

## **APLIKASI ORTHOTROPIC STEEL DECK (OSD) DENGAN RIBS PENAMPANG V PADA JEMBATAN RANGKA TIPE CALENDAR HAMILTON (CH)**

Astriana Hardawati<sup>1</sup>, Andreas Triwiyono<sup>2</sup>, dan Suprpto Siswosukarto<sup>3</sup>

<sup>1</sup> Program Studi Teknik Sipil, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta, Indonesia

Email: harda.astriana@uii.ac.id

<sup>2,3</sup> Jurusan Teknik Sipil dan Lingkungan, Universitas Gadjah Mada, Yogyakarta, Indonesia

Email: andreas.triwiyono@ugm.ac.id; suprpto.siswosukarto@ugm.ac.id

### **ABSTRACT**

*Steel truss bridge with a concrete deck has its own weight/self weight which is quite dominant than steel structure deck. This research uses the Orthotropic Steel Deck (OSD) system as concrete deck's substitution to repair the bridge. The case study is a truss bridge with type of Calendar Hamilton (CH) with 108 meters of spans in Keduwang, Imogiri. In the OSD system, steel ribs, which was lighter replaces the concrete deck to increase the capacity of the bridge. The purpose of this research are to design OSD by considering the fatigue limit state and calculate Rating Factor (RF) value of the main frame before and after redecking to obtain the value of the remaining capacity of the bridge. Method used in this research is by modelling the bridge plate using ABAQUS to obtain optimum OSD in term of weight with strength, stress, fatigue limit state as in AASHTO. Furthermore, the overall bridge modelling done by using SAP2000 to determine internal forces on the bridge and calculates the value of RF based on SNI. Based on the result of ABAQUS modelling, obtained 10 variations of OSD optimal plate for 3 variations LHR namely 1000, 2000, 3000, and 5 variations of life design of 10 years, 20 years, 30 years, 40 years, and 50 years. Based on SAP2000 modelling and analysis, it can be seen that the bridge with OSD has greater RF value than the concrete deck. The smallest RF values are obtained from the stringer element for all variations which is less than 1,0.*

**Keywords:** *Orthotropic Steel Deck (OSD), Calendar Hamilton (CH), Rating Factor (RF)*

### **PENDAHULUAN**

#### **1.1 Latar Belakang**

Data Bina Marga menyebutkan terdapat 89.000 buah jembatan dengan panjang total 1050 km di Indonesia yang terdiri dari 54.000 buah jembatan di ruas jalan kabupaten/kota dengan panjang 390 km dan 35.000 buah jembatan di ruas jalan nasional dan provinsi dengan panjang 660 km.

Distribusi jembatan berdasarkan bentang disebutkan oleh Bina Marga sebesar 30% jembatan bentang 0-20 m, 13% jembatan bentang 20-40 m, 22% jembatan bentang 40-60 m, 12% jembatan bentang 60-100 m, dan 23% jembatan bentang lebih dari 100 m.

Sedangkan berdasarkan tipe bangunan atas distribusi jembatan yang dihasilkan yaitu 7% menggunakan culvert, 51%

menggunakan gelagar, 32% menggunakan rangka, dan 10% menggunakan tipe lainnya.

Jembatan ortotropik ini pada intinya mengganti pelat beton jembatan lama dengan baja *ribs* yang baru. Pelat beton lama yang berat akan tergantikan dengan baja *ribs* yang ringan, sehingga berat sendiri struktur menjadi berkurang. Berkurangnya beban mati tetap akibat berat sendiri struktur ini akan meningkatkan kapasitas jembatan. Pada penelitian ini digunakan sebagai studi kasus adalah Jembatan CH bentang 104 m yang terletak di Keduwang, Imogiri.

#### **1.2 Tujuan Penelitian**

Melakukan analisis *service, strength, fatigue limit* pada *deck* ortotropik untuk segmen pelat dari jembatan rangka tipe CH

### 1.3 Batasan Penelitian

Batasan penelitian ini:

1. Jembatan yang digunakan adalah jembatan rangka tipe Calendar Hamilton (CH) yang terletak di Keduwang, Imogiridengan panjang bentang jembatan 104 m dengan lebar 9 m.
2. Profil *ribs* diambil dari tabel profil dengan arah longitudinal dan penampang V tanpa *cutout*.
3. Tinggi *ribs* dipilih 245 mm, mendekati tebal pelat beton umumnya.
4. Umur rencana yang digunakan yaitu 10 tahun, 20 tahun, 30 tahun, 40 tahun, dan 50 tahun.
5. Besar nilai LHR divariasikan sebesar 1000, 2000, dan 3000.
6. Analisis struktur menggunakan *software* Abaqus.

### TINJAUAN PUSTAKA

Liao (2011) dalam penelitiannya menyebutkan bahwa dengan memodelkan pelat secara 3D didapat hasil tegangan transversal maksimal terjadi pada tengah bentang. Atas dasar ini maka dibutuhkan pemodelan pada bagian tengah bentang untuk mensimulasikan karakteristik mekanikal dari potongan melintang *Orthotropic Steel Deck* (OSD).

Tegangan tergantung pada geometri struktur dan tipe pembebanan dan dipengaruhi oleh tebal pelat dan aspal. Semakin besar tebal pelat maka tegangan pada pelat dapat diminimalkan.

Feng (1996) dalam penelitiannya mengembangkan 3-D *Finite Element* model untuk menentukan distribusi tegangan pada sistem dek ortotropik. Kesimpulan yang didapat diantara, 3D *Finite Element* berhasil mensimulasikan perilaku struktur keseluruhan dari OSD. Prediksi distribusi tegangan tidak menunjukkan hasil yang sesuai dengan pengujian pada kontak pelat diafragma dan *closed ribs*. Selain itu dengan membuat pelat sebagai struktur menerus belum cukup mengurangi tegangan

pada kontak pelat dan *ribs* untuk mengantisipasi retak akibat *fatigue*. Meningkatkan ketebalan pelat adalah solusi yang efektif untuk mengurangi tegangan pada kontak pelat dengan *ribs*. Apabila digabungkan dengan membuat pelat sebagai struktur menerus akan mereduksi tegangan akibat beban hidup mencapai 50%.

Kato, dkk (2013) dalam jurnalnya menyebutkan bahwa retak banyak terjadi di kontak sambungan longitudinal *closed ribs* dan *cross beam webs* pada dek ortotropik karena tingginya konsentrasi tegangan dan deformasi. Oleh karena itu, penelitian mereka berfokus pada konfigurasi *cutout* yang efektif untuk mengurangi tegangan lokal dan mengetahui deformasi yang terjadi dengan memodelkan jembatan skala penuh. Berdasarkan hasil penelitian, untuk mengurangi tegangan lokal, kemungkinan paling efektif yaitu membatasi deformasi transversal pada bagian bawah *ribs* atau meningkatkan konfigurasi *cutout* untuk mendistribusikan tegangan.

Yarnold (2005) melakukan pemodelan dengan menggunakan ABAQUS CAE untuk menganalisis perilaku tekuk pada *trapezoidal rib orthotropic*. Hasil ini kemudian dibandingkan dengan uji fisik spesimen untuk memastikan akurasi hasil. Kesimpulan yang didapat, Yarnold (2005) merekomendasikan spesifikasi AASHTO diperbaiki dengan memasukkan batas rasio ketebalan *ribs*. Tujuannya untuk memastikan *local buckling* terjadi setelah *inelastic local buckling*. Dengan demikian, desain selanjutnya dapat mengatasi *elastic local buckling* pada *trapezoidal rib orthotropic bridge deck*.

### DASAR TEORI

#### 3.1 Perancangan Deck Ortotropik

##### 1. Service Limit State

Pengecekan pelayanan bertujuan untuk meminimalisasi biaya perawatan dan perbaikan lalu lintas. Sesuai AASHTO dan LRFD, kondisi batas untuk kondisi layan ini didasarkan pada besarnya

lendutan. Besarnya lendutan yang diijinkan yaitu sebesar  $L/300$  pada pelat *deck* dan sebesar  $L/100$  pada *ribs*.  $L$  adalah panjang bentang.

### 2. *Strength Limit State*

Kekuatan harus didesain dengan memperhitungkan kemampuan lentur dan geser rib, lentur balok, dan tegangan aksial. Kombinasi yang digunakan adalah kombinasi beban hidup dan beban mati.

Sesuai dengan ketentuan AASHTO dan LRFD, perencanaan kondisi batas harus memenuhi strength I dan strength II yaitu aman terhadap *buckling* dan kelelahan.

### 3. *Fatigue Limit State*

Kondisi fatik perlu dipertimbangkan mengingat pada OSD juga bekerja beban fatik akibat roda kendaraan. Perhitungan fatik ini nanti akan memperkirakan batas umur jembatan.

### 4. *Constructability*

Kekuatan dan stabilitas OSD harus tetap dijaga selama proses konstruksi, termasuk pelaksanaan, penyimpanan, pengangkutan, dan ereksi.

## 3.2 Pembebanan yang Dilakukan

Pembebanan dilakukan pada pemodelan di ABAQUS dan SAP2000. Pembebanan ini berdasarkan pada AASHTO dan SNI T-02-2005.

## 3.3 Perencanaan *Fatigue* pada OSD

Perencanaan *fatigue* pada OSD berdasarkan AASHTO diperhitungkan untuk *infinite life* dengan rumus:

$$(\Delta F)_n = (\Delta F)_{th} \quad (1)$$

$$(\Delta F)_n = \left(\frac{A}{N}\right)^{\frac{1}{5}} \quad (2)$$

$$N = (365)(75)n(ADTT)SL \quad (3)$$

Dengan:

$A$  = konstanta  $A$  pada Tabel 1

$n$  = jumlah siklus  $n$  pada Tabel 2

$(ADTT)_{SL}$  = Lalulintas Harian Rata-rata (LHR)

Angka 75 pada perancangan fatik dikarenakan perancangan fatik didasarkan

untuk umur rencana 75 tahun. Sehingga apabila ingin menghitung fatik dengan umur rencana lain, harus disesuaikan lagi.

Tabel 1 Konstanta Kategori Detail,  $A$  (AASHTO-LRFD)

Kategori Detail	Kontanta, $A$ ( $\times 10^8$ ksi <sup>3</sup> )
A	250,0
B	120,0
B'	61,0
C	44,0
C'	44,0
D	22,0
E	11,0
E'	3,9
M 164 (A325) Baut pada batang tekan	17,1
M 253 (A490) Baut pada batang tekan	31,5

Tabel 2 *Cycles per Truck Passage*,  $n$  (AASHTO-LRFD)

<i>Longitudinal Members</i>	<i>Span Length</i>	
	>40,0 ft	2,0
<i>Simple Span Girders</i>	1,0	2,0
<i>Continuous Girders</i>		
1) <i>Near interior support</i>	1,5	2,0
2) <i>Elsewhere</i>	1,0	2,0
<i>Cantilever Girders</i>	5,0	
<i>Orthotropic Deck Connections Subjected to Wheel Load Cycling</i>	5,0	
<i>Trusses</i>	1,0	
<i>Tranverse Members</i>	<i>Spacing</i>	
	>20,0 ft	<20,0 ft
	1,0	2,0

## 3.4 Analisis Penampang Struktur Jembatan Rangka

Perhitungan analisis penampang struktur menggunakan metode LRFD berdasarkan SNI T-03-2005 Perencanaan Struktur Baja untuk Jembatan.

### 3.4.1. Kekuatan elemen terhadap tarik

Kekuatan elemen terhadap gaya tarik ultimit ( $N_u$ ) ditentukan oleh persyaratan sebagai berikut (SNI T-03-2005) :

$$N_u \leq \phi N_t \quad (4)$$

Dengan nilai  $N_t$  diambil dari :

$$N_t = A_g \cdot f_y \quad (5)$$

Dengan :

$N_u$  = gaya tarik aksial terfaktor (N)

$N_t$  = gaya tarik aksial nominal penampang

$\phi$  = faktor reduksi kuat tarik = 0,90

$A_g$  = luas bruto penampang ( $\text{mm}^2$ )

$f_y$  = tegangan leleh bahan (MPa)

### 3.4.2. Kekuatan Elemen Terhadap Tekan

Berdasarkan SNI T-03-2005 diberikan rumus-rumus sebagai berikut:

1. Jika penampang suatu elemen dinyatakan kompak maka rumus yang dipakai untuk mencari kekuatan elemen terhadap gaya elemen tekan ( $N_u$ ) adalah:

$$N_u < \phi N_c \quad (6)$$

Dengan:

$N_u$  = gaya tekan terfaktor (N)

$\phi$  = faktor reduksi kuat tekan 0,85

$N_c$  = kuat tekan nominal komponen struktur (N)

2. Perbandingan kelangsingan
  - a. Kelangsingan elemen penampang  $\lambda < \lambda_r$

- b. Kelangsingan komponen struktur tekan,

$$\lambda = < 140 \frac{L_k}{r} \quad (7)$$

dengan

$\lambda$  = kelangsingan elemen batas

$\lambda_r$  = kelangsingan batas (kritis)

$R$  = jari-jari girasi minimal penampang

$L_k$  = panjang kritis/ skematis batang

3. Komponen struktur tekan yang elemen penampangnya mempunyai

perbandingan lebar terhadap tebal lebih besar nilai  $\lambda_r$  harus direncanakan dengan analisis rasional yang dapat diterima. Analisis rasional ini memuat penampang yang tidak termasuk dalam penampang kompak maupun tak kompak. Perhitungan untuk analisis ini menggunakan penampang slender atau penampang langsing.

### 3.4.3 Tahanan Elemen Terhadap Lentur

Komponen struktur balok seperti pada gelagar memanjang dan melintang akan memikul momen lentur dan gaya geser akibat pembebanan yang bekerja tegak lurus terhadap sumbu batang. Komponen struktur balok merupakan kombinasi dari elemen tekan dan tarik. Perancangan elemen lentur harus memenuhi persyaratan (SNI T-03-2005) :

$$M_u \leq \phi M_n \quad (8)$$

### 3.5 Perhitungan Nilai Kapasitas Sisa Jembatan

Perhitungan nilai kapasitas sisa jembatan berdasarkan pada pedoman yang diterbitkan oleh Direktorat Jenderal Bina Marga yaitu "Pedoman Penentuan Nilai Sisa Kapasitas Jembatan".

Rumus yang digunakan untuk menghitung RF dalam struktur adalah

$$RF = \frac{\phi R_n - \sum (\gamma_D x DL)}{\gamma_L x LL (1 + I)} \quad (9)$$

Dengan =:

$\phi$  = 0,8 untuk kuat lentur

$\phi$  = 0,75 untuk kuat geser

$\gamma_D$  = 1,3

$\gamma_L$  = 2,17 untuk *inventory rating factor*

= 1,3 untuk *operating rating factor*

Faktor kejutan beban hidup (beban lalu lintas)

$$I = 1 + \frac{20}{(50 + L)} \quad (10)$$

Dengan  $L$  adalah panjang bentang jembatan dalam m.

## METODE PENELITIAN

### 4.1 Data Jembatan

1. Jenis jembatan = Jembatan rangka
2. Tipe jembatan = Calendar Hamilton
3. Lokasi = Keduwang, Imogiri
4. Panjang bentang = 104 m
5. Lebar jembatan = 9 m
6. Penampang *ribs* = V
7. Jenis *cutout* = tanpa *cutout*

### 4.2 Flowchart

Dari Gambar 4.2 tersebut diketahui bahwa hasil respon struktur yang menjadi parameter adalah tegangan, deformasi, dan fatigue dengan acuan AASHTO. Apabila hasil respon struktur tidak memenuhi acuan standar, maka diubah variasi input data sehingga didapatkan hasil yang memenuhi. Setelah mendapat variasi hasil yang memenuhi, proses dilanjutkan dengan memodelkan hasil OSD tersebut kedalam model jembatan secara utuh. Hal ini bertujuan untuk mendapatkan gaya dalam dari struktur jembatan sehingga dapat dianalisis nilai RF.

### 4.3 Pemodelan Struktur

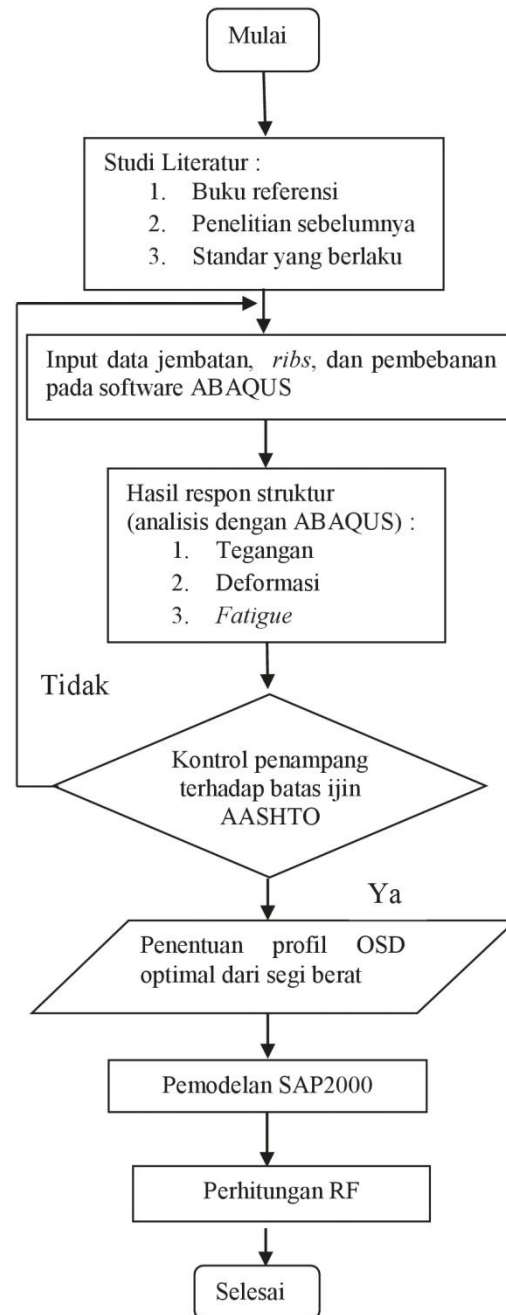
Pemodelan ABAQUS memperhatikan beberapa hal, diantaranya:

1. Pembuatan *part* untuk *ribs* dan pelat menggunakan *shell*.
2. Pembebanan dilakukan dengan memberikan beban merata pada permukaan pelat.
3. *Boundary condition* yang digunakan yaitu dipilih tumpuan *pinned*.

Dalam memodelkan OSD ke dalam SAP2000 digunakan pelat ekuivalen. Pertimbangan yang diperhatikan adalah:

1. Kekakuan  
Pada SAP2000 OSD dimodelkan menjadi pelat ekuivalen dengan *shell* yang

memiliki ketebalan tertentu. *Shell* dan OSD harus memiliki besar deformasi yang mendekati sama sehingga kekakuan OSD dapat diwakili dengan *shell* yang merupakan pelat ekuivalen ini.



Gambar 1 Flowchart

2. Massa  
Berat *shell* harus sama dengan berat OSD, sehingga BJ *shell* disesuaikan.

## ANALISIS HASIL DAN PEMBAHASAN

### 5.1 Perhitungan Pembebanan

#### 1. *Strength Limit*

##### a. Beban mati

Faktor Beban Ultimit = 1,5

Tabel 3 Perhitungan beban mati tambahan

No	Jenis Beban	Tebal (m)	Berat (kN/m <sup>3</sup> )	Beban (kN/m')
1	Lapisan aspal+ove rlay	0,1	22	2,2
2	Air hujan	0,05	9,8	0,49
			Qma	2,69

Besar sebagai beban merata = 4,035 kN/m<sup>2</sup>

##### b. Beban truk "T" (TT)

Faktor Beban Ultimit = 1,75

Faktor dinamis = 33%

Beban T = 112, 5 kN

Beban truk menjadi = 149,625 kN

Besar sebagai beban merata =

2618,4375 kN/m<sup>2</sup>

#### 2. *Service Limit*

Seperti hitungan pada *strength limit*, hanya berbeda pada faktor. Faktor layan dan faktor ultimit untuk *service limit* masing-masing 1,0 sedangkan faktor dinamis 33%. *Fatigue Limit*

Seperti hitungan pada *strength limit*, hanya berbeda pada faktor. Faktor layan dan faktor ultimit untuk *service limit* masing-masing 1,0 sedangkan faktor dinamis 15%

#### 3. Pembebanan SAP2000

Terdiri atas beban mati tambahan seperti pada *strength limit*, beban trotoar sebesar 7,56 kN/m dan beban hidup sesuai SNI T 2- 2005 berupa beban lajur D dan P atau beban truk. Beban lajur D 100% sebesar 5,798 kN/m<sup>2</sup>, beban lajur D 50% sebesar 2,889 kN/m<sup>2</sup>, dan beban garis P sebesar 63,7 kN/m. Beban truk yang diberikan yaitu as depan sebesar 25 kN, dan 112,5 kN untuk as tengah dan belakang.

## 5.2 Penentuan Pemodelan ABAQUS dan SAP2000

### 5.2.1 Penentuan Jumlah *Ribs*

Jumlah *ribs* ditentukan dengan membandingkan hasil tegangan dan deformasi dari dua *ribs* dan tiga *ribs*. Hasil tersebut dapat dilihat pada Tabel 4.

Dari Tabel 4 tersebut dapat diketahui bahwa tegangan yang terjadi pada dua *ribs* dan tiga *ribs* tidak mempunyai selisih yang besar. Sedangkan untuk nilai deformasi, dua *ribs* memiliki nilai deformasi yang lebih kecil daripada tiga *ribs*.

### 5.2.2 Penentuan Jumlah *Floor Beams*

Jumlah *floor beams* ditentukan dengan asumsi awal menganggap kebutuhan *floor beams* adalah dua atau tiga. Hasil perbandingan jumlah *floor beams* ini dapat dilihat pada Tabel 5.

Berdasarkan Tabel 5 tersebut, dua *floor beams* memberikan nilai tegangan yang lebih kecil daripada tiga *floor beams*, tetapi nilai deformasinya lebih besar. Hal ini menunjukkan jumlah *floor beams* membantu meningkatkan kekakuan struktur pelat.

### 5.2.3 Penentuan Jarak Antar *Ribs*

Mengacu pada FHWA dipilih dua jarak antar *ribs* dan dibandingkan hasilnya untuk mendapat jarak yang lebih efektif. Hasilnya dapat dilihat pada Tabel 6.

Dari hasil Tabel 6 tersebut, jarak 559 mm memberikan nilai tegangan yang lebih besar daripada jarak 610 mm. Oleh karena itu, dipilih jarak 610 mm dalam penelitian ini.

### 5.2.4 Uji Konvergensi *Mesh*

Uji konvergensi *mesh* bertujuan untuk mendapatkan besar *mesh* yang konvergen pada pemodelan pelat. Cara yang dilakukan adalah *trial and error*. Hasil dari coba-coba ini dapat dilihat pada Tabel 7 dan Gambar 2.

Tabel 4 Penentuan jumlah *ribs* dengan *floorbeams* 2 buah

Profil yang digunakan				2 ribs		3 ribs		Persentase selisih	
H (mm)	A (mm)	Tebal ribs (mm)	Tebal pelat (mm)	Stress (MPa)	U (mm)	Stress (Mpa)	U (mm)	Stress (MPa)	U (mm)
196	282	8	17	293,26	6,85	293,35	9,11	-0,03%	-33,05%
		9		292,13	6,34	292,39	8,33	-0,09%	-31,28%
		11		290,38	5,56	289,44	7,13	0,32%	-28,14%

Tabel 5 Penentuan jumlah floor beams dengan ribs 3 buah

Profil yang digunakan				2 floorbeams		3 floor beams		Persentase selisih	
h (mm)	a (mm)	Tebal ribs (mm)	Tebal pelat (mm)	Stress (MPa)	U (mm)	Stress (Mpa)	U (mm)	Stress (MPa)	U (mm)
196	282	8	17	293,42	9,50	294,85	6,08	-0,49%	35,96%
		9		292,74	8,67	294,28	5,50	-0,53%	36,64%
		11		289,63	7,43	293,39	4,62	-1,30%	37,83%

Tabel 6 Penentuan jarak antar ribs

Profil yang digunakan			Tegangan (MPa)		
a (mm)	Tebal ribs (mm)	Tebal pelat (mm)	Jarak antar ribs 559 mm	Jarak antar ribs 610 mm	Selisih tegangan (MPa)
312	8	15	310,74	293,58	17,15
	9		304,90	293,24	11,65
	11		301,71	290,59	11,12
	8	17	308,52	293,53	15,00
	9		304,51	293,20	11,31
	11		301,65	290,41	11,24
	8	18	308,27	293,49	14,78
	9		304,36	293,18	11,18
	11		301,65	290,32	11,33

Dari Tabel 7 dan Gambar 2 dapat dilihat bahwa *mesh* sebesar 50 mm memberikan hasil yang konvergen (garis sudah mulai linear) sehingga digunakan *mesh* sebesar 50 mm pada penelitian ini.

Dari pemodelan ABAQUS dengan didasarkan pada *fatigue limit* didapat variasi dimensi ketebalan *ribs* dan pelat. Dimensi ini kemudian dipilih yang optimal dari segi berat dan hasilnya ditunjukkan pada Tabel 8, Tabel 9, dan Tabel 10.

Dari Tabel 8, Tabel 9, dan Tabel 10 didapat 15 batas nilai tegangan fatik dan 10 variasi jembatan yang akan dianalisis nilai *rating factor* secara *inventory*. Rentang pengurangan berat yang terjadi cukup besar dengan pengurangan berat terkecil adalah 8,03% dan terbesar 45,71%. Rata-rata pengurangan beratnya adalah 28,86%. Berdasarkan analisis fatik dapat diketahui juga *trendline* pengurangan berat sendiri pelat terhadap umur rencana, seperti pada Gambar 3.

### 5.3 Perhitungan *Rating Factor* (RF)

Hasil perhitungan RF jembatan CH untuk nilai terkecil masing-masing elemen dapat dilihat pada Tabel 11, Tabel 12, dan Tabel 13.

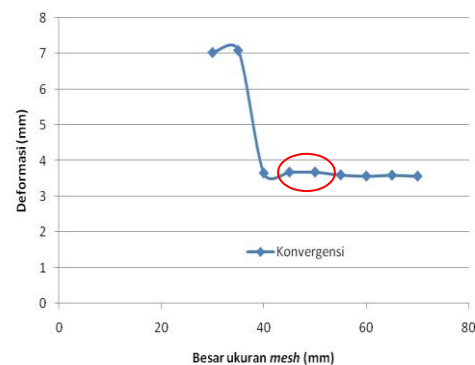
Tabel 11, Tabel 12, dan Tabel 13 menunjukkan besar nilai RF dan persentase kenaikannya. Pada elemen tekan semua nilai RF setelah *redecking* diatas 1,0 sedangkan pada elemen tarik ada 4 variasi jembatan yang mempunyai nilai RF dibawah 1,0 tetapi masih diatas 0,9. Batang lentur (*stringer*) sendiri mempunyai nilai RF yang jauh dibawah 1,0 sehingga batang *stringer* adalah batang yang paling kritis.

Besar penurunan pada setiap variasi jembatan OSD berbeda dikarenakan dimensi *ribs* dan pelat yang digunakan tidak linear perubahannya. Untuk elemen tarik, rata-rata kenaikan nilai RF sebesar 25,90% dengan kenaikan nilai RF terbesar 36,61% dan terkecil 12,51%. Untuk elemen tekan, rata-rata kenaikan nilai RF sebesar 23,86% dengan kenaikan nilai RF terbesar 33,69% dan terkecil 11,62%. Untuk elemen lentur,

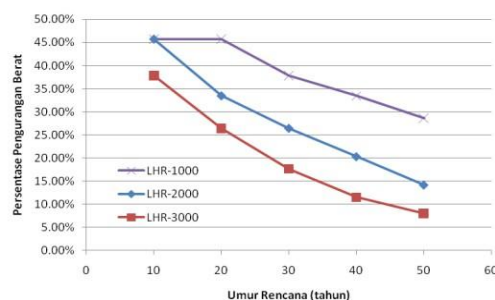
kenaikan nilai RF sebesar 32,9% dengan kenaikan nilai RF terbesar 46,47% dan terkecil 13,30%.

Tabel 5.5 Uji konvergensi mesh

Besar <i>mesh</i>	Tegangan (MPa)	Deformasi (mm)
70	184,242	3,56267
65	215,635	3,59012
60	221,617	3,56438
55	219,938	3,59726
50	245,34	3,67725
45	245,356	3,67628
40	279.,56	3,65065
35	292,3	7,09641
30	293,243	7,03736



Gambar 2 Uji konvergensi *mesh*



Gambar 3 Pengurangan Berat Sendiri



Tabel 8 Dimensi OSD untuk LHR-1000

No	Umur rencana	ADTT	N	A	Tegangan Ijin		Tegangan OSD (Mpa)	Pengurangan berat	Tebal ribs (mm)	Tebal pelat (mm)
					Ksi	MPa				
1	10	1000	1	4,4E+09	10,643	72,903	57,705	45,71%	16	20
2	20	1000	1	4,4E+09	8,447	57,863	57,705	45,71%	16	20
3	30	1000	1	4,4E+09	7,379	50,548	48,497	37,83%	19	22
4	40	1000	1	4,4E+09	6,705	45,926	45,555	33,45%	20	24
5	50	1000	1	4,4E+09	6,224	42,634	41,706	28,63%	22	24

Tabel 9 Dimensi OSD untuk LHR-2000

No	Umur rencana	ADTT	N	A	Tegangan Ijin		Tegangan OSD (Mpa)	Pengurangan berat	Tebal ribs (mm)	Tebal pelat (mm)
					Ksi	MPa				
1	10	2000	1	4,4E+09	8,447	57,863	57,705	45,71%	16	20
2	20	2000	1	4,4E+09	6,705	45,926	45,555	33,45%	20	24
3	30	2000	1	4,4E+09	5,857	40,120	38,504	26,42%	24	24
4	40	2000	1	4,4E+09	5,321	36,451	35,191	20,29%	26	26
5	50	2000	1	4,4E+09	4,940	33,838	32,329	14,16%	28	28

Tabel 10 Dimensi OSD untuk LHR-3000

No	Umur rencana	ADTT	N	A	Tegangan Ijin		Tegangan OSD (Mpa)	Pengurangan berat	Tebal ribs (mm)	Tebal pelat (mm)
					Ksi	MPa				
1	10	3000	1	4,4E+09	7,379	50,548	48,497	37,83%	19	22
2	20	3000	1	4,4E+09	5,857	40,120	38,504	26,42%	24	24
3	30	3000	1	4,4E+09	5,116	35,048	34,616	17,67%	26	28
4	40	3000	1	4,4E+09	4,649	31,843	31,796	11,54%	28	30
5	50	3000	1	4,4E+09	4,315	29,561	29,830	8,03%	30	30

Tabel 11 Nilai RF untuk LHR-1000

No	Umur rencana (tahun)	ADTT	Dimensi OSD (mm)		Rating Factor								
			Tebal ribs	tebal pelat	Batang Tarik			Batang Tekan			Batang Lentur		
					Nilai	Persentase kenaikan	Elemen	Nilai	Persentase kenaikan	Elemen	Nilai	Persentase kenaikan	Elemen
1	10	1000	16	20	1,14	36,61%	D-03	1,20	33,69%	D-03	0,28	46,47%	B-08
2	20	1000	16	20	1,14	36,61%	D-03	1,20	33,69%	D-03	0,28	46,47%	B-08
3	30	1000	19	22	1,10	31,57%	D-03	1,16	29,08%	D-03	0,27	40,88%	B-08
4	40	1000	20	24	1,08	28,84%	D-03	1,13	26,58%	D-03	0,26	36,59%	B-08
5	50	1000	22	24	1,06	26,55%	D-03	1,12	24,48%	D-03	0,25	34,21%	B-08

Tabel 12 Nilai RF untuk LHR-2000

No	Umur rencana (tahun)	ADTT	Dimensi OSD (mm)		Rating Factor								
			Tebal ribs	tebal pelat	Batang Tarik			Batang Tekan			Batang Lentur		
					Nilai	Persentase kenaikan	Elemen	Nilai	Persentase kenaikan	Elemen	Nilai	Persentase kenaikan	Elemen
1	10	2000	16	20	1,14	36,61%	D-03	1,20	33,69%	D-03	0,28	46,47%	B-08
2	20	2000	20	24	1,08	28,84%	D-03	1,13	26,58%	D-03	0,26	36,59%	B-08
3	30	2000	24	24	1,04	24,26%	D-03	1,10	22,38%	D-03	0,25	31,74%	B-08
4	40	2000	26	26	1,01	20,32%	D-03	1,06	18,77%	D-03	0,24	26,33%	B-08
5	50	2000	28	28	0,97	16,42%	D-03	1,03	15,20%	D-03	0,23	19,89%	B-08

Tabel 13 Nilai RF untuk LHR-3000

No	Umur rencana (tahun)	ADTT	Dimensi OSD (mm)		Rating Factor								
			tebal ribs	tebal pelat	Batang Tarik			Batang Tekan			Batang Lentur		
					Nilai	Persentase kenaikan	Elemen	Nilai	Persentase kenaikan	Elemen	Nilai	Persentase kenaikan	Elemen
1	10	3000	19	22	1,10	31,57%	D-03	1,16	29,08%	D-03	0,27	40,88%	B-08
2	20	3000	24	24	1,04	24,26%	D-03	1,10	22,38%	D-03	0,25	31,74%	B-08
3	30	3000	26	28	0,99	18,68%	D-03	1,05	17,27%	D-03	0,23	23,36%	B-08
4	40	3000	28	30	0,96	14,77%	D-03	1,02	13,69%	D-03	0,22	16,88%	B-08
5	50	3000	30	30	0,94	12,51%	D-03	1,00	11,62%	D-03	0,21	13,30%	B-08

## KESIMPULAN

1. Dari ketiga analisis yang dilakukan pada segmen pelat jembatan rangka tipe CH dengan OSD sistem diketahui bahwa *fatigue limit state* adalah yang paling berpengaruh terhadap pemilihan tebal ribs dan pelat yang optimal berdasarkan berat.
2. Pengurangan berat rata rata adalah 28,86% dengan pengurangan berat terbesar adalah 45,71% dan terkecil adalah 8,03% dari 10 variasi jembatan.
3. Pada elemen tekan semua nilai RF setelah *redecking* diatas 1,0 sedangkan pada elemen tarik ada 4 variasi jembatan yang mempunyai nilai RF dibawah 1,0 tetapi masih diatas 0,9. Pada elemen lentur, *stringer* mempunyai nilai RF yang

- jauh dibawah 1,0 sehingga *stringer* adalah batang yang paling kritis.
4. Untuk elemen tarik, rata-rata kenaikan nilai RF sebesar 25,90% dengan kenaikan nilai RF terbesar 36,61% dan terkecil 12,51%. Untuk elemen tekan, rata-rata kenaikan nilai RF sebesar 23,86% dengan kenaikan nilai RF terbesar 33,69% dan terkecil 11,62%. Untuk elemen lentur, kenaikan nilai RF sebesar 32,9% dengan kenaikan nilai RF terbesar 46,47% dan terkecil 13,30%.

## DAFTAR PUSTAKA

American Association of State Highway and Transportation Officials, (1994), *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C:

- Badan Standarisasi Nasional, (2005), *SNI T 03-2005 Perencanaan Struktur Baja untuk Jembatan*, Badan Standardisasi Nasional, Jakarta
- American Institute of Steel Construction, (1963), *Design Manual for Orthotropic Steel Plate Deck Bridge*, American Institute of Steel Construction Inc, New York
- Direktorat Jenderal Bina Marga, (2011), *Pedoman Penentuan Nilai Sisa Kapasitas Jembatan*, Kementerian Pekerjaan Umum, Jakarta
- Feng, X., (1996), *3D Finite Element Analysis of An Orthotropic Deck System*, Lehigh University Civil Engineering
- Kato, (2013), *Local Stress Behavior at Closed Rib to Crossbeam Connections in Orthotropic Steel Bridge Deck*, Department of Civil Engineering, Nagoya University, Japan
- Liao, J., (2011), *Fatigue Damage in the Orthotropic Steel Deck with Respect to the Trough-to-Deck Plate Joint in Between the Crossbeams*, Delft University of Technology Faculty of Civil Engineering and Geosciences, Delft
- Manual for Design, Construction, and Maintenance of Orthotropic Steel Deck Bridge*, (2012), Department of Transportation Federal Highway Administration, United State
- Yarnold, M, (2005), *Trapezoidal Rib Orthotropic Bridge Deck Parametric Analysis*, Lehigh University Civil Engineering