

BAB III LANDASAN TEORI

3.1 Tinjauan Umum

Jembatan adalah suatu konstruksi yang dibangun untuk mempermudah transportasi yang menghubungkan antara dua daerah, dimana sebelumnya terhalang oleh sungai, jurang maupun lembah yang dalam.

3.2 Jembatan Pelengkung Beton Bertulang

Jembatan pelengkung beton adalah struktur jembatan setengah lingkaran dengan *abutment* di kedua sisinya. Desain pelengkung akan menyalurkan beban yang diterima dari pelat lantai kendaraan jembatan menuju *abutment* dan pondasi. Setiap bagian pelengkung menerima gaya tekan, karena itulah jembatan pelengkung biasanya menggunakan material yang tahan terhadap gaya tekan yang besar. Jembatan pelengkung beton bertulang merupakan system struktur yang akan digunakan dalam merencanakan ulang Jembatan Sardjito I, dengan posisi lengkung berada di bawah lantai jembatan (*true arch*).

3.3 Pembebanan Pada jembatan

Pembebanan yang dilakukan pada jembatan ini menggunakan berdasarkan peraturan terbaru yaitu SNI 1725-2016. SNI 1725-2016 merupakan standar minimum untuk pembebanan beserta batasan penggunaan setiap beban, faktor beban, dan kombinasi pembebanan yang digunakan untuk perencanaan jalan raya, termasuk jembatan pejalan kaki serta bangunan sekunder yang terkait dengan jembatan. Standar ini juga memberikan faktor beban minimum yang diperlukan untuk menentukan besarnya beban-beban rencana selama masa konstruksi. Terdapat 3 macam pembebanan yang diatur dalam SNI 1725-2016. Berikut merupakan macam pembebanan:

3.3.1 Beban *Permanent* (Tetap)

Beban permanen atau beban tetap merupakan beban yang harus dihitung berdasarkan dimensi dan berat jenis bahan yang dipakai serta komponen yang

melekat pada jembatan tersebut. Beban *permanent*/ tetap terbagi menjadi 3 bagian, dengan penjelasan berikut ini.

1. Berat Sendiri (*MS*)

Berat sendiri merupakan berat yang dipikul dari elemen-elemen struktur dan elemen non struktur lainnya yang masuk dalam unsur pendukung jembatan yang dianggap tetap.

2. Beban Mati Tambahan (*MA*)

Berdasarkan SNI 1725-2016, beban mati tambahan adalah berat seluruh bahan yang membentuk suatu beban pada jembatan yang merupakan elemen nonstruktural, dan besarnya dapat berubah selama umur jembatan. Jembatan harus direncanakan untuk mampu memikul beban tambahan berupa lapisan aspal beton setebal 50 mm untuk pelapisan kembali di kemudian hari. Dan jembatan harus mampu memikul beban saluran drainase dalam keadaan kosong maupun penuh.

3.3.2 Beban Lalu Lintas

Beban lalu lintas merupakan beban yang berasal dari kendaraan dan pejalan kaki yang melintasi sepanjang jembatan. Beban rencana jembatan terdiri atas beban lajur "D" dan beban truk "T". Beban lajur "D" bekerja pada seluruh lebar jalur kendaraan yang bergantung pada lebar jalur kendaraan itu sendiri. Beban truk "T" merupakan satu kendaraan berat dengan 3 gandar yang ditempakan pada beberapa posisi dalam lajur lalu lintas rencana. Secara umum, beban lajur "D" akan menjadi beban penentu dalam perhitungan jembatan yang mempunyai bentang sedang hingga memanjang, sedangkan beban truk "T" digunakan untuk bentang pendek dan rantai kendaraan.

1. Lajur Lalu Lintas Rencana

Jumlah lajur lalu lintas rencana ditentukan dengan mengambil *integer* dari hasil pembagian lebar bersih jembatan (w) dalam mm dengan lebar jalur rencana 2750 mm. Dalam perencanaan harus memperhitungkan kemungkinan perubahan lebar bersih jembatan akibat dari perubahan fungsi dari bagian jematian dimasa yang akan datang. Jumlah maksimum lajur lalu lintas yang digunakan untuk berbagai lebar jembatan dapat dilihat pada Tabel 3.1.

Tabel 3.1 Jumlah Lajur Lalu Lintas Rencana

Tipe Jembatan ⁽¹⁾	Lebar Bersih Jembatan ⁽²⁾ (mm)	Jumlah Lajur Lalu Lintas Rencana (n)
Satu Lajur	$3000 \leq w \leq 5250$	1
Dua Arah, tanpa Median	$5250 \leq w < 7500$	2
	$7500 \leq w < 10.000$	3
	$10.000 \leq w < 12.500$	4
	$12.500 \leq w < 15.250$	5
	$w \geq 15.250$	6
Dua Arah, dengan Median	$5500 \leq w \leq 8000$	2
	$8250 \leq w \leq 10.750$	3
	$11.000 \leq w \leq 13.500$	4
	$13.750 \leq w \leq 16.250$	5
	$w \geq 16.500$	6

Catatan (1) : Untuk jembatan tipe lain, jumlah lajur lalu lintas rencana harus ditentukan oleh instansi berenang.

Catatan (2) : Lebar jalur kendaraan adalah jarak minimum antara kerb atau rintangan untuk satu arah atau jarak antara kerb/rintangan/median untuk banyak arah.

(Sumber : SNI 1725-2016 Standar Pembebanan Jembatan)

2. Beban Lajur “D” (*TD*)

Beban lajur “D” terdiri atas beban terbagi rata (*BTR*) yang digabung dengan dengan beban garis (*BGT*) seperti pada Gambar 3.1 Beban Lajur D. Faktor beban yang digunakan untuk beban lajur “D” dapat dilihat pada Tabel 3.3.

Tabel 3.2 Faktor Beban untuk Beban Lajur “D”

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

(Sumber : SNI 1725-2016 Standar Pembebanan Jembatan)

Beban terbagi rata (*BTR*) mempunyai intensitas q kPa dengan besaran q tergantung pada panjang total yang dibebani L yaitu sebagai berikut.

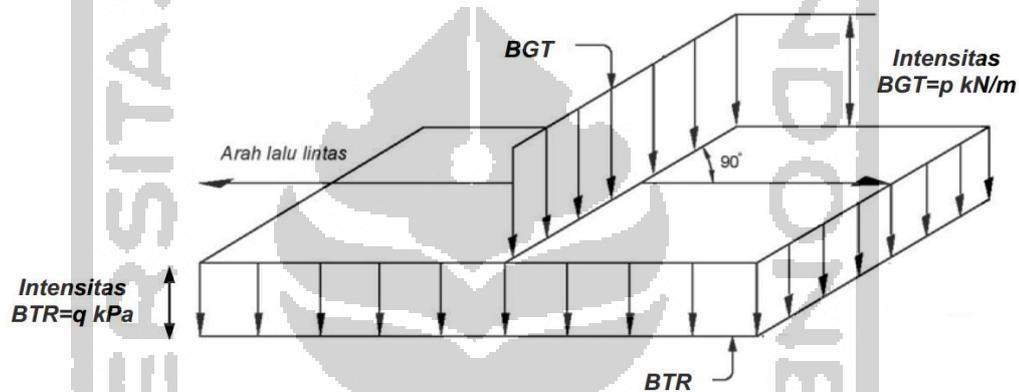
$$\text{Jika } L \leq 30\text{m}: q=9,0\text{kPa} \quad (3.1)$$

$$\text{Jika } L > 30\text{m}: q=9,0\left(0,5 + \frac{15}{L}\right)\text{kPa} \quad (3.2)$$

Keterangan:

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

L = panjang total jembatan yang dibebani (meter).



Gambar 3.1 Beban Lajur "D"
(Sumber : BMS 1992)

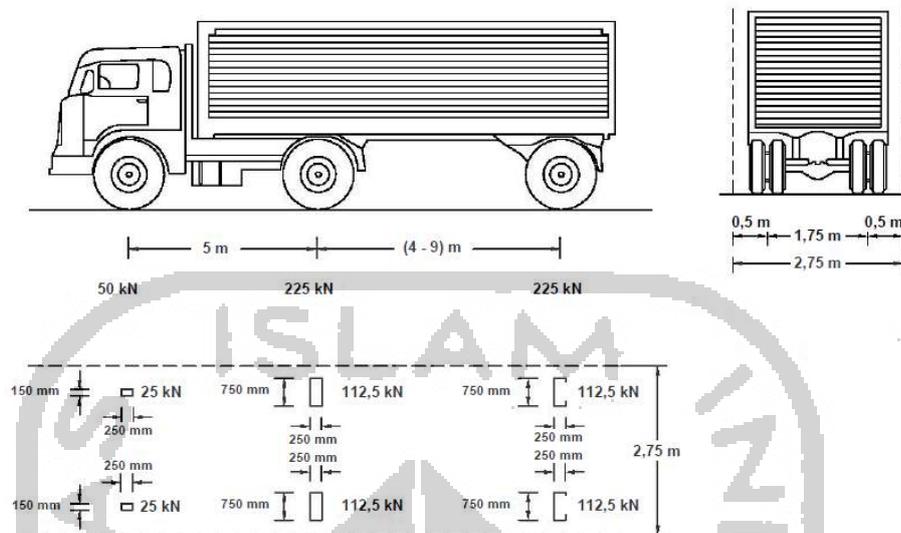
Beban garis terpusat (*BGT*) dengan intensitas p kN/m harus ditempatkan tegak lurus terhadap arah lalu lintas pada jembatan. Besarnya intensitas p adalah 49,0 kN/m. Untuk mendapatkan momen lentur negatif maksimum pada jembatan menerus, *BGT* kedua yang identik harus ditempatkan pada posisi dalam arah melintang jembatan pada bentang lainnya.

3. Beban Truk "T" (*TT*)

Beban truk "T" tidak dapat digunakan bersamaan dengan beban "D". Beban truk dapat digunakan untuk perhitungan struktur lantai.

a. Besarnya pembebanan truk "T"

Pembebanan truk "T" terdiri atas kendaraan truk *semi-trailer* yang mempunyai susunan dan berat gandar seperti pada Gambar 3.2.



Gambar 3.2 Pembebanan Truk “T” (500 kN)
(Sumber SNI 1725-2016 Standar Pembebanan Jembatan)

Berat tiap gandar disebarakan menjadi 2 beban merata yang merupakan bidang kontak antara roda dengan permukaan lantai. Jarak antara 2 gandar tersebut bisa si ubah-ubah dari 4,0 m sampai dengan 9,0 m untuk mendapatkan pengaruh terbesar pada arah memanjang jembatan.

b. Posisi dan penyebaran pembebanan truk “T” dalam arah melintang

Umumnya pada satu lajur lalu lintas rencana hanya ada satu kendaraan truk “T” yang dapat ditempatkan. Untuk jembatan yang panjang dapat ditempatkan lebih dari satu truk pada lajur lalu lintas rencana. Kendaraan truk “T” harus ditempatkan di tengah lajur lalu lintas rencana seperti pada Gambar 3.3. Lajur lalu lintas rencana dapat ditempatkan di mana saja pada lajur jembatan.

4. Faktor Beban Dinamis

Faktor beban dinamis (*FBD*) merupakan hasil interaksi antara kendaraan yang bergerak dan jembatan. Besarnya *FBD* tergantung pada frekuensi dasar dari suspensi kendaraan, biasanya 2 Hz sampai 5 Hz untuk kendaraan berat dan frekuensi dari getaran lentur jembatan. Untuk perencanaan, *FBD* dinyatakan sebagai beban statis ekuivalen.

Besarnya *BGT* dari pembebanan lajur “D” dan beban roda dari Pembebanan Truk “T” harus cukup kuat untuk memberikan terjadinya interaksi antara kendaraan yang bergerak dengan jembatan dengan dikali *FBD*. Besarnya nilai tambah dinyatakan dalam fraksi dari beban statis. *FBD* iniditerapkan pada keadaan batas daya layan dan batas ultimit. *BTR* dari pembebanan lajur “D” tidak dikali dengan *FBD*. Untuk pembebanan “D” , *FBD* merupakan fungsi panjang bentang ekuivalen seperti Gambar 3.3. Untuk bentang tunggal panjang bentang ekuivalen sama dengan sebenarnya. Untuk bentang menerus panjang bentang ekuivalen L_E diberikan dengan rumus:

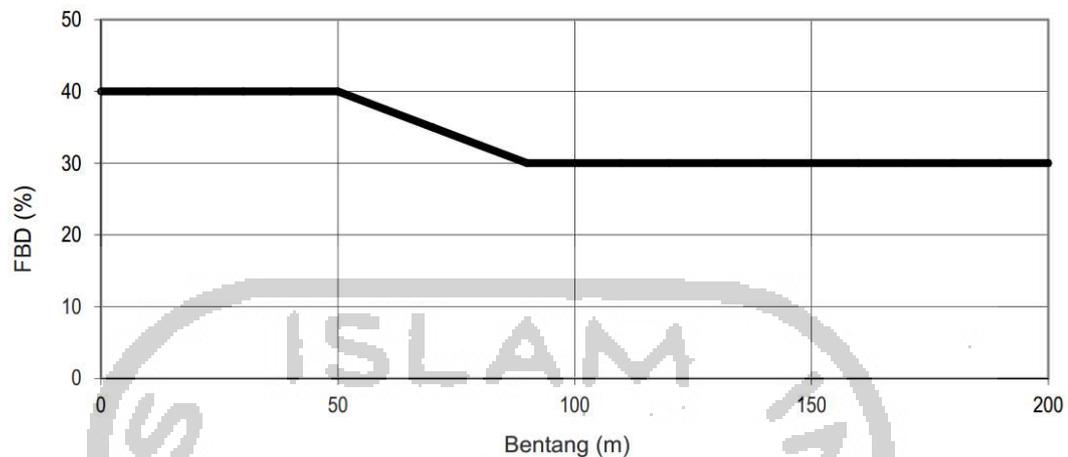
$$L_E = \sqrt{L_{av} \cdot L_{max}} \quad (3.3)$$

Keterangan:

L_{max} = panajang bentang rata-rata dari kelompok bentang yang disambungkan secara menerus

L_{max} = panajang bentang maksimum dalam kelompok bentang yang disambungkan secara menerus

Untuk pembebanan truk “T”, *FBD* diambil 30%. Nilai *FBD* yang dihitung digunakan untuk seluruh bagian bangunan yang berada di atas permukaan tanah. Untuk bagian bangunan di bawah garis permukaan dan fondasi, nilai *FBD* harus diambil sebagai peralihan linier dari garis permukaan tanah sampai nol pada kedalaman 2 m. *FBD* untuk beban T pada pembebanan lajur “D” dapat dilihat pada Gambar 3.3.



Gambar 3.3 FBD untuk Beban T pada Pembebanan Lajur “D”
(Sumber SNI 1725-2016 Standar Pembebanan Jembatan)

5. Gaya Rem (*TB*)

Gaya rem diambil yang terbesar dari:

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

Gaya rem tersebut ditempatkan di semua lajur rencana yang dimuati sesuai dengan Pasal 8.2 (SNI 1725-2016) dan yang berisi lalu lintas dengan arah yang sama. Gaya ini harus diasumsikan untuk bekerja secara horizontal pada jarak 1800 mm di atas permukaan jalan pada masing-masing arah longitudinal dan dipilih yang paling menentukan. Untuk jembatan yang dimasa depan akan dirubah menjadi satu arah, maka semua lajur rencana harus dibebani secara simultan pada saat menghitung besarnya gaya rem. Faktor kepadatan lajur yang ditentukan pada Pasal 8.4.3 (SNI 1725-2016) berlaku untuk menghitung gaya rem.

6. Pembebanan untuk Pejalan Kaki (*TP*)

Semua komponen trotoar yang lebarnya lebih dari 600 mm harus direncanakan untuk memikul beban pejalan kaki dengan intensitas 5kPa dan dianggap bekerja secara bersamaan dengan beban kendaraan pada masing-masing lajur kendaraan. Jika trotoar dapat dinaiki maka beban pejalan kaki tidak perlu dianggap bekerja secara bersamaan dengan beban kendaraan. Jika ada kemungkinan trotoar berubah fungsi di masa depan menjadi lajur kendaraan, maka beban hidup

kendaraan harus ditetapkan pada jarak 250 mm dari tepi dalam parapet untuk perencanaan komponen jembatan lainnya. Dalam hal ini, faktor beban dinamis tidak perlu dipertimbangkan.

3.3.3 Aksi Lingkungan

Aksi lingkungan merupakan pengaruh dan penyebab-penyebab alamiah. Berdasarkan SNI 1725-2016, besarnya beban rencana yang diberikan dihitung berdasarkan analisis statistik dari kejadian-kejadian umum yang tercatat tanpa memperhitungkan hal khusus yang mungkin akan memperbesar pengaruh setempat.

1. Beban Angin

Menurut SNI 1725-2016, tekanan angin diasumsikan disebabkan oleh angin rencana dengan kecepatan dasar (V_B) sebesar 90 hingga 126 km/jam.

Beban angin diasumsikan terdistribusi secara merata pada permukaan yang terekspos oleh angin. Luas area yang diperhitungkan adalah luas area dari semua komponen, termasuk sistem lantai dan railing yang diambil tegak lurus terhadap arah angin. Arah ini harus di variasikan untuk mendapatkan pengaruh yang paling berbahaya terhadap struktur jembatan atau komponen-komponen. Luasan yang tidak memberikan kontribusi dapat diabaikan dalam perencanaan.

Untuk jembatan dengan elevasi lebih tinggi dari 10000 mm di atas permukaan tanah atau air, kecepatan angin rencana (V_{DZ}) dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$V_{DZ} = 2,5 \cdot V_0 \cdot \left(\frac{V_{10}}{V_B} \right) \cdot \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right) \quad (3.4)$$

Keterangan :

V_{DZ} = kecepatan angin rencana pada elevasi rencana (km/jam),

V_{10} = kecepatan angin pada elevasi 10000 mm di atas permukaan tanah atau di atas permukaan air rencana (km/jam),

V_B = kecepatan angin rencana yaitu 90 hingga 126 km/jam pada elevasi 10000 mm,

Z = elevasi struktur diukur dari permukaan tanah atau dari permukaan air

dimana beban angin dihitung ($Z > 10000$ mm),

V_0 = kecepatan gesekan angina, yang merupakan karakteristik meteorology, sebagaimana ditentukan pada Tabel 3.3,

Z_0 = panjang gesekan di hulu jembatan, yang merupakan karakteristik meteorologi, ditentukan pada Tabel 3.3.

V_{10} dapat diperoleh dari:

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

Nilai V_0 dan Z_0 untuk berbagai variasi kondisi permukaan hulu dapat dilihat pada Tabel 3.3 berikut

Tabel 3.3 Nilai V_0 dan Z_0 untuk berbagai variasi kondisi permukaan hulu

Kondisi	Lahan Terbuka	Sub Urban	Kota
V_0 (km/jam)	13,2	17,6	19,3
Z_0 (mm)	70	1000	2500

(Sumber SNI 1725-2016 Standar Pembebanan Jembatan)

- Beban angin pada struktur (EW_S)

Bila kondisi setempat telah sesuai, maka perencanaan dapat menggunakan kecepatan angina rencana dasar yang berbeda untuk kombinasi pembebanan. Arah angin diasumsikan horizontal, kecuali ditentukan lain.

Tekanan angina rencana dengan menggunakan persamaan berikut:

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 \quad (3.5)$$

Keterangan:

P_B = tekanan angin dasar seperti dalam Tabel 3.4.

Tabel 3.4 Tekanan Angin Dasar

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

(Sumber SNI 1725-2016 Standar Pembebanan Jembatan)

b. Beban angin pada kendaraan (EW_1)

Menurut SNI 1725-2016, tekanan angin rencana harus diperhitungkan dengan baik pada struktur jembatan maupun pada kendaraan yang melintas. Jembatan harus direncanakan dapat memikul gaya akibat tekanan angin pada kendaraan yang diasumsikan sebagai tekanan menerus sebesar 1,46 N/mm, tegak lurus dan bekerja 1800 mm diatas permukaan jalan. jika angin yang bekerja tidak tegak lurus struktur, maka komponen yang berkerja tegak lurus maupun parallel terhadap kendaraan untuk berbagai sudut serang dapat diambil seperti yang ditentukan dalam Tabel 3.5.

Tabel 3. 5 Komponen Beban Angin yang Bekerja pada Kendaraan

Sudut (derajat)	Komponen Tegak Lurus (N/mm)	Komponen Sejajar (N/mm)
0	1,46	0,00
15	1,28	0,18
30	1,20	0,35
45	0,96	0,45
60	0,5	0,55

(Sumber SNI 1725-2016 Standar Pembebanan Jembatan)

2. Tekanan angin vertikal

Menurut SNI 1725-2016, jembatan harus mampu memikul beban garis memanjang jembatan yang ang merepresentasikan gaya angin vertikal ke atas sebesar $9,6 \times 10^{-4}$ MPa dikalikan lebar jembatan, termasuk parapet dan trotoar. Gaya ini harus ditinjau hanya untuk keadaan Batas Kuat III dan Layan IV yang tidak melibatkan angin pada kendaraan, dan hanya ditinjau untuk kasus pembebanan dimana arah angin dianggap bekerja tegak lurus terhadap sumbu memanjang jembatan. Gaya memanjang tersebut mempunyai titik tangkap pada

seperempat lebar jembatan dan bekerja secara bersamaan dengan beban angin horizontal.

3. Pengaruh gempa

Jembatan harus dirancang agar memiliki kemungkinan kecil untuk runtuh namun dapat mengalami kerusakan dan gangguan terhadap pelayanan akibat gempa. Beban gempa diambil sebagai gaya horizontal yang ditentukan berdasarkan perkalian antara koefisien respon elastic (C_{sm}) dengan berat struktur ekuivalen yang kemudian dimodifikasi dengan faktor modifikasi respons (R) dengan persamaan sebagai berikut.

$$E_Q = \left(\frac{C_{sm}}{R} \right) \times W_t \quad (3.6)$$

dengan,

$$C_{sm} = \frac{1,2 \cdot A \cdot S}{T^{\frac{2}{3}}} \quad (3.6)$$

$$T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{W_t}{g \cdot Kp \cdot -x}} \quad (3.6)$$

$$Kp = 3 \cdot Ec \cdot \frac{1}{L^3} \quad (3.6)$$

Keterangan :

E_Q = gaya gempa horizontal statis (kN),

C_{sm} = koefisien respons gempa elastis,

R_d = faktor modifikasi respons,

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

A = akselerasi puncak di batuan dasar (g) ditentukan dalam Tabel 3.6,

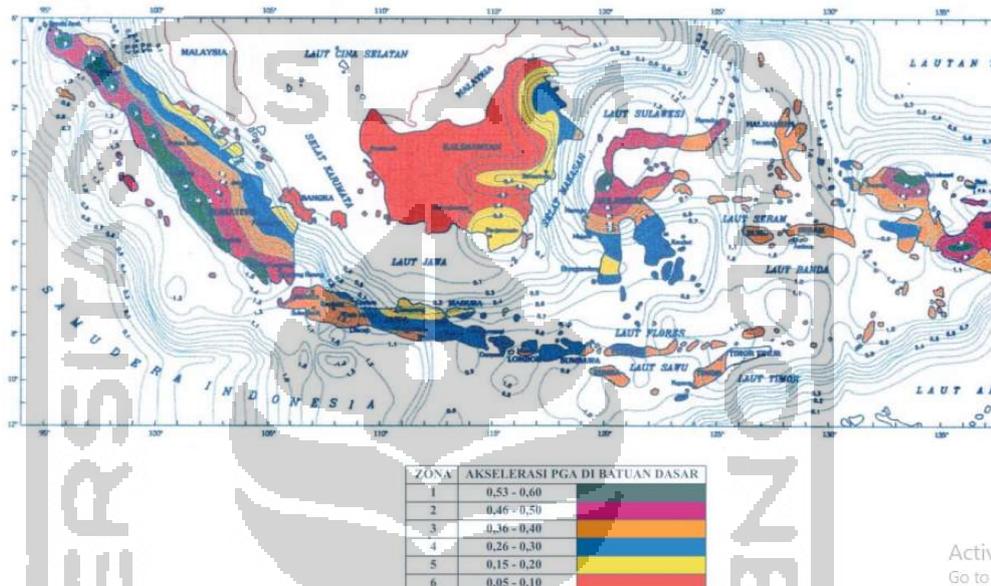
S = koefisien tanah ditentukan dalam Tabel 3.7,

T = waktu getar struktur (dt),

Kp = kekakuan struktur (kN/m), dan

Ec = modulus elastis beton (MPa)

Koefisien respons elastic (C_{sm}) diperoleh dari peta percepatan batuan dasar dan spektra percepatan sesuai dengan daerah gempa dan periode ulang gempa rencana. Wilayah gempa Indonesia untuk periode ulang 500 tahun dapat dilihat pada Gambar 3.4



Gambar 3.4 Wilayah Gempa Indonesia untuk Periode Ulang 500 Tahun
(Sumber SNI 2833-2008 Perencanaan Gempa untuk Jembatan)

Tabel 3. 6 Gempa Indonesia untuk Periode Ulang 500 Tahun

PGA (g)	50 tahun	100 tahun	200 tahun	500 tahun	1000 tahun
Wilayah 1	0,34-0,38	0,40-0,46	0,47-0,53	0,53-0,60	0,59-0,67
Wilayah 2	0,29-0,32	0,35-0,38	0,40-0,44	0,46-0,50	0,52-0,56
Wilayah 3	0,23-0,26	0,27-0,30	0,32-0,35	0,36-0,40	0,40-0,45
Wilayah 4	0,17-0,19	0,20-0,23	0,23-0,26	0,26-0,30	0,29-0,34
Wilayah 5	0,10-0,13	0,11-0,15	0,13-0,18	0,15-0,20	0,17-0,22
Wilayah 6	0,03-0,06	0,04-0,08	0,04-0,09	0,05-0,10	0,06-0,11

(Sumber SNI 2833-2008 Perencanaan Gempa untuk Jembatan)

Tabel 3.7 Koefisien Tanah

S (tanah teguh)	S (tanah sedang)	S (tanah lembek)
$S_1 = 1,0$	$S_2 = 1,2$	$S_3 = 1,5$

3.3.4 Pembebanan Rancana *Railing*

Railing berfungsi untuk memberikan keamanan kepada pengguna jalan. Seluruh system pengamanan lalu lintas secara struktur dan geometric harus tahan terhadap benturan kendaraan. Kontinuitas pada elemen *railing* dan angkur ujung harus diperhitungkan. System *railing* dan sambungannya terhadap lantai dapat digunakan setelah melalui pengujian tumbukan yang sesuai dengan kriteria yang diharapkan.

3.4 Faktor Beban dan Kombinasi Pembebanan

Faktor beban untuk setiap kombinasi pembebanan harus diambil seperti Tabel 3.32. Dalam kombinasi pembebanan harus dikalikan dengan faktor beban yang sesuai. Faktor beban harus dipilih untuk menghasilkan kondisi ekstrem akibat beban yang bekerja. Setiap kombinasi pembebanan harus diselidiki kondisi ekstrem maksimum dan minimal. Untuk beban permanen, harus dipilih faktor beban yang menghasilkan kombinasi pembebanan kritis. Jika pengaruh beban permanen meningkatkan stabilitas komponen jembatan, maka faktor beban terkurangi (minimum) harus diperhitungkan.

Gaya total terfaktor yang digunakan dalam perencanaan harus dihitung dengan menggunakan Persamaan 3.7.

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i \quad (3.5)$$

Keterangan :

η_i = faktor pengubah respons,

γ_i = faktor beban, dan

Q_i = gaya atau beban yang bekerja pada jembatan.

Faktor beban untuk setiap kombinasi pembebanan harus diambil seperti yang ditentukan dalam Tabel 3.8.

Tabel 3.8 Kombinasi Beban dan Faktor Beban

Keadaan Batas	<i>MS</i> <i>MA</i> <i>TA</i> <i>PR</i> <i>PL</i> <i>SH</i>	<i>TT</i> <i>TD</i> <i>TB</i> <i>TR</i> <i>TP</i>	<i>EU</i>	<i>EW_S</i>	<i>EW_L</i>	<i>BF</i>	<i>EU_n</i>	<i>TG</i>	<i>ES</i>	Gunakan salah satu		
										<i>EQ</i>	<i>TC</i>	<i>TV</i>
Kuat I	γ_p	1,8	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat II	γ_p	1,4	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat III	γ_p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat IV	γ_p	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-
Kuat V	γ_p	-	1,00	0,40	1,00	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Ekstrem I	γ_p	γ_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-
Ekstrem II	γ_p	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00
Daya Layan I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,00	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Daya Layan II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-
Daya Layan III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Daya Layan IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,00	-	-	-
Fatik (<i>TD</i> dan <i>TR</i>)	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

(Sumber : SNI 1725-2016 Standar Pembebanan Jembatan)

Beban permanen

- MS = beban mati komponen struktural dan non struktural jembatan,
 MA = beban mati perkerasan dan utilitas,
 TA = gaya horizontal akibat tekanan tanah,
 PL = gaya-gaya yang terjadi pada struktur jembatan yang disebabkan oleh proses pelaksanaan, termasuk semua gaya yang terjadi akibat perubahan statika yang terjadi pada konstruksi segmental, dan
 PR = prategang.

Beban transien

- SH = gaya akibat susut/rangkak,
 TB = gaya akibat rem,
 TR = gaya sentrifugal,
 TC = gaya akibat tumbukan kendaraan,
 TV = gaya akibat tumbukan kapal,
 EQ = gaya gempa,
 BF = gaya friksi,
 TD = beban lajur "D",
 TT = beban truk "T",
 TP = beban pejalan kaki,
 SE = beban akibat penurunan,
 ET = gaya akibat temperatur gradien,
 EU_n = gaya akibat temperatur seragam,
 EF = gaya apung,
 EW_S = beban angin pada struktur,
 EW_L = beban angin pada kendaraan, dan
 EU = beban arus dan hanyutan.

3.5 Perencanaan Struktur Atas

Struktur atas jembatan merupakan bagian struktur yang menerima beban langsung yang ditimbulkan dari berat mati, beban mati tambahan, beban lalu lintas dan aksi lingkungan. Dari struktur atas jembatan kemudian beban akan disalurkan ke bagian struktur bawah jembatan. Perencanaan struktur atas jembatan Sardjito I ini meliputi tiang sandaran, pelat lantai, balok gelagar, kolom, dan kolom pelengkung.

3.5.1 Perencanaan Tiang Sandaran

Tiang sandaran merupakan bagian dari jembatan yang berfungsi sebagai pembatas dan memberikan keamanan kepada pengguna jalan. Tiang sandaran umumnya direncanakan dengan tinggi 0,9 –1,0 m dari muka trotoar. Pada perencanaan jembatan Sardjito I, tiang sandaran direncanakan dengan tinggi 0,90 m.

3.5.2 Perencanaan Pelat Lantai

Pelat lantai jembatan merupakan komponen jembatan sebagai perlintasan lalu lintas. Pelat lantai mempunyai fungsi untuk mendistribusikan beban sepanjang bentang jembatan. Pelat lantai dibagi menjadi 2 tipe struktural yaitu pelat lantai satu arah dan dua arah. Pelat lantai satu arah yaitu pelat yang mempunyai panjang lebih besar dari pada lebarnya yang semua bebannya hampir bertumpu hanya pada dua balok yang sejajar. Pelat lantai dikatakan satu arah bila $L_x/L_y > 2$. Pelat lantai jembatan Sardjito I akan direncanakan menggunakan pelat lantai satu arah.

1. Pembebanan pelat lantai

Pembebanan pada pelat lantai dilakukan untuk menentukan kekuatan struktur beban-beban yang bekerja pada pelat lantai. Beban tersebut antara lain berat sendiri (MS), beban mati tambahan (MA), beban lalu lintas dan aksi lingkungan. Beban-beban tersebut dapat mempengaruhi pada perencanaan pelat lantai jembatan.

2. Perencanaan penulangan pelat lantai

Hasil dari pengaruh pembebanan pada pelat lantai akan menghasilkan momen yang akan digunakan untuk merencanakan tulangan pelat lantai. Untuk mendapatkan besarnya momen, maka analisis pembebanan dilakukan

menggunakan software SAP2000. Umumnya pelat satu arah direncanakan dengan rasio tulangan tarik lebih kecil dari ρ_{maks} .

$$\rho_{maks} = 0,75.\rho_b \quad (3.6)$$

Rasio tulangan tarik lebih kecil karena untuk penghematan penggunaan tulangan baja dengan tinggi optimal dapat dihindari defleksi yang berlebihan. Luas tulangan pokok As harus memenuhi:

$$\rho_{min} \leq \rho_{perlu} \leq \rho_{maks}$$

Jika $\rho_{perlu} \leq \rho_{min}$, dan

$$1,33 \rho_{perlu} \leq \rho_{min} \text{ maka digunakan } \rho_{perlu} = \rho_{min}, \text{ atau}$$

$$1,33 \rho_{perlu} > \rho_{min} \text{ maka digunakan } \rho_{perlu} = 1,33 \rho_{perlu}$$

Untuk mencegah terjadinya susut maka perlu dihitung kebutuhan tulangan susut sesuai dengan Tabel 3.9.

Tabel 3.9 Luas Tulangan Susut yang Dibutuhkan

Mutu Baja (f_y)	Luas tulangan susut
\leq BJTD-30	$0,0020.b.h$
BJTD-40	$0,0018.b.h$
\geq BJTD-40	$0,0018.b.h.\left(\frac{400}{f_y}\right)$

(Sumber SNI 2847-2013 Standar Pembebanan Jembatan)

Untuk menghitung jarak antar tulangan yang dibutuhkan menggunakan rumus berikut.

$$S \leq \frac{A_d.1000}{A_s} \quad (3.7)$$

Keterangan

A_s : luas tulangan yang diperlukan

A_D : luas tulangan yang digunakan

Pada penulangan pelat beton bertulang harus mempertimbangkan dampak negatifnya yaitu antara lain kebakaran dan suhu hal ini dapat mempengaruhi kekuatan tulangan baja, sehingga perlu adanya selimut beton. Selimut beton yang digunakan adalah 40 mm. Menurut SNI 2847-2013 untuk beton yang berhubungan langsung dengan cuaca adalah 40 mm.

Mutu beton lebih besar dari 30 Mpa menurut SK SNI nilai β_1 .

$$f'c \leq 30 \text{ Mpa} \quad \beta_1 = 0,85 \quad (3.7)$$

$$f'c > 30 \text{ Mpa} \quad \beta_1 = 0,85 - \frac{f'c - 2}{7} \times 0,05 \quad (3.8)$$

$$\text{Momen Nominal (Mn) awal} = \frac{Mu}{0,85} \quad (3.9)$$

$$R_n = \frac{Mn \cdot 10^6}{b \cdot d^2} \quad (3.10)$$

Mencari rasio tulangan dengan persamaan berikut:

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} \quad (3.11)$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f'c \cdot \beta_1}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f} \right) \quad (3.12)$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \cdot \rho_b \quad (3.13)$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'c} \quad (3.14)$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right] \quad (3.15)$$

Luas tulangan yang dibutuhkan dapat dicari dengan rumus :

$$A_s \text{ perlu} = \rho_{pakai} \cdot b \cdot d \quad (3.16)$$

Dengan jarak tulangan

$$\rho = \frac{A_1 d \cdot b}{A_s} \quad (3.17)$$

Sehingga dapat dicari jumlah tulangan dengan rumus :

$$\rho = \frac{1000}{S} \quad (3.17)$$

$$A_s = \rho d.n \quad (3.18)$$

Cek hasil momen nominal dengan persamaan:

$$a = \frac{A_s' . f_y}{0,85 . f_c' . b} \quad (3.19)$$

$$M_n = A_s . f_y \left(\frac{d - a}{2} \right) > M_n \text{ awal} \quad (3.20)$$

Untuk tulangan susut dibagi nilai luas perlu A_s diambil 25% dari A_s tulangan pokok.

3.5.3 Perencanaan Balok Gelagar

Gelagar jembatan di bagi menjadi dua yaitu gelagar diafragma dan gelagar memanjang. Gelagar diafragma merupakan gelagar dengan arah melintang yang berfungsi untuk mengikat perkakuan antara gelagar-gelagar memanjang. Dan gelagar memanjang ini merupakan tumpuan pelat lantai kendaraan dalam arah memanjang. Perencanaan gelagar pada jembatan Sardjito I menggunakan gelagar beton bertulang.

1. Pembebanan pada balok gelagar

Prinsip pembebanan pada balok gelagar jembatan sama dengan pembebanan pada lantai jembatan. Beban yang diterima oleh pelat lantai kemudian didistribusikan ke balok yang menumpu pelat tersebut.

2. Perencanaan penulangan balok gelagar

Secara prinsip perencanaan penulangan pada struktur beton bertulang pada jembatan adalah sama dengan bangunan gedung. Hasil dari pembebanan yang telah didistribusikan dari pelat lantai ke balok kemudian akan di analisis menggunakan software SAP2000. Hasil dari analisis tersebut akan didapatkan momen kemudian direncanakan penulangan yang dibutuhkan pada balok. Momen yang dihasilkan dari analisis biasanya akibat beban gempa maka balok mengalami momen negative dan positif secara bergantian, sehingga dalam mendesain tulangan balok menggunakan tulangan rangkap.

a. Estimasi dimensi balok

Menentukan tinggi efektif balok

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} \quad (3.21)$$

$$\rho_b = \frac{\beta_1 \cdot \varepsilon}{m \cdot (\varepsilon + \varepsilon')} \quad (3.22)$$

$$\rho_m = 0,75 \cdot \rho_b \quad (3.23)$$

$$R_b = \rho_b \cdot f_y \cdot \left(1 - \left(\frac{1}{2} \cdot \rho_b \cdot m\right)\right) \quad (3.24)$$

$$R_m = \rho_m \cdot f_y \cdot \left(1 - \left(\frac{1}{2} \cdot \rho_m \cdot m\right)\right) \quad (3.25)$$

$$M_n = R_m \cdot b \cdot h^2 \quad (3.26)$$

$$\frac{M_u}{\phi} = R_m \cdot b \cdot h^2 \quad (3.27)$$

$$h = 2b \quad (3.27)$$

b. Desain balok tulangan sebelah

Secara teoritis balok tulangan sebelah digunakan menahan momen akibat tegangan tarik.

$$R_l = 0,25 \cdot R_b \quad (3.28)$$

$$M_l = R_l \cdot b \cdot h c^2 \quad (3.29)$$

$$M_l = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \cdot x \cdot \left(hc - \frac{a}{2}\right) \quad (3.30)$$

Berdasarkan gaya keseimbangan

$$C_c = T_s \quad (3.31)$$

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b$$

$$C_c = T_{s1} = A_{s1} \cdot f_y$$

$$A_{s1} = \frac{C_c}{f_y} \quad (3.32)$$

$$n_1 = \frac{A_s}{A_d} \quad (3.33)$$

Cek kekuatan dengan persamaan berikut:

$$T_{s1} = Cc = 0,85 \times f'c \times a \times b$$

$$a = \frac{T_{s1}}{0,85 \times f'c \times b} \quad (3.34)$$

$$M_1 = Cc \times \left(hc - \frac{a}{2} \right) \quad (3.35)$$

c. Desain balok tulangan rangkap

Umunya dilapangan balok menggunakan tulangan rangkap untuk mempermudah pengaitan sengkang pada tulangan balok.

Dalam perencanaan tulangan rangkap digunakan persamaan berikut:

$$M_2 = M_n - M_1 \quad (3.36)$$

$$T_{s2} = Cc = \frac{M_2}{(h - d')} \quad (3.37)$$

$$T_{s2} = A_{s2} \times f_y \quad (3.38)$$

$$A_{s2} = \frac{T_{s2}}{f_y}$$

$$n_2 = \frac{A_{s2}}{A_d}$$

d. Kontrol momen negatif tersedia

$$T_s = Cc + C_s \quad (3.39)$$

$$A_s \times f_y = (0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b) + \left(A_s' \cdot \frac{a - (\beta_1 \cdot d')}{a} \cdot \epsilon_s \cdot E_s \right) \quad (3.40)$$

$$c = \frac{a}{\beta} \quad (3.41)$$

$$\epsilon_s = \frac{c - d'}{c} \cdot \epsilon_c \quad (3.42)$$

Jika asumsi tulangan belum leleh maka

$$f_s = \epsilon_s \cdot E_s \quad (3.43)$$

$$M_1 = 0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b \cdot \left(hc - \frac{a}{2} \right) \quad (3.44)$$

$$M_2 = As' \cdot fs \cdot (hc - d') \quad (3.45)$$

$$Mn = M_1 + M_2 \quad (3.46)$$

$$M_t = 0,9 \cdot Mn \quad (3.47)$$

$Mn1$ = kuat momen pasangan kopel gaya beton tekan dan tulangan baja tarik

$Mn2$ = kuat momen pasangan kopel tulangan baja tekan dan baja tarik tambahan

e. Kontrol momen positif tersedia

$$Ts = Cc + Cs$$

$$As \times fy = (0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b) + \left(As' \cdot \frac{a - (\beta_1 \cdot d')}{a} \cdot \varepsilon_s \cdot Es \right)$$

$$c = \frac{a}{\beta}$$

$$\varepsilon_s = \frac{c - d'}{c} \cdot \varepsilon_c$$

Jika asumsi tulangan belum leleh maka

$$fs = \varepsilon_s \cdot Es$$

$$M_1 = 0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b \cdot \left(hc - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_2 = As' \cdot fs \cdot (hc - d')$$

$$Mn = M_1 + M_2$$

$$M_t = 0,9 \cdot Mn$$

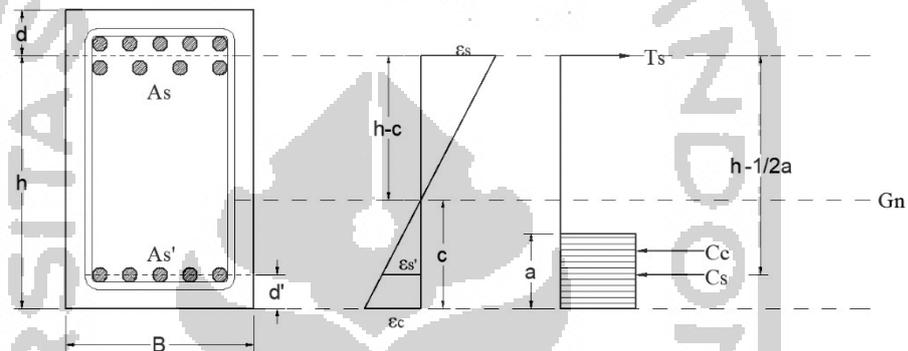
f. Momen kapasitas balok

Momen kapasitas menggunakan prinsip daktilitas penuh. Prinsip tersebut proses desain menggunakan prinsip *capacity design method*. Dengan memakai pendekatan *strong column weak beam*, maka kekuatan kolom harus lebih kuat daripada balok. Agar kolom lebih kuat, maka harus diketahui kekuatan maksimum balok. Untuk itu perlu ditinjau diagram tegangan - regangan baja tulangan seperti pada Gambar 3.3. Setelah baja mengalami

leleh maka kekuatan baja masih dapat meningkat pada peristiwa ini umumnya disebut *strain hardening*. Apabila tegangan leleh adalah f_y , maka tegangan maksimum tulangan f_u lebih besar dari f_y .

1) Kontrol momen kapasitas momen negatif

Umumnya momen negatif lebih besar dari pada momen positif. Diagram keseimbangan gaya dalam pada momen kapasitas negatif dapat dilihat pada Gambar 3.5.



Gambar 3.5 Keseimbangan Gaya Dalam pada Momen Kapasitas Negatif

$$T_s = C_c + C_s$$

$$A_s \times \phi_o \times f_y = (0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b) + \left(A_s' \cdot \frac{a - (\beta_1 \cdot d')}{a} \cdot \epsilon_c \cdot E_s \right) \quad (3.48)$$

$$c = \frac{a}{\beta}$$

$$\epsilon_s = \frac{c - d'}{c} \cdot \epsilon_c$$

jika asumsi tulangan belum leleh maka

$$f_s = \epsilon_s \cdot E_s$$

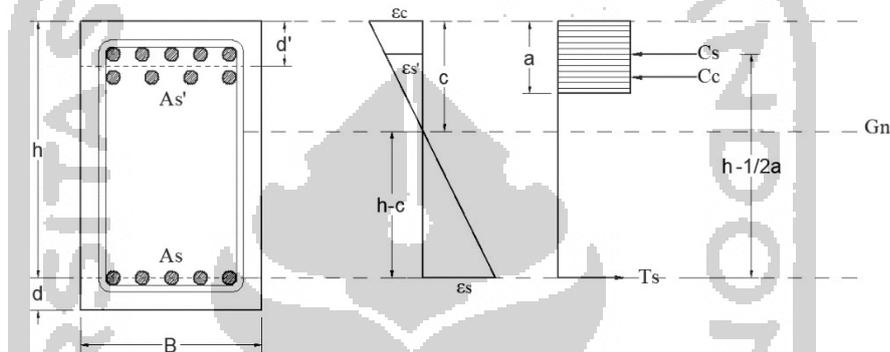
$$M_1 = 0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b \cdot \left(hc^- - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_2 = A_s' \cdot f_s \cdot (hc^- - d')$$

$$M_{kap}^- = M_1 + M_2$$

2) Kontrol momen kapasitas positif

Umumnya tulangan desak belum leleh dengan diagram keseimbangan gaya dalam pada momen kapasitas positif dapat dilihat pada Gambar 3.6.



Gambar 3.6 Keseimbangan Gaya Dalam pada Momen Kapasitas Positif

$$T_s = C_c + C_s$$

$$A_s \times \phi_o \times f_y = (0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b) + \left(A_s' \cdot \frac{a - (\beta_1 \cdot d')}{a} \cdot \epsilon_c \cdot E_s \right)$$

$$c = \frac{a}{\beta}$$

$$\epsilon_s = \frac{c - d'}{c} \cdot \epsilon_c$$

Jika asumsi tulangan belum leleh maka

$$f_s = \epsilon_s \cdot E_s$$

$$M_1 = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \cdot \left(hc - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_2 = A_s' \cdot f_s \cdot (hc - d')$$

$$M_{kap}^+ = M_1 + M_2$$

g. Tulangan geser balok

Gaya geser umumnya tidak bekerja sendirian, tetapi berkombinasi dengan lentur, torsi atau gaya normal. Balok tanpa tulangan geser akan menimbulkan retak miring karena gaya geser yang terjadi, sehingga untuk mencegah retak miring digunakan tulangan transversal yang berbentuk sengkang tertutup. Tulangan geser harus dihitung berdasarkan momen kapasitas balok tersebut. Besar gaya geser rencana yang harus ditahan struktur sebagai berikut :

$$V_u = 0,7 \cdot \frac{M_{kap,i} + M_{kap,a}}{L_n} + 1,05 \cdot (V_D + V_L) \quad (3.49)$$

Namun gaya geser tidak perlu lebih besar dari:

$$V_u = 1,05 \cdot (V_D + V_L + \frac{4}{K} V_E) \quad (3.50)$$

Kuat geser yang dapat ditahan beton

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot h \quad (3.51)$$

$$V_n = V_c + V_n \geq \frac{V_u}{\phi} \quad (3.52)$$

Kuat geser sengkang dalam daerah sendi plastis (2h):

$$V_{sn1} \geq \frac{V_u}{\phi} \quad (3.53)$$

Gaya geser luar sendi plastis ditahan oleh kuat geser tulangan dan kuat geser beton.

$$V_{sn2} \geq \frac{V_u}{\phi} - V_{cn} \quad (3.54)$$

Gaya geser yang dapat ditahan tulangan tidak boleh lebih dari persamaan berikut:

$$V_{sn} = \frac{2}{3} \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{b_w \cdot h} \quad (3.55)$$

Jarak antar tulangan sengkang

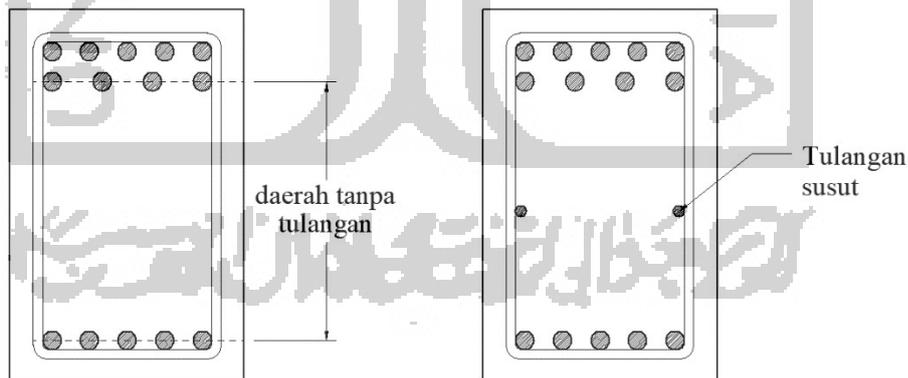
$$S = \frac{n \cdot A_{1s} \cdot f_y \cdot h}{V_s} \quad (3.56)$$

Struktur jembatan Sardjito I ini direncanakan menggunakan sistem rangka pemikul momen khusus sehingga jarak antar sengkang pada daerah sendi plastis tidak boleh melebihi syarat sebagai berikut:

- 1) $d/4$,
- 2) 6 kali diameter tulangan lentur terkecil, dan
- 3) 150 mm

h. Komponen tulangan susut

Tulangan susut diperlukan untuk menjaga mutu beton agar tetap baik setelah proses pengikatan, dimana ada kemungkinan beton mengalami penyusutan dimensi dan mengurangi kualitasnya. Sesuai dengan ketentuan yang berlaku bahwa tidak diizinkan adanya jarak pada beton sebesar 30 cm tanpa tulangan. Sedangkan pemasangan tulangan susut pada balok dapat dilihat pada Gambar 3.7 berikut.



Gambar 3.7 Pemasangan Tulangan Susut Pada Balok

Penulangan susut pada balok sama dengan perhitungan kebutuhan tulangan susut pada pelat lantai jembatan.

3.5.4 Perencanaan Kolom

Kolom merupakan elemen struktur yang bertugas menahan beban tekan aksial dan momen. Kolom memiliki peran yang sangat penting dalam struktur, sehingga keruntuhan pada suatu kolom dapat menyebabkan runtuhnya bangunan yang bersangkutan dan juga runtuh seluruh struktur. Setelah mengetahui kekuatan maksimum balok maka dapat merencanakan kolom sehingga kekuatan kolom lebih kuat dibandingkan dengan balok agar tercapai prinsip *strong column weak beam*.

1. Momen Ultimit Kolom

Momen ultimit kolom didapatkan dari hasil kapasitas momen balok, kemudian dikombinasi dengan beban terfaktor dijadikan M_u,k dengan persamaan berikut:

$$M_{u,ka} = \frac{h_a'}{h_a} \cdot \omega \cdot \alpha_a \cdot \varphi \cdot \left(\frac{l_{b_i}}{l_{b_i'}} \cdot M_{kap,i} + \frac{l_{b_a}}{l_{b_a'}} \cdot M_{kap,a} \right) \quad (3.57)$$

$$\text{Dengan } \alpha_a = \frac{El_a / h_a}{\frac{El_a}{h_a} + \frac{El_b}{h_b}} \quad (3.58)$$

$$M_{u,kb} = \frac{h_b'}{h_b} \cdot \omega \cdot \alpha_b \cdot \varphi \cdot \left(\frac{l_{b_i}}{l_{b_i'}} \cdot M_{kap,i} + \frac{l_{b_a}}{l_{b_a'}} \cdot M_{kap,a} \right)$$

$$\text{Dengan } \alpha_b = \frac{El_b / h_b}{\frac{El_a}{h_a} + \frac{El_b}{h_b}}$$

Keterangan:

h_a' = tinggi bersih kolom atas,

h_b' = tinggi bersih kolom bawah,

l_{b_a} = panjang bentang balok kanan,

l_{b_i} = panjang bentang balok kiri,

l_{b_a}' = bentang bersih balok kanan,

l_{b_i}' = bentang bersih balok kiri,

α_a = faktor distribusi momen kolom atas,

α_b = faktor distribusi momen kolom bawah,

- ω = *dynamic magnification factor* (factor pembesar dinamik) = 1,3,
 ϕ = factor reduksi kekuatan, dan
 M_{kap} = momen kapasitas balok

Untuk struktur portal terbuka factor pembesar $\omega = 1,3$ sedangkan $\phi = 0,7$.

2. Gaya aksial ultimit kolom

Gaya aksial ultimit kolom didapatkan dari hasil analisis struktur dengan kombinasi beban ditambah momen kapasitas balok.

Untuk mencari gaya aksial ultimit kolom dapat menggunakan persamaan berikut:

$$N_{u,ki} = R_v \cdot 0,7 \cdot \sum_{i=1}^n \left\{ \frac{(\sum M_{kap,i})i}{L_i} + \frac{(\sum M_{kap,a})a}{L_a} \right\} + 1,05 \cdot N_{g,k} \quad (3.59)$$

Nilai tersebut tidak perlu lebih besar dari:

$$N_{u,ki} = 1,05 \cdot \left(N_{g,k} + \frac{4}{k} N_{E,k} \right) \quad (3.60)$$

Keterangan:

R_v = faktor untuk kemungkinan tidak bersama-sama kejadian sendi plastis, diambil nilai $R_v = 0,9$,

$N_{g,k}$ = gaya aksial akibat beban gravitasi, dan

$N_{E,k}$ = gaya aksial akibat beban gempa.

3. Perencanaan tulangan lentur kolom dengan grafik Mn-Pn

Perencanaan tulangan lentur kolom dihitung dengan menghubungkan momen ultimit (M_u) dan gaya aksial ultimit (P_u) dari hasil analisis menggunakan program SAP2000. Kemudian diplotkan ke grafik Mn-Pn. Dari grafik tersebut didapat jumlah tulangan lentur yang diperlukan dan kuat lentur rencana kolom yang dihasilkan. Grafik Mn-Pn dibuat dengan menghubungkan gaya aksial dan momen lentur kolom. Grafik Mn-Pn dihitung berdasarkan lima kondisi yaitu:

- a. Kondisi desak sentris ($M_n = 0$)

Kondisi ini dimana beban bekerja tepat pada titik berat potongan kolom, sehingga tidak ada momen.

$$P_{no} = (0,85 \cdot f'c \cdot b \cdot ht) + \{(As + As') \cdot (fy - 0,85 \cdot f'c)\} \quad (3.61)$$

$$M_n = 0 \quad (3.62)$$

b. Kondisi patah berimbang (*balance*) $c = c_b$

Kondisi *balance* merupakan kondisi dimana regangan desak beton telah mencapai regangan ultimit (ϵ_c) dan baja tarik mulai leleh.

$$c_b = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \epsilon_y} \cdot h \quad (3.63)$$

$$a_b = 0,85 \cdot c_b \quad (3.64)$$

$$f's = \frac{c_b - d'}{c_b} \cdot \epsilon_c \cdot Es \quad (3.56)$$

$$C_c = 0,85 \cdot f'c \cdot a_b \cdot b \quad (3.56)$$

$$C_s = As' \cdot (f's - 0,85 \cdot f'c) \quad (3.56)$$

$$T_s = As \cdot fy \quad (3.56)$$

$$P_n = C_c + C_s - T_s \quad (3.56)$$

$$M_n = C_c \cdot \left(\frac{ht}{2} - \frac{a_b}{2} \right) + C_s \cdot \left(\frac{ht}{2} - d' \right) - T_s \cdot \left(\frac{ht}{2} - d \right)$$

c. Kondisi patah desak

Kondisi patah desak adalah dimana baja desak telah leleh namun baja tarik belum leleh. Agar terjadi patah desak, maka diambil faktor pengali ($C > C_b$).

$$a = 0,85 \cdot c$$

$$f's = \frac{c - d'}{c} \cdot \epsilon_c \cdot Es$$

$$f_s = \frac{d - c}{c} \cdot \epsilon_c \cdot Es$$

$$C_c = 0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b$$

$$C_s = As' \cdot (f's - 0,85 \cdot f'c)$$

$$T_s = A_s \cdot f_y$$

$$P_n = C_c + C_s - T_s$$

$$M_n = C_c \left(\frac{ht}{2} - \frac{a}{2} \right) + C_s \left(\frac{ht}{2} - d' \right) - T_s \left(\frac{ht}{2} - d \right)$$

d. Kondisi patah tarik

Kondisi patah tarik merupakan dimana baja tarik telah leleh dan baja desak belum leleh. Agar terjadi patah tarik, maka diambil factor pengali $C_b < 1$.

$$a = 0,85 \cdot c$$

$$f'_s = \frac{c - d'}{c} \cdot \epsilon_c \cdot E_s$$

$$f_s = \frac{d - c}{c} \cdot \epsilon_c \cdot E_s$$

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b$$

$$C_s = A_s' \cdot (f'_s - 0,85 \cdot f'_c)$$

$$T_s = A_s \cdot f_y$$

$$P_n = C_c + C_s - T_s$$

$$M_n = C_c \left(\frac{ht}{2} - \frac{a}{2} \right) + C_s \left(\frac{ht}{2} - d' \right) - T_s \left(\frac{ht}{2} - d \right)$$

e. Kondisi lentur murni ($P_n = 0$)

Kondisi ini adalah kondisi dimana beban yang terjadi hanyalah momen, beban aksial = 0, sehingga perhitungannya seperti analisis balok tulangan rangkap dengan asumsi tulangan desak belum leleh.

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b$$

$$f_s = \frac{c - d}{c} \cdot \epsilon_c \cdot E_s$$

$$C_s = A_s' \cdot f_s$$

$$T_s = A_s \cdot f_s$$

$$Mn = Cc \left(h - \frac{a}{2} \right) + Ts \cdot (h - d') \quad (3.65)$$

Keterangan:

$f'c$ = mutu beton (Mpa)

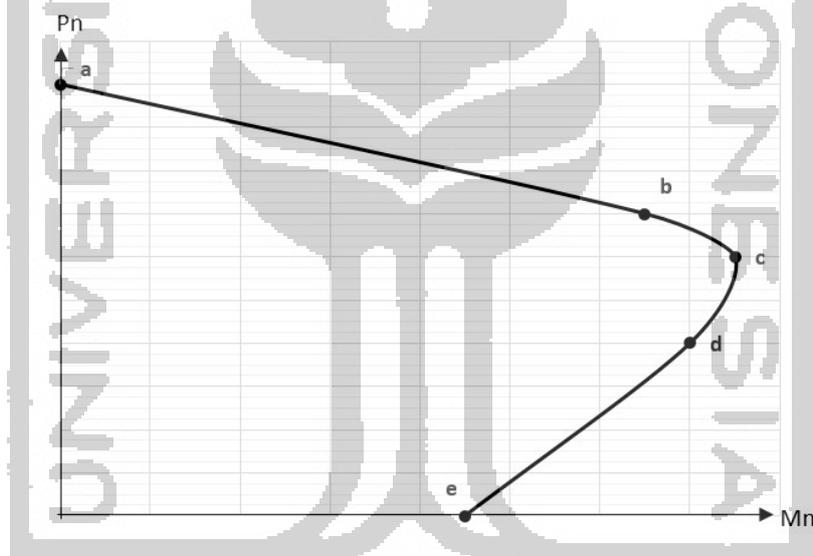
f_y = mutu baja (Mpa)

A_s = Luas tulangan (mm^2)

ht = tinggi penampang (mm)

b = lebar penampang (mm)

Setelah mendapatkan hasil 5 kondisi kemudian diplotkan ke dalam grafik Mn - Pn seperti Gambar 3.8.



Gambar 3.8 Grafik Mn-Pn

4. Gaya geser kolom

Kuat geser kolom portal dengan daktilitas penuh berdasarkan terjadinya sendi plastis pada ujung-ujung balok yang bertemu dikolom, besar gaya geser pada kolom tersebut ditunjukkan dengan persamaan:

$$Vu = \frac{Ma - Mb}{h} \quad (3.67)$$

Keterangan:

V_u = gaya geser ultimit kolom pada daerah sendi plastis,
 M_a = momen kolom bagian atas,
 M_b = momen kolom bagian bawah, dan
 h = tinggi kolom

Gaya geser kolom pada daerah lapangan ditunjukkan pada persamaan berikut:

$$V_{s1} = \frac{V_u}{0,75} - V_c \quad (3.68)$$

$$V_c = \left(1 + \frac{P_u}{14 \cdot A_g}\right) \cdot \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \quad (3.69)$$

Keterangan:

V_{s1} = gaya geser yang dapat ditahan oleh tulangan geser,

V_c = gaya geser yang dapat ditahan beton,

P_u = gaya aksial kolom, dan

A_g = luas penampang kolom

5. Perencanaan tulangan geser kolom

Ada dua bagian penulangan geser pada daerah kolom, yaitu tulangan geser sendi plastis dan luar sendi plastis.

a. Daerah sendi plastis

Daerah sendi plastis pada kolom sebesar L_o dari muka *joint* balok dan kolom.

Panjang L_o tidak boleh kurang dari:

- 1) Tinggi komponen terbesar kolom,
- 2) 1/6 bentang bersih kolom, dan
- 3) 450 mm

Jarak tulangan geser (s) didapatkan menggunakan persamaan:

$$s = \frac{A_{1D} \cdot n \cdot f_y \cdot Ht}{V_{s1}} \quad (3.70)$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} \quad (3.56)$$

Jarak tulangan geser pada kolom pada daerah sendi plastis menurut SNI 2847-2013 tidak perlu lebih besar dari 150 mm dan tidak perlu kurang dari 100 mm.

b. Daerah luar sendi plastis

Pada daerah luar sendi plastis jarak tulangan geser dapat dihitung menggunakan persamaan berikut:

$$s = \frac{A_{1D} \cdot n \cdot f_y \cdot H_t}{V_{s1}}$$

Keterangan:

V_u = gaya geser ultimit kolom pada daerah sendi plastis,

V_s = perbesaran gaya geser,

ϕ = factor kuat lebih gaya geser,

A_{1D} = luas tulangan geser,

n = jumlah kaki tulangan geser,

f_y = kuat tarik baja (Mpa), dan

H_t = tinggi kolom

Pada daerah luar sendi plastis tulangan geser tidak perlu diambil lebih besar dari:

1) 6 kali diameter tulangan longitudinal,

2) 150 mm

3.5.5 Perencanaan Kolom Pelengkung

Pada perencanaan jembatan Sardjito I ini menggunakan jembatan pelengkung beton bertulang dengan tipe *true arch*, yaitu konstruksi pelengkung berada dibawah lantai jembatan. Pada perencanaan struktur atas Jembatan Sardjito I ini digunakan variasi ketinggian busur pelengkung untuk mengetahui desain yang paling efektif

dan efisien. Variasi ketinggian busur berdasarkan BMS 1992 dengan persamaan berikut:

$$0,16 \leq \frac{f}{L} \leq 0,2 \quad (3.71)$$

Ketinggian busur jembatan menggunakan persamaan parabola dengan persamaan berikut:

$$y = \frac{4 \cdot f \cdot x(L - x)}{L^2} \quad (3.72)$$

Keterangan :

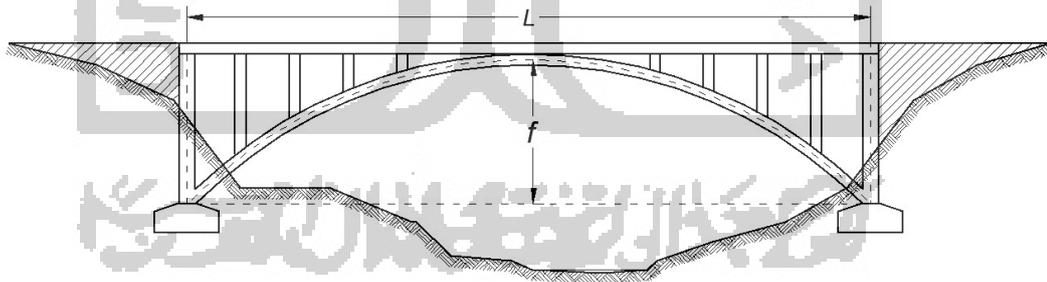
y = jarak arah y

x = jarak arah x

f = ketinggian busur

L = bentang jembatan

Sedangkan Gambar rencana jembatan yang digunakan seperti pada Gambar 3.9 berikut.



Gambar 3.9 Gambar Rencana Jembatan