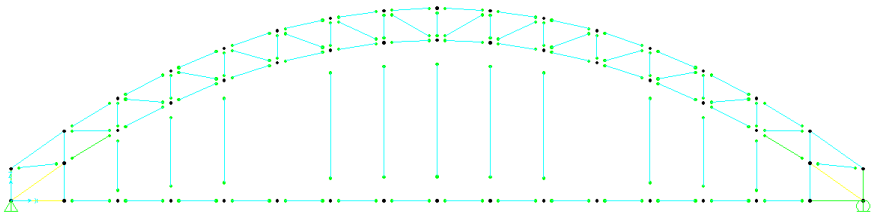
Gambar 8.15 Kondisi 3 (Tampak Depan)



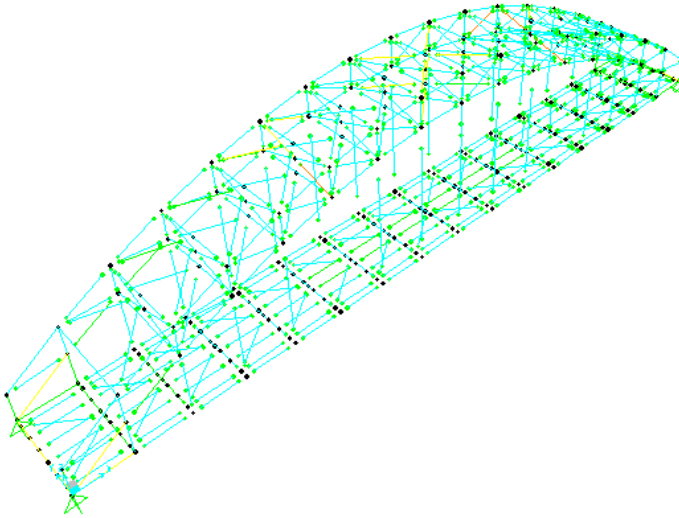
Gambar 8.16 Kondisi 3

Kondisi 4

Pada kondisi ini jika kendaraan yang dengan beban 100%, atau kedua lajur digunakan, pada bagian brasing terjadi overstress, sehingga diberlakukannya beban 50% atau dengan buka-tutup jalur.



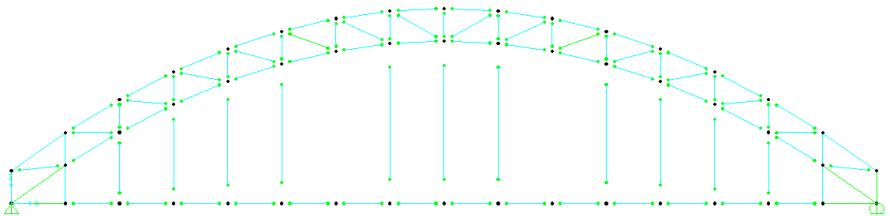
Gambar 8.17 Kondisi 4 (Tampak Depan)



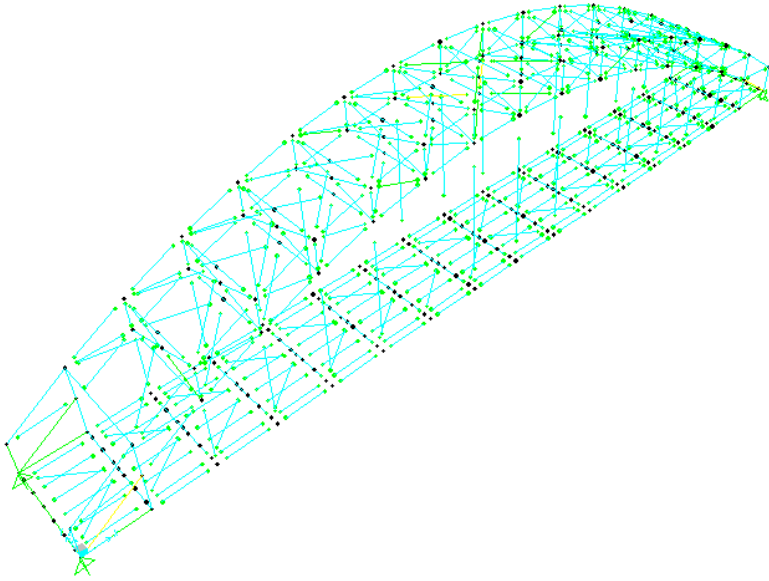
Gambar 8.18 Kondisi 4

Kondisi 5

Jembatan ditutup untuk lalu lintas dikarenakan pada brasing dan batang diagonal terjadi overstress (rasio lebih dari 1). Tetapi pada kondisi 5 masih dapat dilepas 2 batang penggantung pada 1 sisi penampang busur.



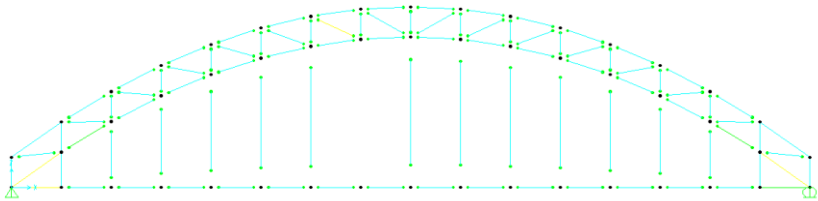
Gambar 8.19 Kondisi 5 (Tampak Depan)



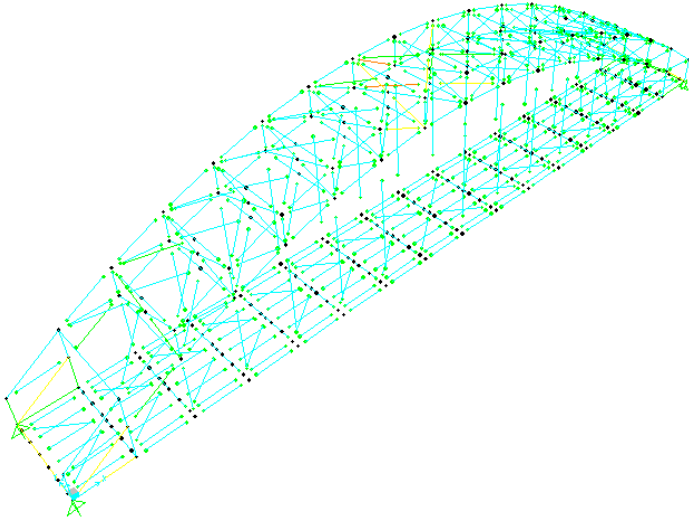
Gambar 8.20 Kondisi 5

Kondisi 6

Jembatan ditutup untuk lalu lintas dikarenakan pada brasing dan batang diagonal terjadi overstress (rasio lebih dari 1). Hanya dapat dilepas 1 batang penggantung saja pada satu kali perawatan.



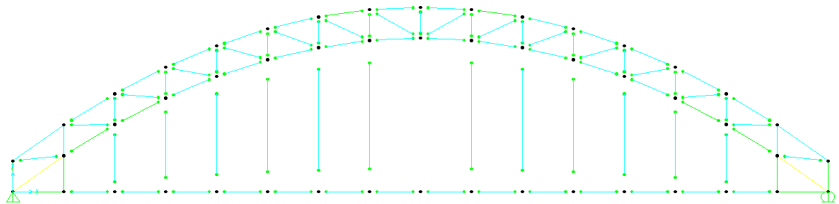
Gambar 8.21 Kondisi 6 (Tampak Depan)



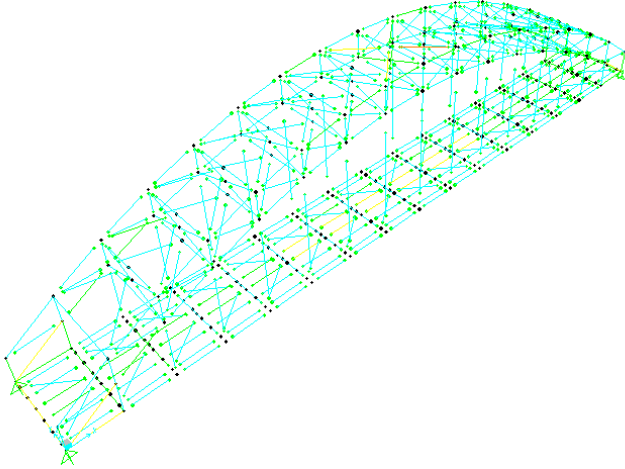
Gambar 8.22 Kondisi 6

Kondisi 7

Jembatan ditutup untuk lalu lintas dikarenakan pada bracing dan batang diagonal terjadi overstress (rasio lebih dari 1). Hanya dapat dilepas 1 batang penggantung saja pada satu kali perawatan.



Gambar 8.23 Kondisi 7 (Tampak Depan)



Gambar 8.24 Kondisi 7

BAB IX

KESIMPULAN

Dari hasil Modifikasi Struktur Jembatan Sembayat Baru STA 0+350 – 0+475 Dengan Sistem Busur Box Baja Kabupaten Gresik, Provinsi Jawa Timur dapat disimpulkan sebagai berikut :

1. Mutu Baja profil yang digunakan :
 - BJ 55 → $f_u = 550 \text{ MPa}$
 $f_y = 410 \text{ MPa}$

2. Tebal Pelat = 200 mm

Mutu Beton $f_c' = 35 \text{ MPa}$

Tulangan Melintang = D16-150

Tulangan Memanjang = D13-200

3. Kerb =
 - $b = 150 \text{ mm}$
 - $h = 200 \text{ mm}$

4. Pipa Sandaran

Jarak Antar Tiang = 3000 mm

Diameter Pipa = 76,30 mm

5. Tiang Sandaran

Tinggi tiang sandaran = 1200 mm
 $b = 200 \text{ mm}$
 $h = 200 \text{ mm}$

6. Pelat Lantai Trotoar

Tebal Trotoar = 200 mm
Tulangan Melintang = D12-150

Tulangan Memanjang = D12-150

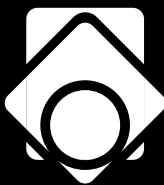
7. Gelagar memanjang menggunakan profil WF 450 x 200 x 8 x 12
8. Gelagar melintang menggunakan profil 900 x 350 x 19 x 36
9. Batang penggantung WF 300x300x12x12
10. Profil Busur Box 12 x 12 x 0,625 (inch)
11. Ikatan Angin Atas (Horizontal) WF 200.200.12.12
12. Ikatan Angin Atas (Diagonal) WF 300x200x8x12
13. Ikatan Angin bawah (Diagonal) L 150 x 150 x 15 x 15
14. Brasing (Diagonal) L 100.100.20

DAFTAR PUSTAKA

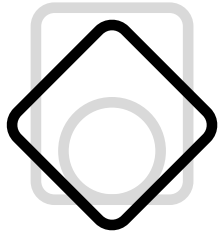
1. RSNI T-02-2005. Standart Pembebanan untuk Jembatan.
Departemen Pekerjaan Umum,
2. RSNI T-03-2005. Perencanaan Struktur Baja untuk Jembatan.
Departemen Pekerjaan Umum,
3. SNI T-12-2004. Perencanaan Struktur Beton untuk Jembatan.
Departemen Pekerjaan Umum,
4. Bridge Design Manual Bridge Management System (BMS).1992.
Departemen Pekerjaan Umum Dirjen Bina Marga
5. SNI 2833-2013. Perancangan Jembatan terhadap Beban Gempa,
6. Nasution, Thamrin Ir. Modul Kuliah “Struktur Baja II”, 2012.
Departemen Teknik Sipil, FTSP, ITM

HOLLOW STRUCTURAL SECTIONS

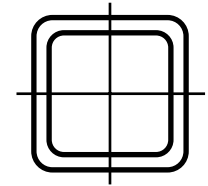
DIMENSIONS AND SECTION PROPERTIES



**Steel Tube
Institute**
OF NORTH AMERICA

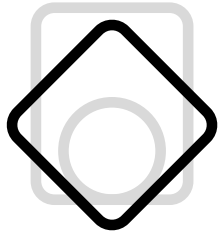


DIMENSIONS AND SECTION PROPERTIES OF *SQUARE* HSS

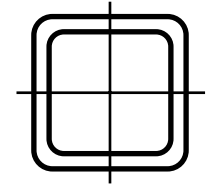


Nominal Size			Weight per Foot	Wall Thickness t	b/t	h/t	Cross Sectional Area	I	S	r	Z	Torsional Stiffness Constant J	Torsional Shear Constant C	Surface Area Per Foot		
in.	in.	in.	lb.	in.			in. ²	in. ⁴	in. ³	in.	in. ³	in. ⁴	in. ³	ft. ²		
32	x	32	x	5/8*	259.83	0.625	48.2	48.2	76.4	12300	771	12.7	890	19700	1230	10.34
				1/2*	210.72	0.500	61.0	61.0	61.9	10100	634	12.8	727	15900	991	10.45
				3/8*	159.37	0.375	82.3	82.3	46.8	7750	485	12.9	553	12000	750	10.51
30	x	30	x	5/8*	242.82	0.625	45.0	45.0	71.4	10100	673	11.9	778	16200	1070	9.68
				1/2*	197.11	0.500	57.0	57.0	57.9	8320	555	12.0	637	13000	869	9.79
				3/8*	149.16	0.375	77.0	77.0	43.8	6370	424	12.1	485	9870	658	9.84
28	x	28	x	5/8*	225.80	0.625	41.8	41.8	66.4	8140	582	11.1	674	13100	933	9.01
				1/2*	183.50	0.500	53.0	53.0	53.9	6730	480	11.2	552	10600	755	9.12
				3/8*	138.95	0.375	71.7	71.7	40.8	5150	368	11.2	421	8010	572	9.17
26	x	26	x	5/8*	208.79	0.625	38.6	38.6	61.4	6460	497	10.3	577	10500	801	8.34
				1/2*	169.89	0.500	49.0	49.0	49.9	5350	411	10.4	474	8430	649	8.45
				3/8*	128.74	0.375	66.3	66.3	37.8	4110	316	10.4	362	6400	492	8.51
24	x	24	x	5/8*	191.78	0.625	35.4	35.4	56.4	5030	419	9.44	487	8180	679	7.68
				1/2*	156.28	0.500	45.0	45.0	45.9	4170	348	9.53	401	6610	551	7.79
				3/8*	118.53	0.375	61.0	61.0	34.8	3210	268	9.60	307	5020	418	7.84
22	x	22	x	5/8*	174.76	0.625	32.2	32.2	51.4	3820	347	8.62	406	6260	567	7.01
				1/2*	142.67	0.500	41.0	41.0	41.9	3190	290	8.72	335	5070	461	7.12
				3/8*	108.32	0.375	55.7	55.7	31.8	2460	223	8.78	256	3850	350	7.17
20	x	20	x	5/8*	157.75	0.625	29.0	29.0	46.4	2830	283	7.81	331	4670	465	6.34
				1/2*	129.06	0.500	37.0	37.0	37.9	2370	237	7.90	275	3790	379	6.45
				3/8*	98.12	0.375	50.3	50.3	28.8	1830	183	7.97	211	2880	288	6.51
18	x	18	x	5/8*	140.73	0.625	25.8	25.8	41.4	2020	224	6.99	264	3370	373	5.68
				1/2*	115.45	0.500	33.0	33.0	33.9	1700	189	7.08	220	2740	305	5.79
				3/8*	87.91	0.375	45.0	45.0	25.8	1320	147	7.15	169	2090	232	5.84
16	x	16	x	5/8	127.37	0.581	24.5	24.5	35.0	1370	171	6.25	200	2170	276	5.17
				1/2	103.30	0.465	31.4	31.4	28.3	1130	141	6.31	164	1770	224	5.20
				3/8	78.52	0.349	42.8	42.8	21.5	873	109	6.37	126	1350	171	5.23
				5/16	65.87	0.291	52.0	52.0	18.1	739	92.3	6.39	106	1140	144	5.25

* This size produced by the submerged arc weld (SAW) process



DIMENSIONS AND SECTION PROPERTIES OF *SQUARE* HSS



Nominal Size				Weight per Foot	Wall Thickness t	b/t	h/t	Cross Sectional Area	I	S	r	Z	Torsional Stiffness Constant J	Torsional Shear Constant C	Surface Area Per Foot	
in.	in.	in.	in.	lb.	in.			in. ²	in. ⁴	in. ³	in.	in. ³	in. ⁴	in. ³	ft. ²	
14	x	14	x	5/8	110.36	0.581	21.1	21.1	30.3	896	128	5.44	151	1430	208	4.50
				1/2	89.68	0.465	27.1	27.1	24.6	743	106	5.49	124	1170	170	4.53
				3/8	68.31	0.349	37.1	37.1	18.7	577	82.5	5.55	95.4	900	130	4.57
				5/16	57.36	0.291	45.1	45.1	15.7	490	69.9	5.58	80.5	759	109	4.58
12	x	12	x	5/8	93.34	0.581	17.7	17.7	25.7	548	91.3	4.62	109	885	151	3.83
				1/2	76.07	0.465	22.8	22.8	20.9	457	76.2	4.68	89.6	728	123	3.87
				3/8	58.10	0.349	31.4	31.4	16.0	357	59.5	4.73	69.2	561	94.6	3.90
				5/16	48.86	0.291	38.2	38.2	13.4	304	50.7	4.76	58.6	474	79.7	3.92
				1/4	39.43	0.233	48.5	48.5	10.8	248	41.4	4.79	47.6	384	64.5	3.93
10	x	10	x	5/8	76.33	0.581	14.2	14.2	21.0	304	60.8	3.80	73.2	498	102	3.17
				1/2	62.46	0.465	18.5	18.5	17.2	256	51.2	3.86	60.7	412	84.2	3.20
				3/8	47.90	0.349	25.7	25.7	13.2	202	40.4	3.92	47.2	320	64.8	3.23
				5/16	40.35	0.291	31.4	31.4	11.1	172	34.5	3.94	40.1	271	54.8	3.25
				1/4	32.63	0.233	39.9	39.9	8.96	141	28.3	3.97	32.7	220	44.4	3.27
				3/16	24.73	0.174	54.5	54.5	6.76	108	21.6	4.00	24.8	167	33.6	3.28
9	x	9	x	1/2	55.66	0.465	16.4	16.4	15.3	182	40.6	3.45	48.4	296	67.4	2.87
				3/8	42.79	0.349	22.8	22.8	11.8	145	32.2	3.51	37.8	231	52.1	2.90
				5/16	36.10	0.291	27.9	27.9	9.92	124	27.6	3.54	32.1	196	44.0	2.92
				1/4	29.23	0.233	35.6	35.6	8.03	102	22.7	3.56	26.2	159	35.8	2.93
				3/16	22.18	0.174	48.7	48.7	6.06	78.2	17.4	3.59	20.0	121	27.1	2.95
8	x	8	x	5/8	59.32	0.581	10.8	10.8	16.4	146	36.5	2.99	44.7	244	63.2	2.50
				1/2	48.85	0.465	14.2	14.2	13.5	125	31.2	3.04	37.5	204	52.4	2.53
				3/8	37.69	0.349	19.9	19.9	10.4	99.6	24.9	3.10	29.4	160	40.7	2.57
				5/16	31.84	0.291	24.5	24.5	8.76	85.6	21.4	3.13	25.1	136	34.5	2.58
				1/4	25.82	0.233	31.3	31.3	7.10	70.7	17.7	3.15	20.5	111	28.1	2.60
				3/16	19.63	0.174	43.0	43.0	5.37	54.4	13.6	3.18	15.7	84.5	21.3	2.62
7	x	7	x	5/8	50.81	0.581	9.0	9.0	14.0	93.3	26.7	2.58	33.1	158	47.1	2.17
				1/2	42.05	0.465	12.1	12.1	11.6	80.5	23.0	2.63	27.9	133	39.3	2.20
				3/8	32.58	0.349	17.1	17.1	8.97	64.9	18.6	2.69	22.1	105	30.7	2.23
				5/16	27.59	0.291	21.1	21.1	7.59	56.1	16.0	2.72	18.9	89.7	26.1	2.25
				1/4	22.42	0.233	27.0	27.0	6.17	46.5	13.3	2.75	15.5	73.5	21.3	2.27
				3/16	17.08	0.174	37.2	37.2	4.67	36.0	10.3	2.77	11.9	56.1	16.2	2.28

Fixed Pot Bearings (TF)

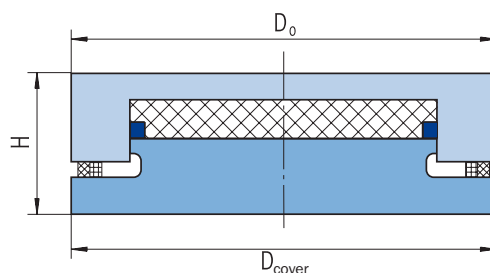
Permissible concrete pressure = 26 N/mm ²					
type of bearing	load V kN	H mm	D _{cover} mm	D _o mm	weight kg
TF - 1	1000	70	270	270	36
TF - 2	2000	80	360	360	62
TF - 3	3000	90	430	430	93
TF - 4	4000	94	490	490	119
TF - 5	5000	101	550	550	155
TF - 6	6000	106	600	600	192
TF - 7	7000	112	650	650	235
TF - 8	8000	116	690	690	269
TF - 9	9000	124	730	730	322
TF - 10	10000	131	770	770	380
TF - 11	11000	135	810	810	427
TF - 12	12000	139	840	840	468
TF - 13	13000	145	880	880	544
TF - 14	14000	150	910	910	598
TF - 15	15000	155	940	940	654
TF - 16	16000	158	970	970	714
TF - 17	17000	161	1000	1000	768
TF - 18	18000	168	1030	1030	856
TF - 19	19000	170	1060	1060	913
TF - 20	20000	175	1090	1090	994
TF - 22	22000	183	1140	1140	1127
TF - 24	24000	190	1190	1190	1277
TF - 26	26000	198	1240	1240	1449
TF - 28	28000	203	1280	1280	1570
TF - 30	30000	210	1330	1330	1754

The table is based on a permissible compression of $\sigma_{exz.} = 26 \text{ N/mm}^2$.

Assumed normal conditions are min. $V = 0.5 \cdot \text{max. } V$ and a horizontal force $H_{Res} = 0.1 \cdot \text{max. } V$. Angular rotation $\tan \varphi = \pm 0.01$.

Dimensions and weights for deviating permissible concrete pressures and unusual load conditions will be calculated on request.

Note: Possibly necessary anchorage devices require additional space and are not considered within this table.



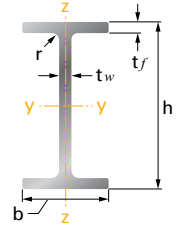


JFE

WIDE FLANGE SHAPES



JFE Steel Corporation



Fixed Outer Dimension H-Shapes – 2

JFE Super HISLEND-H (SH)

Nominal Size	Section Dimensions (mm)					Area of Section (cm ²)	Mass per Metre (kg/m)	Second Moment of Area (cm ⁴)		Elastic Modulus (cm ³)		Plastic Modulus (cm ³)	
	h x b	h	b	t _w	t _f			r	Axis y-y I _y	Axis z-z I _z	Axis y-y W _{el.y}	Axis z-z W _{el.z}	Axis y-y W _{pl.y}
SH 900 x 300	900	300	19	32	18	353.6	278	459,000	14,500	10,200	964	11,800	1,520
	900	300	19	28	18	331.1	260	420,000	12,700	9,320	844	10,800	1,340
	900	300	19	25	18	314.3	247	389,000	11,300	8,650	754	10,100	1,210
	900	300	19	22	18	297.4	233	359,000	9,950	7,970	664	9,390	1,070
	900	300	16	32	18	328.5	258	444,000	14,400	9,880	962	11,200	1,500
	900	300	16	28	18	305.8	240	404,000	12,600	8,990	842	10,300	1,320
	900	300	16	25	18	288.8	227	374,000	11,300	8,310	752	9,570	1,180
	900	300	16	22	18	271.7	213	343,000	9,930	7,620	662	8,840	1,050
SH 900 x 250	900	250	16	28	18	277.8	218	351,000	7,320	7,810	586	9,070	932
	900	250	16	25	18	263.8	207	326,000	6,540	7,250	524	8,480	839
	900	250	16	22	18	249.7	196	301,000	5,760	6,680	461	7,880	746
	900	250	16	19	18	235.7	185	275,000	4,980	6,110	399	7,280	652
SH 850 x 400	850	400	19	40	18	469.1	368	602,000	42,700	14,200	2,140	15,900	3,270
	850	400	19	36	18	438.6	344	556,000	38,400	13,100	1,920	14,700	2,950
	850	400	19	32	18	408.1	320	510,000	34,200	12,000	1,710	13,500	2,630
	850	400	19	28	18	377.6	296	462,000	29,900	10,900	1,500	12,300	2,320
	850	400	16	32	18	384.5	302	497,000	34,200	11,700	1,710	13,000	2,610
	850	400	16	28	18	353.8	278	450,000	29,900	10,600	1,490	11,800	2,290
	850	400	16	25	18	330.8	260	413,000	26,700	9,720	1,330	10,900	2,050
SH 850 x 350	850	350	19	40	18	429.1	337	536,000	28,600	12,600	1,640	14,300	2,520
	850	350	19	36	18	402.6	316	496,000	25,800	11,700	1,470	13,200	2,280
	850	350	19	32	18	376.1	295	456,000	22,900	10,700	1,310	12,200	2,030
	850	350	19	28	18	349.6	274	415,000	20,100	9,760	1,150	11,200	1,790
	850	350	16	32	18	352.5	277	444,000	22,900	10,400	1,310	11,700	2,010
	850	350	16	28	18	325.8	256	402,000	20,000	9,460	1,150	10,700	1,770
	850	350	16	25	18	305.8	240	370,000	17,900	8,720	1,020	9,890	1,590
SH 850 x 300	850	300	16	32	18	320.5	252	390,000	14,400	9,180	962	10,400	1,490
	850	300	16	28	18	297.8	234	355,000	12,600	8,350	842	9,540	1,310
	850	300	16	25	18	280.8	220	328,000	11,300	7,720	752	8,860	1,180
	850	300	16	22	18	263.7	207	301,000	9,930	7,070	662	8,170	1,040
SH 850 x 250	850	250	16	28	18	269.8	212	308,000	7,320	7,240	586	8,390	929
	850	250	16	25	18	255.8	201	285,000	6,540	6,720	523	7,830	836
	850	250	16	22	18	241.7	190	263,000	5,760	6,180	461	7,260	742
	850	250	14	25	18	239.8	188	277,000	6,530	6,510	523	7,510	824
	850	250	14	22	18	225.6	177	254,000	5,750	5,980	460	6,940	730

Notes : Some sizes are not manufactured constantly, so please contact us in advance.



**BERITA ACARA
TUGAS AKHIR TERAPAN**
PROGRAM LANJUT JENJANG DIPLOMA IV
TEKNIK SIPIL FTSP - ITS

No. Agenda :
080073/IT2.3.I.1.1/PP.05.01/2016
Tanggal : 12 Januari 2017

Judul Tugas Akhir Terapan	Modifikasi Struktur Jembatan Sembayak Baru STA 0+350 - STA 0+475 dengan Sistem Busur Box Baja Kabupaten Gresik, Provinsi Jawa Timur		
Nama Mahasiswa	Luvi Puspitasari	NRP	3115040515
Dosen Pembimbing 1	Nur Achmad Husin, ST., MT NIP 19720115 199802 1 001	Tanda tangan	
Dosen Pembimbing 2	- NIP -	Tanda tangan	

URAIAN REVISI	Dosen Penguji
- Gambar 49, 66, 67 - cek sambungan benangtong - sempunya menggunakan gempa jembatan - Scale factor - Mass Source - Shear connector gel memancing	 Ir. Ibnu Pudji R, MS NIP 19600105 198603 1 003
- Perhitungan gempa & laporan - Gambar no 4.	 Ir. Chomaedhi, CES. Geo NIP 19550319 198403 1 001
	 Prof. Ir. M. Sigit D, M.EngSc., PhD NIP 19630726 198903 1 003
- cek gambar 48, 50, 66, 67	 Ir. Sungkono, CES NIP 19591130 198601 1 001

PERSETUJUAN HASIL REVISI					
Dosen Penguji 1	Dosen Penguji 2	Dosen Penguji 3	Dosen Penguji 4	Dosen Pembimbing 1	Dosen Pembimbing 2
Ir. Ibnu Pudji R, MS NIP 19600105 198603 1 003	Ir. Chomaedhi, CES. Geo NIP 19550319 198403 1 001	Prof. Ir. M. Sigit D, M.EngSc., PhD NIP 19630726 198903 1 003	Ir. Sungkono, CES NIP 19591130 198601 1 001	Nur Achmad Husin, ST., MT NIP 19720115 199802 1 001	NIP -



KEMENTERIAN RISET, TEKNOLOGI, DAN PENDIDIKAN

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN

PROGRAM STUDI DIPLOMA - JURUSAN TEKNIK SIPIL

Kampus ITS Manyar, Jl. Menur 127 Surabaya 60116

Telp. 031-5947637 Fax. 031-5938025

<http://www.diplo.itb.ac.id>

ASISTENSI PROYEK AKHIR

Nama : 1 Luvy Puspitasari 2
NRP : 1 3115040515 2
Judul Tugas Akhir : Struktur Jembatan Sembayat Euru, Sta 0+350 - Sta 0+475 dengan Sistem Busur Rangka Baja, Kab. Gresik, Provinsi Jawa Timur.
Dosen Pembimbing : Nur Ahmad Husin, ST. MT.

No	Tanggal	Tugas / Materi yang dibahas	Tanda tangan	Keterangan		
1	4 Maret '16	<ul style="list-style-type: none"> • Preliminary Jembatan • Geser Pons dimasukkan dalam penentuan tebal pelat diambil nilai kritis • Tap perhitungan ada gambar • Gambar teknik kurang jelas 	<i>Nur.A.H.</i>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
2	18/03	<ul style="list-style-type: none"> • fcv = keterangannya - beserta sumbernya • V_n & E_c dicek, M_u dicek • Mengapa menggunakan asumsi sendi-rol • Cek RSN I untuk setiap rumus dan ketetapan • Preliminary untuk pelayar memanjang. 	<i>Nur.A.H.</i>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
3	3/04	<ul style="list-style-type: none"> • Mekanika pembebanan untuk slab. • UPL & KEL sudah melewati beban "T" • Peraturan dicantumkan • Perhitungan pipa sandaran untuk momen masih belum jelas • Gambar potongan melintang. • Gambar tampak kurang. 	<i>Nur.A.H.</i>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

Ket. :
B = Lebih cepat dari jadwal
C = Sesuai dengan jadwal
K = Terlambat dari jadwal



ASISTENSI TUGAS AKHIR TERAPAN

Nama : 1 Luvii Puqitasari 2
NRP : 1 311504025 2
Judul Tugas Akhir : Struktur Jembatan Sembayat Baru, Sta 0+250 - Sta 0+475 dengan Sistem Busur Rangka Baja, Kab. Gresik, Provinsi Jawa Timur
Dosen Pembimbing : Nur Ahmad Hussen, ST, MT.

No	Tanggal	Tugas / Materi yang dibahas	Tanda tangan	Keterangan		
7.	24 Nop 16	Gambar Rencana • Keterangan pada gambar eksisting - renc • Medan angin putus • Daerah penyalokan bentang 50 meter • Tempat Bentang • Notasi Las • Dimline text terlalu kecil • Gambar 21 • Penambahan skw pada gb 23 • Cet memanjang shear con • Detail 9A • Pertemuan bentang tarik	 <u>Ali AB</u>	B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
				B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
				B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
8				B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
				B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

Ket.
 B = Lebih cepat dari jadwal
 C = Sesuai dengan jadwal
 K = Terlambat dari jadwal



ASISTENSI TUGAS AKHIR TERAPAN

Nama : 1 Luvi Puspitasari 2
NRP : 1 315040515 2
Judul Tugas Akhir : Struktur Jembatan Sembayat Baru, Sta 0+350 - Sta 0+475 dengan Sistem Busur Rangka Baja, Kab. Gresik, Provinsi Jawa Timur
Dosen Pembimbing : Nur Achmad Husein, S.T., M.T.,-

No	Tanggal	Tugas / Materi yang dibahas	Tanda tangan	Keterangan						
	30 Des '16	- Saluran drainase - Tambahi untuk maintenance - Gambar penyambung antara penggantung dengan melintang - Cek Sambungan.		<table style="margin: auto;"> <tr> <td style="padding: 5px;">B</td> <td style="padding: 5px;">C</td> <td style="padding: 5px;">K</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;"><input type="checkbox"/></td> <td style="text-align: center;"><input type="checkbox"/></td> <td style="text-align: center;"><input type="checkbox"/></td> </tr> </table>	B	C	K	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
B	C	K								
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>								
				<table style="margin: auto;"> <tr> <td style="padding: 5px;">B</td> <td style="padding: 5px;">C</td> <td style="padding: 5px;">K</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;"><input type="checkbox"/></td> <td style="text-align: center;"><input type="checkbox"/></td> <td style="text-align: center;"><input type="checkbox"/></td> </tr> </table>	B	C	K	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
B	C	K								
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>								
				<table style="margin: auto;"> <tr> <td style="padding: 5px;">B</td> <td style="padding: 5px;">C</td> <td style="padding: 5px;">K</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;"><input type="checkbox"/></td> <td style="text-align: center;"><input type="checkbox"/></td> <td style="text-align: center;"><input type="checkbox"/></td> </tr> </table>	B	C	K	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
B	C	K								
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>								
				<table style="margin: auto;"> <tr> <td style="padding: 5px;">B</td> <td style="padding: 5px;">C</td> <td style="padding: 5px;">K</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;"><input type="checkbox"/></td> <td style="text-align: center;"><input type="checkbox"/></td> <td style="text-align: center;"><input type="checkbox"/></td> </tr> </table>	B	C	K	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
B	C	K								
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>								
				<table style="margin: auto;"> <tr> <td style="padding: 5px;">B</td> <td style="padding: 5px;">C</td> <td style="padding: 5px;">K</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;"><input type="checkbox"/></td> <td style="text-align: center;"><input type="checkbox"/></td> <td style="text-align: center;"><input type="checkbox"/></td> </tr> </table>	B	C	K	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
B	C	K								
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>								

Ket. :
 B = Lebih cepat dari jadwal
 C = Sesuai dengan jadwal
 K = Terlambat dari jadwal

BIODATA PENULIS



Penulis dilahirkan di Tulungagung, 11 Juli 1994 anak pertama dari 3 bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal TK Dharmawati Pojok, Tulungagung. Tahun 2000 menempuh pendidikan di SDN 3 Pojok, Tulungagung, tahun 2006 menempuh pendidikan di SMPN 1 Boyolangu, Tulungagung, dan tahun 2009 menempuh pendidikan di SMKN 3 Boyolangu, Tulungagung dengan mengambil jurusan Teknik Gambar Bangunan. Setelah lulus, penulis mengikuti SMITS dan diterima di jurusan Teknik Sipil, prodi D III Teknik Sipil, konsentrasi Bangunan Air pada tahun 2012 dan terdaftar dengan NRP 3112030076. Tahun 2015 terdaftar sebagai mahasiswa Lanjut Jenjang Diploma IV Teknik Sipil, konsentrasi Bangunan Transportasi dengan NRP 3115040515, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Institut Teknologi Sepuluh Nopember, Surabaya.