BAB III
LANDASAN TEORI

3.1 TINJAUAN UMUM

Bab ini menjelaskan tentang teori yang mendukung penulisan tugas akhir perencanaan ulang Jembatan Sardjito II, yang meliputi beberapa teori mengenai perencanaan struktur jembatan menggunakan gelagar pelat *(plate girder)*.Perencanaan struktur jembatan Sardjito II meliputi perencanaan struktur atas dan struktur bawah jembatan.

Pedoman pembebanan untuk perencanaan jembatan jalan raya meliputi data beban primer, beban sekunder, serta persyaratan perencanaan untuk penyebaran beban dan kombinasi pembebanan.

3.2 PEMBEBANAN RENCANA

Sebelum melakukan analisis perhitungan struktur jembatan, seorang perencana harus menghitung beban-beban rencana yang sesuai dengan peraturan yang berlaku. Peraturan tentang pembebanan jembatan begitu banyak dan di setiap Negara mempunyai peraturan khusus yang berbeda satu dengan yang lain, seperti *JIS* yang dimiliki Jepang, *AASHTO* yang dimiliki Amerika Serikat, dan *BS* yang digunakan di Inggris.

Di Indonesia, peraturan tentang pembebanan jembatan jalan raya telah dikemas dalam Peraturan Pembebanan Jembatan Jalan Raya Tahun 1987 (PPJJR 1987).Pada tahun 1992, suatu konsep dibuat untuk memperbaharui PPJJR 1987, yaitu dengan Peraturan Perencanaan Teknik Jembatan, *Bridge Management System* (BMS 1992).BMS 1992 merupakan hasil kerjasama pemerintah Indonesia dengan Australia.

Pada perencanaan ulang Jembatan Sardjito II ini, digunakan peraturan *AASHTO LRFD Bridge Design Specification*yang merupakan peraturan yang dimiliki oleh Amerika Serikat.Hal ini dilakukan karena pada perencanaan

Jembatan Sardjito II sebelumnya menggunakan peraturan BMS 1992, sehingga diambil perencanaan dengan peraturan yang berbeda dari perencanan sebelumnya.Menurut *AASHTO LRFD Bridge Design Specification*, yang termasuk dalam pembebanan rencana suatu jembatan adalah sebagai berikut ini.

3.2.1. BEBAN MATI/TETAP

Beban tetap adalah beban yang ada pada jembatan dalam jangka waktu yang tidak terbatas/permanen, dan mungkin ada selama masa pelayanan jembatan tersebut.Beban ini terdiri dari :

- Beban mati dari komponen struktur alat tambahan non struktur (DC)
- Beban mati dari lapisan perkerasan/aspal (DW)
- Beban mati berupa tekan vertikal (EV) berupa genangan air hujan
- Beban tekanan horizontal tanah (EH)
- Beban tambahan dari tanah (ES)
- DD *(Downdrag)* atau penurunan.

Beban mati dari komponen struktur dan alat tambahan non struktur merupakan beban permanen yang harus dimasukkan dalam semua analisis. Yang dimaksud komponen struktur disini adalah elemen-elemen yang merupakan bagian dari sistem ketahanan beban seperti plat lantai dan gelagar jembatan. Sedangkan alat tambahan non struktur yang dimaksud adalah sandaran/dinding jembatan, railing/rel pengaman, rambu-rambu, dan lampu-lampu penerangan. Berat dari masing-masing benda bisa dikira-kira dengan menggunakan berat jenis material dari tabel 3.1 dibawah ini.Sedangkan ketiga beban terakhir *EH, ES,* dan *DD* merupakan beban yang bekerja pada dinding penahan tanah dan pilar.

Tabel. 3.1 Berat Jenis Material

Material		**Berat Jenis (kg/m3)**
Alumininum Alloys		2800
Bituminous Wearing Surfaces		2250
Cast Iron		7200
Cinder Filling		960
Compacted Sand, Silt, or Clay		1925
Concrete	Low-Density	1775
	Sand-Low-Density	1925
	Normal Density with f'c ≤ 35 Mpa	2320
	Normal Density with 35 < f'c ≤ 105 Mpa	2240 + 2,29 f'c
Lose Sand, Silt, or		1600
Soft Clay		1600
Rolled Gravel, Macadam, or Ballast		2250
Steel		7850
Stone Mansory		2725
Wood	Hard	960
	Soft	800
Water	Fresh	1000
	Salt	1025
Item		**Berat Per Unit Panjang (Kg/mm)**
Transit Rails, Ties, and Fastening per Track		0,30

(Sumber, AASHTO LRFD Bridge Design Specification, 2007)

Untuk perencanaan lantai kendaraan :

- Berat plat beton = 24 kN/m^3
- Berat perkerasan aspal = 22 kN/m^3
- Berat air hujan = 9,8 kN/m^3

Untuk perencanaan gelagar :

- Berat sendiri gelagar baja = 78,5 kN/m^3

3.2.2. BEBAN HIDUP/SEMENTARA

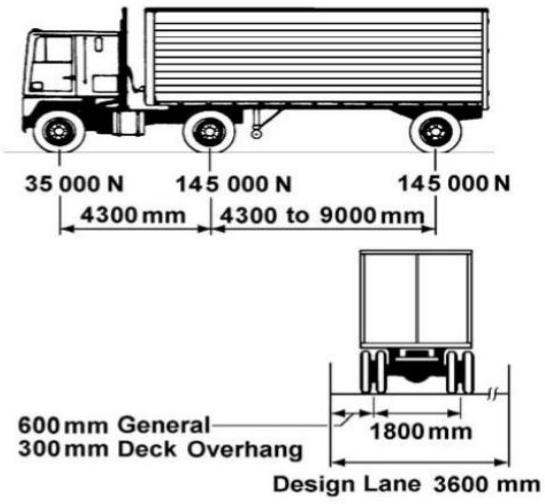
Beban hidup adalah semua beban yang berasal dari beban lalu lintas kendaraan, kereta apidan pejalan kaki yang dianggap bekerja pada jembatan. Termasuk pula beban lateral yang diakibatkan oleh aliran air (sungai), angin, gumpalan es, tubrukan kapal dan gempa bumi. Selain itu pengaruh temperatur juga harus diperhitungkan sebagai beban sementara karena jembatan sering kali mengalami perubahan temperatur yang tidak pasti.Tergantung dari jenis struktur jembatan, pengaruh dari rangkak dan susut mungkin juga perlu dipertimbangkan.

Macam-macam beban sementara dalam perencanaan jembatan adalah seperti berikut ini.

1. Beban Hidup Lalu Lintas Kendaraan

Beban hidup lalu lintas kendaraan yang digunakan dalam jembatan ditunjukkan dengan beban HL-93 yang berisi tentang kombinasi antara desain truk atau desain tandem, dan desain beban jalur.Akan tetapi, terlebih dahulu harus ditentukan jumlah jalur dalam jembatan tersebut.Jumlah jalur dapat ditentukan dengan rumus $^{w}/_{3600}$, dimana *w* adalah lebar jembatan dalam millimeter (mm) antar sisi luar jembatan.

Besarnya beban dan jarak antar gandar, sekaligus jarak antar roda dari desain truk dapat dilihat pada gambar 3.1.



Gambar 3.1. Karakteristik dari Desain Truk

Gandar depan memiliki beban sebesar 35 kN, gandar kemudi memiliki beban sebesar 145 kN terletak sejauh 4300 mm dari gandar depan, dan gandar belakang/gandar trailer memiliki beban sebesar 145 kN yang terletak pada jarak antara 4300 mm sampai 9000 mm dari gandar kemudi.Sedangkan untuk desain tandem terdiri dari dua gandar yang memiliki beban sebesar 110 kN yang berjarak 1200 mm. Dan untuk beban jalur terdiri dari beban merata sebesar 9,3 kN/mm pada arah memanjang dan diasumsikan menempati daerah 3000 mm pada arah melintang.

Perlu diperhatikan pula tekanan yang diakibatkan oleh area kontak roda ban*(tire contact area)*dari kendaraan pada lantai jembatan. Area kontak roda ban pada lantai jembatan diasumsikan sebagai bentuk dari persegi empat dengan lebar 510 mm dan panjang 250 mm. Tekanan yang diakibatkan oleh roda ban dari kendaraan diasumsikan bekerja secara merata diatas kontak area.

Efek beban maksimal yang digunakan dalam perencanaan diambil dari salah satu kombinasi terbesar dari:

- Kombinasi dari desain tandem dengan desain beban jalur
- Kombinasi dari satu desain truk dengan jarak gandar yang bervariasi antar 4300mm – 9000mm dengan desain beban jalur
- Untuk momen negatif yang berada diatas dukungan interior, dan reaksi pada pilar, digunakan 90% efek dari dua desain truk yang terletak minimal sejauh 15000mm antar gandar depan dan gandar belakang truk lain dengan jarak antara dua gandar 145 kN sejauh 4300mm dikombinasikan dengan 90% efek dari desain beban jalur.

Dalam perencanaan beban hidup lalu lintas, perlu ditentukan besarnya faktor *m* atau *multiple presence factors*.Faktor *m* ini digunakan untuk menghitung kemungkinan pekerjaan jalur bersama/berganda oleh desain beban hidup HL-93.Efek beban hidup lalu lintas maksimum ditentukan dengan mempertimbangkan masing-masing kombinasi yang mungkin dari jalur beban dikalikan dengan sebuah faktor *m* yang

berhubungan. Nilai faktor *m* atau *multiple presence factors*dapat dilihat pada tabel 3.2 dibawah ini.

Tabel 3.2. Nilai *Multiple Presence Factors (m)*

Jumlah Lajur	Multiple Presence Factors (m)
1	1,20
2	1,00
3	0,85
>3	0,65

(Sumber, AASHTO LRFD Bridge Design Specification, 2007)

2. *Fatigue Load* (Beban Lelah)

Selain itu, perlu diperhatikan efek kelelahan *(fatigue)* struktur jembatan yang ditimbulkan akibat dari beban/tekanan yang berulang-ulang pada jembatan.Beban/tekanan yang berulang-ulang ini merupakan akibat dari lalu-lintas kendaraan (truk) yang melalui jembatan.Jumlah siklus tekanan pada jembatan didasarkan pada survei lalu lintas truk per hari.Rata-rata lalu lintas truk per hari *(Average Daily Truck Traffic/ADDT)* pada jalur tunggal dapat diperkirakan dengan menggunakan rumus sebagai berikut.

$$ADDT_{SL} = p \,.\, (ADDT)$$

Keterangan :

ADDT = jumlah lalu lintas truk per hari pada satu arah jalur

$ADDT_{SL}$ = Jumlah rata-rata lalu lintas truk per hari pada jalur tunggal

p = koefisien dari lalu lintas truk pada satu jalur sesuai dengan tabel 3.3

Tabel 3.3. Nilai Koefisien *p* pada Jalur Tunggal

Jumlah Lajur Yang Dilewati Truk	p
1	1,00
2	0,85
>3	0,80

(Sumber, AASHTO LRFD Bridge Design Specification, 2007)

Rata-rata lalu lintas kendaraan *(Average Daily Traffic/ADT)*, termasuk semua jenis kendaraan seperti mobil dan truk terbatas pada 20000 kendaraan per hari pada tiap jalur pada kondisi normal. Jumlah rata-rata lalu lintas truk per hari *(Average Daily Truck Traffic/ADDT)* dapat ditentukan dengan mengalikan nilai *ADT(Average Daily Traffic)*dengan faktor jumlah truk pada lalu lintas jalan.Nilai faktor jumlah truk tergantung dari jenis/klas jalan dimana jembatan itu berada seperti pada tabel 3.4 dibawah ini.

Tabel 3.4. Nilai Faktor Jumlah Truk Berdasarkan Kelas Jalan

Jenis Jalan	Jumlah Truk Dalam Lalu Lintas
Rural Interstate	0,20
Urban Interstate	0,15
Other Rural	0,15
Other Urban	0,10

(Sumber, AASHTO LRFD Bridge Design Specification, 2007)

3. Beban Pejalan Kaki

Beban pejalan kaki dalam *AASHTO* adalah sebesar 3,6 x 10^{-3} MPa dan diterapkan untuk semua trotoar dengan lebar lebih dari 600 mm dan dipertimbangkan bersama-sama dengan desain lalu lintas kendaraan.

Sedangkan untuk jembatan khusus untuk pejalan kaki dan/atau lalu lintas sepeda, maka besarnya beban yang digunakan adalah 4,1 x 10^{-3} MPa.

4. Beban Dinamis yang Diijinkan (*Dynamic Load Allowance/IM)*

Efek beban statis yang ditimbulkan oleh desain truk dan desain tandem, selain gaya sentrifugal dan gaya pengereman, harus ditingkatkan dengan persen nilai sesuai pada table 3.5. dibawah ini.

Tabel 3.5. Nilai *IM (Dynamic Load Allowance)*

Komponen	IM
Deck Joint - All Limit States	75%
All Other Component:	
- Fatigue and Fracture Limit State	15%
- All Other Limit State	33%

(Sumber, AASHTO LRFD Bridge Design Specification, 2007)

Faktor/nilai yang digunakan pada beban statis tersebut ditentukan berdasarkan $\left(1 + {}^{IM}/_{100}\right)$. Nilai IM ini sebaiknya tidak diaplikasikan pada beban pejalan kaki atau pada desain jalur.Selain itu, beban dinamis yang diijinkan (*Dynamic Load Allowance/IM)* tidak diaplikasikan pada dinding penahan tanah yang bukan merupakan bagian dari struktur yang menerima tekanan/reaksi vertikal dari strut\ktur atas jembatan dan pada komponen pondasi.

5. Gaya Pengereman *(Braking Force/BR)*

Gaya pengereman ini dapat dihitung dengan menggunakan rumus seperti dibawah ini.

$$BR = b.W$$

Dimana :

$$b = \frac{v^2}{2.g.a}$$

Keterangan :

BR = gaya pengereman (N)

b = faktor pengereman

v = kecepatan kendaraan (m/s)

g = gaya gravitasi (9,807 m/s^2)

a = jarak pengereman (m)

Besarnya gaya pengereman ini dapat ditentukan dengan mengambil nilai terbesar dari:

– 25% dari berat gandar desain truk atau desain tandem. Dimana nilai 25% ini diperoleh dari hitungan nilai *b*dibwah ini. Dimana AASHTO mengasumsikan bahwa truk sedang bergerak pada kecepatan 90km/jam (25m/s) dan jarak pengereman yang diperlukan sejauh 122m.

$$b = \frac{(25)^2}{2.9{,}807.122} = 0{,}26 \approx 0{,}25$$

– 5% dari desain truk dikombinasikan dengan desain jalur, atau 5% dari desain tandem dikombinasikan dengan desain jalur.

6. Beban Air *(Water Load/WA)*

Beban air ini merupakan gaya yang terjadi akibat aliran air yang bekerja pada pilar. Besarnya tekanan dari aliran air yang bekerja pada pilar dapat ditentukan dengan rumus sebagai berikut.

$$p = (5{,}14.10^{-4}).C_D.V^2$$

Dimana :

p = tekanan akibat aliran air (MPa)

C_D = koefisien seret dari pilar seperti pada tabel 3.6

V = kecepatan rata-rata air pada saat banjir (m/s)

Apabila aliran air memiliki sudut terhadap pilar, maka besarnya tekanan yang timbul akibat aliran air dapat ditentukan dengan rumus sebagai berikut.

$$p = (5{,}14.10^{-4}).C_L.V^2$$

Dimana :

p = tekanan lateral akibat aliran air (MPa)

C_L = koefisien seret lateral dari pilar seperti pada tabel 3.7

V = kecepatan rata-rata air pada saat banjir (m/s)

Tabel 3.6. Koefisien Seret Pilar *(C_D)*

Type	Cd
Semicircular-nosed pier	0,7
square-ended pier	1,4
debris lodged againts the pier	1,4
wedged-nosed pier with nose angle 90^o or less	0,8

(Sumber, AASHTO LRFD Bridge Design Specification, 2007)

Tabel 3.7. Koefisien Seret Pilar *(C_L)*

Sudut Arah Alirah Terhadap Pilar	CL
0^o	0,0
5^o	0,5
10^o	0,7
20^o	0,9
$\geq 30^o$	1

(Sumber, AASHTO LRFD Bridge Design Specification, 2007)

7. Beban Angin *(Wind Load / WS and WL)*

Tekanan angin yang ditetapkan pada desain ini diasumsikan disebabkan oleh desain kecepatan angin dasar atau V_B sebesar 160 km/jam. Untuk jembatan dengan tinggi lebih dari 10.000mm (10m) dari permukaan tanah atau permukaan air, besarnya kecepatan angin desain dapat ditentukan berdasarkan rumus berikut ini.

$$D_{DZ} = 2{,}5.V_0\left(\frac{V_{10}}{V_B}\right).ln\left(\frac{Z}{Z_O}\right)$$

Dimana :

V_{DZ} = kecepatan angin desain pada elevasi jembatan (km/jam)

V_{10} = kecepatan angin pada ketinggian 10m diatas permukaan tanah atau diatas permukaan air (km/jam), untuk desain yang lebih baik biasanya nilai V10 diasumsikan sama dengan nilai VB yaitu 160 km/jam

V_B = kecepatan angin dasar pada ketinggian 10m (160 km/jam)

Z = ketinggian dari struktur (m)

V_0 = kecepatan angin berdasarkan karakteristik angin diambil sesuai pada tabel 3.8 pada berbagai wilayah (km/jam)

Z_0 = koefisien panjang gesekan angin terhadap permukaan sesuai pada tabel 3.8 pada berbagai wilayah (mm)

Tabel 3.8. Nilai V_0dan Z_0 Sesuai Karakteristik Suatu Wilayah

Kondisi	***Open Country***	***Suburban***	***Country***
V_0 (km/jam)	13,2	17,6	19,3
Z_0 (mm)	70	1000	2500

(Sumber, AASHTO LRFD Bridge Design Specification, 2007)

Berdasarkan AASHTO yang dimaksud dengan *open country* atau daerah/wilayah terbuka adalah daerah terbuka dengan tinggi bangunan disekitarnya kurang dari 10m. *Suburban* atau daerah pinggiran kota termasuk didalamnya kota, pinggiran kota, hutan dan daerah dengan jumlah bangunan yang menghambat laju angin yang lebih banyak. Sedangkan *city* atau perkotaan/kota besar adalah daerah dimana 50% lebih bangunannya memiliki tinggi kurang lebih 21m.

Sedangkan besarnya tekanan yang ditimbulkan oleh angin, dapat dihitung dengan menggunakan rumus dibawah ini.

$$P_D = P_B \left({}^{V_{DZ}}/_{V_B} \right)^2 = P_B \frac{{V_{DZ}}^2}{25600}$$

Keterangan:

P_D = tekanan yang ditimbulkan oleh angin (MPa = N/mm^2)

P_B = besarnya tekanan dasar angin sesuai table 3.9 (MPa)

V_{DZ} = kecepatan angin desain pada elevasi jembatan (km/jam)

Tabel 3.9. Besar Tekanan Dasar Angin untuk V_b = 160 km/jam

Jenis Struktur	Tekanan Dasar Angin
Rangka Baja. Kolom, dan Jembatan Lengkung	0,0024
Jembatan Gelagar	0,0024
Permukaan Datar / Slab	0,0019

(Sumber, AASHTO LRFD Bridge Design Specification, 2007)

Gaya atau tekanan yang ditimbulkan oleh angin ini sebaiknya dipertimbangkan dari semua arah.Besarnya nilai P_B (tekanan dasar angin) berdasarkan berbagai sudut datang arah angin dapat dilihat pada tabel 3.10. Arah angin yang digunakan pada desain adalah arah angin yang mampu menyebabkan efek gaya maksimal. Selain itu, tekanan transversal dan longitudinal yang terjadi pada struktur harus diterapkan secara serempak

(bersama-sama).Berdasarkan AASHTO besarnya beban angin minimum yang bekerja pada struktur tidak boleh kurang dari 4, 4 N/mm.

Tabel 3.10. Besar Tekanan Angin untuk Berbagai Sudut Datang Angin dan V_B = 160 km/jam

Sudut Datang Angin	**Jembatan Rangka, Jembatan Lengkung, dan Kolom**		**Jembatan Gelagar**	
	Arah Melintang	**Arah Memanjang**	**Arah Melintang**	**Arah Memanjang**
Derajat	**Mpa**	**Mpa**	**Mpa**	**Mpa**
0	0,036	0,0000	0,0024	0,0000
15	0,0034	0,0006	0,0021	0,0003
30	0,0031	0,0013	0,0020	0,0006
45	0,0023	0,0020	0,0016	0,0008
60	0,0011	0,0024	0,0008	0,0009

(Sumber, AASHTO LRFD Bridge Design Specification, 2007)

Pada *substructure* (struktur bawah) jembatan, tekanan transversal dan longitudinal diaplikasikan secara serempak dan besarnya tekanan dasar angin diasumsikan sebesar 0, 0019 MPa. Untuk arah angin yang memiliki sudut terhadap struktur bawah jembatan, gaya ini akan dipisah menjadi komponen-komponen tegak lurus terhadap struktur dan diterapkan secara serempak dengan beban angin yang bekerja pada struktur atas.

Selain itu, perlu dipertimbangkan juga beban angin yang bekerja pada kendaraan yang sedang melalui jembatan. Besarnya beban angin yang bekerja pada kendaraan diasumsikan sebesar 1,46 N/mm dan bekerja secara horizontal pada jarak 1800mm diatas permukaan jalan.

8. Beban Gempa *(Seismic Loads/EQ)*

Pada perencanaan jembatan, tergantung dimana jembatan tersebut berada, perlu diperhatikan efek yang ditimbulkan oleh gempa bumi.Beban yang diakibatkan oleh gempa ini dianggap bekerja pada struktur jembatan secara horizontal.Pada perencanaan, prinsip dasar yang digunakan *AASHTO* untuk menentukan aturan ini adalah sebagai berikut.

- Gempa kecil dan sedang harus mampu ditahan oleh struktur dalam batas elastik dan tanpa menyebabkan kerusakan yang besar,
- Gaya dan intensitas gerakan tanah yang realistis harus digunakan dalam prosedur perencanaan,
- Goncangan akibat gempa besar seharusnya tidak menyebabkan keruntuhan dari semua atau sebagian struktur jembatan. Apabila mungkin, kerusakan dapat dengan mudah diketahui dan mungkin untuk diperiksa dan diperbaiki.

Menurut *AASHTO,* ketentuan/persyaratan mengenai beban gempa ini harus diterapkan pada jembatan-jembatan dengan slab konvensional, gelagar balok, *box girder*, dan jembatan rangka baja dengan bentang tidak melebihi 150m. Untuk bentang jembatan lebih dari 150m dan jenis jembatan lainseperti jembatan gantung *(suspension bridge)*, jembatan *cable-stayed* dan jembatan lengkung, persyaratan ini tidak dapat dipakai. Pemilik *(owner)* proyek harus menentukan spesifikasi yang lain atau dapat menggunakan persyaratan ini.

Karena Jembatan Sardjito II terletak di wilayah Indonesia, khususnya Daerah Istimewa Yogyakarta, maka pada perencanaan beban gempa dilakukan menggunakan peraturan gempa yang berlaku di Indonesia. Hal ini dilakukan agar beban gempa yang digunakan dalam perhitungan sesuai dengan kondisi dimana jembatan tersebut berada dan untuk mempermudah penentuan nilai-nilai notasi yang digunakan dalam

perhitungan beban gempa tersebut.Peraturan yang digunakan adalah *RSNI-02-2005 Standar Pembebanan Untuk Jembatan.*

Besarnya beban gempa menurut *RSNI-02-2005 Standar Pembebanan Untuk Jembatan*dapat dinyatakan sebagai berikut*:*

$$T_{EQ} = K_h . I . W_T$$

$$K_H = C . S$$

Waktu getar alami struktur (T) dapat dinyatakan sebagai berikut:

$$T = 2 . \pi . \sqrt{\frac{W_T}{g . K_p}}$$

$$K_p = 3 . E_c . \frac{I_c}{h^3}$$

Keterangan :

T_{EQ} = Gaya geser total pada arah yang ditinjau (kN)

K_h = Koefisien gempa bumi horizontal

I = Faktor kepentingan

S = Faktor tipe bangunan

W_T = Berat total struktur yang mengalami percepatan gempa, diambil sebagai beban mati dan beban mati tambahan

C = Koefisien geser dasar untuk wilayah gempa, waktu getar dan kondisi tanah

T = Waktu getar alami bangunan

K_p = Kekakuan struktur yang merupakan gaya horizontal yang diperlukan untuk menimbulkan satu kesatuan lendutan

E_c = Modulus elastic beton (Mpa)

I_c = Inersia Penampang (m^4)

g = Percepatan gravitasi (9,81 m/det^2)

h = Tinggi struktur (m)

9. Beban Pengaruh Suhu *(TU/TG)*

Perubahan suhu yang merata pada sebuah jembatan dapat mengakibatkan perpanjangan atau penyusutan seluruh panjang jembatan.Perpanjangan atau penyusutan yang terjadi umumnya tidak terlalu besar atau malah relatif kecil.Besarnya suhu untuk berbagai jenis material berdasarkan iklimnya dapat dilihat pada tabel 3.11 dibawah ini.

Tabel 3.11. Temperatur Jembatan

Iklim	Baja atau Aluminium	Beton	Kayu
Sedang	-18^o s/d 50^o C	-12^o s/d 27^o C	-12^o s/d 24^o C
Dingin	-35^o s/d 50^o C	-18^o s/d 27^o C	-18^o s/d 24^o C

(Sumber, AASHTO LRFD Bridge Design Specification, 2007)

Pada tabel diatas, daerah yang termasuk iklim sedang *(moderate climate)* dapat ditentukan dengan melihat jumlah hari beku*(freezing day)* pada tiap tahunnya.Jika jumlah hari beku *(freezing day)* kurang dari 14 hari, maka daerah tersebut dapat ditentukan sebgai daerah beriklim sedang.Hari beku *(freezing day)*adalah hari dimana temperatur rata-rata daerah tersebut kurang dari 0^o C.

Besanya perubahan panjang suatu jembatan akibat suhu dapat ditentukan dengan menggunakan rumus dibawah ini.

$$\Delta_T = \alpha\, L\, (T_{Max\ Desain} - T_{Min\ Desain})$$

Dimana :

L = panjang bentang (mm)

α = koefisien muai material (mm/mm/^{o}C)

Nilai $T_{MinDesain}$ dan $T_{Max\ Desain}$ dapat diambil dari nilai temperatur minimal dan maksimal yang terdapat pada tabel 3.11 diatas.

3.3 KOMBINASI PEMBEBANAN

Untuk mendesain struktur, digunakan nilai terbesar dari kombinasi pembebanan dalam keadaan ultimit.Kombinasi pembebanan yang digunakan dalam perencanaan Jembatan Sardjito II disajikan pada tabel 3.12pada halaman selanjutnya dan untuk nilai faktor beban permanen (γ_p) dapat dilihat pada tabel 3.13.pada halaman selanjutnya.

Tabel. 3.12. Kombinasi Pembebanan

Kombinasi Beban Batas Ultimit	DC DD DW	EH EV ES EL	LL IM CE	BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Use One Of These at a Time			
												EQ	IC	CT	CV
STRENGTH I	γp	γp	1.75	1.75	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γTG	γSE	-	-	-	-
STRENGTH II	γp	γp	1.35	1.35	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γTG	γSE	-	-	-	-
STRENGTH III	γp	γp	-	-	1.00	1.40	-	1.00	0.50/1.20	γTG	γSE	-	-	-	-
STRENGTH IV	γp	γp	-	-	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	-	-	-	-	-	-
STRENGTH V	γp	γp	1.35	1.35	1.00	0.40	1.00	1.00	0.50/1.20	γTG	γSE	-	-	-	-
EXTREME EVENT I	γp	γp	γEQ	γEQ	1.00	-	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-
EXTREME EVENT II	γp	γp	0.50	0.50	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00
SERVICE I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00/1.20	γTG	γSE	-	-	-	-
SERVICE II	1.00	1.00	1.30	1.30	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	-	-	-	-	-	-
SERVICE III	1.00	1.00	0.80	0.80	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	γTG	γSE	-	-	-	-
SERVICE IV	1.00	1.00	-	-	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	-	1.00	-	-	-	-
FATIGUE - LL, IM dan CE	-	-	0.75	0.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

(Sumber, AASHTO LRFD Bridge Design Specification 2007)

Tabel 3.13. Faktor Beban untuk Beban Permanen (γ_p)

Type of Load, Foundation Type, and Method Used To Calculate Downdrag	Load Factor	
	Maximum	Minimum
DC : Component and Attacments	1.25	0.90
DC : Strength IV Only	1.50	0.90
DD : Downdrag		
~ Piles, α Tomlinson Method	1.40	0.25
~ Piles, λ Method	1.05	0.30
~ Drilled shafts, O'Neill and Reese (1999) Method	1.25	0.35
DW : Wearing Surface and Utilities	1.50	0.35
EH : Horozontal Earth Pressure		
~ Active	1.50	0.90
~ At-Rest	1.35	0.90
~ AEP for anchored walls	1.35	N/A
EL : Locked-in Erection Stresses	1.00	1.00
EV : Vertical Earth Pressure		
~ Overall Stability	1.00	N/A
~ Retaining Walls and Abutments	1.35	1.00
~ Rigid Buried Structure	1.30	0.90
~ Rigid Frame	1.35	0.90
~ Flexible Buried Structures other than Metal Box Culvert	1.95	0.90
~ Flexible Metal Box Culvert	1.50	0.90
ES : Earth Surcharge	1.50	0.75

(Sumber, AASHTO LRFD Bridge Design Specification 2007)

3.4 PERENCANAAN STRUKTUR ATAS JEMBATAN

Perencanaan struktur atas jembatan penting untuk diperhatikan, karena dari struktur atas inilah sebagian besar beban-beban eksternal pertama kali bekerja pada jembatan, seperti beban mati, beban mati tambahan, beban hidup, beban rem, beban angin dan beban gempa. Dari struktur atas inilah beban akan diteruskan ke struktur bawah. Perencanaan struktur atas pada perencanaan ulang Jembatan Sardjito II ini meliputi, perencanaan tiang sandaran, slab trotoar, slab lantai kendaraan, dan gelagar pelat komposit.

3.4.1. PERENCANAAN TIANG SANDARAN/*RAILING*

Tiang sandaran merupakan salah satu kelengkapan jembatan yang berfungsi untuk keselamatan sekaligus untuk membuat struktur menjadi lebih kaku. Secara umum, tiang sandaran direncanaka dengan tinggi ± 0,9 m – 1 m dari muka trotoar. Untuk melakukan perencanaan tiang sandaran dilakukan perhitungan - perhitungan sebagai berikut ini.

1. Pembebanan Tiang Sandaran

Perhitungan pembebanan tiang sandaran dengan mengunakan rumus-rumus dan tahapan seperti berikut ini.

a. Perhitungan gaya geser ultimit rencana

$$H = (w'.L) + 0{,}89$$

$$Vu = K.H$$

b. Perhitungan momen ultimit rencana

$$M = H.y$$

$$M_u = K.M$$

Keterangan :

w’ = beban horisontal pada tiang sandaran

L = jarak antara tiang sandaran

y = lengan terhadap sisi bawah tiang sandaran

H = gaya horisontal pada tiang sandaran

M = momen pada tiang sandaran

K = faktor beban ultimit

2. Perencanaan Tulangan Tiang Sandaran

Perhitungan tulangan tiang sandaran dilakukan dengan menggunakan rumus – rumus dan tahapan sebagai berikut :

a. Setelah didapat M_u seperti pada langkah point 1, maka momen nominal dihitung dengan rumus seperti berikut ini.

$$M_n = \frac{M_u}{\phi}$$

b. Setelah didapat momen nominal (M_n), maka dicari faktor tahanan momen dengan rumus sebagai berikut ini.

$$R_n = \frac{M_n}{(b.d^2)}, R_n < R_{Max}(OK)$$

Dengan faktor tahanan momen maksimum,

$$R_{max} = 0{,}75.\rho_b.f_y\left(1 - \frac{0{,}5.0{,}75.\rho_b.f_y}{0{,}85.f_c'}\right)$$

Dan rasio tulangan yang memberikan kondisi regangan seimbang,

$$\rho_b = \beta 1.\frac{0{,}85.f_c'}{f_y}.\left(\frac{600}{600 + f_y}\right)$$

c. Kemudian mencari rasio tulangan yang diperlukan dengan menggunakan rumus seperti berikut ini.

$$\rho = \frac{0{,}85.f_c'}{f_y}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2.R_n}{(0{,}85.f_c')}}\right]$$

Rasio tulangan yang digunakan harus lebih besar dari atau sama dengan ρ_{min} dan harus lebih kecil atau sama dengan ρ_{max}. Adapun rumus untuk ρ_{min} dan ρ_{max} adalah seperti berikut ini.

Rasio tulangan minimum, $\rho_{min} = \left(\frac{1{,}4}{f_y}\right)$

Rasio tulangan minimum, $\rho_{max} = 0{,}75.\rho_b$

Rasio tulangan pakai, $\rho_{min} \leq \rho_{perlu} \leq \rho_{max}$

d. Setelah diperoleh rasio tulangan yang memenuhi syarat, maka dapat dihitung luas tulangan pakai dengan rumus seperti berikut ini.

Luas tulangan pakai, $A_s = \rho.b.d$

e. Setelah didapat luas tulangan pakai, maka dapat dicari jumlah tulangan yang dibutuhkan (n) dengan cara membagi luas tulangan pakai (A_s) dengan luas tulangan yang ditentukan, seperti rumus dibawah dibawah ini, dengan hasil nilai n kemudian dibulatkan keatas.

$$n = \frac{A_s}{\frac{\pi}{4}.D^2}$$

Keterangan :

f_c' = kuat tekan beton

f_y = tegangan leleh baja

b = lebar tiang sandaran

d = tebal efektif tiang sandaran

D = diameter tulangan yang digunakan

3. Perencanaan Tulangan Geser Tiang Sandaran

Tulangan geser pada tiang sandaran berfungsi untuk mengikat tulangan-tulangan lentur dan menahan tiang sandaran agar tidak retak/ rusak geser. Besar gaya ultimit didapatkan dengan cara membagi momen lentur ultimit yang terjadi dengan panjang bentang elemen$\left(V_u = \frac{M_u}{L}\right)$.

Untuk merencanakan tulangan geser tiang sandaran digunakan rumus-rumus dan ketentuan sebagai berikut :

a. Kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton (V_c) dapat dihitung dengan rumus seperti berikut ini.

$$V_c = \frac{\left(\sqrt{f_c'}\right)}{6}.b.d$$

$$^1/_2 . \phi . V_C < V_u \text{ (perlu sengkang)}$$

$$^1/_2 . \phi . V_C > V_u \text{(tidak perlu sengkang)}$$

b. Apabila setelah dicek seperti rumus diatas ternyata elemen tiang sandaran memerlukan sengkang, maka langkah selanjutnya adalah mencari kuat geser nominal yang disumbangkan oleh baja tulangan geser (V_c) dengan rumus seperti berikut ini.

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

c. Setelah didapat V_s, kemudian menghitung luas tulangan geser sengkang (A_v) dengan menggunakan rumus seperti berikut ini.

$$A_v = \frac{\pi}{4}.D^2$$

d. Untuk mencari jarak tulangan geser yang diperlukan (s), dapat dihitung dengan rumus seperti derikut ini.

$$s = A_v . f_y . \frac{d}{V_s}$$

Keterangan :

V_u = gaya geser ultimit rencana

f_c' = kuat tekan beton

f_y = tegangan leleh baja

b = lebar tiang sandaran

d = tebal efektif tiang sandaran

D = diameter tulangan yang digunakan

3.4.2. PERENCANAAN SLAB TROTOAR

Trotoar berfungsi sebagai lantai untuk lalu lintas pejalan kaki, merupakan balok yang disusun sedemikian rupa sehingga mampu untuk mendukung beban.Biasanya dipasang dalam arah melintang jembatan, diatas gelagar jembatan.

Perhitungan tulangan pada lantai trotoar jembatan ditinjau selebar 1 meter menggunakan rumus-rumus dan tahapan sebagai berikut ini.

1. Pembebanan Pelat Trotoar

   Perhitungan pembebanan pelat trotoar dengan menggunakan rumus rumus dan tahapan sebagai berikut ini.

   Perhitungan momen ultimit rencana :

$$M_u = K.M_D + K.M_L$$

   Keterangan :

   M_D = Momen akibat beban mati

   M_L = Momen akibat beban hidup

   K = faktor beban ultimit

2. Perencanaan Tulangan Pelat Lantai

   Perencanaan tulangan pada pelat lantai trotoar sama dengan perhitungan tulangan tiang sandaran. Namun demikian ada sedikit perbedaan yaitu, pada perencanaan tulangan pelat lantai dihitung pula tulangan susutnya.Tulangan susut tersebut berfungsi untuk mencegah

terjadinya susut atau retak-retak pada pelat lantai. Adapun rumus yang digunakan untuk mencari luas tulangan susut yang diperlukan adalah seperti pada tabel 3.14 ini

Tabel. 3.14 Luas Tulangan Susut yang Dibutuhkan

Mutu Baja (fy)	Luas Tulangan Susut (Asst)
≤ BJTD – 30	0,00020.b.h
BJTD – 40	0,00020.b.h
≥BJTD – 30	$0{,}00018.\,\mathrm{b.\,h.}\left(\frac{400}{\mathrm{f_y}}\right)$

Sedangkan untuk menghitung jarak tulangan yang diperlukan,

$$s = \frac{A1\phi.b}{A_s}$$

3.4.3. PERENCANAAN SLAB JEMBATAN

Lantai jembatan berfungsi sebagai lantai untuk lalu lintas, merupakan balok yang disusun sedemikian rupa sehingga mampu untuk mendukung beban.Biasanya dipasang dalam arah melintang jembatan, diatas gelagar jembatan.Pada perencanaan lantai Jembatan Sardjito II ini direncanakan dengan menggunakan pelat satu arah.Pelat satu arah yaitu pelat yaitu pelat yang hanya ditumpu pada dua sisi yang saling berhadapan, ataupun pelat yang ditumpu pada keempat sisinya tetapi nilai $L_y/L_x > 2$, sehingga hampir seluruh beban dilimpahkan pada sisi pendek.

Perhitungan tulangan pada lantai jembatan ditinjau selebar 1 meter menggunakan rumus-rumus dan tahapan sebagai berikut ini.

1. Pembebanan Pelat Lantai

Perhitungan pembebanan pelat lantai dengan menggunakan rumus rumus dan tahapan sebagai berikut ini.

Perhitungan momen ultimit rencana :

$$M_u = K.M_D + K.M_L$$

Keterangan :

M_D = Momen akibat beban mati

M_L = Momen akibat beban hidup

K = faktor beban ultimit

2. Perencanaan Tulangan Pelat Lantai

Perencanaan tulangan pada pelat lantai sama dengan perhitungan tulangan trotoar termasuk untuk perencanaan tulangan susutnya.

3.4.4. PERENCANAAN PENAMPANG BALOK/GELAGAR PELAT

Balok/gelagar pada jembatan berfungis untuk mendukung semua beban yang bekerja pada struktur atas jembatan, yang kemudian diteruskan ke struktur bawah jembatan.Pada perencanaan jembatan Sardjito II ini menggunakan gelagar pelat dengan *simple beams*.

3.4.4.1. Komponen Gelagar Pelat

Gelagar pelat merupakan komponen struktur yang terdiri dari beberapa elemen pelat. Bentuk penampang yang sering digunakan terdiri dari sebuah pelat badan *(web)* dengan dua buah pelat sayap *(flens*) yang dihubungkan satu sama lain dengan las.

1. Tinggi gelagar pelat

Secara praktis, seperti halnya pada desain balok, tinggi dari gelagar pelat dapat diambil 1/10 -1/12 dari total panjang bentang. Atau berdasarkan peraturan AASHTO, penentuan tinggi minimal untuk gelagar jembatan berdasarkan berbagai jenis material dan tipe struktur dapat dilihat pada tabel 3.15 dibawah ini untuk tinggi gelagar konstan pada panjang bentang jembatan.

Tabel 3.15. Tinggi Minimal Untuk Struktur Atas

Struktur Atas		**Tinggi Minimal**	
Material	**Type**	**Simple Spans**	**Continuous Spans**
Reinforced Concrete	Slabs with main reinforcement parallel to traffic	$\frac{1{,}2(S+3000)}{30}$	$\frac{S+3000}{30} \geq 165mm$
	T-Beams	0.070L	0.065L
	Box Beams	0.060L	0.055L
	Pedestrian Structure Beams	0.035L	0.033L
Presressed Concrete	Slabs	0.030L ≥ 165 mm	0.027L ≥ 165 mm
	CIP Box Beams	0.045L	0.040L
	Precast I Beams	0.045L	0.040L
	Pedestrian Structure Beams	0.033L	0.030L
Steel	Adjacent Box Beams	0.030L	0.025L
	Overal Depth Of Composite I-Beams	0.040L	0.032L
	Depth Of I-Beams Portion Of Composite I-Beams	0.033L	0.027L
	Trusses	0.100L	0.100L

(Sumber, AASHTO LRFD Bridge Design Specification 2007)

Berdasarkan tabel diatas, untuk profil I komposit, tinggi gelagar pelat kurang lebih 0,033 dari panjang bentang jembatan untuk balok sederhana, dan 0,027 dari panjang total jembatan untuk struktur menerus.

2. Pelat Badan *(Web)*

Tinggi pelat badan dapat dihitung dengan cara mengurangi tinggi total gelagar pelat dengan dua kali tebal pelat sayap, dengan terlebih dahulu menentukan tebal sayap. Untuk menentukan tebal badan, dapat diambil dari dari nilai-nilai berikut ini:

a. Untuk memenuhi persyaratan sebagai gelagar pelat, maka :

$$\frac{h}{t_w} > \frac{2550}{\sqrt{f_y}}$$

b. Untuk a/h > 1,5

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{95000}{\sqrt{f_{yf}\left(f_{yf}+115\right)}}$$

c. Untuk a/h < 1,5

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{5250}{\sqrt{f_y}}$$

Dimana :

h = tinggi pelat badan (cm)

t_w = tebal pelat badan (cm)

f_y = tegangan leleh baja dalam Mpa

f_{yy} = tegangan leleh baja untuk *flens* (sayap) dalam Mpa

3. Pelat Sayap *(flens)*

Ukuran dari pelat sayap dapat ditentukan berdasarkan momen yang bekerja gelagar pelat. Penentuan ukuran flens dapat dilakukan dengan menggunakan persamaan berikut:

$$A_f = \frac{M_u}{0{,}9.\,h.\,f_y} - \frac{A_w}{6}$$

$$b_f = \frac{A_f}{t_f}$$

Dengan :

A_f = luas satu buah pelat sayap
M_u = momen ultimit akibat beban yang bekerja diatas gelagar pelat
h = tinggi pelat badan
f_y = tegangan leleh baja dalam Mpa
A_w = luas satu buah pelat badan
b_f = lebar pelat sayap
t_f = tebal pelat sayap

3.4.4.2. Kuat Momen Nominal Gelagar Pelat

Kuat momen nominal dari gelagar pelat dapat dihitung dengan persamaan berikut ini.

$$M_n = K_g.\,S.\,f_{cr}$$

$$K_g = 1 - \left[\frac{a_r}{1200 + 300.\,a_r}\right]\left[\frac{h}{t_w} - \frac{2550}{\sqrt{f_{cr}}}\right] \leq 1$$

$$a_r = \frac{A_w}{A_f}$$

Dimana :

M_n = momen nominal gelagar pelat
f_{cr} = tegangan kritis untuk baja
S = modulus penampang gelagar
K_g = koefisien gelagar pelat
a_r = perbandingan luas pelat badan dan pelat sayap
A_w = luas pelat badan
A_f = luas pelat sayap

Kuat momen nominal dari balok pelat diambil dari nilai terkecil dari keruntuhan tekuk torsi lateral (yang tergantung dari panjang bentang) dan tekuk lokal flens (yang tergantung pada tebal pelat flens).

1. Tipe Keruntuhan Tekuk Torsi Lateral

   Faktor kelangsingan yang diperhitungkan adalah kelangsingan dari bagian gelagar pelat yang mengalami tekan.

   $$\lambda_G = \frac{L}{r_t}$$

   $$\lambda_p = 1{,}76\sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

   $$\lambda_r = 4{,}40\sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

   Dengan L adalah panjang bentang tak terkekang, dan r_T adalah jari-jari dari pelat sayap ditambah sepertiga bagian pelat badan yang mengalami tekan.

   Jika $\lambda_G \leq \lambda_p$ keruntuhan akan terjadi akibat leleh sehingga:

   $$f_{cr} = f_y$$

   Jika $\lambda_p < \lambda_G \leq \lambda_r$ keruntuhan yang terjadi adalah tekuk torsi lateral inelastis sehingga:

   $$f_{cr} = C_b . f_y . \left[1 - \frac{1}{2}\left(\frac{\lambda_G - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}\right)\right] \leq 1$$

   Jika $\lambda_G > \lambda_r$ keruntuhan yang terjadi adalah tekuk torsi lateral elastis sehingga:

   $$f_{cr} = f_c . (\frac{\lambda_r}{\lambda_G})^2$$

Dengan :

$$f_c = \frac{C_b . f_y}{2} \leq f_y$$

2. Tipe Keruntuhan Tekuk Lokal Flens

Faktor kelangsingan yang diperhitungkan adalah berdasarkan perbandingan lebar dengan tebal flens tekan.

$$\lambda_G = \frac{b_f}{2.t_f}$$

$$\lambda_p = 0{,}38\sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_r = 1{,}35\sqrt{\frac{k_e . E}{f_y}}$$

Dengan:

$$k_e = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}}$$

$$0{,}35 \leq k_e \leq 0{,}763$$

Jika $\lambda_G \leq \lambda_p$ keruntuhan akan terjadi akibat leleh sehingga:

$$f_{cr} = f_y$$

Jika $\lambda_p < \lambda_G \leq \lambda_r$ keruntuhan yang terjadi adalah tekuk torsi lateral inelastis sehingga:

$$f_{cr} = f_y . \left[1 - \frac{1}{2}\left(\frac{\lambda_G - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}\right)\right] \leq 1$$

Jika $\lambda_G > \lambda_r$ keruntuhan yang terjadi adalah tekuk torsi lateral elastis sehingga:

$$f_{cr} = f_c . (\frac{\lambda_r}{\lambda_G})^2$$

Dengan :

$$f_c = \frac{f_y}{2} \leq f_y$$

3.4.4.3. Kuat Geser Nominal

Kuat geser desain dari gelagar pelat adalah $\phi_v . V_n$, dengan $\phi_v = 0{,}9$. Kuat geser gelagar pelat merupakan fungsi dari rasio tinggi dan tebal pelat badan (h/t_w) serta dipengaruhi pula oleh jarak di antara pengaku vertikal yang dipasang.

1. Tekuk Elastis Akibat Geser Murni

   Kuat geser nominal gelagar pelat dapat ditentukan sebagai berikut:

   $$V_n = 0{,}6 . f_{yw} . A_w . C_v$$

   $$C_v = 1{,}5 . \frac{k_n . E}{f_y} . \frac{1}{\left({}^{h}/_{t_w}\right)^2}$$

   $$k_n = 5 + \frac{5}{\left({}^{a}/_{h}\right)^2}$$

2. Tekuk Inelastis Akibat Geser Murni

   Untuk tekuk inelastis nilai V_n adalah sebagai berikut.

   a. Untuk nilai :

   $$\frac{h}{t_w} < 1{,}10 . \sqrt{\frac{k_n . E}{f_y}}$$

   Maka nilai V_n :

   $$V_n = 0{,}6 . f_{yw} . A_w$$

b. Untuk nilai :

$$1{,}10.\sqrt{\frac{k_n.E}{f_y}} < \frac{h}{t_w} < 1{,}37.\sqrt{\frac{k_n.E}{f_y}}$$

Maka nilai V_n :

$$V_n = 0{,}6.f_{yw}.A_w.\left[1{,}10.\sqrt{\frac{k_n.E}{f_y}}\right].\frac{1}{h/t_w}$$

c. Untuk nilai:

$$\frac{h}{t_w} > 1{,}37.\sqrt{\frac{k_n.E}{f_y}}$$

Maka nilai V_n :

$$V_n = \frac{0{,}9.A_w.k_n.E}{h/t_w}$$

Keterangan :

V_n = kuat geser nominal

f_{yw} = tegangan leleh baja untuk badan

A_w = luas pelat badan

C_v = koefisien geser (untuk tekuk elastis $C_v < 0{,}8$)

k_n = fungsi dari ratio a/h

a = jarak antar pengaku vertikal

h = tinggi pelat badan

3.4.4.4. Kuat Geser Nominal Dengan Pengaruh Aksi Medan Tarik

Gaya geser yang bekerja pada gelagar pelat dapat menimbulkan tekuk (elastis dan in elastis).Tahanan pasca tekuk yang timbul dari mekanisme rangka batang yang bekerja pada panel gelagar pelat yang dibatasi oleh pengaku-pengaku vertikal. Mekanisme rangka batang ini dinamakan sebgai aksi medan tarik, gaya-gaya tekan dipikul oleh pengaku vertikal sedangkan gaya-gaya tarik diterima oleh pelat badan.

Aksi medan tarik boleh disertakan dalam perhitungan kuat geser gelagar pelat apabila $a/h < 3$dan $a/h < \left[\frac{260}{h/t_w}\right]^2$. Selain itu, aksi medan tarik tidak boleh diperhitungkan untuk gelagar hibrida serta pada panel-panel ujung.

Kuat geser nominal gelagar pelat dengan mempertimbangkan aksi medan tarik dapat dihitunh dengan persamaan dibawah ini.

$$V_n = V_{cr} + V_{tf}$$

Dengan :

$$V_{cr} = 0{,}6.f_{yw}.A_w.C_v$$

$$V_{tf} = \frac{h.t_w.(1 - C_v)}{2}\left[\frac{1}{\sqrt{1 + (a/h)^2}}\right]$$

Keterangan :

V_n = kuat geser nominal akibat adanya pengaruh aksi medan tarik
V_{cr} = kuat geser akibat geser murni
V_{tf} = kuat geser akibat aksi medan tarik
f_{yw} = tegangan leleh baja untuk badan
A_w = luas pelat badan
C_v = koefisien geser
a = jarak antar pengaku vertikal
h = tinggi pelat badan

3.4.4.5. Interaksi Geser Dan Lentur

Jika kuat geser gelagar pelat diperhitungkan dengan mempertimbangkan aksi medan tarik, maka kombinasi lentur dan geser harus diperhitungkan juga. Dalam desain LRFD terdapatr dua kondisi yaitu:

1. Untuk $V_u/_{\emptyset.V_n} \leq 0{,}60$ maka berlaku:

   $$M_u \leq \emptyset.M_n$$

2. Untuk $M_u/_{\emptyset.M_n} \leq 0{,}75$ maka berlaku:

   $$V_u \leq \emptyset.V_n$$

Apabila kedua kondisi diatas tidak terpenuhi maka harus diperhitungkan interaksi geser dan lentur, dengan persamaan:

$$\frac{M_u}{\phi.M_n} + 0{,}625.\frac{V_u}{\phi.V_n} \leq 1{,}375$$

Atau dengan mengkombinasikan kondisi 1 dan 2 akan diperoleh batasan-batasan penggunaan interaksi geser lentur seperti berikut ini.

$$\frac{0{,}6.V_n}{M_n} \leq \frac{V_u}{M_u} \leq \frac{V_n}{0{,}75.M_n}$$

Dengan :

V_n = kuat geser nominal gelagar pelat

M_n = kuat lentur nominal gelagar pelat

V_u = gaya geser ultimit yang bekerja

M_u = momen lentur ultimit yang bekerja

3.4.4.6. Pengaku Vertikal

Ciri-ciri gelagar pelat adalah adanya pengaku-pengaku vertikal yang dipasang.Dua macam parameter stabilitas gelagar pelat adalah rasio h/t_w dan a/h. jika kedua parameter ini diambil serendah mungkin, maka tekuk yang diakibatkan oleh geser dapat dihindarkan. Untuk profil-profil tempa yang ada, pada umumnya memiliki rasio h/t_w yang kecil sehingga tekuk akibat geser tidak akan terjadi. Jika pengaku vertikal dipasang pada jarak *a* sedemikian rupa sehingga nilai a/h cukup kecil maka akan timbul aksi medan tarik yang dapat meningkatkan kuat geser nominal dari gelagar pelat. Dimensi pengaku vertikal harus direncanakan mampu menahan gaya tekan yang timbul akibat aksi medan tarik, sehingga mekanisme rangka batang dapat timbul pada panel-panel gelagar pelat.

Pengaku vertikal tidak diperlukan apabila kedua persyaratan dibawah ini dapat terpenuhi:

1. $h/t_w \leq 260$ dan,
2. $V_n \leq C_v . 0{,}6 . f_{yw} . A_w$

Pengaku vertikal harus mempunyai kekakuan yang cukup untuk mencegah pelat badan mengalami deformasi keluar bidang ketika terjadi tekuk pada pelat badan. Oleh karena itu, perlu ditentukan momen inertia minimum yang harus dimilikin leh pengaku vertikal, yaitu:

$$I_s \geq j . a . t_w{}^3$$

Dengan :

I_s = momen inertia pengaku vertikal

$$j = \frac{2{,}5}{\left(a/h\right)^2} - 2 \geq 0{,}5$$

t_w = tebal pelat badan

Pengaku vertikal harus mempunyai luas yang cukup untuk menahan gaya tekan yang timbul akibat aksi medan tarik. Akibat aksi medan tarik, pengaku vertikal memikul gaya tekan sebesar:

$$P_s = 0{,}5.f_{yw}.(1-C_v).a.t_w.\left[1-\frac{a/h}{\sqrt{1+(a/h)^2}}\right]$$

Jika kedua ruas persamaan diatas dibagi dengan kuat leleh dari pengaku vertikal (f_{yst}), maka akan didapat luas minimal yang dibutuhkan oleh pengaku vertikal sebesar:

$$A_{st} = \frac{P_s}{f_{yst}} = 0{,}5.\frac{f_{yw}}{f_{yst}}.(1-C_v).h.t_w.\left[\frac{a}{h}-\frac{\left(a/h\right)^2}{\sqrt{1+(a/h)^2}}\right]$$

Untuk balok non hibrida serta mempertimbangkan pengaruh eksentrisitas pada pengaku vertikal, maka syarat luas minimal untuk pengaku vertikal adalah:

$$A_{st} \geq 0{,}5.A_w.D.(1-C_v)\left[\frac{a}{h}-\frac{\left(a/h\right)^2}{\sqrt{1+(a/h)^2}}\right]$$

Dengan:

A_{st} = luas pengaku vertikal

A_w = luas dari pelat badan

D = 1, 0 untuk sepasang pengaku vertikal

= 1, 8 untuk pengaku vertikal dari profil siku tunggal

= 2, 4 untuk pengaku tunggal dari pelat

3.4.4.7. Pengaku Penahan Gaya Tumpu

Gelagar pelat yang menerima beban terpusat (beban titik), maka bagian dari pelat badan harus diperiksa terhadap kuat leleh, kuat tekuk dukung, kuat tekuk lateral serta kuat tekuk lenturnya.

1. Kuat Leleh Web

   Kuat tumpu terhadap leleh suatu pelat badan adalah :

   a. Bila jarak beban terpusat terhadap ujung balok lebih besar dari tinggi balok maka:

      $$R_b = (5.k + N).f_{yw}.t_w$$

   b. Bila jarak beban terpusat terhadap ujung balok lebih kecil atau sama dari tinggi balok maka:

      $$R_b = (2{,}5.k + N).f_{yw}.t_w$$

2. Kuat Tekuk Dukung Pelat Badan

   Kuat pelat badan terhadap tekuk disekitar pelat sayap yang dibebani adalah :

   a. Bila jarak beban terpusat dikenakan pada jarak lebih dari d/2 dari ujung balok maka:

      $$R_b = 0{,}79.{t_w}^2.\left[1 + 3\left(\frac{N}{d}\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1{,}5}\right]\sqrt{\frac{E.f_y.t_f}{t_w}}$$

   b. Bila jarak beban terpusat dikenakan pada jarak kurang dari d/2 dari ujung balok maka:

      Untuk N/d ≤ 0,2 :

      $$R_b = 0{,}39.{t_w}^2.\left[1 + 3\left(\frac{N}{d}\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1{,}5}\right]\sqrt{\frac{E.f_y.t_f}{t_w}}$$

      Untuk N/d > 0,2 :

$$R_b = 0{,}39.{t_w}^2.\left[1 + \left\{4\left(\frac{N}{d}\right) - 0{,}2\right\}\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1{,}5}\right]\sqrt{\frac{E.f_y.t_f}{t_w}}$$

3. Kuat Tekuk Lateral Pelat Badan

   Kuat tekuk lateral pelat badan adalah :

   a. Untuk sayap yang dikekang terhadap rotasi dan hanya dihitung bila $(h/t_w)/\,(L/b_f) \leq 2{,}3$:

$$R_b = \frac{C_r.E.{t_w}^3.t_f}{h^2}\left[1 + 0{,}4\frac{\left(h/t_w\right)^3}{\left(L/b_f\right)^3}\right]$$

   b. Untuk sayap yang tidak dikekang terhadap rotasi dan hanya dihitung bila $(h/t_w)/\,(L/b_f) \leq 1{,}7$:

$$R_b = \frac{C_r.E.{t_w}^3.t_f}{h^2}\left[0{,}4\frac{\left(h/t_w\right)^3}{\left(L/b_f\right)^3}\right]$$

4. Kuat Tekuk Lentur Pelat Badan

   Kuat lentur dari pelat badan adalah :

$$R_b = \frac{24{,}08.{t_w}^3}{h}\sqrt{E.f_y}$$

   Dengan:

   k = tebal sayap ditambah jari-jari peralihan

   N = dimensi longitudinal pelat tumpuan (minimal = k)

   f_{yw} = tegangan leleh baja untuk badan

   f_y = tegangan leleh baja

   t_w = tebal pelat badan

E = modulus elastisitas baja

d = tinggi total gelagar pelat

t_f = tebal pelat sayap

b_f = lebar pelat sayap

C_r = $6{,}6.10^6$ jika $M_u \leq M_y$

= $3{,}3.10^6$ jika $M_u > M_y$

L = panjang bentang tak terkekang dari sayap terbesar

Akan tetapi, jika pada lokasi beban terpusat telah dipasang pengaku penahan gaya tumpu, maka tidak perlu lagi dilakukan pemeriksaan kuat leleh, kuat tekuk dukung, kuat tekuk lateral serta kuat tekuk lenturnya.

Lebar pengaku pada setiap sisi pelat badan harus memenuhi persyaratan :

$$b_s > \frac{1}{3}.b_f - \frac{1}{2}.t_w$$

$$\frac{b_s}{t_s} \leq 0{,}56\sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

Sedang untuk tahanan tumpu dari sebuah pengaku penahan gaya tumpu dapat diambil sebesar :

$$\phi.R_n = 0{,}75.(1{,}8.f_y.A_{pb})$$

Dengan :

b_s = lebar pengaku

t_s = tebal pengaku

R_n = tahanan tumpu dari sebuah pengaku

A_{pb} = luas pengaku penahan gaya tumpu

Selanjutnya pengaku ini harus diperiksa seperti halnya sebuah batang tekan dengan persyaratan:

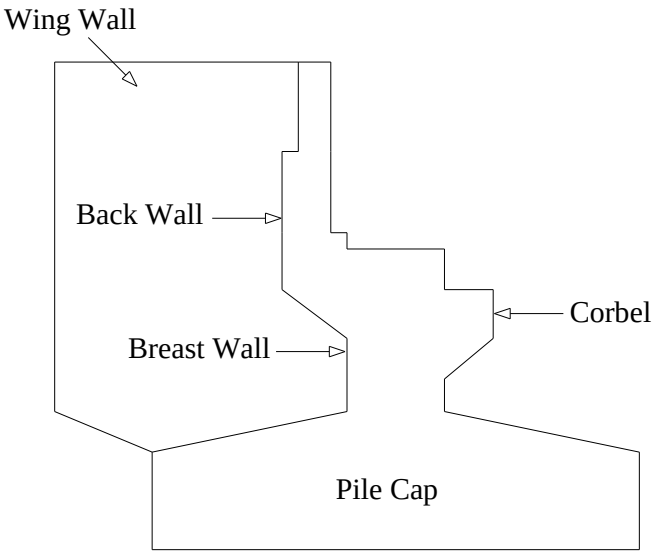
1. Pengaku dipasang sepasang setinggi pelat badan
2. Penampang yang dihitung sebagai batang tekan adalah penampang melintang dari pengaku ditambah dengan $12.t_w$ (untuk panel ujung) atau $25.t_w$ (untuk panel dalam).
3. Panjang tekuk diambil sebesar 0,75.h

3.5 STRUKTUR BAWAH JEMBATAN

Perencanaan struktur bawah jembatan penting diperhatikan, karena dari struktur bawah inilah beban yang duterima struktur atas akan diteruskan oleh elemen struktur bawah ke tanah. Perencanaan struktur bawah pada perencanaan Jembatan Sardjito II ini meliputi, perencanaan kepala jembatan *(abutment)*, pilar (*pier*), dan pondasi.

3.5.1. PERENCANAAN *ABUTMENT* DAN PILAR

Bentuk struktur kepala jembatan pada perencanaan Jembatan Sardjito II menggunakan tipe T terbalik, seperti pada gambar 3.2.

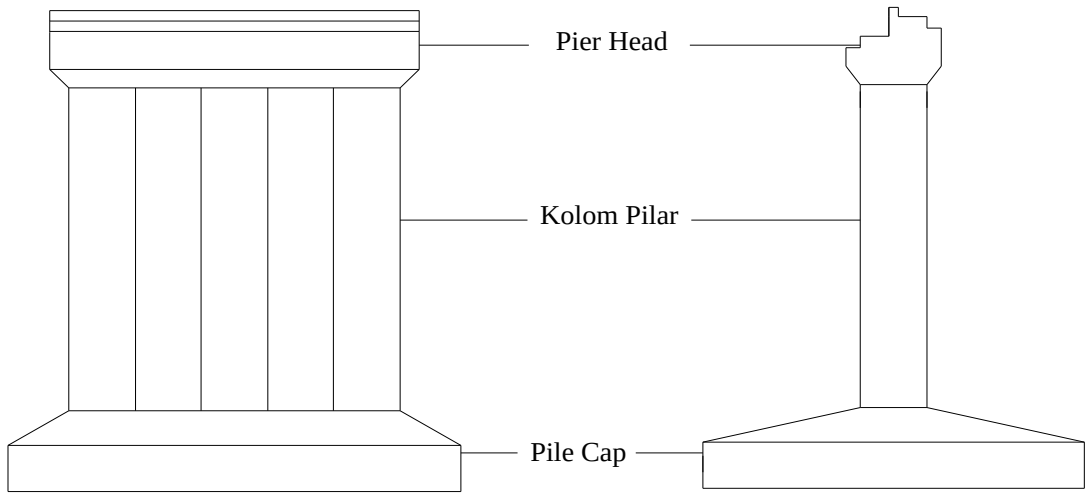


Gambar 3.2. Bentuk Kepala Jembatan

Gaya-gaya yang bekerja pada abutment adalah sebagai berikut:

1. Beban struktur atas
    a. Beban mati struktur atas
    b. Beban hidup
2. Beban struktur bawah
    a. Beban mati akibat berat sendiri abutment
    b. Beban mati akibat berat tanah diatas pondasi
    c. Beban tekanan tanh
3. Beban-beban sekunder
    a. Beban gempa
    b. Beban angin
    c. Beban rem
    d. Beban akibat temperatur.

Sedangkan bentuk pilar jembatan pada perencanaan Jembatan Sardjito II menggunakan kolom bulat, seperti terlihat pada gambar 3.3 dibawah ini.



Gambar 3.3. Bentuk Pilar Jembatan

Gaya-gaya yang bekerja pada pilar adalah sebagai berikut:

1. Beban struktur atas
    a. Beban mati struktur atas
    b. Beban hidup
2. Beban struktur bawah
    a. Beban mati akibat berat sendiri pilar
3. Beban-beban sekunder
    a. Beban gempa
    b. Beban angin
    c. Beban rem
    d. Beban akibat temperatur.

3.5.2. STABILISASI PONDASI

Pondasi harus mampu menahan gaya luar yang dapat mengakibatkan guling dan geser pada pondasi itu sendiri. Momen total akibat gaya luar harus dilawan oleh momen penahan guling. Pondasi dikatakan stabil apabila momen penahan minimal harus lebih besar 1,5 kali dari momen akibat gaya luar.

1. Menghitung keamanan terhadap guling:

    Momen penahan guling =

    $$\Sigma M_w = \frac{B_x}{2}.\Sigma V$$

    Angka aman guling pondasi,

    $$SF = \left(\frac{\Sigma M_w}{\Sigma M}\right) \geq 1{,}5$$

    Dengan :

    $\sum M_w$ = Momen penahan guling

    B_x = lebar pondasi arah x

$\sum$ V = Jumlah gaya arah vertikal

$\sum$ M = Jumlah momen dari beban horizontal

2. Menghitung keamanan terhadap geser :

Gaya penahan geser, $\Sigma H_p = c.B_x.B_y + \Sigma V.\tan\phi$

Angka aman terhadap geser

$$SF = \left(\frac{\Sigma H_p}{\Sigma H}\right) \geq 1{,}5$$

Dengan :

$\sum H_p$ = gaya penahan geser

c = kohesi tanah

B_x = lebar pondasi arah x

B_y = lebar pondasi arah y

$\sum$ H = Jumlah gaya arah horizontal

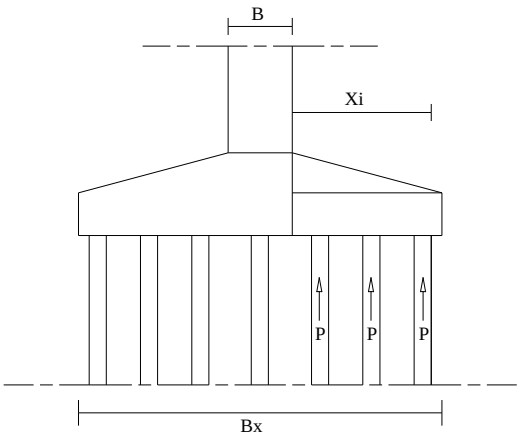
$\sum$ V = Jumlah gaya arah vertikal

3.5.3. PEMBESIAN *ABUTMENT* DAN PILAR

Perhitungan untuk tulangan lentur dan tulangan geser pada *abutment* yang terdiri dari *pile cap, breast wall, back wall, corbel,* dan *wing wall* menggunakan rumus dan perhitungan yang sama dengan perhitungan tulangan pada tiang sandaran. Namun ada perbedaan dalam hal pembebanan untuk mendapatkan momen ultimit (Mu). Berikut akan dijelaskan pembebanan untuk mendapatkan momen ultimit pada *pile cap, breast wall, back wall, corbel,* dan *wing wall.*

1. Pembebanan *Pile Cap*

Pembebanan pada perhitungan *pilecap* didapat dari gaya aksial (Pmaks) tiang pondasi. Untuk lebih jelasnya lihat gambar 3.4 dibawah ini.



Gambar 3.4. Gaya Reaksi Tiang Pondasi Terhadap *Pile Cap*Arah X

Momen ultimit pada *pilecap*, $M_u = K.(\Sigma(n_b.P_{maks}.X_i) - M_{ms}$

Keterangan :

M_{ms} = Momen akibat berat sendiri

n_b = jumlah tiang pondasi arah y

P_{maks} = gaya aksial maksimum dari tiang pondasi

X_i = jarak tiang pondasi *i* terhadap dinding terluar *pier*

2. Pembebanan *Breast Wall*

Pembebanan pada perhitungan breast wall didapat dari kombinasi-kombinasi pembebanan, kemudian diambil momen ultimit terbesar dari kombinasi-kombinasi pembebanan tersebut. Adapun kombinasi yang digunakan adalah kombinasi *strength I*, *strength III*, *strength V*, *service I* dan *extreme event I*yang dapat dilihat pada tabel 3.13 kombinasi pembebanan.

3. Pembebanan *Back Wall*

Pembebanan pada perhitungan *back wall* untuk mencari momen ultimit didapat dari kombinasi pembebanan berikut ini.

$M_u = K.M_{ms} + K.M_{ta} + K.M_{tb} + K.M_{eq}$

4. Pembebanan *Corbel*

Pembebanan pada perhitungan *corbel* untuk mencari momen ultimit didapat dari kombinasi pembebanan berikut ini.

$M_u = K.M_{ms} + K.M_{ta} + K.M_{td}$

5. Pembebanan *Wing Wall*

Pembebanan pada perhitungan *wing wal*l untuk mencari momen ultimit didapat dari kombinasi pembebanan berikut ini.

$M_u = K.M_{ta}$

3.5.4. PEMBESIAN KOLOM PILAR

Perhitungan pembebanan kolom pilar dengan cara terlebih dahulu mencari momen ultimit (Mu) dan gaya aksial (Pu) yang didapat dari kombinasi pembebanan seperti pada tabel 3.16 .Setelah didapat Mu dan Pu, maka dapat dihitung penulangan lentur dan geser pada kolom pilar seperti berikut ini.

1. Tulangan Lentur

$P_u = \phi P_n$ dan $M_u = \phi M_n$

$A_g = b.h$

Plot nilai $\frac{\phi.P_n}{(f'_c.A_g)}dan\frac{\phi.M_n}{(f'_c.A_g)}$kedalam diagram interaksi kolom bulat dan diperoleh rasio tulangan (ρ)

Luas tulangan yang diperlukan, $A_s = \rho.A_g$

Jarak tulangan, $s = \frac{A_{1\,D}.b}{A_s}$

2. Tulangan Geser Kolom

Rumus dan perhitungan yang digunakan untuk mendesain tulangan geser kolom bulat adalah seperti di bawah ini.

1. Mencari rasio tulangan geser yang diperlukan dengan rumus seperti berikut ini.

$$\rho = 0{,}45.\left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right).\frac{f'}{Fy}$$

2. Setelah didapat rasio tulangan dengan rumus di atas, maka dapat dihitung jarak tulangan geser spiral yang diperlukan dengan rumus sebagai berikut.

$$s = \frac{4.A_{1D}.(d_c - d_b)}{\rho.{d_c}^2}$$

Keterangan :

Ag = Luas penampang kolom bulat.

d_b = Diameter tulangan geser.

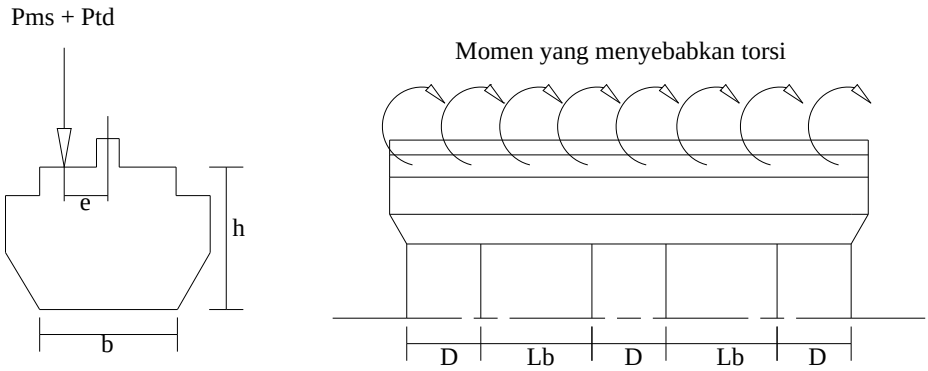
A_{1db} = Luas tulangan geser

dc = Diameter lingkaran dalam kolom.

Ac = Luas lingkaran dalam kolom.

3.5.5. PERENCANAAN TULANGAN TORSI PADA *PIERHEAD*

Tulangan torsi ditinjau apabila pada satu salah satu sisi *pierhead* beban mati dan beban hidup telah bekerja, sedangkan pada sisi *pierhead* lainnya tidak ada beban yang bekerja.Untuk lebih jelasnya dapat melihat gamabr 3.5 dibawah ini.



Gambar 3.5. Beban yang Mengakibatkan Momen Torsi pada *Pier Head*

Untuk komponen struktur tampang persegi atau ber*flens* (bersayap), pengaruh torsi harus diperhitungkan bersama geser dan lentur apabila momen torsi terfaktor sebesar :

$$T_u \geq \frac{\phi . f'_c}{12} . \frac{{A_{cp}}^2}{p_{cp}}$$

Sedangkan untuk komponen statis tak tentu, nilai T_u dapat dikurangi menjadi:

$$T_u \geq \frac{\phi . f'_c}{3} . \frac{{A_{cp}}^2}{p_{cp}}$$

Perencanaan penampang terhadap torsi harus didasarkan pada :

$$T_u \leq \phi . T_n \;\; dan \; T_n \; \leq \; T_c + T_s$$

Keterangan :

f_c’ = Kuat tekan beton

T_u = Momen torsi terfaktor

T_n = Kuat momen torsi nominal

T_c = Kuat momen torsi yang disumbangkan beton

T_s = kuat momen torsi yang disumbangkan baja tulangan

A_{cp} = Luas penampang balok

p_{cp} = keliling penampang balok

3.5.6. PERENCANAAN PONDASI

Gaya aksial yang diderita satu tiang pondasi :

$$P = \frac{\Sigma V}{n} \pm \frac{\Sigma M_y . X_{max}}{\Sigma X^2} \pm \frac{\Sigma M_x . Y_{max}}{\Sigma Y^2}$$

Pada perencanaan pondasi tiang, perhitungan daya dukung ijin tiang berdasarkan kekuatan kekuatan tanah dengan cara membandingkan antara metode *Terzaghi* dengan metode *Meyerhoff*, dan kemudian diambil nilai yang terkecil. Berikut ini, juga akan disajikan nilai-nilai faktor kapasitas dukung pada metode Terzaghi seperti pada tabel 3.16. dibawah ini.

Tabel 3.16. Nilai-Nilai Faktor Kapasitas Dukung Terzaghi

Φ	Keruntuhan Geser Umum		
	Nc	Nq	Nγ
0	5,7	1,0	0,0
5	7,3	1,6	0,5
10	9,6	2,7	1,2
15	12,9	4,4	2,5
20	17,7	7,4	5,0
25	25,1	12,7	9,7
30	37,2	22,5	19,7
34	52,6	36,5	35,0
35	57,8	41,4	42,4
40	95,7	81,3	100,4
45	172,3	173,3	297,5
48	258,3	287,9	780,1
50	347,6	415,1	1153,2

(sumber, Buku Teknik Pondasi 1, Harry Christady)

1. Daya Dukung Tiang Menurut *Terzaghi* (data pengujian lab)

$$Q_{ult} = 1{,}3.c.Nc + \gamma.Df.Nq + 0{,}3.\gamma.D.N\gamma$$

Keterangan :

Df = Kedalaman tiang pondasi

D = Diameter tiang pondasi

c, γ, Φ = Parameter kekuatan tanah di ujung tiang *(end bearing)*

Daya dukung ijin tiang :

$$P_{ijin} = \frac{A.Q_{ult}}{SF}$$

2. Daya dukung tiang menurut Meyerhoff (data pengujian SPT)

$$Q_{ult} = 40.N.{}^{L}/_{D} \leq 400.N$$

Keterangan:

N = Nilai SPT

L = Kedalaman tiang pondasi

D = Diameter tiang pondasi

Daya dukung ijin tiang :

$$P_{ijin} = \frac{A.Q_{ult}}{SF}$$