

SE Menteri PUPR

Nomor : 02/SE/M/2018

Tanggal : 26 Februari 2018

# PEDOMAN

Bahan Konstruksi Bangunan dan Rekayasa Sipil

---

**Perancangan jembatan pelengkung**



**KEMENTERIAN PEKERJAAN UMUM  
DAN PERUMAHAN RAKYAT**



## Daftar Isi

Daftar isi .....	i
Prakata.....	vi
Pendahuluan .....	vii
1 Ruang lingkup.....	1
2 Acuan normatif.....	1
3 Istilah dan definisi .....	1
4 Ketentuan teknis perancangan.....	2
4.1 Karakteristik bahan dan komponen konstruksi.....	2
4.2 Sistem struktur pelengkung .....	6
4.2.1 Sistem rantai .....	6
4.2.2 Sistem pelengkung .....	6
4.3 Sistem kurva rib pelengkung .....	8
4.4 Sistem penyokong .....	8
4.5 Sistem tumpuan pelengkung.....	10
4.6 Fondasi pelengkung murni terjepit .....	11
4.7 Batasan defleksi struktural .....	13
5. Prosedur perancangan.....	14
5.1 Metode Konstruksi .....	14
5.2 Konsep desain.....	14
5.3 Desain pelengkung murni terjepit beton bertulang .....	15
5.4 Pelaksanaan pelengkung murni beton .....	23
5.5 Desain pelengkung rangka baja diperkaku menerus.....	24
Lampiran A (informatif) Perancangan sistem pelengkung rangka baja menerus diatas empat perletakan, sumber : Jembatan Tayan.....	29
Lampiran B (informatif) Perancangan blok fondasi telapak tipikal untuk pelengkung murni/kaku.....	58
Lampiran C (informatif) Perancangan statis dan dinamis untuk jembatan pelengkung beton bertulang tipikal , sumber : Jembatan Tukad Melangit .....	61
Lampiran D (informatif) Penggunaan beton kinerja tinggi.....	102
Lampiran E (informatif) Tipikal : Sistem <i>monitoring</i> kesehatan struktural dengan pengujian getaran jembatan pelengkung baja diperkaku <i>eksisting</i> .....	103
Bibliografi.....	107



## Daftar Gambar

Gambar 1 . Lima tipe utama jembatan pelengkung.....	3
Gambar 2 . Jembatan pelengkung murni/kaku beton bertulang komposit Bareleng, bentang utama L = 245 m .....	5
Gambar 3 .Tipe dasar pelengkung .....	6
Gambar 4 - Pola bentuk garis pengaruh lengkung murni (identik untuk lengkung diperkaku ) konsisten untuk daerah positif dan negatif. ....	8
Gambar 5 - Pendekatan bentuk kurva linier pada <i>rib</i> pelengkung .....	8
Gambar 5 a. Hanger batang profil baja (berupa pendel) di Jembatan Tayan .....	9
Gambar 5 (b) Hanger untaian / <i>strand</i> di Jembatan Siak III .....	9
Gambar 5 c. Hanger diagonal .....	9
Gambar 6. Pelengkung diperkaku dengan sistem hanger vertikal dan diagonal .....	10
Gambar 7. Perletakan sendi pelengkung murni baja .....	10
Gambar 8. Perletakan pada pelengkung diperkaku .....	11
Gambar 9. Fondasi telapak secara umum .....	12
Gambar 10. Tipikal fondasi telapak tanpa gigi penahan geser .....	12
Gambar 11. Tipikal fondasi telapak dengan gigi penahan geser .....	13
Gambar 12. Pelengkung tipe kaku/murni, dengan perbedaan penurunan fondasi pada pangkal kiri .....	13
Gambar 13. Contoh tipikal pelengkung murni beton bertulang .....	16
Gambar 14. Berbagai bentuk penampang melintang <i>rib</i> .....	17
Gambar 15. Gaya gempa statis ekuivalen pada pelengkung murni/kaku .....	18
Gambar 16 . Tipikal kurva ( $S_a$ - $S_d$ ) arah memanjang hasil analisis <i>DDBD</i> .....	19
Gambar 17. Cara pertama : Pengecoran diatas perancah 23	
Gambar 18 . Cara kedua : pelaksanaan kantilever bebas dan sistem penyangga kabel beruji .....	23
Gambar 19. Pelengkung kantilever rangka baja diperkaku (1/2 lantai bawah) .....	26
Gambar 20. Tahap 1 : pemasangan bentang tepi pada pilar-pilar sementara .....	26
Gambar 21. 5T ahap 2 : pilar sementara dibongkar setelah bentang tepi terpasang .....	27

Gambar 22. Tahap 3 : semua pilar sementara dibongkar dan pemasangan bentang utama pelengkung ke pertemuan panel tengah .....	27
Gambar 23. Tahap 4 : kabel pengangkat untuk penyesuaian kedudukan struktur di segmen penutup .....	27
Gambar 24. Tahap 5 : Pemasangan gelagar pengaku/pengikat permanen pada batang pengaku/pengikat sementara .....	28
Gambar A 1 . Denah lantai pada gelagar melintang .....	29
Gambar A.2 Beban mati pada gelagar melintang .....	30
Gambar A 3 . Beban hidup pada jambatan .....	33
Gambar A 4 . Konfigurasi beban hidup D (7 konfigurasi) .....	34
Gambar A 5 . Gaya rem (5% beban lajur) pada 7 konfigurasi beban .....	37
Gambar A 6 . Reponse spectra beban gempa ekuivalen .....	40
Gambar A 7 . Rasio kapasiti dan gaya <i>hanger</i> .....	43
Gambar A.8 - Susunan pelat beton dan gelagar lantai .....	44
Gambar A.9 - Beban truk pada lantai .....	44
Gambar A 10 . Analisis lantai dengan program struktur .....	46
Gambar A 11 . Susunan gelagar memanjang lantai .....	46
Gambar A 12 . Gelagar melintang dan pelat sambungan ke simpul (disarankan diperkuat dengan profil siku sebagai kedudukan) .....	51
Gambar A 13 . Skema pembebanan pada gelagar melintang .....	52
Gambar B 1 . Sketsa blok fondasi tipikal untuk pelengkung murni/kaku .....	58
Gambar C1. Sketsa potongan memanjang dan melintang .....	62
Gambar C2. Sketsa gaya dan tegangan geser .....	63
Gambar C3 . Detil tulangan geser dan momen pada balok T ..... dalam arah memanjang jambatan .....	63
Gambar C4. Sketsa pembagian beban pada balok melintang balok T ganda .....	64
Gambar C5. Sketsa denah pelat lantai terjepit 4 sisi dan pembagian beban .....	64
Gambar C6. Pengaruh perbezaan penurunan fondasi 25 mm terdistribusi dan menghilang dengan bertambahnya umur beton (1000 hari vs 9999 hari) .....	72
Gambar C7. Respon spectra gempa .....	73
Gambar C8. Penampang <i>rib</i> dan kolom dari hasil perhitungan statis .....	74

Gambar C9. Periode alami mode 3 arah memanjang .....	76
Gambar C10. Kurva Bilinier Pushover Arah Memanjang .....	77
Gambar C11. Periode alami mode 1 arah melintang .....	78
Gambar C 12. Kurva Bilinier Pushover Arah Melintang .....	79
Gambar C13. Kekakuan efektif untuk penampang beton bertulang retak pada penampang segiempat .....	80
Gambar C14. Penampang Kolom .....	80
Gambar C15. Rasio Kekakuan Efektif Kolom .....	81
Gambar C16. Penampang <i>rib</i> pelengkung .....	81
Gambar C17. Rasio Kekakuan Efektif Pelengkung .....	82
Gambar C18. Titik kinerja perpotongan kurva kapasitas <i>pushover</i> dengan spectra <i>demand</i> gempa rencana dalam arah memanjang dan melintang jembatan .....	83
Gambar D.1 Jembatan Siak III, pelengkung rangka baja diperkaku, bentang (25+120+25)m .....	84
Gambar D.2 Lokasi pengujian getaran jembatan Siak III (bentang tengah 120m) .....	85
Gambar D.3 Hasil pengujian getaran jembatan Siak III (bentang tengah 120m) .....	85
Gambar D.4 Frekuensi teoritis jembatan Siak III .....	86
Gambar D.5 Hasil pengujian regangan dan faktor beban dinamis hanger pada beban truk 20 ton .....	87
Gambar D.6 Pemasangan satu akselerometer dan 1-3 sensor pada hanger ujung no 1 dan 19 dan hasil pengukuran lapangan. ....	88
Gambar D.7 Simulasi mode getaran hanger <i>FEM</i> dengan frekuensi teoritis .....	88
Gambar D8. Cara perkuatan hanger eksisting .....	89

## Daftar Tabel

Tabel 1. Ikhtisar tipe pelengkung, bahan rib dan pencapaian bentang .....	4
Tabel 2. Defleksi ijin (m) .....	14
Tabel 3. Momen lentur (kNm/m) per satuan lebar 1 m akibat beban mati merata $w$ (kN/m <sup>2</sup> ), $l$ = bentang lantai (m) .....	24
Tabel 4. Faktor peningkatan untuk momen lentur lantai terletak sederhana atau menerus dalam arah tulangan utama, bila arah bentang lantai tegak lurus pada arah lalu lintas .....	24
Tabel 5. Momen lentur lantai per satuan lebar 1 m (kNm/m), akibat beban $P$ (= satu beban roda truk T termasuk faktor beban dinamis), $l$ bentang lantai (m) .....	25
Tabel A 1 . Kombinasi pembebanan dalam keadaan batas daya layan (SLS) .....	41
Tabel A 3 . Inersia penampang profil baja dan komposit .....	50
Tabel A 4 . Ikhtisar tegangan profil komposit .....	50
Tabel C1. Penampang dan berat sendiri <i>rib</i> .....	66
Tabel C2 . Garis pengaruh $H$ dan $M$ di awal lengkung ( $M_{0L}$ ), $\frac{1}{4}$ lengkung ( $M_{1/4L}$ ), dan $\frac{1}{2}$ lengkung ( $M_{1/2L}$ ) untuk lengkung murni/kaku dengan bentang $L$ tipikal (40 m) .....	67
Tabel C3. Gaya dalam maks dalam <i>rib</i> (perhitungan manual) .....	69
Tabel C.4. Gaya dalam keadaan batas daya layan per sisi/ <i>rib</i> pelengkung (hasil program struktur) .....	70
Tabel C5. Mode partisipasi faktor .....	75
Tabel C6. Nilai Rasio kekakuan efektif kolom dan <i>rib</i> pelengkung .....	82



## **Prakata**

Jembatan bentang panjang terwujud dalam tiga tipe : pelengkung, beruji kabel dan gantung. Dalam pencapaian bentang, tipe gantung paling panjang (2000 m) diikuti oleh tipe beruji kabel (1000 m) dan tipe pelengkung (500 m).

Pencapaian output dipercepat dengan strategi pemanfaatan kemajuan teknologi dari dalam dan luar negeri yang menghasilkan landasan teknologi yang aplikatif.

Pedoman ini memuat teori mendasar, prakiraan dan asumsi praktis dalam satu wadah dan diharapkan menjadi petunjuk perancangan praktis bagi para perencana.

Pedoman ini dipersiapkan oleh Panitia Teknis 91-01 Bahan Konstruksi Bangunan dan Rekayasa Sipil pada Subpanitia Teknis 91-01-S2 Rekayasa Jalan dan Jembatan melalui Gugus Kerja Jembatan dan Bangunan Pelengkap Jalan Pusat Litbang Jalan dan Jembatan.

Pedoman ini disusun mengikuti Pedoman Standardisasi Nasional (PSN) 08:2007 dan dibahas dalam forum rapat konsensus yang diselenggarakan pada tanggal 9 Oktober 2015 di Bandung, oleh Subkomite Teknis, yang melibatkan para narasumber, pakar dan lembaga terkait dengan melibatkan para narasumber, pakar dan lembaga terkait.

## Pendahuluan

Tujuan Litbang adalah menjajaki, menguraikan, menerangkan, membuktikan atau menerapkan suatu model lapangan atau suatu prototipe, mengembangkan konsep NSPM, dan pemecahan masalah oleh para stakeholder (terutama Ditjen Bina Marga), untuk mendukung perkembangan IPTEK dan meningkatkan pembangunan nasional di Bidang Jalan dan Jembatan.

Pedoman jembatan pelengkung disusun untuk perancangan dua tipe pelengkung mendasar berikut. Tipe pertama adalah pelengkung murni/kaku yang merupakan struktur monolitik antara bangunan atas dan bangunan bawah dengan fondasi dangkal tipe telapak yang harus didukung pada tanah batuan yang stabil, seperti Jembatan Barelang dengan bentang utama 245 m. Tipe kedua adalah pelengkung diperkaku juga disebut gelagar *Langer (Bowstring)* yang merupakan gelagar diatas beberapa tumpuan yang terpisah dari bangunan bawah dengan fondasi dangkal atau dalam yang dapat didukung pada setiap kondisi tanah, seperti Jembatan Teluk Masjid dengan bentang utama 250m.

Jembatan Pelengkung telah dikaji melalui studi pustaka (baik hasil litbang sebelumnya maupun referensi lainnya) sebagai sumber ketentuan teknis dalam penyusunan dan pengembangan criteria dan prosedur perancangan. Argumentasi dan pengungkapan faktor-faktor/gejala/konsep/dugaan yang diperoleh dari kajian ini telah mendukung temuan dan fakta dalam mengidentifikasi masalah perancangan jembatan pelengkung. Jasa pemeriksa independen "independent proof checker" perlu dipertimbangkan untuk verifikasi kebenaran desain jembatan bentang panjang ( $\geq 150$  m) sebelum pelaksanaan dapat dimulai.

Sasaran yang merupakan hasil kajian kemudian dituang dalam rumusan yang lebih spesifik, terukur, dalam kurun waktu yang relative pendek. Keluaran berupa naskah ilmiah, model sistem dan model numerikal telah mendukung penyusunan pedoman perancangan jembatan pelengkung.

# Perancangan jembatan pelengkung

## 1 Ruang lingkup

Pedoman ini menetapkan criteria, dasar ketentuan dan prosedur perancangan terkait metode pelaksanaan jembatan pelengkung yang meliputi tipe pelengkung murni/kaku dan pelengkung diperkaku.

## 2 Acuan normatif

Dokumen referensi di bawah ini harus digunakan dan tidak dapat ditinggalkan untuk melaksanakan pedoman ini.

RSNI 1725-201X Pembebanan untuk Jembatan

RSNI 2833-201X Perancangan Jembatan terhadap Beban Gempa

## 3 Istilah dan definisi

Untuk tujuan penggunaan dalam pedoman ini, istilah dan definisi berikut ini digunakan:

### 3.1 bentang panjang

bentang utama bangunan atas dengan panjang  $\geq 150$  m

### 3.2 fokus pelengkung

tinggi antara garis penghubung kedua pangkal pelengkung terhadap puncak pelengkung

### 3.3 jembatan pelengkung

jembatan gelagar berbentuk kurva pelengkung yang didukung pangkal pada tiap ujung

### 3.4 kurvalinier

bentuk kurva parabolik/hyperbolic dari *rib* pelengkung

### 3.5 pangkal

kedua ujung/awal dari *rib* pelengkung

### **3.6 pelengkung diperkaku (gelagar *Langer*, *Bowstring*)**

tipe pelengkung yang melimpahkan reaksi tekan horizontal ke batang pengikat dalam struktur pengaku

### **3.7 pelengkung murni/kaku**

tipe pelengkung yang melimpahkan reaksi tekan horizontal ke fondasi pangkal

### **3.8 puncak pelengkung**

puncak struktur pelengkung

### **3.9 rasio focus terhadap bentang**

rasio dari tinggi focus terhadap bentang utama pelengkung

### **3.10 reaksi tekan besar (*thrust*)**

reaksi tekan horizontal pada pangkal pelengkung

### **3.11 *rib* pelengkung**

komponen utama pelengkung

### **3.12 tanah baik dan stabil**

tanah batuan yang mampu memikul reaksi tekan horizontal sehingga mencegah pergerakan fondasi

## **4 Ketentuan teknis perancangan**

### **4.1 Karakteristik bahan dan komponen konstruksi**

Karakteristik bahan dan komponen konstruksi pada pilihan tipe pelengkung (Gambar 1) merupakan aspek utama dalam pencapaian bentang jembatan pelengkung (Tabel 1). Lima tipe utama dalam Gambar 1 memberi gambaran dari tipe pelengkung murni/kaku (Gambar 1 a dan 1 b) dan pelengkung diperkaku (Gambar 1 c, 1 d dan 1 e).



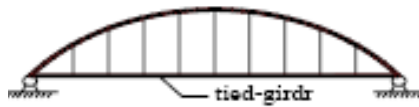
(a) Pelengkung murni lantai atas



Jembatan Besok Koboan (80m)



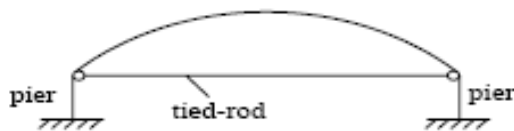
(b) Pelengkung murni ½ lantai bawah



(c) Pelengkung diperkaku lantai bawah



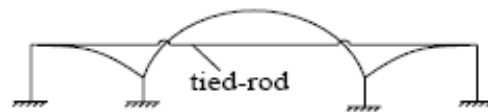
Jembatan Cindaga (90 m)



(d) Pelengkung rangka diperkaku lantai bawah



Jembatan Martadipura (200 m)



(e) Pelengkung kantilever rangka menerus diperkaku ½ lantai bawah

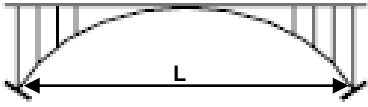
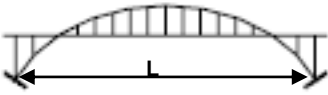
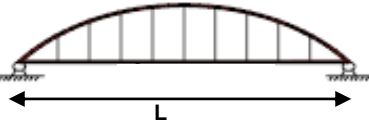
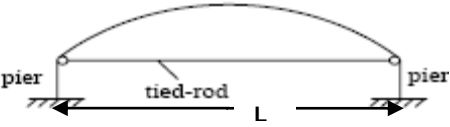
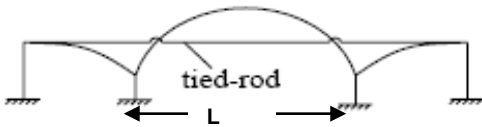


Jembatan Teluk Masjid (250 m)

**Gambar 1 . Lima tipe utama jembatan pelengkung**

Bahan beton, baja, kabel, sistem kendali dan bentuk penampang rib pelengkung dominan dalam pencapaian bentang (Tabel 1).

**Tabel 1. Ikhtisar tipe pelengkung, bahan rib dan pencapaian bentang**

Tipe pelengkung	Pencapaian bentang utama L (di Indonesia)	Bahan rib	Penampang rib
Pelengkung murni/kaku, lantai atas 	<b>80 m</b>  <b>90 m</b>  180 m (luar)  <b>245 m</b>	Beton Bertulang Beton bertulang komposit Beton bertulang komposit Beton bertulang komposit	persegi persegi ,profil baja tertanam boks multisel, & profil baja tertanam boks multi sel & rangka baja tertanam
Pelengkung murni/kaku , ½ lantai bawah 	460 m (luar)  120 m (luar)	pipa baja diisi beton pipa baja diisi beton	Multi CFST CFST tunggal
Pelengkung diperkaku, lantai bawah 	<b>90 m</b>	Beton bertulang komposit	Profil baja dibungkus beton
Pelengkung rangka diperkaku , lantai bawah 	<b>200 m</b>	Profil baja	Rangka baja bentang tunggal
Pelengkung kantilever - rangka menerus diperkaku, ½ lantai bawah 	552 m (luar)  <b>250 m</b>	Profil baja & CFST Profil baja	Rangka baja menerus Rangka baja menerus

Penggunaan bahan dalam rib pelengkung diuraikan sebagai berikut :

Beton bertulang konvensional

Beton bertulang merupakan bahan paling ekonomis sampai dengan bentang eksisting 80 m (rib : balok persegi) sampai bentang maksimum 150 m (rib : penampang boks multisel).

Beton bertulang komposit

- *Rib* beton bertulang komposit - konstruksi “*Melan*”- pada Jembatan Barelang (245 m) menggunakan pelengkung rangka baja (Gambar 2) sesuai bentang rencana sebagai perancah pelaksanaan dan kemudian sebagai penulangan *rib* beton komposit dengan penampang boks.



**Gambar 2 . Jembatan pelengkung murni/kaku beton bertulang komposit Barelang, bentang utama L = 245 m**

- Penggunaan beton bertulang komposit pada Jembatan Cindaga mencapai bentang tunggal 90 m dengan struktur pelengkung dari profil kerangka baja sebagai perancah yang kemudian dibungkus beton (Gambar 1 c). Batang pengikat/pengaku menahan gaya tarik H (Gambar 3 b.) yang dipikul penulangan berupa profil baja yang tertanam dalam beton.

#### CFST (concrete filled steel tube)

*CFST* mempunyai dwifungsi sebagai perancah dan kemudian sebagai penulangan beton, dengan bentang 120 m (*rib* : *CFST* tunggal) sampai maksimum 460 m (*rib* : rangka batang multi *CFST* untuk batang tepi atas dan bawah kerangka, Gambar 1b). Pipa baja *CFST* diisi dengan beton agar meningkatkan ketahanan tekuk. Sistem ini memerlukan ketelitian pelaksanaan pengisian beton agar rongga (*void*) seminimal mungkin.

#### Baja

- Penggunaan bahan baja yang relatif ringan mencapai bentang lebih panjang. Contoh eksisting adalah tipe pelengkung rangka baja diperkaku dengan bentang 200 m (gelagar diatas dua perletakan, Gambar 1d) dan bentang 250 m (gelagar diatas empat perletakan dengan bentang samping sebagai lawan beban dalam reduksi gaya dan momen, Gambar 1 e).
- bentang pelengkung maksimum 552 m dicapai pada tipe pelengkung rangka baja dan *CFST* diperkaku serta menerus diatas empat perletakan.

#### Kabel perancah

Pelengkung merupakan struktur kaku sehingga tidak diperlukan uji terowongan angin. Kepekaan terhadap angin dapat diprediksi dengan rasio frekuensi torsi  $f_t$  terhadap frekuensi lentur  $f_b$ . Bila frekuensi dalam batas rentang :  $1 < f_t/f_b < 2,5$  maka struktur dianggap tahan terhadap angin *flutter*. Khusus untuk struktur beruji kabel sebagai perancah/penyangga sementara dalam pelaksanaan pemasangan segmen

pelengkung, dapat diadakan pengecekan terhadap pengaruh angin. Struktur kabel penyangga yang dipertahankan dalam pelengkung akhir telah mengembangkan tipe “pelengkung beruji kabel” suatu inovasi baru yang berupa gabungan beberapa tipe jembatan dan diluar lingkup pedoman ini.

## 4.2 Sistem struktur pelengkung

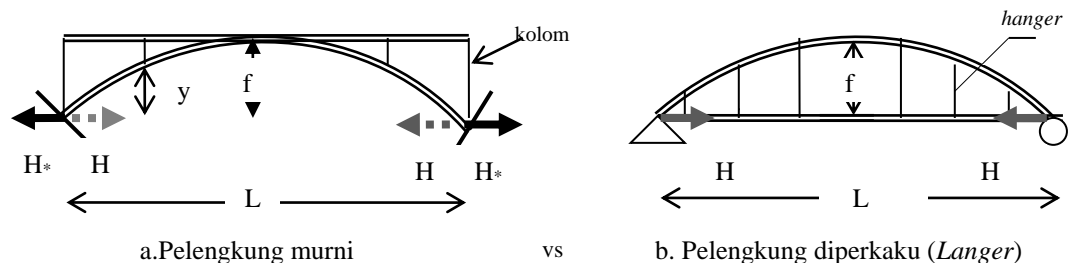
### 4.2.1 Sistem lantai

Lantai umumnya merupakan pelat beton bertulang. Perhitungan lantai kendaraan lebih aman diperhitungkan secara *free body* dalam dua/tiga dimensi dan tidak sebagai kesatuan dengan struktur pelengkung. Desain lantai harus “*long life*” karena lantai langsung memikul beban kendaraan dan lebih cepat rusak dari gelagar. Untuk mengendalikan formasi retakan dianjurkan menggunakan tegangan ijin baja tulangan 140 MPa (atau tegangan ultimit 240 MPa) yang tidak tergantung penggunaan mutu baja lebih tinggi mengingat besarnya retak sebanding dengan besarnya tegangan tulangan.

### 4.2.1 Sistem pelengkung

Perbedaan prinsip antara dua tipe pelengkung mendasar (Gambar 3) dijelaskan sebagai berikut :

- Pada pelengkung murni/kaku (lihat Gambar 3 a) gaya tekan  $H$  mereduksi momen struktural (Rumus 1), dan reaksi tekan horizontal  $H^*$  di awal pelengkung dilimpahkan oleh blok fondasi telapak ke batuan dasar yang harus kuat menahan beban horizontal. Bangunan atas dan bangunan bawah merupakan kesatuan monolitik.
- Pada pelengkung diperkaku (lihat Gambar 3 b) gaya tekan  $H$  mereduksi momen struktural (Rumus 1), dan dilimpahkan ke batang pengikat dari struktur pengaku sehingga tidak membebani fondasi ( $H^* = 0$ ) . Tipe ini digunakan bila letak batuan dasar dalam sehingga memerlukan fondasi tiang yang umumnya lemah dalam menahan beban horizontal. Bangunan atas merupakan gelagar struktur statis tertentu keluar yang terpisah dari bangunan bawah dengan perletakan. Tipe statis tertentu lebih kuat terhadap penurunan fondasi dan perbedaan temperatur.



Gambar 3 .Tipe dasar pelengkung



Struktur pelengkung khususnya komponen *rib* merupakan unsur tekan sehingga momen pelengkung ( $M$ ) tereduksi terhadap momen lentur gelagar lurus sederhana ( $M_0$ ) yang dijelaskan dengan rumus berikut :

$$M = M_0 - H \cdot y \quad (1)$$

Keterangan :

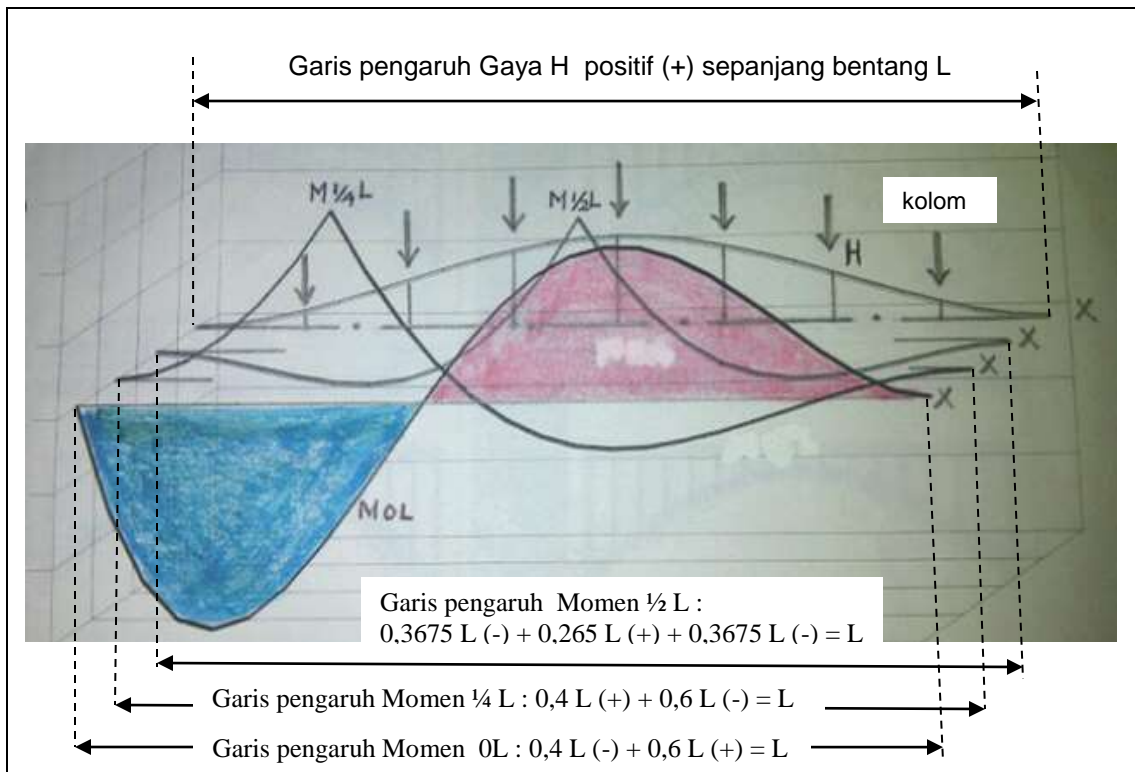
$M$  adalah momen *rib* pelengkung

$M_0$  adalah momen lentur untuk gelagar lurus sederhana diatas dua tumpuan dengan bentang pelengkung  $L$

$H$  gaya tekan horizontal di awal pelengkung

$y$  adalah ordinat *rib* pelengkung

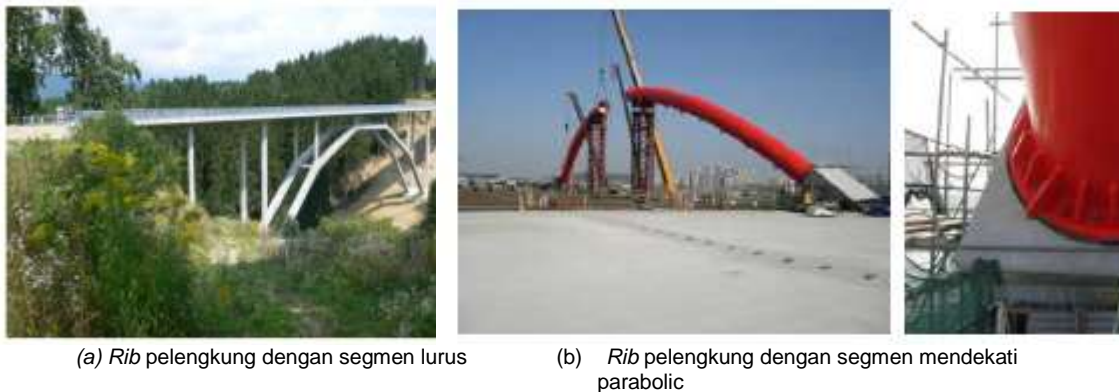
Penentuan gaya dalam maksimum dan minimum dalam pelengkung sebagai unsur utama yang menerima beban lewat kolom (tekan) atau hanger (tarik) tidak dapat diperoleh secara optimal dengan *running analysis* yang biasanya dilakukan untuk lantai kendaraan. Tetapi memerlukan pola bentuk garis pengaruh untuk penempatan beban hidup yang untuk pelengkung murni memiliki pola bentuk sebagai berikut (Gambar 4). Untuk pelengkung diperkaku pola bentuk garis pengaruh gaya  $H$ ,  $M$  di seperempat dan setengah bentang dan  $M = 0$  untuk awal lengkung, identik dengan lengkung murni. Pola garis pengaruh yang konsisten tersebut membantu penempatan beban hidup di lantai kendaraan agar diperoleh gaya dalam maksimal dan demikian penurunan garis pengaruh tidak selalu diperlukan. Garis pengaruh dapat diturunkan secara konvensional dengan bantuan Tabel Strassner berdasarkan rumus (1) dan dipermudah melalui program analisis struktur.



**Gambar 4 - Pola bentuk garis pengaruh lengkung murni (identik untuk lengkung diperkaku ) konsisten untuk daerah positif dan negatif.**

### 4.3 Sistem kurva *rib* pelengkung

Sistim *rib* merupakan balok beton, pipa (*CFST*), profil baja, atau kerangka profil/pipa baja, dengan sumbu pelengkung kurvalinier parabolic / hyperbolic atau terbagi dalam beberapa segmen lurus yang masing-masing berujung pada fungsi kurvalinier. Segmen dapat dibuat lurus secara nyata (Gambar 5 a) atau mendekati parabola secara halus (Gambar 5 b). Dalam program analisis struktur, pelengkung lajim dibentuk dari segmen-segmen lurus yang tersambung bersatu.



**Gambar 5 - Pendekatan bentuk kurva linier pada *rib* pelengkung**

### 4.4 Sistem penyokong

#### Kolom penahan pada pelengkung murni

Kolom sebagai penyalur beban lantai ke *rib* pelengkung berupa penampang persegi, bulat, atau profil dengan minimal dua kolom atau dinding/sekat dalam arah melintang jembatan. Kolom penahan merupakan kesatuan monolitik dengan *rib* dan lantai kendaraan sehingga dibuat dengan bahan sama, yaitu beton bertulang atau baja.

#### Penggantung/*hanger* pada pelengkung diperkaku

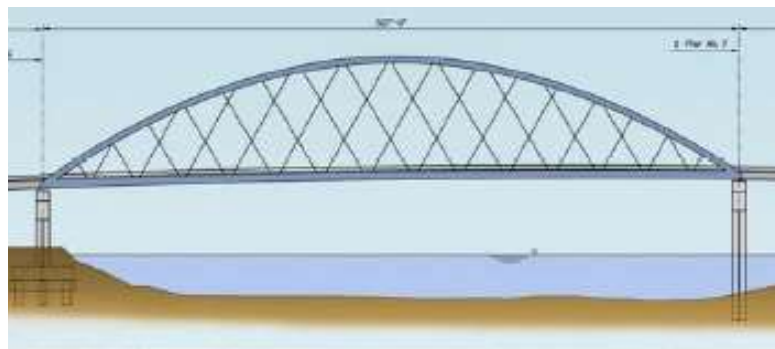
Lantai kendaraan pada pelengkung diperkaku dipikul oleh *hanger* yang menyalurkan beban ke *rib*. *Hanger* merupakan elemen tarik dan dibuat dari profil baja berupa pendel, batang (*bar*) atau untai (*strand*) prategang yang dihubungkan kedalam struktur dengan sistem angkur prategang. *Hanger* umumnya vertikal, dan juga dapat dibuat dalam sistem diagonal (Gambar 5). Mengingat *hanger* bekerja eksternal secara dinamis akan lebih cepat fatik maka tegangan total akibat beban mati dan hidup pada keadaan batas daya layan tidak boleh melebihi 45% tegangan putus (faktor keamanan = 2) dan pada keadaan batas ultimit tidak boleh melebihi 60% tegangan putus.



**Gambar 5 a. Hanger batang profil baja (berupa pendel) di Jembatan Tayan**



**Gambar 5 (b) Hanger untaian / *strand* di Jembatan Siak III**



**Gambar 5 c. Hanger diagonal**

### Gambar 6. Pelengkung diperkaku dengan sistem hanger vertikal dan diagonal

Gaya dalam hanger dihitung berdasarkan hubungan pen/sendi pada kedua ujung yaitu sistem pendel, sehingga hanger hanya memikul gaya aksial. Detil hubungan *hanger* ke gelagar dan *rib* pelengkung dibuat sedemikian rupa agar tegangan *hanger* dapat disetel dalam pelaksanaan pemasangan.

#### 4.5 Sistem tumpuan pelengkung

Perletakan pada pelengkung kaku/murni umumnya terjepit. Perletakan sendi menghilangkan reaksi momen dan diperlukan pendetailan khusus agar tidak terlepas dari dudukan (Gambar 6 a dan 6 b). Perletakan sendi jarang digunakan pada pelengkung beton dan umumnya hanya terdapat pada pelengkung baja.

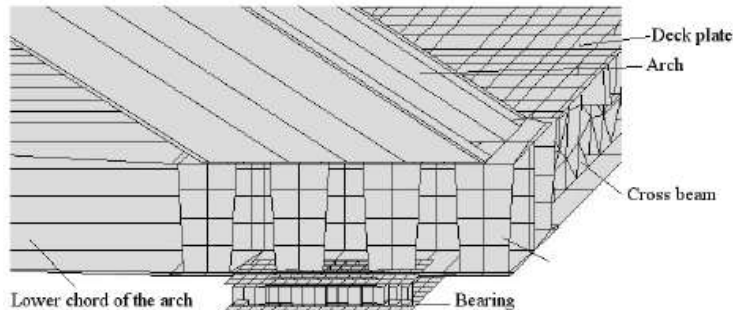


(a) sendi di pangkal

(b) sendi di pilar

### Gambar 7. Perletakan sendi pelengkung murni baja

Perletakan pada pelengkung diperkaku umumnya neoprene atau pot bearing (Gambar 7).



(a) Neoprene

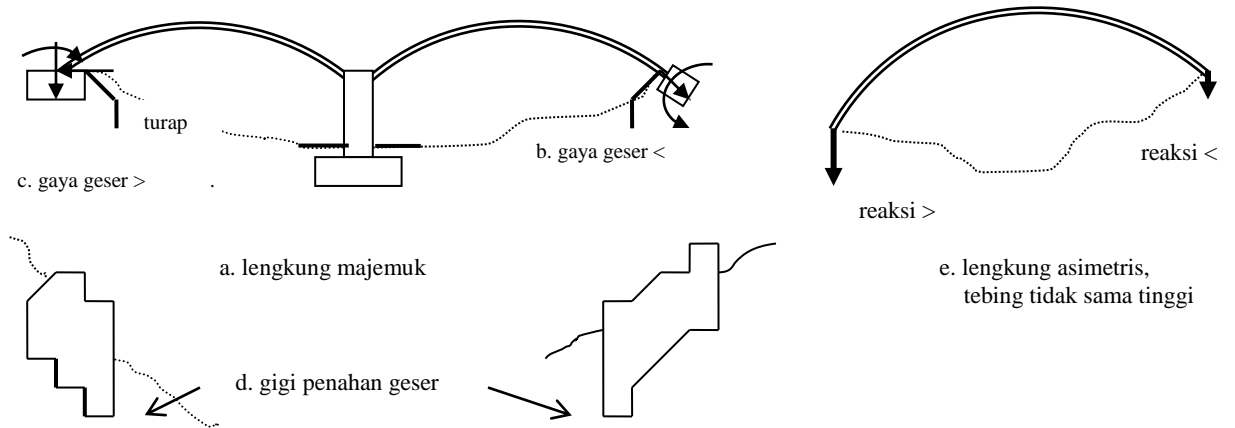


(b) pot bearing

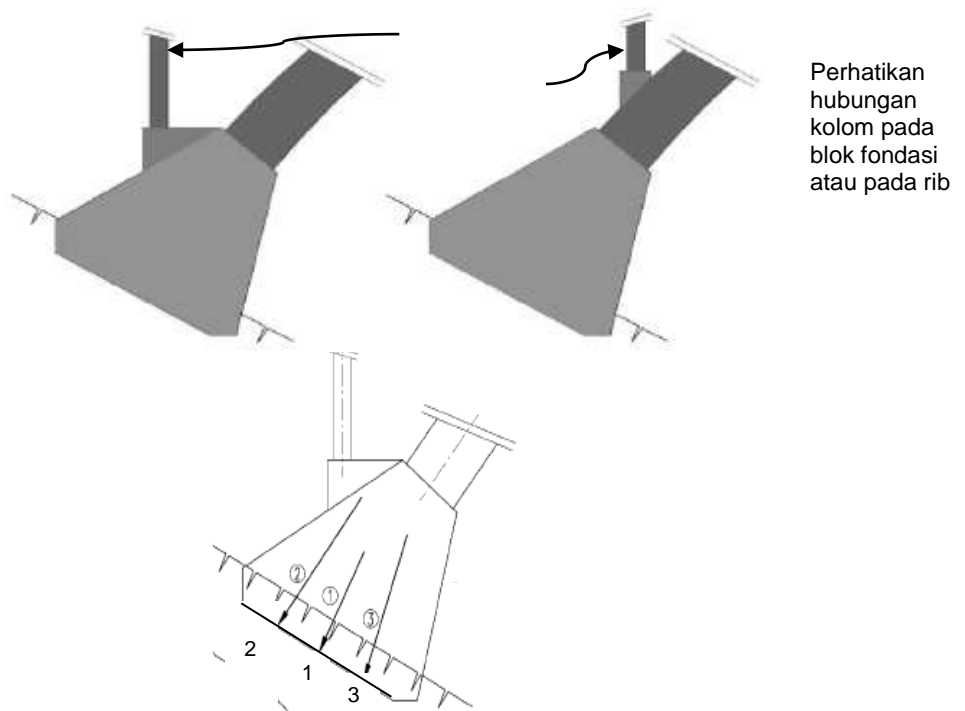
**Gambar 8. Perletakan pada pelengkung diperkaku**

#### 4.6 Fondasi pelengkung murni terjepit

Fondasi *rib* merupakan fondasi telapak yang memerlukan batuan dasar cukup kuat dan stabil dengan daya dukung minimal 0,8 - 1,0 MPa (untuk keadaan batas daya layan) agar menahan reaksi pada pangkal *rib* yang umumnya terjepit (Gambar 8) dengan dasar fondasi telapak bersudut  $45^\circ$  agar gaya geser kecil (Gambar 8 b, Gambar 9), atau dasar fondasi telapak datar (Gambar 8 c) sehingga perlu gigi penahan untuk meningkatkan tahanan geser dengan tekanan pasif pada gigi (Gambar 8 d dan Gambar 10). Daya dukung tanah minimal direkomendasikan agar fondasi mampu menahan gaya reaksi horizontal dan tidak terjadi pergerakan perletakan kedalam tebing, mengingat perkuatan di kemudian hari merupakan pekerjaan berisiko dengan biaya besar. Lengkung asimetris kadang-kadang digunakan pada tebing tidak sama tinggi dengan reaksi di pangkal rendah yang lebih besar (Gambar 8 e). Fondasi telapak merupakan kesatuan monolitik dengan *rib* pelengkung.

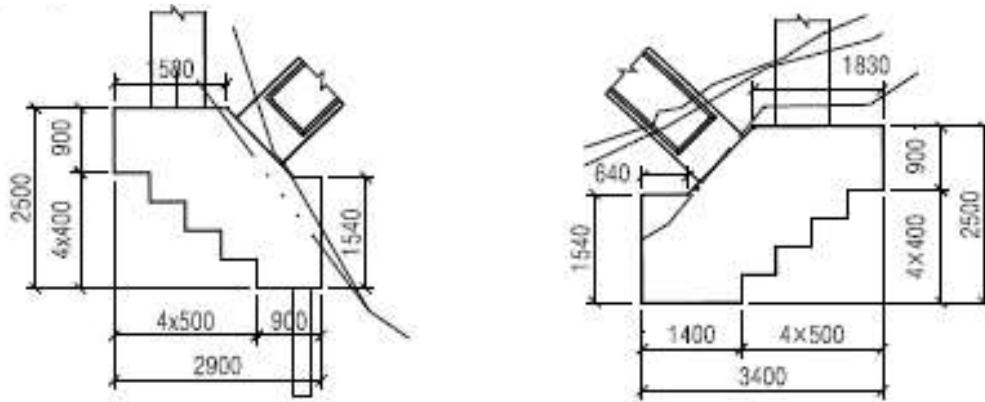


**Gambar 9. Fondasi telapak secara umum**



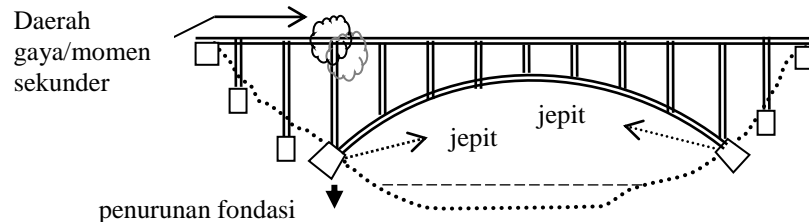
- Kombinasi beban reaksi pada fondasi :
1. Reaksi kombinasi beban tetap
  2. Reaksi kombinasi momen positif maksimum + gaya aksial tekan yang bersangkutan
  3. Reaksi kombinasi momen negatif maksimum + gaya aksial tekan yang bersangkutan

**Gambar 10. Tipikal fondasi telapak tanpa gigi penahan geser**



**Gambar 11. Tipikal fondasi telapak dengan gigi penahan geser**

Kemungkinan terjadinya deformasi fondasi seperti konsolidasi dan prakiraan perbedaan penurunan melebihi batas aman 25 mm perlu diperhitungkan dan diadakan perkuatan untuk memikul gaya geser dan momen sekunder, yaitu tepat pada lokasi tumpuan yang menghubungkan lantai atas dengan kolom pertama di awal pelengkung (Gambar 11). Tegangan terbesar terjadi dalam gelagar lantai dan bukan dalam balok *rib* pelengkung. Bila terjadi penurunan secara bersamaan dari fondasi pelengkung kiri dan kanan, maka momen sekunder terjadi secara simetris di bagian kiri dan kanan jembatan.



**Gambar 12. Pelengkung tipe kaku/murni, dengan perbedaan penurunan fondasi pada pangkal kiri**

#### 4.4 Batasan defleksi struktural

Defleksi ijin untuk gelagar jembatan akibat beban hidup tanpa faktor beban dinamis pada keadaan batas layan adalah sesuai Tabel 2. Tabel 2 berlaku untuk jembatan pelengkung selain untuk struktur beruji kabel dan kabel gantung *flying fox* sebagai perancah/penyangga dalam pelaksanaan pelengkung. Dalam perhitungan defleksi digunakan luas penampang bruto.

**Tabel 2. Defleksi ijin (m)**

Tipe jembatan		Tipe gelagar		Gelagar sederhana dan menerus	Bentang kantilever atau gelagar kantilever
		Gelagar pelat dengan lantai beton bertulang			
Jembatan gelagar pelat	Gelagar pelat dengan lantai beton bertulang	$L \leq 10 \text{ m}$		$L/2000$	$L/1200$
		$10 \text{ m} < L \leq 40 \text{ m}$		$\frac{L}{20000/L}$	$\frac{L}{12000/L}$
		$L > 40 \text{ m}$		$L/500$	$L/300$
	Gelagar pelat dengan tipe lantai lain			$L/500$	$L/300$
Jembatan gantung				$L/350$	
Jembatan beruji kabel				$L/400$	
Tipe jembatan lain				$L/500 - L/600$	$L/400$

Catatan :  $L$  = bentang (m)

## 5 Prosedur Perancangan

### 5.1 Metode konstruksi

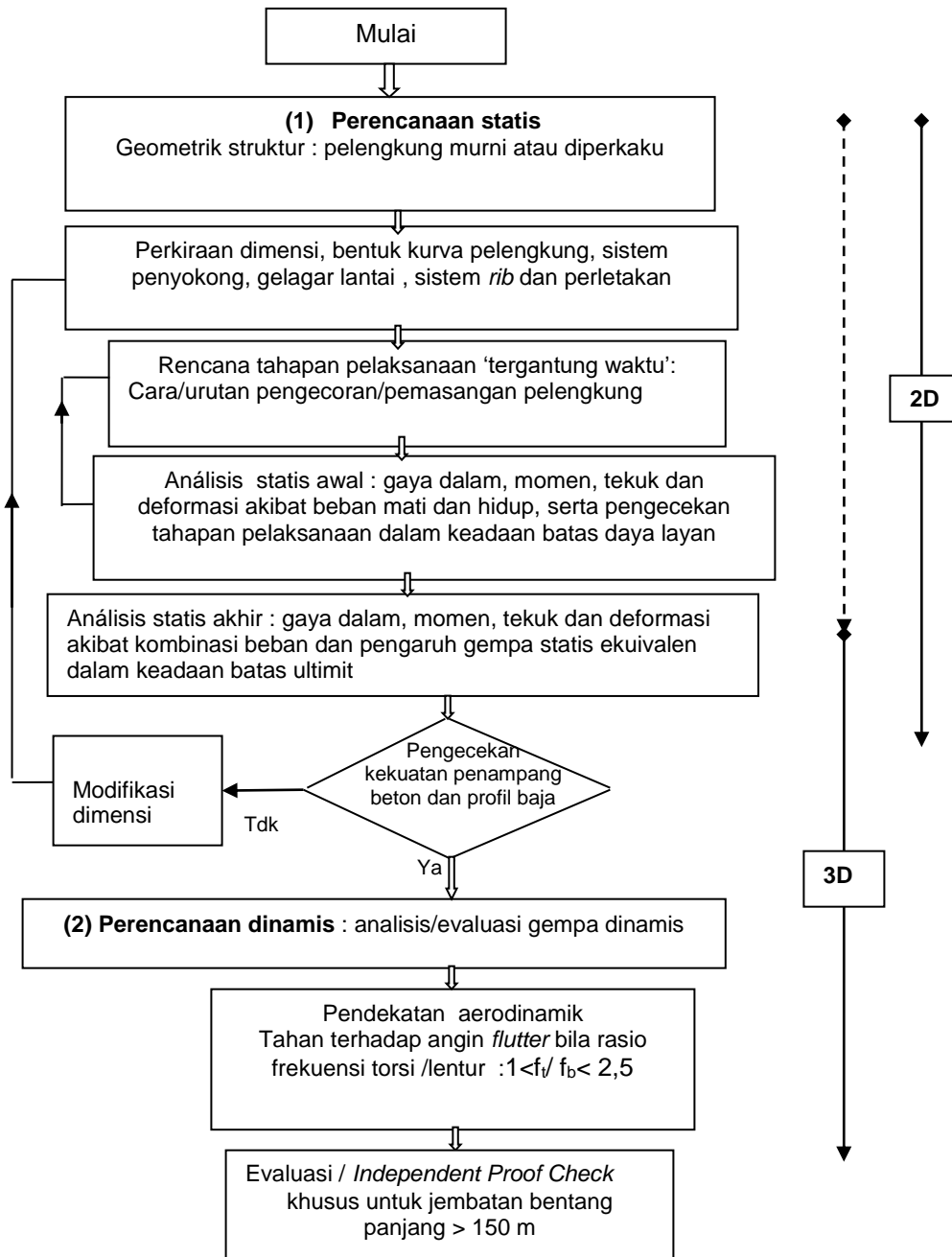
Pelaksanaan jembatan pelengkung selalu memerlukan dukungan perancah atau sistem kabel beruji yang dibongkar setelah pelengkung selesai tersambung. Pelengkung harus membentuk garis tekan yang menahan berat sendiri dan beban berikutnya yaitu kolom/sekat/gelagar lantai. Pelengkung yang tidak tersambung sempurna akan runtuh pada saat perancah dibuka. Tahapan dan cara pelaksanaan disertai analisis statis agar setiap perubahan keadaan struktur ter-monitor dan kekuatan serta stabilitas struktur terjamin. Ketergantungan waktu antara pelaksanaan dan perancangan di-analisis dalam “*as built design*” oleh program analisis struktur. Tegangan dan deformasi terkendali dalam batas ijin pada setiap kombinasi pembebanan sampai jembatan selesai dan berfungsi.

### 5.2 Konsep desain

Konsep desain berawal dari pemilihan tipe struktur yaitu pelengkung murni/kaku atau pelengkung diperkaku (Bagan 1). Fokus pembahasan adalah desain dua tipe : pelengkung murni terjepit beton bertulang (Lampiran B dan C) dan pelengkung rangka baja diperkaku menerus pada empat perletakan (Lampiran A).

Independent proof check (*IPC*) harus dilakukan pada setiap desain jembatan bentang panjang sebelum memperoleh persetujuan dari pihak berwenang. Seluruh perancangan dari perencana pertama diverifikasi oleh perencana *IPC* dengan bantuan perangkat lunak yang tidak sama. Spesifikasi dan standar diikuti sesuai dengan yang berlaku dan terbaru. Hasil verifikasi kemudian di-diskusikan dalam forum yang kompeten dalam perancangan jembatan bentang panjang. Setelah desain disetujui secara final dan dilaksanakan, sering masih diperlukan modifikasi/penyesuaian yang menjadi tanggung jawab dari perencana pertama.





Bagan 1. Bagan alir prosedur perancangan jembatan pelengkung

### 5.3 Desain pelengkung murni terjepit beton bertulang

#### Rib beton bertulang

*Rib* pelengkung murni/kaku berupa balok (minimal dua), pelat atau boks multi sel dengan dimensi mengecil atau tetap ke arah puncak (Gambar 12). *Rib* pelengkung maupun balok lantai dilengkapi dengan diafragma dalam arah melintang jembatan. *Rib* tipe pelat tidak memerlukan diafragma. Diafragma diperlukan pada hubungan kolom-*rib* bila *rib* pelengkung berupa penampang boks berongga untuk menjaga penyaluran gaya antara komponen jembatan. Dimensi yang berangsur berkurang ke puncak pelengkung akan mengurangi pengaruh temperatur, momen dan gaya tekan akibat beban mati.

Dimensi *rib* pelengkung beton bertulang dipilih berdasarkan rasio bentang terhadap focus, garis sumbu pelengkung, tekuk, kuat tekan beton, dan metode pelaksanaan. (Gambar 13). Perkiraan praktis untuk rasio tinggi penampang *rib* terhadap bentang utama L diberikan sebagai berikut :

- Penampang pelat : tinggi sekitar  $(1/75) L$  yang dibuat sama sepanjang bentang dengan lebar sesuai lantai kendaraan, mutu beton  $f_c'$  sekitar 30 MPa
- Penampang persegi : tinggi awal sekitar  $(1/30) L$  dan tinggi puncak sekitar  $(1/40) L$ , mutu beton  $f_c'$  sekitar 30 MPa, contoh tipikal bentang 80 m (Gambar 15 a).
- Penampang I dan boks tunggal digunakan untuk beton kinerja tinggi  $f_c'$  sekitar 150 MPa
- Penampang boks multi sel : tinggi awal sekitar  $(1/40) L$  dan tinggi puncak sekitar  $(1/65) L$ , mutu beton  $f_c'$  sekitar 30 MPa, contoh tipikal bentang 180 m (Gambar 15 b).
- Tinggi fokus  $f$  berkisar antara  $(L/8 - L/5)$  atau disesuaikan dengan medan. Lebar balok *rib* disesuaikan dengan tinggi dan secara praktis dibuat tetap sepanjang bentang.



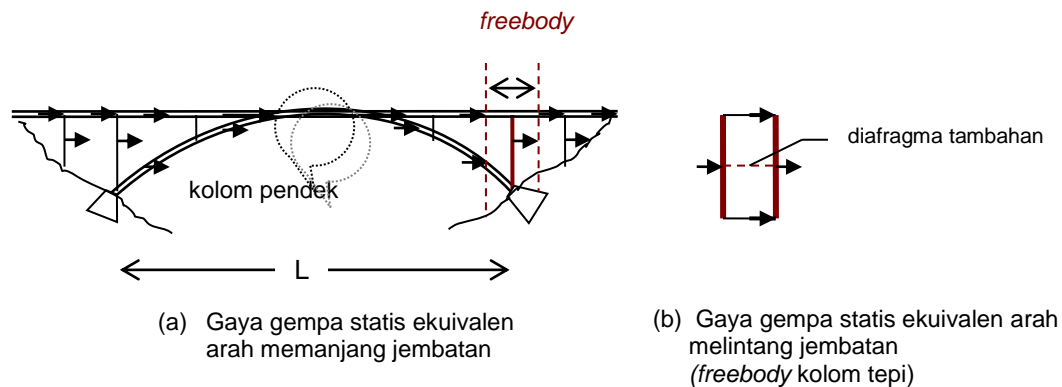
(a) Bentang utama 80m (*rib* : balok persegi)



(b) Bentang utama 180m (*rib* : boks multi sel)

**Gambar 13. Contoh tipikal pelengkung murni beton bertulang**





**Gambar 15. Gaya gempa statis ekuivalen pada pelengkung murni/kaku**

**Perancangan beban dinamis terhadap gempa**

Pelengkung murni/kaku dengan interaksi fondasi-tanah secara langsung di awal pelengkung sangat peka terhadap gerakan tanah akibat gempa.

Ketahanan gempa dapat di-analisis dinamis secara non-linier dengan cara-cara sebagai berikut :

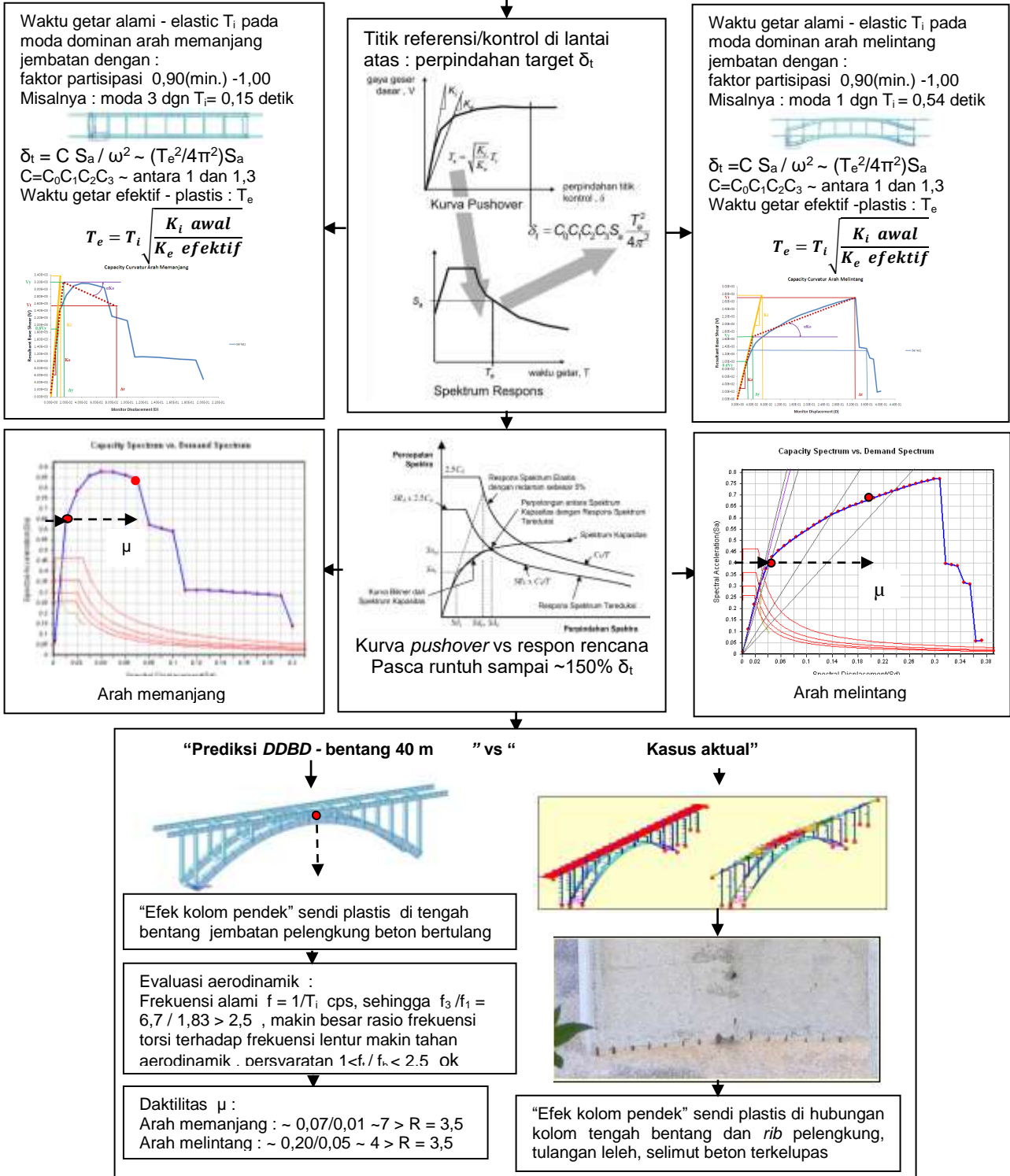
- **DDBD : Direct Displacement-Based Design (semi-dinamis , push over)** (Gambar 15, Bagan 2, Lampiran C). Gaya gempa horizontal statis untuk arah melintang dan arah memanjang ditinjau secara terpisah, dengan meningkatkan beban gempa statis secara bertahap pada titik-titik berat komponen bangunan atas sampai tercapai perpindahan tidak linier. Dalam analisis salah satu arah misal melintang harus dikekang selama peningkatan beban inersia alam arah memanjang berlangsung. Jembatan dianggap terjepit dalam tanah dasar yang diam.

Analisis hanya memerlukan data gambar desain dan menghasilkan :

- kurva ( $S_a - S_d$ ) sampai leleh dan putus dalam arah melintang atau memanjang yang mengungkap nilai **daktilitas** aktual dari kolom-kolom bangunan atas dalam arah melintang atau memanjang ( $\mu = \delta_{\text{putus}} / \delta_{\text{leleh}}$ ) sebagai pengecekan terhadap nilai daktilitas asumsi/teoritis sesuai peraturan tahan gempa ( $R=3,5$ )
- kapasitas gempa struktur sebagai pengecekan terhadap gempa rencana, titik **kinerja** yaitu perpotongan *capacity spectrum pushover* dengan *demand spectrum* gempa rencana yang berada dalam bagian linier/elastis kurva *pushover* ( $S_a - S_d$ ) menyatakan bahwa kapasitas aktual struktur melebihi gempa rencana.
- sendi plastis yang terjadi di kolom tengah bentang karena efek kolom pendek, sedangkan *rib* pelengkung umumnya aman.
- tidak konservatif dibanding perhitungan gempa statis ekuivalen



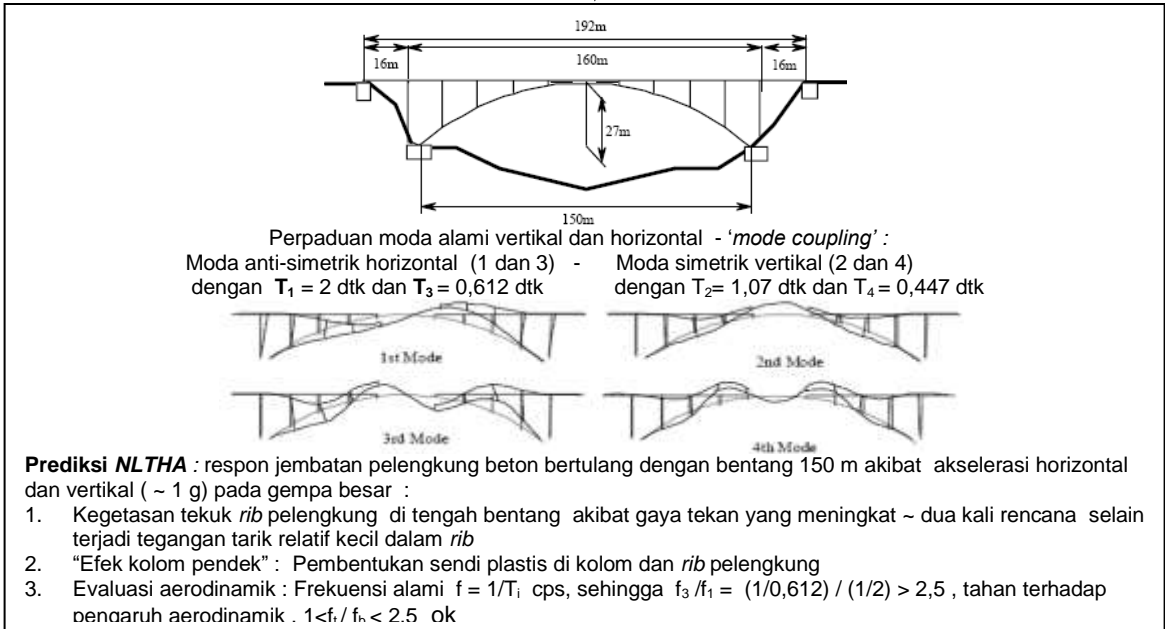
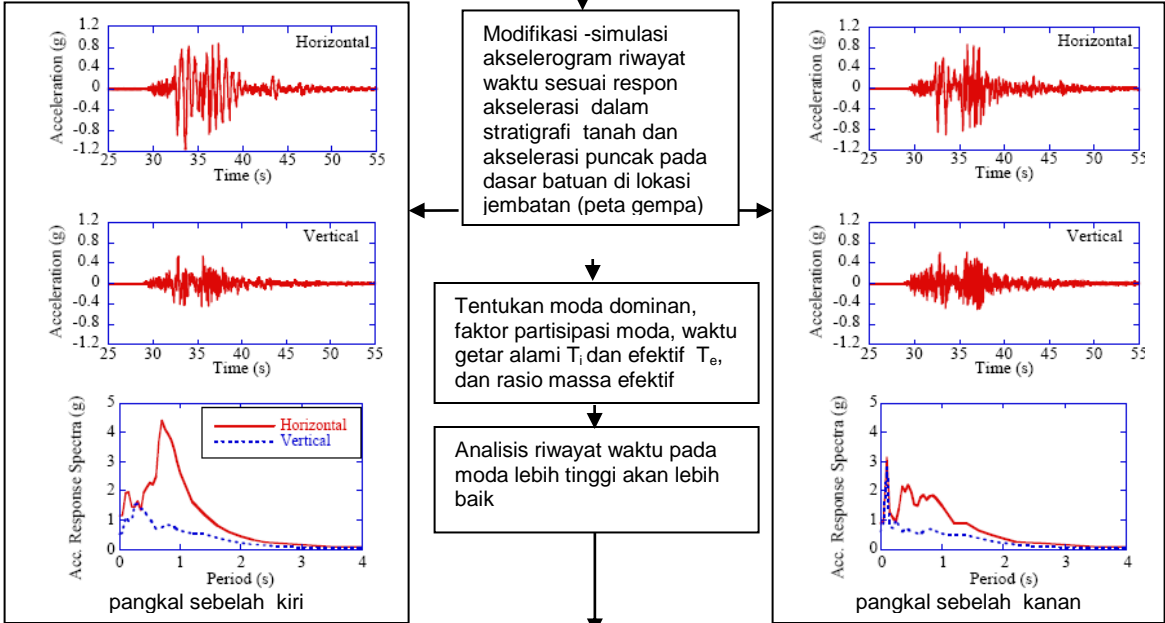
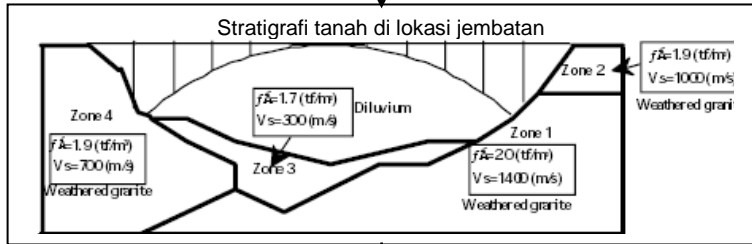
Data : dimensi jembatan pelengkung, penulangan, mutu beton dan tulangan (Gambar desain)



Bagan 2. Bagan alir prosedur *DDBD pushover* (uraian dalam Lamp.C2)

- **NLTHA : Non-Linear Time History Analysis Riwayat waktu (dinamis)**  
Analisis memerlukan data lengkap meliputi gambar desain, stratigrafi tanah dan akselerogram setempat dan menghasilkan (Bagan 3):
  - respon arah melintang dan memanjang sampai batas plastis/runtuh
  - gaya tekan *rib* pelengkung meningkat dan mengalami tekuk getas
  - efek kolom pendek : pembentukan sendi plastis dalam *rib* pelengkung dan kolom
  - mengungkap pengaruh gerakan tanah akibat gempa vertikal dan horizontal pada struktur secara aktual realistis

Data : dimensi jembatan pelengkung, penulangan, mutu beton dan tulangan - Gambar desain



**Bagan 3. Bagan alir prosedur NLTHA riwayat waktu (contoh tipikal)**

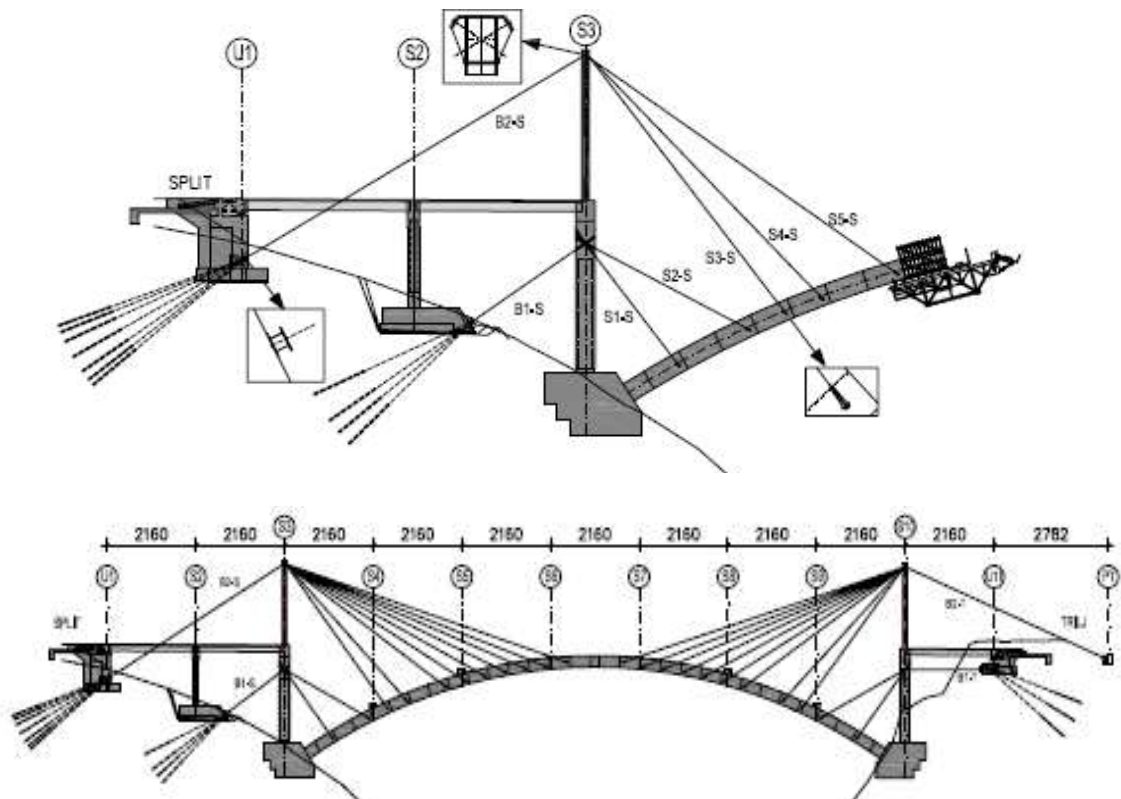


#### 5.4 Pelaksanaan pelengkung murni beton

Jembatan pelengkung murni beton dilaksanakan dengan berbagai cara. Cara pertama dengan pengecoran di tempat diatas kerangka perancah (Gambar 16). Cara kedua dengan sistem kantilever menggunakan kabel beruji sementara untuk menjaga stabilitas dan keseimbangan selama pelaksanaan (Gambar 17).



Gambar 17. Cara pertama : Pengecoran diatas perancah



Gambar 18 . Cara kedua : pelaksanaan kantilever bebas dan sistem penyangga kabel beruji

## 5.5 Desain pelengkung rangka baja diperkaku menerus

### Lantai beton bertulang

Rumus praktis untuk perhitungan lantai beton bertulang “satu arah” dengan bentang efektif maksimum 4 m dijelaskan dalam Tabel 3 sampai 5. Tebal lantai beton dianjurkan minimal 20 cm untuk menjaga durabilitas. Untuk bentang efektif diatas 4 m digunakan perhitungan dengan bantuan tabel (misalnya Tabel Bittner) atau program analisis struktur pada model *freebody* struktur lantai.

**Tabel 3. Momen lentur (kNm/m) per satuan lebar 1 m akibat beban mati merata  $w$  (kN/m<sup>2</sup>),  $\ell$  = bentang lantai (m)**

Tipe lantai	Tipe momen lentur		Momen lentur dalam arah tulangan utama	Momen lentur dalam arah tulangan pembagi
Bentang sederhana	Momen lentur dalam bentang		$+w\ell^2/8$	Diabaikan
Bentang kantilever	Momen lentur pada tumpuan		$-w\ell^2/2$	
Bentang menerus	Momen lentur dalam bentang	Bentang ujung	$+w\ell^2/10$	
		Bentang antara	$+w\ell^2/14$	
	Momen lentur pada tumpuan	2 Bentang	$-w\ell^2/8$	
		Lebih dari 3 bentang	$-w\ell^2/10$	

**Tabel 4. Faktor peningkatan untuk momen lentur lantai terletak sederhana atau menerus dalam arah tulangan utama, bila arah bentang lantai tegak lurus pada arah lalu lintas**

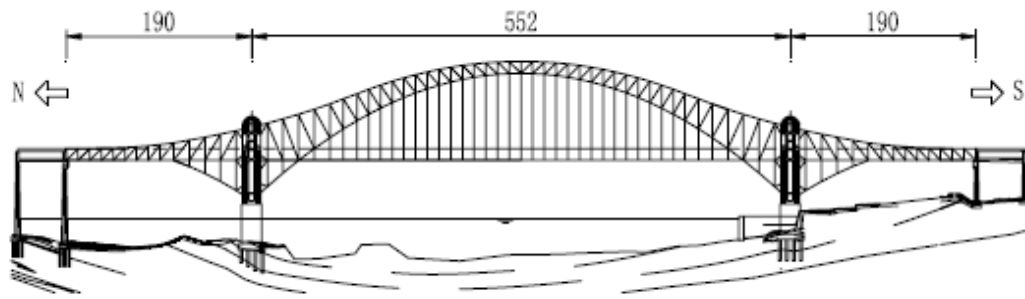
Bentang lantai $\ell$ (m) untuk beban T	$\ell \leq 2,5$	$2,5 < \ell \leq 4,0$
Faktor peningkatan	1,0	$1,0 + (\ell - 2,5)/12$

**Tabel 5. Momen lentur lantai per satuan lebar 1 m (kNm/m), akibat beban P (= satu beban roda truk T termasuk faktor beban dinamis),  $\ell$  bentang lantai (m)**

Bentang lantai	Tipe momen lentur		Rentang bentang	Bentang $\ell$ tegak lurus arah lalu lintas		Bentang $\ell$ sejajar arah lalu lintas	
				Momen lentur dalam arah tulangan utama	Momen lentur dalam arah tulangan pembagi	Momen lentur dalam arah tulangan utama	Momen lentur dalam arah tulangan pembagi
Sederhana	Momen lentur		$0 < \ell \leq 4$	$+(0,12\ell+0,07)P$	$+(0,10\ell+0,04)P$	$+(0,22\ell+0,08)P$	$+(0,06\ell+0,06)P$
Menerus	Momen lentur dalam bentang	Bentang antara	$0 < \ell \leq 4$	$+(80\% \text{ nilai bentang sederhana})$	$+(80\% \text{ nilai bentang sederhana})$	$+(80\% \text{ nilai bentang sederhana})$	$+( \text{nilai bentang sederhana})$
		Bentang tepi				$+(90\% \text{ nilai bentang sederhana})$	$+( \text{nilai bentang sederhana})$
	Momen lentur di tumpuan	Tumpuan antara	$-(80\% \text{ nilai bentang sederhana})$	-	$-(80\% \text{ nilai bentang sederhana})$	-	
Kantilever	Tumpuan/perletakan		$0 < \ell \leq 1,5$	$-P\ell/(1,3\ell+0,25)$	-	$-(0,7\ell+0,22)P$	-
	dekat ujung bebas			-	$+(0,15\ell+0,13)P$	-	$+(0,16\ell+0,07)P$

### **Rib rangka baja diperkaku**

Pelengkung kantilever dengan rangka baja diperkaku (1/2 lantai bawah) pada tiga bentang menerus diatas empat perletakan (sendi terjepit di satu pilar utama dan rol di pilar lainnya) dilaksanakan secara kantilever dan dapat mencapai bentang utama terpanjang antara semua tipe pelengkung (Gambar 18). Diagram momen lentur dari keseimbangan statika struktur pelengkung bentang menerus memberi reduksi momen dalam bentang utama yang sangat efisien dalam pencapaian bentang terpanjang dibanding tipe pelengkung dengan satu bentang. Reaksi gaya tekan pelengkung terpikul dalam rangka baja dan tidak membebani fondasi sehingga tipe ini sesuai untuk kondisi tanah lunak dengan fondasi dalam. Perhitungan pelengkung kantilever dengan rangka baja diperkaku identik dengan perhitungan jembatan rangka baja sesuai perencanaan baja struktural untuk jembatan.



**Gambar 19. Pelengkung kantilever rangka baja diperkaku (1/2 lantai bawah)**

### **Pelaksanaan pelengkung rangka baja menerus**

Jembatan pelengkung rangka baja menerus dilaksanakan dengan cara kantilever (Gambar 19 - 23). Kedua bentang rangka tepi dipasang terlebih dahulu, diikuti dengan pemasangan rangka utama pelengkung dan *hanger* secara panel per panel dan menuju ke tengah bentang. Setelah penutupan bentang utama pelengkung, dipasang batang pengaku/pengikat sementara agar terbentuk sistem pembebanan pelengkung diperkaku untuk instalasi final. Tahapan pelaksanaan dilakukan sebagai berikut :

- a. Tahap 1 : Pemasangan bentang tepi
 

Bentang tepi dipasang dengan cara kantilever pada pilar-pilar sementara. Elevasi perletakan pada pilar bentang tepi diturunkan agar tersedia tempat penyetulan yang diperlukan pada saat penutupan. Selama pemasangan bentang tepi, perletakan pada pilar bentang tepi dibuat terjepit untuk sementara.



**Gambar 20. Tahap 1 : pemasangan bentang tepi pada pilar-pilar sementara**

- b. Tahap 2 : Pemasangan bentang utama rangka pelengkung
 

Bentang utama rangka pelengkung dipasang secara kantilever dengan menggunakan keran berjalan yang berdiri pada panel yang telah selesai. Dengan bertambah panjangnya lengan kantilever, momen guling bertambah dan stabilitas struktur berkurang. Maka perlu digunakan lawan beban pada bentang tepi untuk mengimbangi momen guling dan ditambah sistem kabel beruji untuk meningkatkan stabilitas struktur. Selama pemasangan bentang utama rangka pelengkung, perletakan pada pilar bentang utama dibuat terjepit, dan perletakan bentang tepi dibuat bebas gerak dalam arah memanjang.



**Gambar 21. 2T ahap 2 : pilar sementara dibongkar setelah bentang tepi terpasang**

- c. Tahap 3 : Penyesuaian kedudukan bentang utama rangka pelengkung saat penutupan

Urutan pemasangan untuk rangka utama adalah sebagai berikut : batang tepi bawah, batang tepi atas, diagonal dan ikatan lateral. Pemasangan diagonal dan ikatan lateral dilakukan setelah pemasangan batang tepi bawah dan atas, yang memerlukan pelepasan jepit sementara di pilar bentang utama. Digunakan gaya dongkrak pada pilar bentang utama dan bentang tepi untuk menyetel posisi perletakan dan mencapai penutupan akhir yang bebas tegangan.



**Gambar 22. Tahap 3 : semua pilar sementara dibongkar dan pemasangan bentang utama pelengkung ke pertemuan panel tengah**

- d. Tahap 4 : Instalasi batang pengaku/pengikat sementara
- Setelah penutupan bentang utama, dipasang batang pengaku/pengikat sementara pada titik simpul batang pengaku/pengikat di bentang tengah dan diberi tegangan. Perletakan bentang tepi kemudian disesuaikan ke elevasi rencana akhir dan sistem kabel serta lawan beban dibongkar dalam urutan membalik.

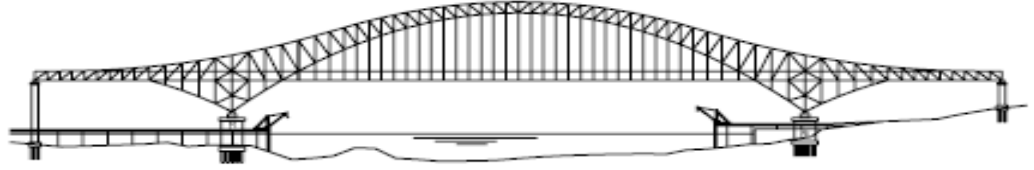


**Gambar 23. Tahap 4 : kabel pengangkat untuk penyesuaian kedudukan struktur di segmen penutup**

- e. Tahap 5 : Instalasi gelagar pengaku/pengikat permanen dan penutupan final bentang utama

Gelagar pengaku/pengikat permanen untuk bentang utama dipasang secara berurutan panel per panel dengan menggunakan keran derek berputar penuh. Setelah pemasangan gelagar pengaku/pengikat permanen, batang pengaku/pengikat sementara dapat dibongkar dan sistem lantai jembatan ditempatkan. Analisis berdasarkan kedudukan perletakan 'as built' dapat dilakukan untuk menentukan apakah diperlukan penyesuaian tambahan

pada kedudukan perletakan arah vertikal, memanjang dan melintang untuk menjamin terpenuhinya persyaratan toleransi penutupan.



**Gambar 24. Tahap 5 : Pemasangan gelagar pengaku/pengikat permanen pada batang pengaku/pengikat sementara**

## Lampiran A

(informatif)

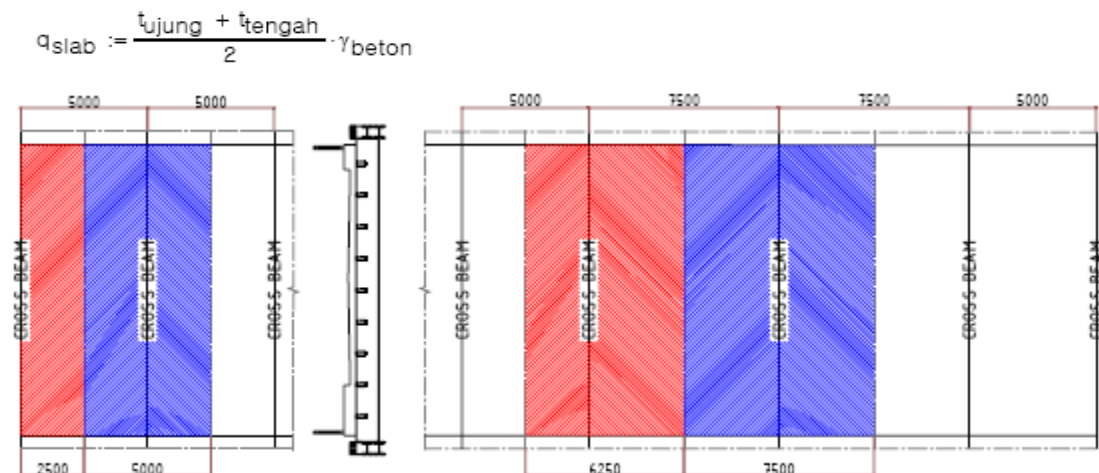
### Perancangan sistem pelengkung rangka baja menerus diatas empat perletakan, sumber : Jembatan Tayan (dibangun thn 2014)

Beban-beban yang bekerja pada rangka utama pelengkung :

#### A1. Beban mati

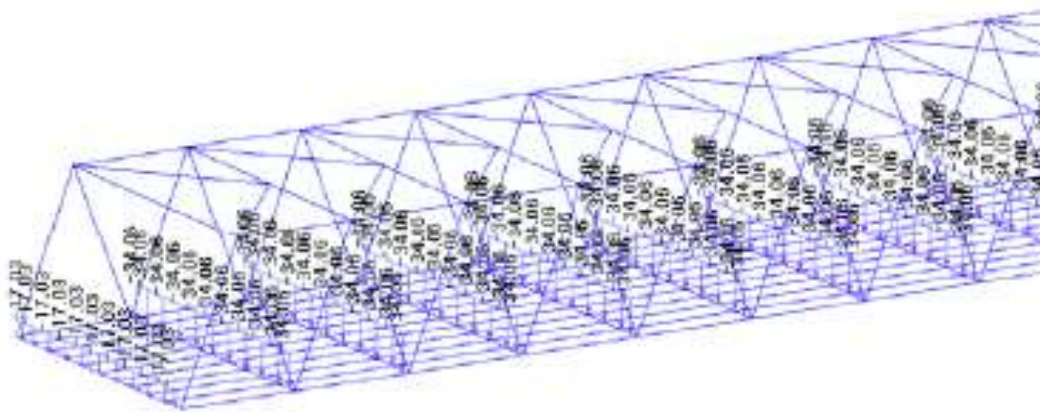
**Berat sendiri rangka** dihitung secara otomatis oleh perangkat lunak dan diberi faktor pengali 1,25 untuk mencakup berat sambungan/baut/pelat pengaku/ las dll.

**Berat lantai beton** dipikul oleh gelagar melintang dan dilimpahkan ke titik simpul dan tergantung pada jarak antara gelagar melintang, 5 m di bentang tepi dan 7,5 m di bentang utama. Pelat lantai dibuat dengan kemiringan permukaan 2%.Tebal pelat di tepi 23 cm dan di tengah menjadi 31,5 cm, dengan berat volume beton 25 kN/m<sup>3</sup>. Berat pelat lantai menjadi :



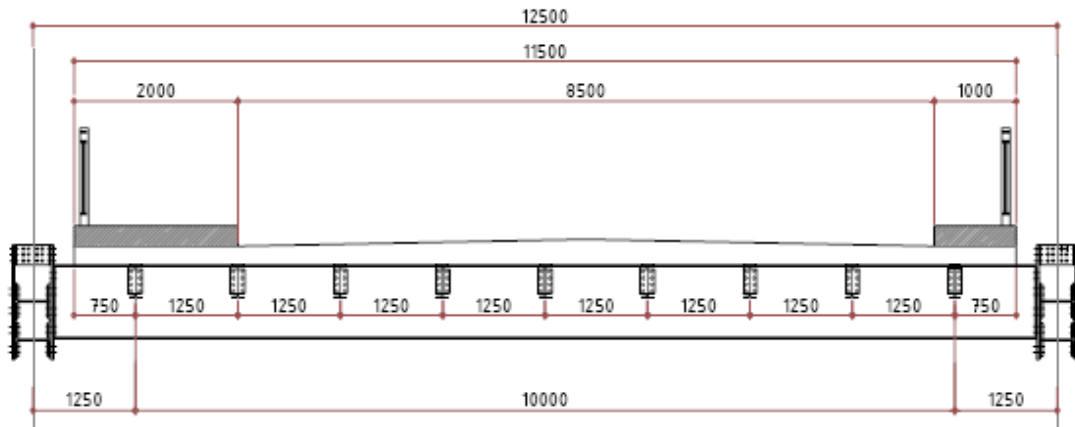
Gambar A 1 . Denah lantai pada gelagar melintang

Berdasarkan jarak manfaat gelagar melintang :



$S_1 = 2,5 \text{ m}$	$q_{s1} = q_{\text{slab}} \cdot S_1$	$q_{s1} = 17,031 \text{ kN/m}$
$S_2 = 5,0 \text{ m}$	$q_{s2} = q_{\text{slab}} \cdot S_2$	$q_{s2} = 34,063 \text{ kN/m}$
$S_3 = 6,25 \text{ m}$	$q_{s3} = q_{\text{slab}} \cdot S_3$	$q_{s3} = 42,578 \text{ kN/m}$
$S_4 = 7,5 \text{ m}$	$q_{s4} = q_{\text{slab}} \cdot S_4$	$q_{s4} = 51,094 \text{ kN/m}$

Berat mati tambahan - trotoar,sandaran,perkerasan aspal :



**Gambar A.2 Beban mati pada gelagar melintang**

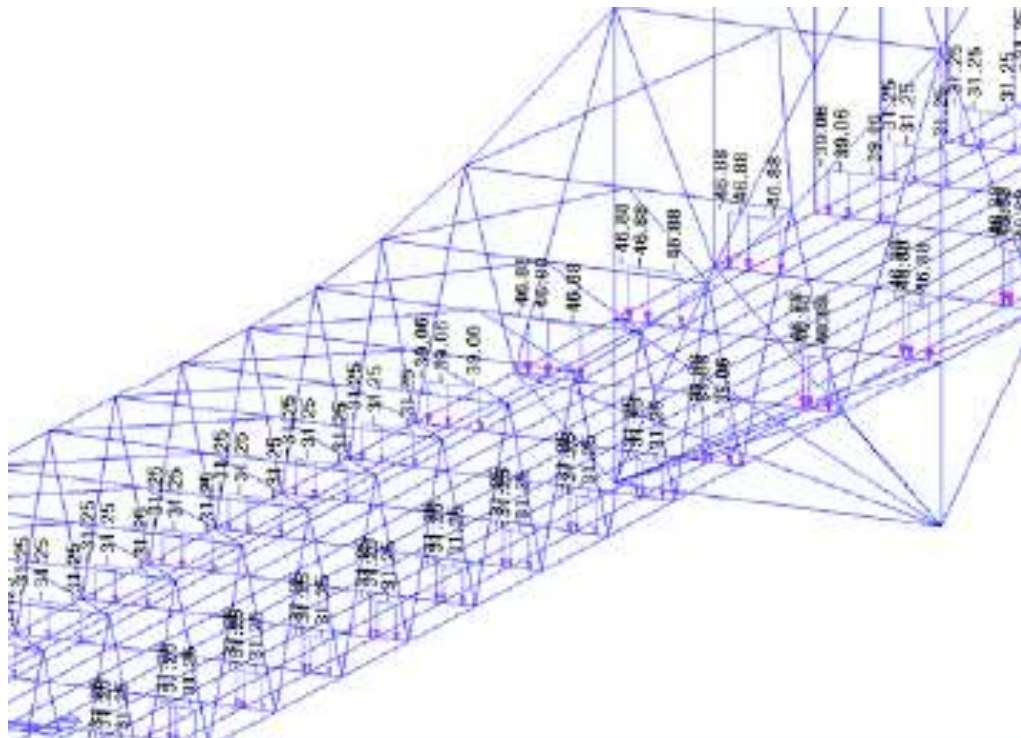
Berat trotoar tebal  $t = 25 \text{ cm}$  dengan berat volume beton  $25 \text{ kN/m}^3$  sehingga :

$$q_{\text{trotoar}} := t \cdot \gamma_{\text{beton}}$$

$$q_{\text{trotoar}} = t \cdot \gamma_{\text{beton}}$$

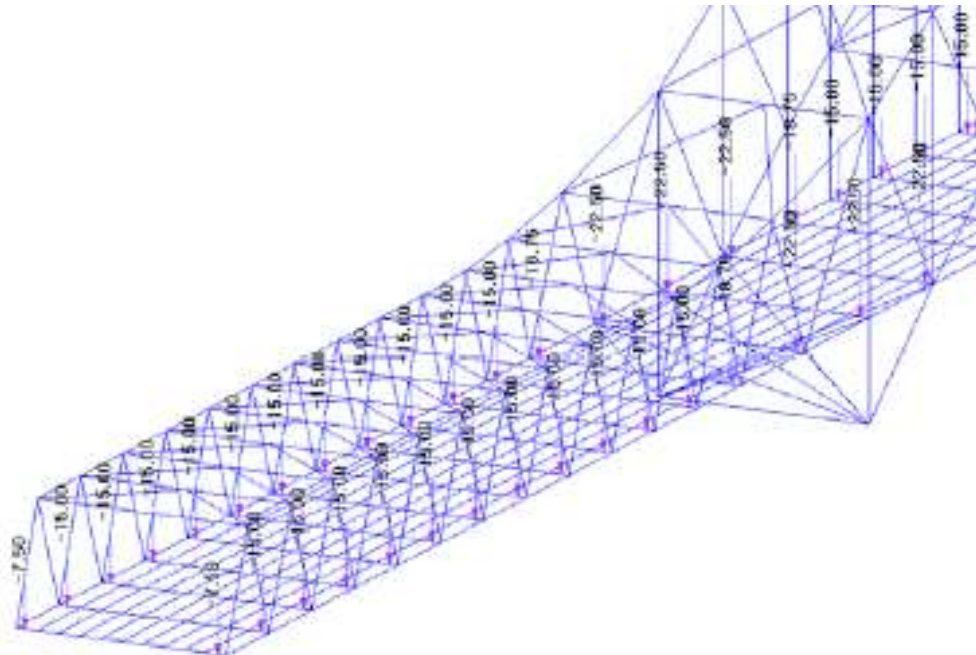
Berdasarkan jarak manfaat gelagar melintang beban yang dilimpahkan ke titik simpul menjadi :





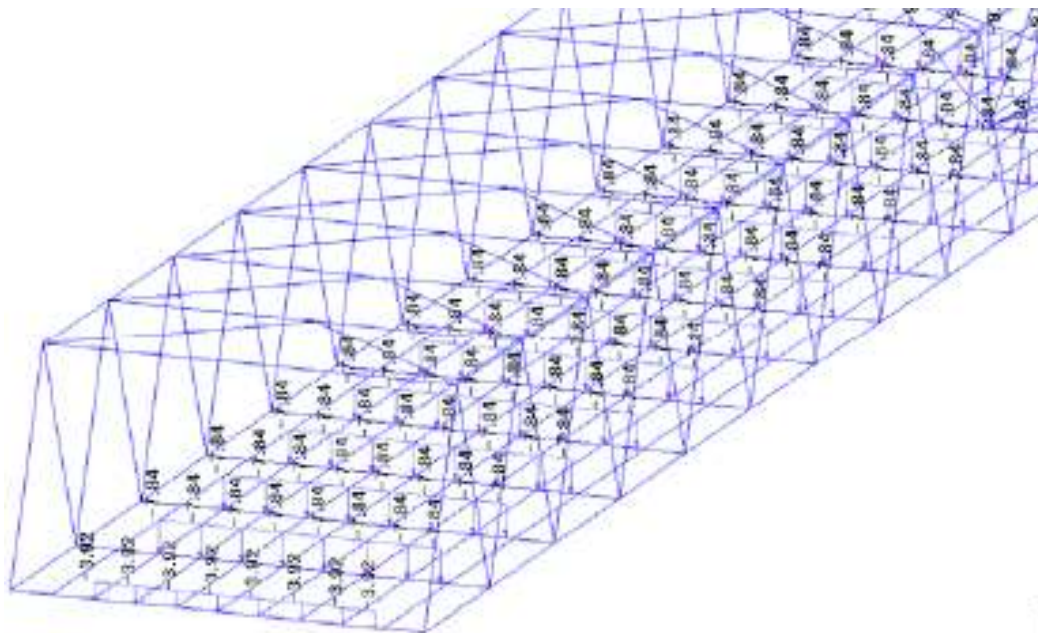
$S_1 = 2,5 \text{ m}$	$q_{s1} = q_{\text{trotoar}} \cdot S_1$	$q_{s1} = 15,625 \text{ kN/m}$
$S_2 = 5,0 \text{ m}$	$q_{s2} = q_{\text{trotoar}} \cdot S_2$	$q_{s2} = 31,25 \text{ kN/m}$
$S_3 = 6,25 \text{ m}$	$q_{s3} = q_{\text{trotoar}} \cdot S_3$	$q_{s3} = 39,063 \text{ kN/m}$
$S_4 = 7,5 \text{ m}$	$q_{s4} = q_{\text{trotoar}} \cdot S_4$	$q_{s4} = 46,875 \text{ kN/m}$

Berat sandaran : 3 kN/m sehingga gelagar melintang melimpahkan ke simpul :

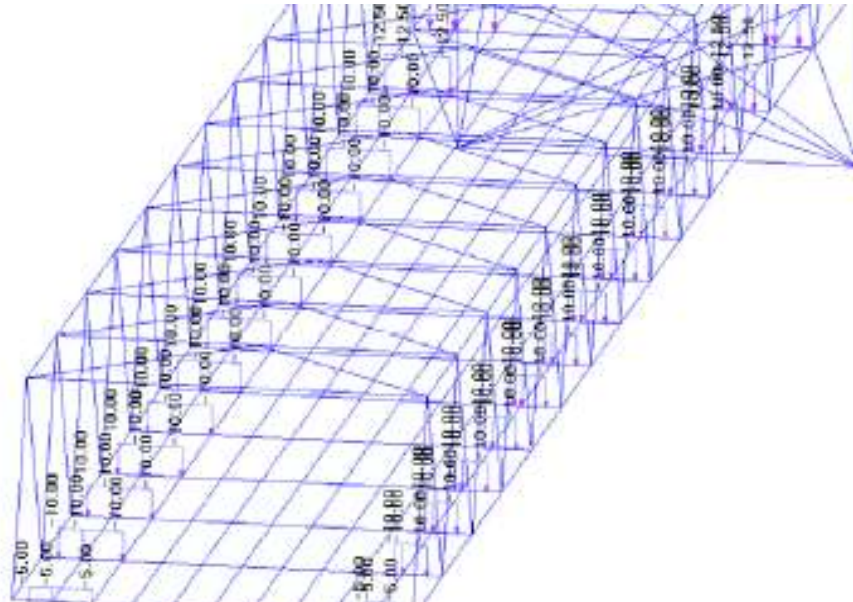


$s_1 = 2,5 \text{ m}$	$q_{s1} = q_{\text{ralling}} \cdot s_1$	$q_{s1} = 7,5 \text{ kN/m}$
$s_2 = 5,0 \text{ m}$	$q_{s2} = q_{\text{ralling}} \cdot s_2$	$q_{s2} = 15 \text{ kN/m}$
$s_3 = 6,25\text{m}$	$q_{s3} = q_{\text{ralling}} \cdot s_3$	$q_{s3} = 18,75 \text{ kN/m}$
$s_4 = 7,5 \text{ m}$	$q_{s4} = q_{\text{ralling}} \cdot s_4$	$q_{s4} = 22,5 \text{ kN/m}$

Perkerasan aspal dihitung dengan cara sama yaitu tebal 0,07 m x berat volume 22 kN/m<sup>3</sup> dan dipikul sebagai beban merata selebar lajur kendaraan pada gelagar melintang sesuai jarak manfaat.

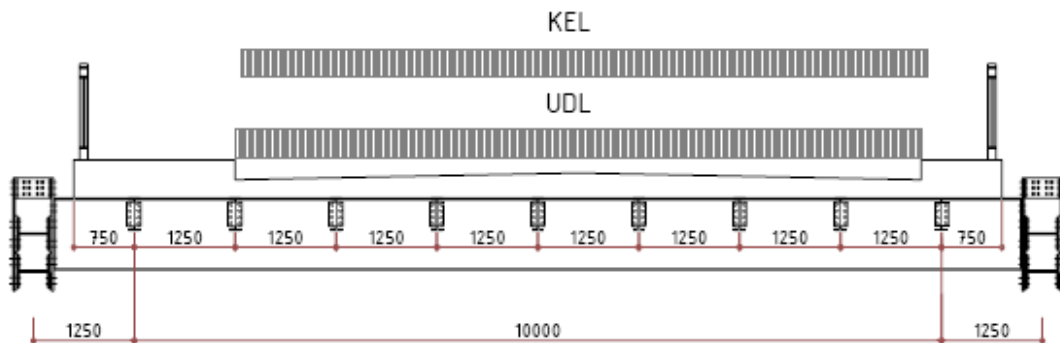


Beban pejalan kaki : 2 kN/m<sup>2</sup> dihitung dengan cara yang sama.



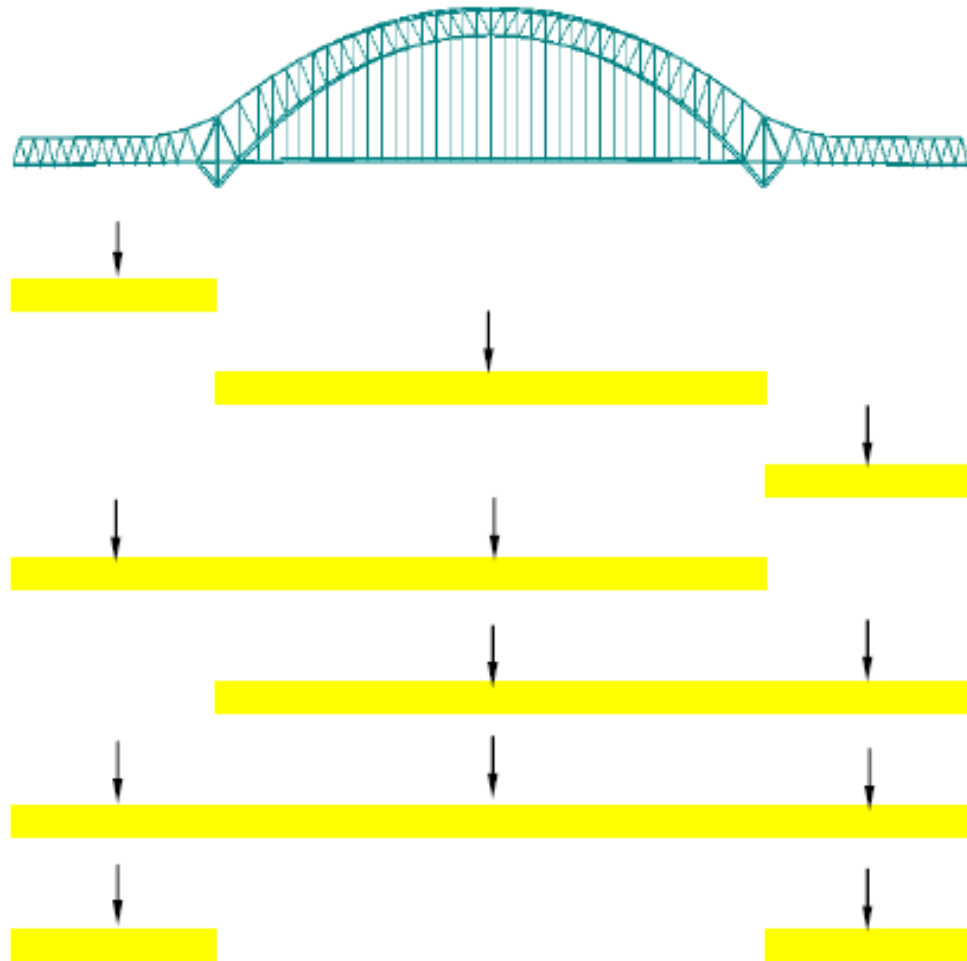
$S_1 = 2,5 \text{ m}$	$Q_{s1} = Q_{pedestrian} \cdot S_1$	$Q_{s1} = 5 \text{ kN/m}$
$S_2 = 5.0 \text{ m}$	$Q_{s2} = Q_{pedestrian} \cdot S_2$	$Q_{s2} = 10 \text{ kN/m}$
$S_3 = 6,25\text{m}$	$Q_{s3} = Q_{pedestrian} \cdot S_3$	$Q_{s3} = 12,5 \text{ kN/m}$
$S_4 = 7.5 \text{ m}$	$Q_{s4} = Q_{pedestrian} \cdot S_4$	$Q_{s4} = 15 \text{ kN/m}$

**A.2 Beban hidup D merata dan terpusat (pada lajur kendaraan 8,5m)**



**Gambar A 3 . Beban hidup pada jembatan**

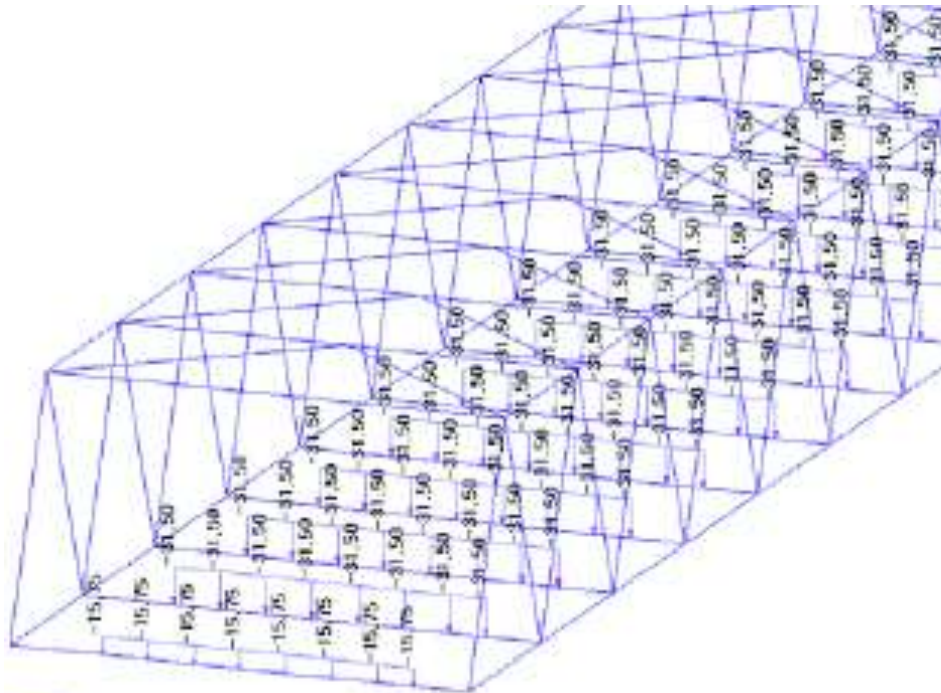
Beban hidup dapat dipindah dalam arah lebar dan panjang jembatan sehingga diuji coba agar diperoleh pengaruh maksimum - Gambar A 4.



**Gambar A 4 . Konfigurasi beban hidup D (7 konfigurasi)**

Sebagai contoh diberikan :

Konfigurasi 1 :



$$L_{\text{tinjau}} = 75 \text{ m}$$

$$q_{\text{udl}} = 9 \text{ kN/m}^2 \cdot \left(0.5 + \frac{15\text{m}}{L_{\text{tinjau}}}\right) \quad P_{\text{kel}} = 49 \text{ kN/m}$$

Beban *UDL*

Spasi *cross beam* (s)

$$S_1 = 2.5 \text{ m} \quad q_{s1} = q_{\text{udl}} \cdot S_1 \quad q_{s1} = 15.75 \text{ kN/m}$$

$$S_2 = 5.0 \text{ m} \quad q_{s2} = q_{\text{udl}} \cdot S_2 \quad q_{s2} = 31.5 \text{ kN/m}$$

$$S_3 = 6.25\text{m} \quad q_{s3} = q_{\text{udl}} \cdot S_3 \quad q_{s3} = 39.375 \text{ kN/m}$$

$$S_4 = 7.5 \text{ m} \quad q_{s4} = q_{\text{udl}} \cdot S_4 \quad q_{s4} = 47.25 \text{ kN/m}$$

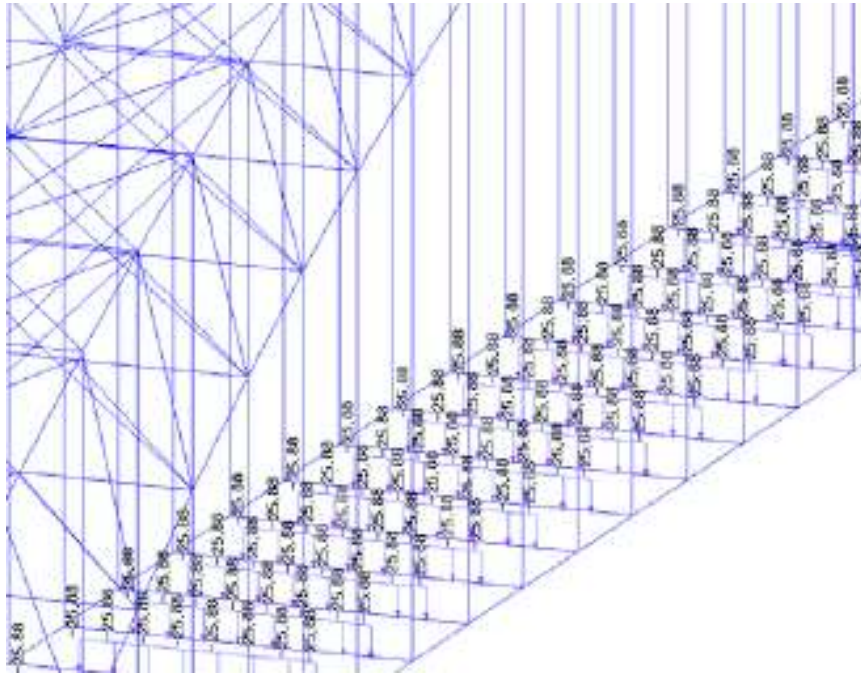
Beban *KEL*

$$IF = 1.4 \quad (\text{impact factor})$$

$$q_{\text{kel}} = p_{\text{kel}} \cdot IF \quad q_{\text{kel}} = 68.6 \text{ kN/m}$$



**Konfigurasi 2 :**



$$L_{\text{tinjau}} = 200 \text{ m}$$

$$q_{\text{udl}} = 9 \text{ kN/m}^2 \cdot \left(0.5 + \frac{15\text{m}}{L_{\text{tinjau}}}\right) \quad P_{\text{kel}} = 49 \text{ kN/m}$$

Beban merata *UDL*

Spasi gelagar melintang (s)

$$S_1 = 2.5 \text{ m} \quad q_{s1} = q_{\text{udl}} \cdot S_1 \quad q_{s1} = 12.938 \text{ kN/m}$$

$$S_2 = 5.0 \text{ m} \quad q_{s2} = q_{\text{udl}} \cdot S_2 \quad q_{s2} = 25.875 \text{ kN/m}$$

$$S_3 = 6.25\text{m} \quad q_{s3} = q_{\text{udl}} \cdot S_3 \quad q_{s3} = 32.344 \text{ kN/m}$$

$$S_4 = 7.5 \text{ m} \quad q_{s4} = q_{\text{udl}} \cdot S_4 \quad q_{s4} = 38.813 \text{ kN/m}$$

Beban terpusat *KEL*

Faktor beban dinamis *IF* = 1.4 (*impact factor*)

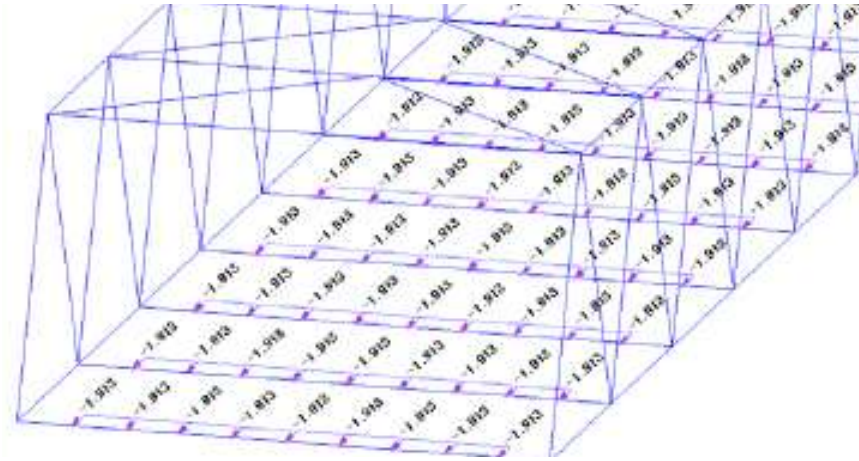
$$q_{\text{kel}} = p_{\text{kel}} \cdot IF \quad q_{\text{kel}} = 68.6 \text{ kN/m}$$



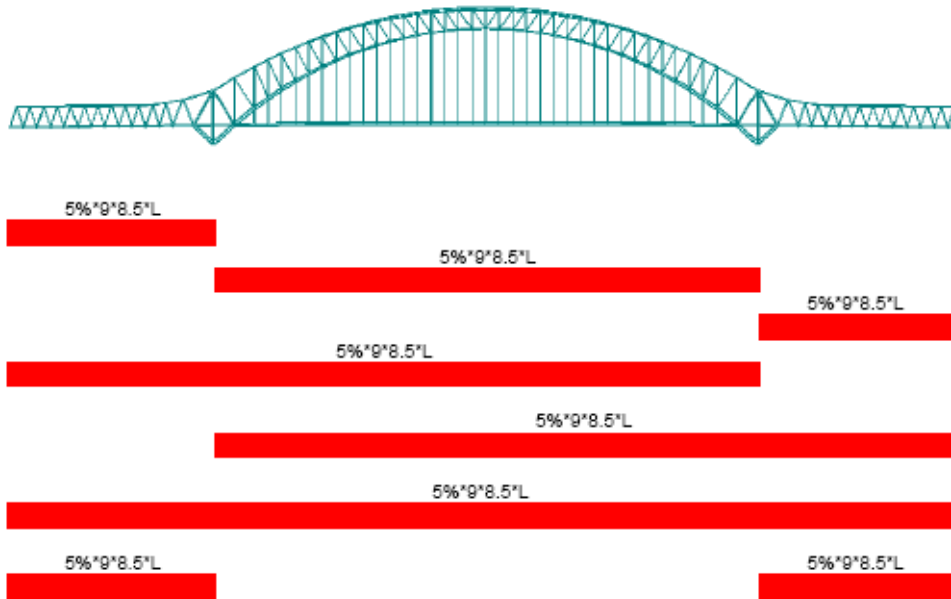
**Gaya rem**

Beban rem - Gambar A 5. - pada 7 konfigurasi beban hidup D bekerja dalam arah memanjang jembatan pada ketinggian 1,8m diatas permukaan perkerasan menurut peraturan beban jembatan. Dalam perhitungan ini beban rem dianggap sebagai gaya merata dalam arah memanjang jembatan pada masing-masing gelagar melintang (bentang 10m, jumlah gelagar 15) yang berada dalam bentang jembatan (L) yang ditinjau.

Sebagai contoh gaya rem pada konfigurasi-1 beban D adalah 5% beban lajur (lebar lajur kendaraan  $b = 8,5\text{m}$  dan  $L = 75\text{m}$ ) adalah sebagai berikut :



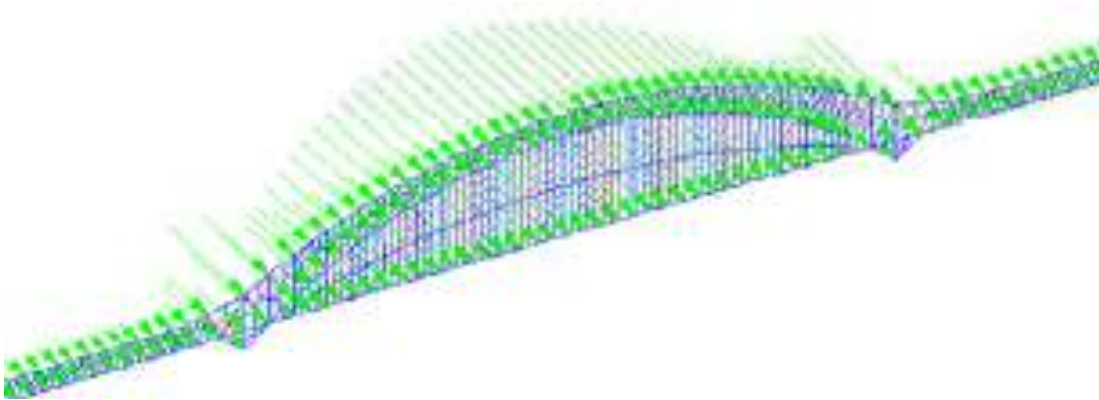
$$\begin{aligned}
 L_{\text{tinjau}} &= 75 \text{ m} \\
 q_{\text{udl}} &= 9 \text{ kN/m}^2 \\
 b &= 8.5 \text{ m} \\
 n &= 15 \\
 L_r &= 10 \text{ m} \\
 q_{\text{rem}} &= \frac{q_{\text{udl}} \cdot L_{\text{tinjau}} \cdot b \cdot 5\%}{n \cdot L_r} \qquad q_{\text{rem}} = 1.913 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$



**Gambar A 5 . Gaya rem (5% beban lajur) pada 7 konfigurasi beban**

### A.3 Beban angin

Beban angin diperhitungkan tegak lurus pada sumbu memanjang jembatan dengan luas ekuivalen 30% dari luas yang dibatasi oleh batang bagian rangka terluar.



Beban angin diperhitungkan berdasarkan rumus berikut :

$$T_{EW} = 0.0006 C_W \cdot (V_W)^2 \cdot A_b$$

dengan pengertian :

$V_W$ : kecepatan angin rencana (m/s) untuk keadaan batas yang ditinjau

$C_W$  : koefisien seret

$A_b$  : luas ekuivalen bagian samping jembatan ( $m^2$ )

$V_W = 35$  m/s

Nilai  $V_W$  dengan asumsi jembatan berada daerah  $< 5$  km dari pantai

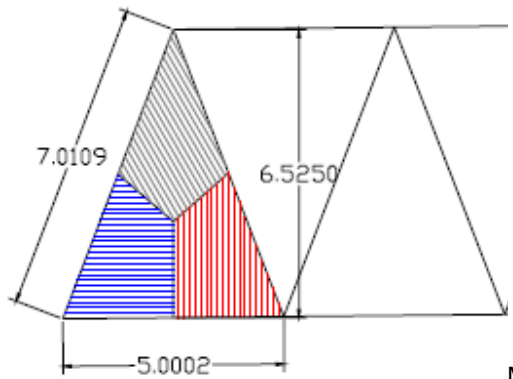
$C_W = 1,2$  untuk bangunan atas rangka

$A_b = 1$   $m^2$

$$T_{EW} = 0,0006 \cdot C_W \cdot (V_W)^2 \cdot A_b \cdot \frac{1}{\left(\frac{m}{s}\right)^2} \cdot \frac{kN}{m^2} \quad T_{EW} = 0,882 \text{ kN}$$

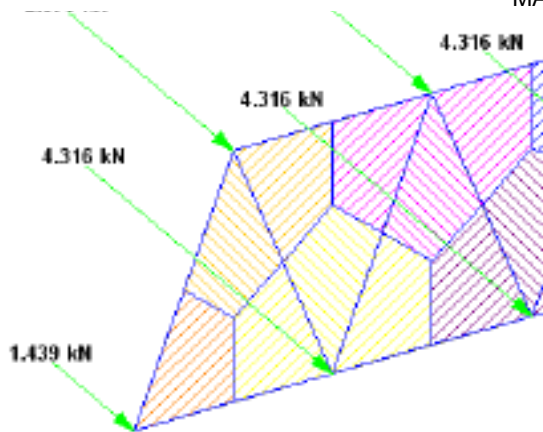
Validasi secara manual terhadap perhitungan perangkat lunak dilakukan dengan bagian luas yang dipikul oleh titik simpul sebagai berikut:





MANUAL

VS



PROGRAM

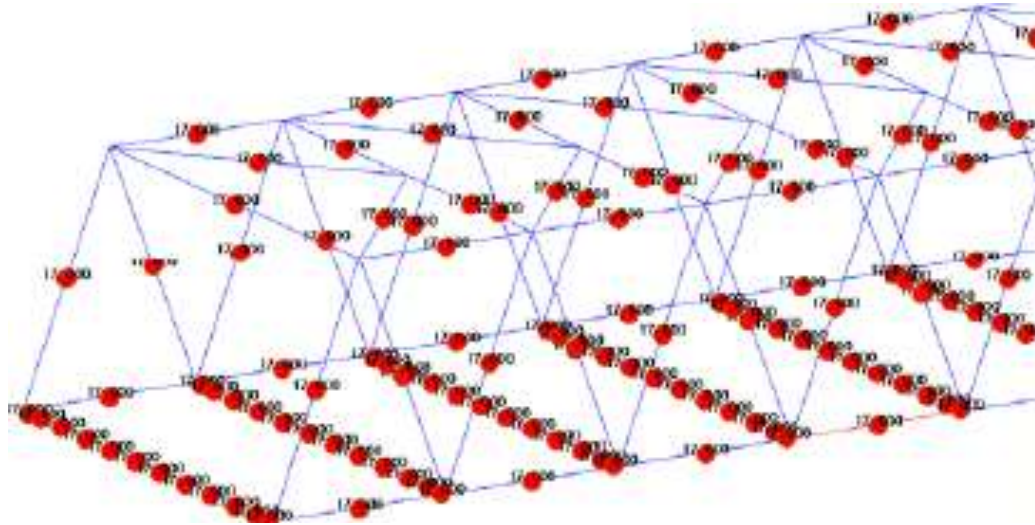
$$A_b = \frac{6.525m \cdot 5.0002m}{2} \cdot \frac{1}{3} \text{ exposure} = 30\%$$

$$V_w = 35 \text{ m/s} \quad C_w = 1.2$$

$$T_{EW} = 0.0006 \cdot C_w \cdot (V_w)^2 \cdot A_b \cdot \text{exposure} \cdot \frac{1}{\left(\frac{m}{s}\right)^2} \cdot \frac{k}{N} \quad T_{EW} = 1.439kN$$

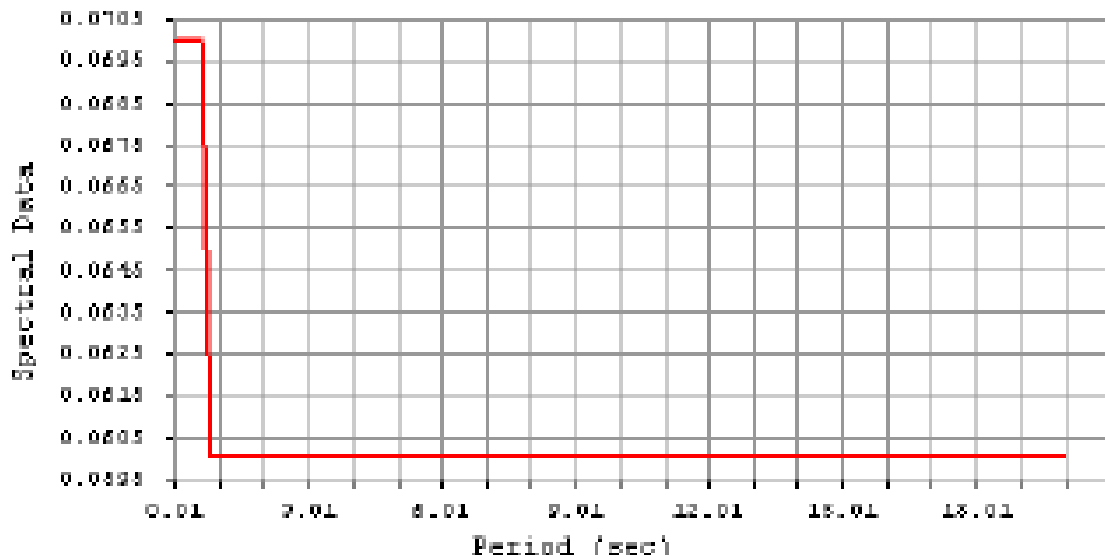
#### A.4 Beban Temperatur

Temperatur rata-rata diambil 17 °C



### A.5 Beban gempa

Zona gempa adalah non-risiko dan diperhitungkan terhadap akselerasi 0,07 g untuk respon spectra dalam arah memanjang dan melintang jembatan

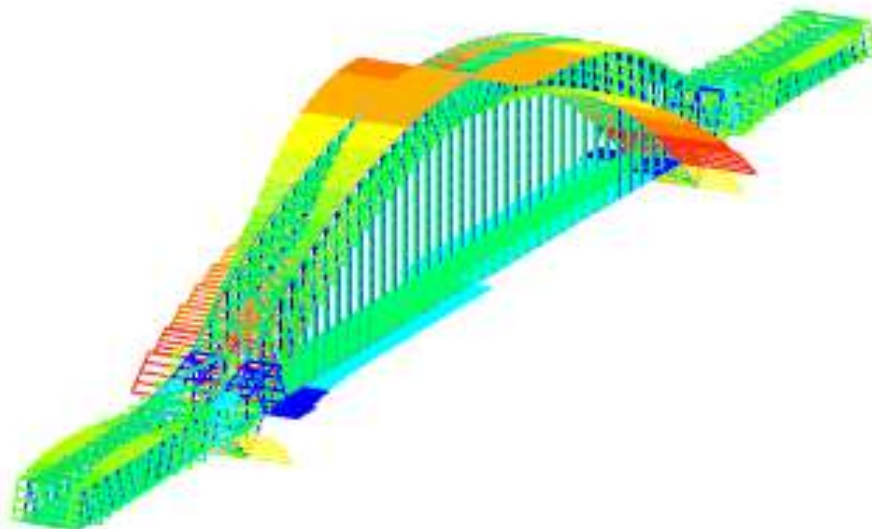


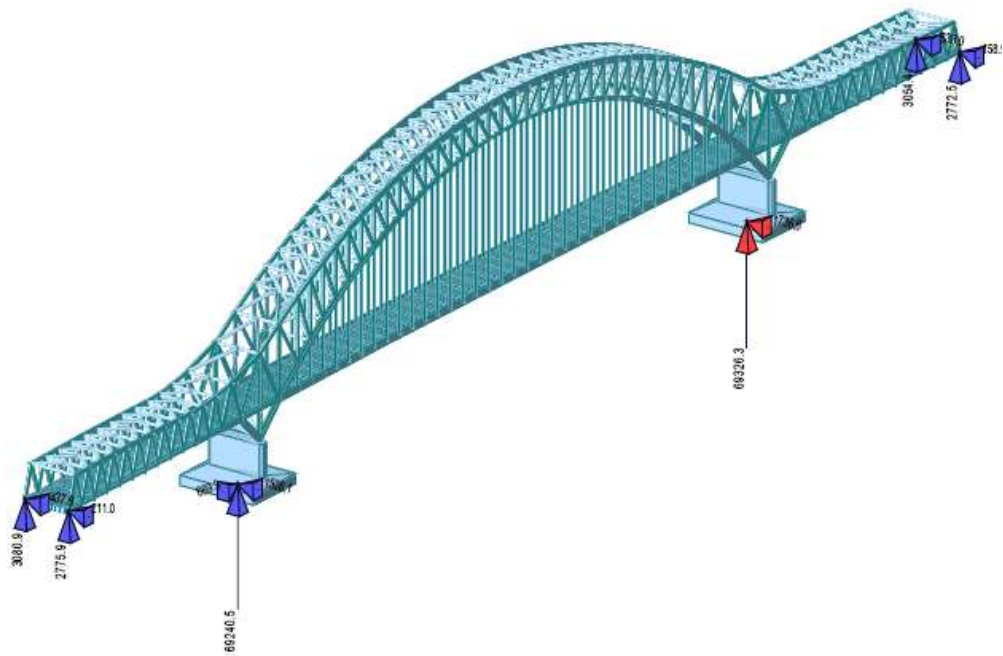
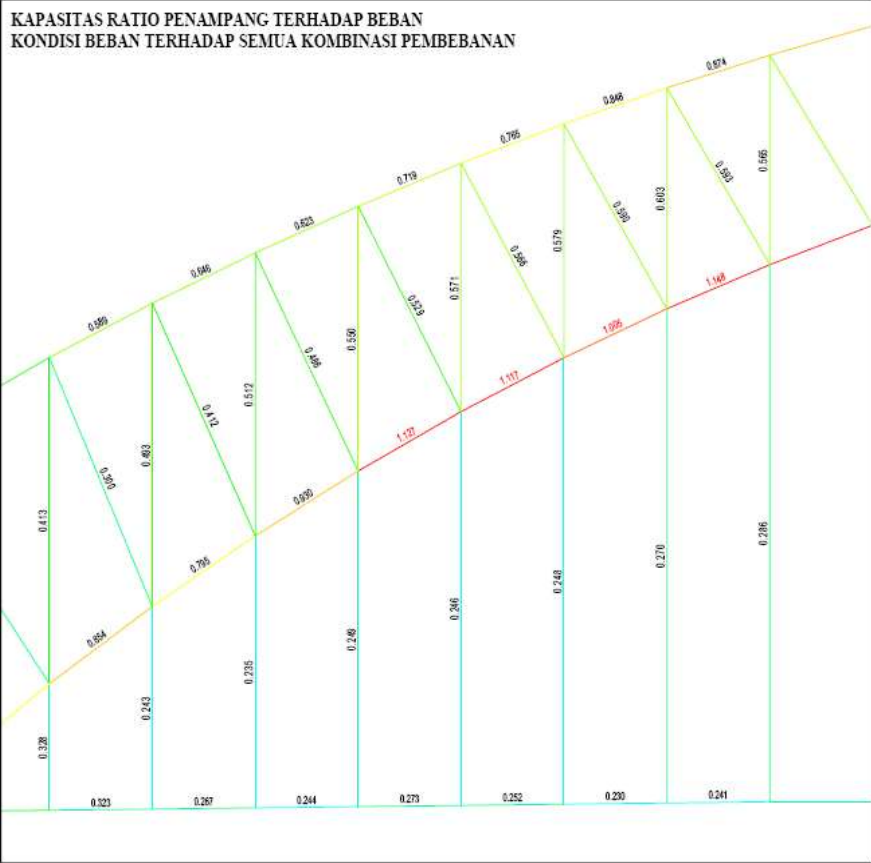
Gambar A 6 . Reponse spectra beban gempa ekuivalen

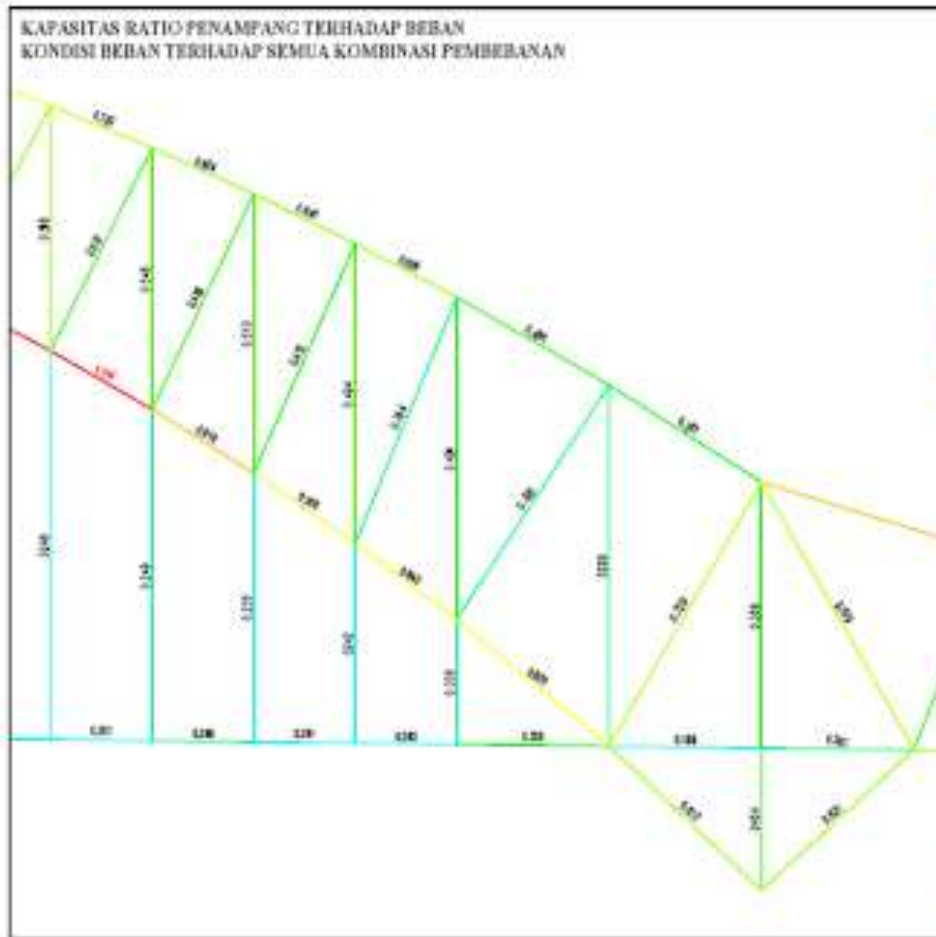
**Tabel A 1 . Kombinasi pembebanan dalam keadaan batas daya layan (SLS)**

Aksi	Kelayakan						
	1	2	3	4	5	6	7
<b>Aksi Permanen :</b>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Berat sendiri							
Berat mati tambahan							
<b>Aksi Transien :</b>							
Beban lajur "D" atau beban truk "T"	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		
Gaya rem atau gaya sentrifugal	1.00	0.50	0.50	0.50	0.50		
Beban pejalan kaki		1.00					
Pengaruh suhu	1.00	0.50	1.00	0.50	0.50		
Beban angin			0.50	0.50	X		
<b>Aksi Khusus :</b>							
Gempa Longitudinal						1.00	0.30
Gempa Transversal						0.30	1.00

Hasil analisis tipikal untuk gaya batang rangka, rasio kapasitas dan reaksi perletakan adalah sebagai berikut: :







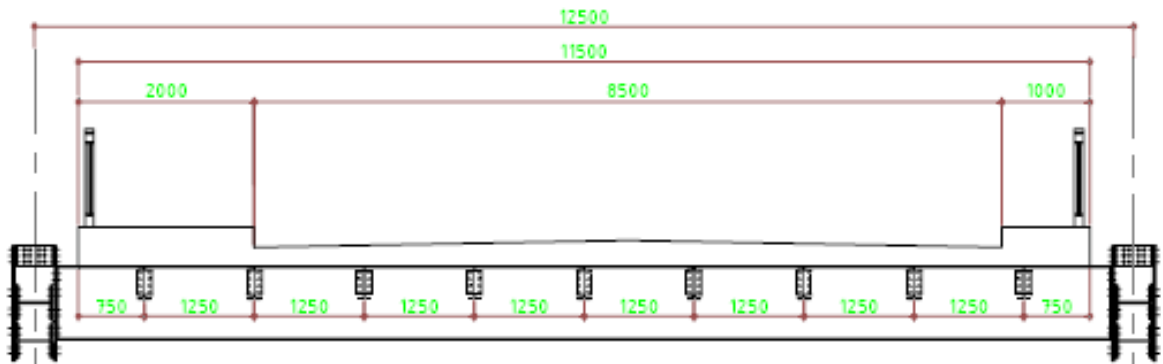
**Gambar A 7 . Rasio kapasitas dan gaya hanger**

Gaya tarik maksimum akibat semua kombinasi pembebanan menghasilkan gaya aksial hanger tepi (berdekatan perletakan) maksimum 6044 kN untuk keadaan batas daya layan. Hanger berupa profil baja yang terhubung dengan sistem pendel (sendi pada kedua ujung) kedalam rangka baja.

#### **A.6 Perancangan lantai beton dan gelagar lantai**

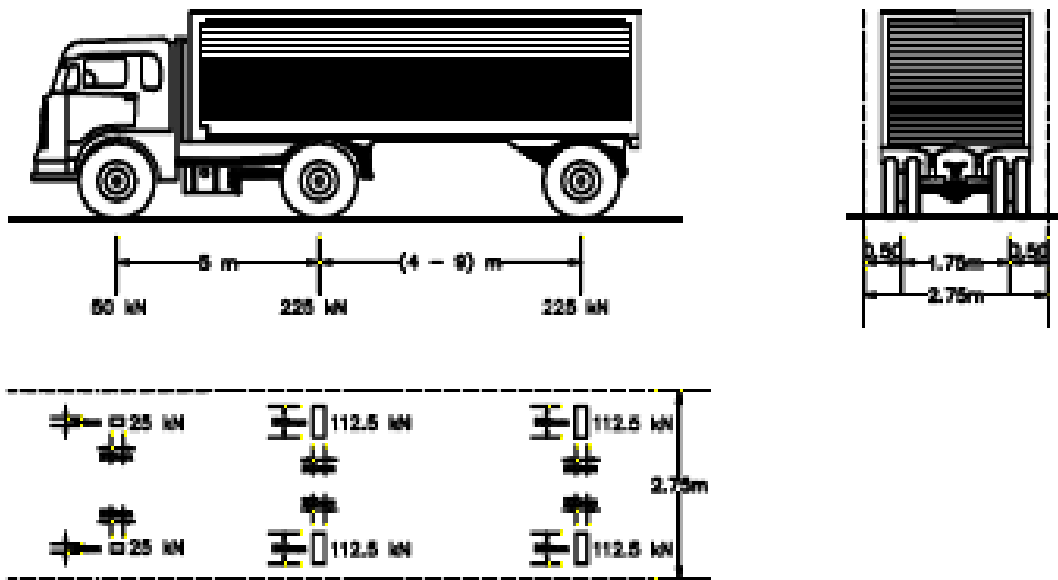
##### **1. Perencanaan lantai jembatan**

Pelat lantai beton bertulang adalah sistem menerus dalam arah melintang jembatan dan kesatuan komposit dengan gelagar memanjang/*stringer*



Gambar A.8 - Susunan pelat beton dan gelagar lantai

Mutu bahan : beton  $f_c = 30$  MPa, baja tulangan  $f_y$  400 MPa. Jarak antara gelagar memanjang 1,25m dengan tebal lantai 230 mm. Pembebanan truk dengan beban terpusat 112,5 kN dan faktor beban dinamis 1,30. Dalam perhitungan konservatif dianggap beban terpusat roda belakang  $P = 112,5 \times 1,3$  kN bekerja pada *freebody* lantai.



Gambar A.9 - Beban truk pada lantai

Perhitungan momen lantai yang menggunakan perumusan praktis dengan membatasi tegangan ijin tulangan sebesar 140 MPa (untuk keadaan batas daya layan yang tidak tergantung mutu baja tulangan) untuk mengendalikan retakan dalam lantai beton agar lebih kuat dan awet dari gelagar mengingat lantai lebih cepat rusak dari gelagar. Geser boleh diabaikan bila menggunakan perumusan ini. Tegangan ijin tulangan dapat dinaikkan dengan meningkatnya mutu baja dan mutu beton, tetapi tegangan tulangan yang besar akan mudah menyebabkan retakan dalam beton. Perhitungan dengan perumusan praktis adalah sebagai berikut :

**Momen lentur rencana per unit satu meter lintai akibat beban roda truk T :**

$P = (112,5 \text{ kN} \times 1,3)$ , untuk bentang menerus  $L = 1,25 \text{ m}$  maka rumus bentang sederhana perlu dikali 0,8 :

**Tulangan utama (arah melintang)**

Dalam bentang :

$$M = +0,8(0,12L + 0,07)P = +25,7 \text{ kNm/m (SLS)}$$

$$M = 1,8 \times 25,7 \text{ kNm/m (ULS)}$$

Pada tumpuan :

$$M = -0,8(0,12L + 0,07)P = -25,7 \text{ kNm/m (SLS)}$$

$$M = 1,8 \times -25,7 \text{ kNm/m (ULS)}$$

**Tulangan pembagi (arah memanjang)**

$$M = +0,8(0,10L + 0,04)P = 19,3 \text{ kNm/m (SLS)}$$

$$M = 1,8 \times 19,3 \text{ kNm/m (ULS)}$$

$$M = -19,3 \text{ kNm/m (SLS)}$$

$$M = 1,8 \times -19,3 \text{ kNm/m (ULS)}$$

**Momen lentur rencana per unit satu meter lintai akibat beban mati**

$w = (\text{pelat beton } 0,23 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 + \text{lapis perkerasan } 0,07 \text{ m} \times 22 \text{ kN/m}^3) = 7,3 \text{ kN/m}^2$ , bentang menerus  $L = 1,25 \text{ m}$  :

Dalam bentang :

$$M = +w.L^2/10 = 1,14 \text{ kNm/m (SLS)}$$

$$M = 1,3 \times 1,14 \text{ kNm/m (ULS)}$$

Pada tumpuan :

$$M = -w.L^2/10 = -1,14 \text{ kNm/m (SLS)}$$

$$M = 1,3 \times -1,14 \text{ kNm/m (ULS)}$$

**Momen lentur total:**

Dalam bentang :

$$26,84 \text{ kNm/m (SLS)} ; \mathbf{47,7 \text{ kNm/m (ULS)}} \quad 19,3 \text{ kNm/m (SLS)} ; 34,74 \text{ kNm/m (ULS)}$$

Pada tumpuan :

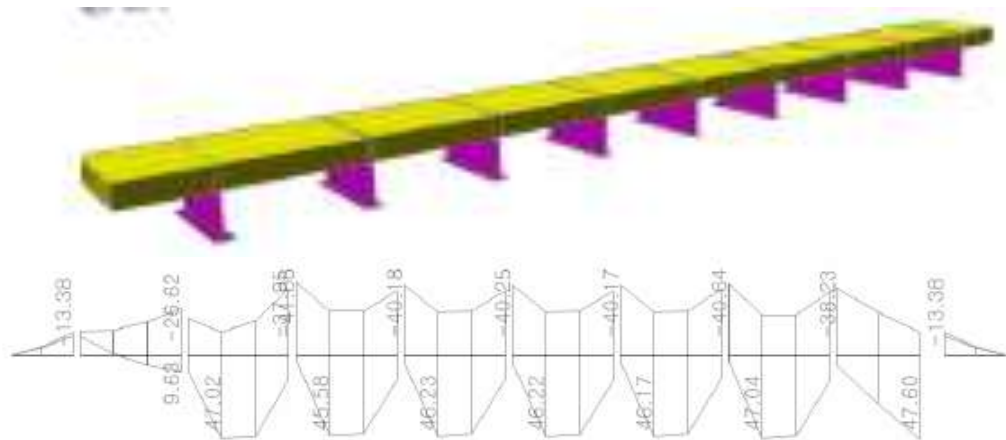
$$-26,84 \text{ kNm/m (SLS)} ; \mathbf{47,7 \text{ kNm/m (ULS)}} \quad 19,3 \text{ kNm/m (SLS)} ; 34,74 \text{ kNm/m (ULS)}$$

**Tulangan :  $M_{SLS} / \{(7/8) d\} 140 \text{ MPa}$**  dengan  $d = (23 \text{ mm} - \text{selimut } 5 \text{ mm}) = 18 \text{ mm}$

Tulangan utama =  $1217 \text{ mm}^2/\text{m}$  dan tulangan pembagi =  $875 \text{ mm}^2/\text{m}$ , dengan

**Diam.16 mm-150 mm** (atas dan bawah) & **Diam.13 mm-150 mm** (atas dan bawah)

Perhitungan program struktur (Gambar A 10) memperoleh hasil ~sama yaitu momen ultimit di tumpuan  $40,64 \text{ kNm/m}$  dan di lapangan  **$47,6 \text{ kNm/m} \sim 47,7 \text{ kNm/m (ULS)$** , dengan tulangan utama diam.16 mm-150 mm atas dan bawah, tulangan pembagi diam 13 mm-150 mm serta tulangan susut diam.13 mm-150 mm. Dengan demikian perhitungan perumusan sederhana sesuai dengan hasil analisis program.



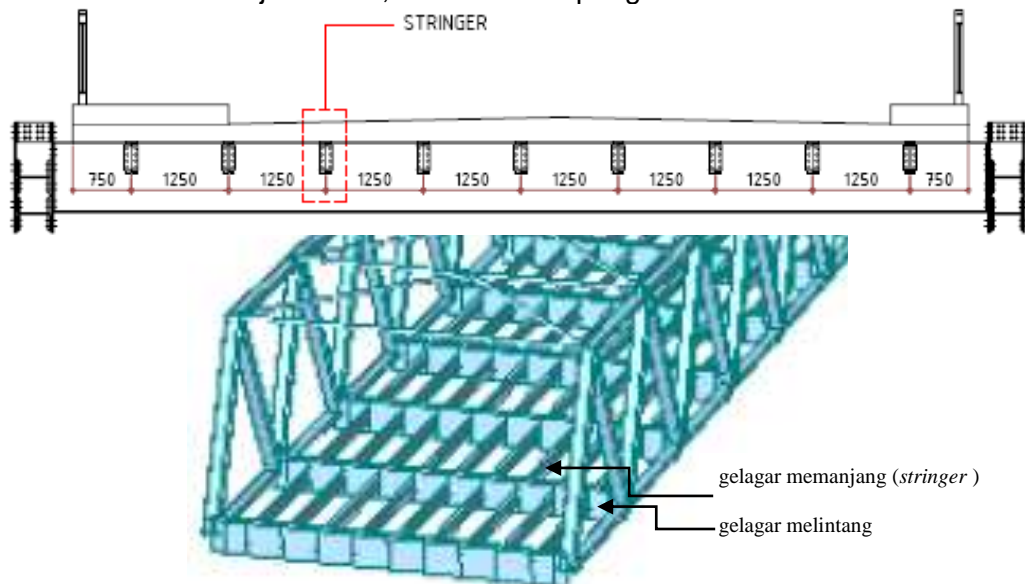
$$M_{\text{tumpuan}} = -40.64 \text{ kN.m} \quad M_{\text{lapangan}} = 47.60 \text{ kN.m}$$

**Gambar A 10 . Analisis lantai dengan program struktur**

Saran pertimbangan teknis pada lantai beton : Tulangan pembagi juga berfungsi dalam menahan susut jadi tulangan susut diam. 13-150 mm merupakan tambahan yang mendukung pengendalian retakan dalam kontinuitas lantai. Mengingat lantai menerus sepanjang jembatan disarankan untuk membuat sambungan dilatasi setiap ~50m agar memungkinkan gerakan dan dengan demikian mengendalikan retakan.

## 2. Perancangan gelagar memanjang/*stringer*

Perhitungan gelagar memanjang mencakup pengaruh beban hidup T selain beban hidup D merata dan terpusat. Gelagar memanjang diperhitungkan berdasarkan nilai maksimum dari pengaruh beban truk T dibanding beban D merata dan terpusat. Bentang gelagar memanjang 5 m dan 7,5 m, sebagai contoh tipikal diambil bentang 7,5 m. Berat sendiri baja dikali 1,25 untuk baut/pengaku dll.

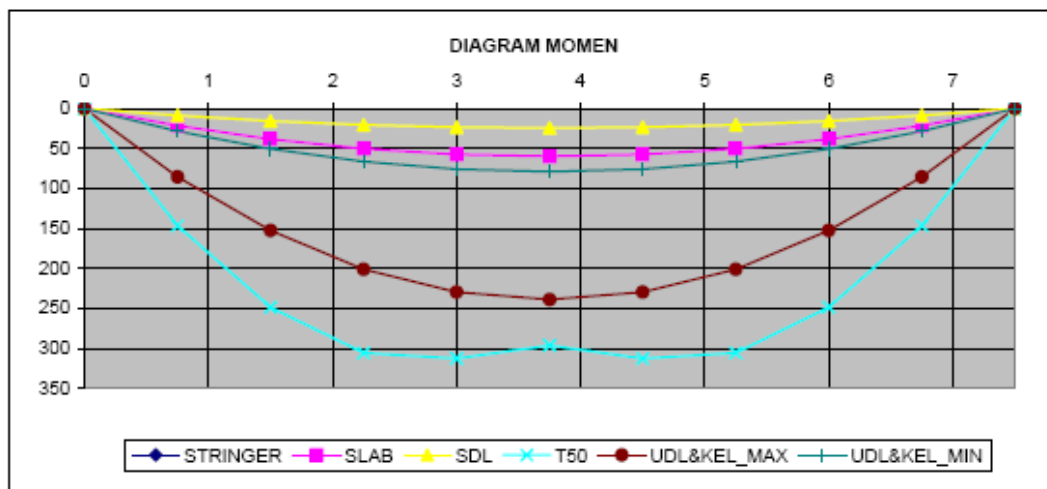
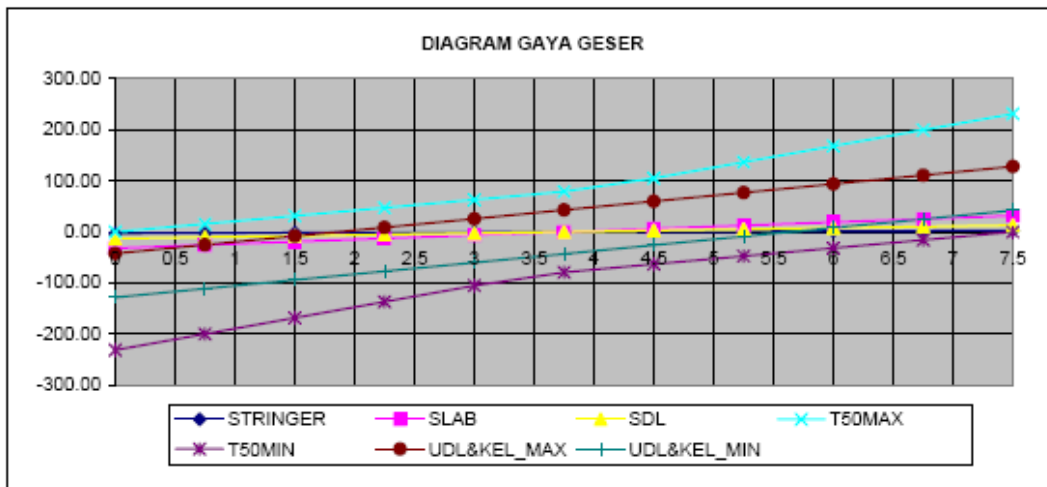
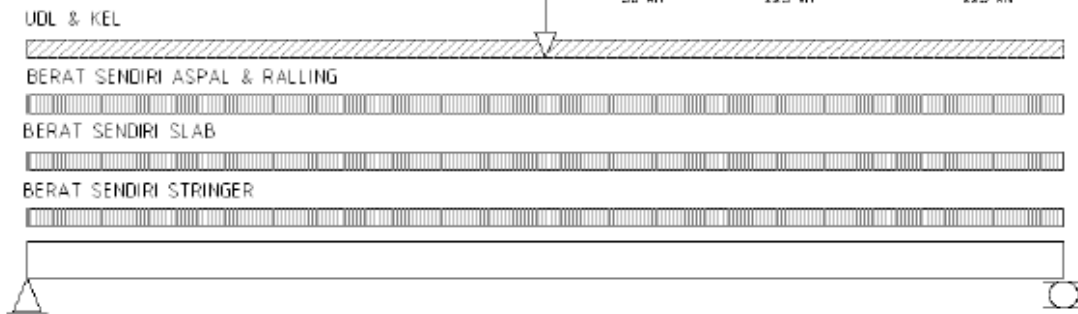
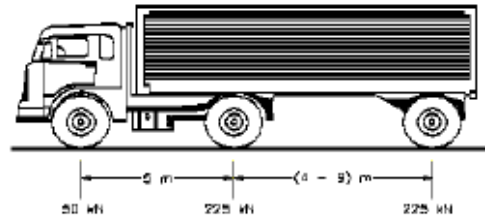


**Gambar A 11 . Susunan gelagar memanjang lantai**



Tabel A 2 . Data geser, momen, bahan dan dimensi gelagar memanjang

T50 (BMS)

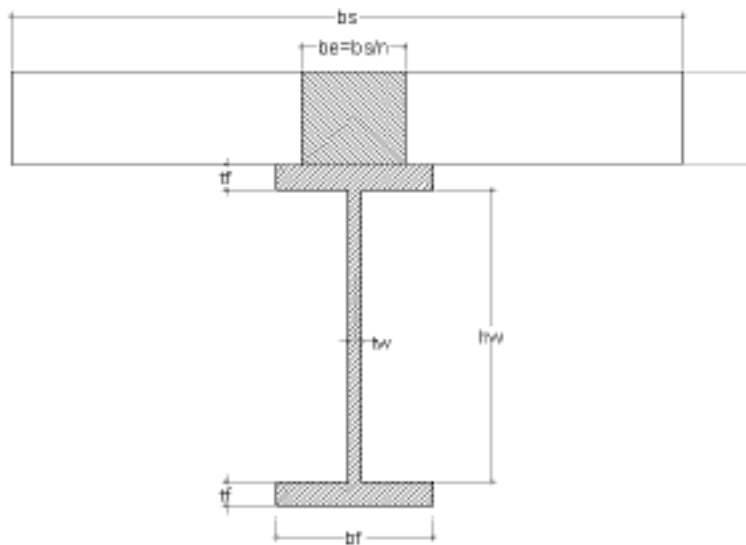


### DATA DIMENSI JEMBATAN

Span Jembatan (L)	=	75,00 m
Span <i>Stringer</i>	=	7,50 m
Jumlah <i>Stringer</i>	=	9 bh
Lebar Jembatan (B)	=	11,500 m
Lebar Perkerasan (BP)	=	8.500 m
Lebar Trotoar (BTKI)	=	1.500 mm
Lebar Trotoar (BTKA)	=	500 mm
Lebar Ralling (BR)	=	500 mm
Spasi <i>Stringer</i>	=	1.250 mm
Tebal Aspal (tas)	=	70 mm
Tebal Trotoar (tpd)	=	250mm
Tebal <i>Slab</i> (ts)	=	230mm

### BEBAN PADA STRINGER

BJ beton	=	25,000 kN/m <sup>3</sup>
BJ aspal	=	22,400 kN/m <sup>3</sup>
BJ baja	=	78,500 kN/m <sup>3</sup>
Ralling	=	9,000 kN/m
Pejalan kaki	=	5,000 kN/m <sup>2</sup>
UDL	=	9,000 kN/m <sup>2</sup>
KEL	=	49,000 kN/m
Truck (T50)	=	500,000 kN
Impact factor (IF)	=	1,400
Distribusi factor T50	=	1,000
Berat Sendiri <i>Stringer</i>	=	0,739 kN/m
Berat Beton Basah	=	8,516 kN/m
<i>SDL</i>	=	3,481 kN/m
<i>UDL</i>	=	11,250 kN/m
<i>KEL (IF)</i>	=	85,750 kN/m



**DATA GAYA GESER & MOMEN**

BEBAN	V (kN)	M (kNm)
DL	34.71	65.07
SDL	13.05	24.48
UDL + KEL	127.94	238.93
T50	231.00	312.76

**DATA MUTU BAHAN :****BETON**

K = 350 kg/cm<sup>2</sup>

f<sub>c</sub>' = 29,05 MPa

E = 25332,084 MPa

n = 7,9

**BAJA**

F<sub>y</sub> = 360 MPa

E = 200.000 MPa

K<sub>LL</sub> = 1

K<sub>BDL</sub> = 3

**DATA PENAMPANG**

b<sub>s</sub> = 1250,00 mm

t<sub>s</sub> = 230,00 mm

b<sub>f</sub> = 200,00 mm

t<sub>f</sub> = 12,00 mm

h<sub>w</sub> = 576,00 mm

t<sub>w</sub> = 8,00 mm

h<sub>uc</sub> = 600,00 mm

be<sub>x=1</sub> = 158,23 mm

be<sub>x=3</sub> = 52,74 mm

h<sub>c</sub> = 830,00 mm

A<sub>SY</sub> = 4.508 mm<sup>2</sup>

A<sub>SX</sub> = 4.000 mm<sup>2</sup>

Profil gelagar memanjang kompak berdasarkan rasio tebal flens dan badan/web berikut :

$$\frac{b_f}{2 t_f} = 6.67 < \frac{250}{\text{Sqrt}(F_y)} = 13.176$$

$$\frac{h_{uc}}{t_w} = 56.25 < \frac{96500}{\text{Sqrt}(F_y*(F_y+114))} = 233.61$$

Perhitungan inersia penampang profil baja dan penampang komposit memperhitungkan faktor reduksi k=3 untuk beban tetap dan k=1 untuk beban hidup/semesta dalam me-modifikasi sumbu lantai beton pada penampang komposit. Ikhtisar tegangan akibat beban mati dan hidup terdapat dalam Tabel A3 dengan superposisi antara penampang profil baja dan komposit. Tegangan dalam perhitungan asli *overdesain* karena berdasarkan penampang profil baja.

**Tabel A 3 . Inersia penampang profil baja dan komposit**

**BESARAN PENAMPANG NON KOMPOSIT**

No	Element	$\Delta A_i$ (mm <sup>2</sup> )	$y_i$ (mm)	$\Delta A_i y_i$ (mm <sup>3</sup> )	$I_{x_i}$ (mm <sup>4</sup> )	$\Delta A_i y_i^2$ (mm <sup>4</sup> )
1	Flange Atas	2.400	594	1.425.600	28.800	846.806.400
2	Web	4.608	300	1.382.400	12.740.1984	414.720.000
3	Flange Bawah	2.400	6	14.400	28.800	86.400
	$\Sigma$	9.408	900	2.822.400	127.459.584	1.261.612.800

$I_0 = 1.389.072.384 \text{ mm}^4$        $I_x = 542.352.384 \text{ mm}^4$   
 $y_{botsteel} = 300,00 \text{ mm}$        $y_{topsteel} = -300,00 \text{ mm}$   
 $S_{botst1} = 1.807.841 \text{ mm}^3$        $S_{topst1} = -1.807.841 \text{ mm}^3$

**BESARAN PENAMPANG KOMPOSIT (k=1)**

No	Element	$\Delta A_i$ (mm <sup>2</sup> )	$y_i$ (mm)	$\Delta A_i y_i$ (mm <sup>3</sup> )	$I_{x_i}$ (mm <sup>4</sup> )	$\Delta A_i y_i^2$ (mm <sup>4</sup> )
1	Slab	36.392	715	26.020.570	160.429.852	18.604.707.278
2	Flange Atas	2.400	594	1.425.600	28.800	846.806.400
3	Web	4.608	300	1.382.400	127.401.984	414.720.000
4	Flange Bawah	2.400	6	14.400	28.800	86.400
	$\Sigma$	45.800	1.615	28.842.970	287.889.436	19.866.320.078

$I_0 = 20154209515 \text{ mm}^4$        $I_x = 1.990.245.782 \text{ mm}^4$   
 $y_{botsteel} = 629.75 \text{ mm}$        $y_{topsteel} = 29,75 \text{ mm}$   
 $S_{botst2} = 3160356.378 \text{ mm}^3$        $y_{topcon} = -200,25 \text{ mm}$   
 $S_{topst2} = 66.890.940,69 \text{ mm}^3$   
 $S_{topcon} = -9.938.983,703 \text{ mm}^3$

**BESARAN PENAMPANG KOMPOSIT (k=3)**

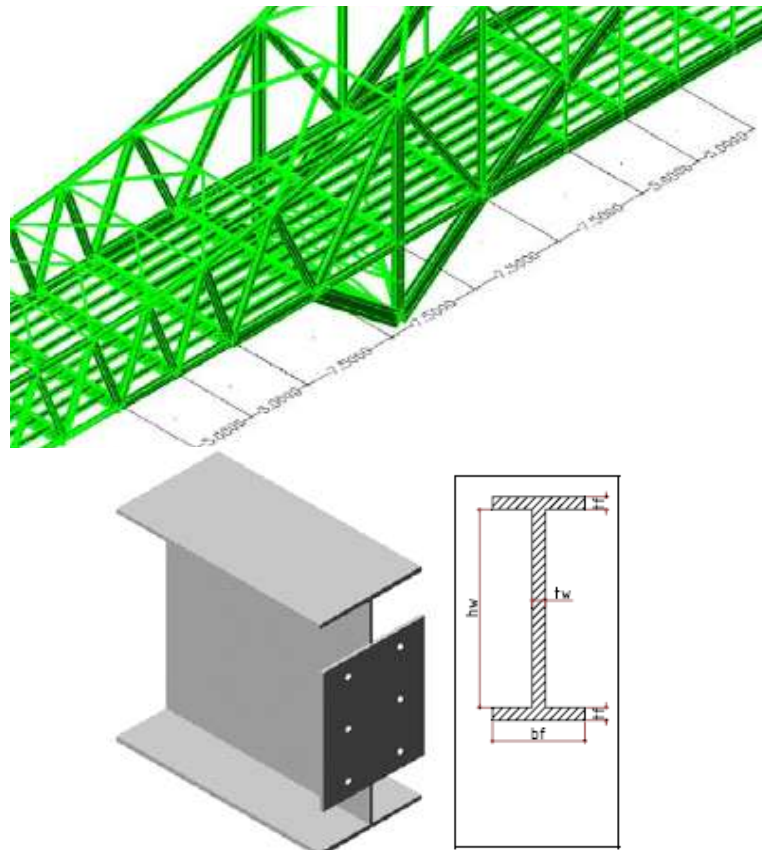
No	Element	$\Delta A_i$ (mm <sup>2</sup> )	$y_i$ (mm)	$\Delta A_i y_i$ (mm <sup>3</sup> )	$I_{x_i}$ (mm <sup>4</sup> )	$\Delta A_i y_i^2$ (mm <sup>4</sup> )
1	Slab	12.131	715	8.673.523	53.476.617	6.201.569.093
2	Flange Atas	2.400	594	1.425.600	28.800	846.806.400
3	Web	4.608	300	1.382.400	127.401.984	414.720.000
4	Flange Bawah	2.400	6	14.400	28.800	86.400
	$\Sigma$	21.539	1.615	11.495.923	180.936.201	7.463.181.893

$I_0 = 7.644.118.094 \text{ mm}^4$        $I_x = 1.508.389.083 \text{ mm}^4$   
 $y_{botsteel} = 533,73 \text{ mm}$        $y_{topsteel} = -66,27 \text{ mm}$   
 $S_{botst3} = 2.826.123,031 \text{ mm}^3$        $y_{topcon} = -296,27 \text{ mm}$   
 $S_{topst3} = -22.761.562,1 \text{ mm}^3$   
 $S_{topcon} = -5.091.279,832 \text{ mm}^3$

**Tabel A 4 . Ikhtisar tegangan profil komposit**

Tipe pembebanan	Tegangan tekan flens atas MPa	Tegangan tarik flens bawah MPa
Beban sendiri profil dan lantai dipikul profil baja	65.074.200/-1.807.841= -35,99	65.074.200/1.807.841= +35,99
Beban mati tambahan dipikul penampang komposit	24.475.800/-22.761.562= -1,075	24.475.800/2.826.123= +8,66
Beban hidup dipikul penampang komposit	312.763.300/-66.890.940= -4,67	312.763.300/-3.160.356= +98,96
Superposisi beban mati dan hidup	-41,735 < -244,99 (perhitungan asli : profil baja memikul semua)	<b>143,6 &lt; 222,5</b> (perhitungan asli : profil baja memikul semua)

Saran pertimbangan teknis pada gelagar memanjang : Pengaruh beban truk menurut peraturan pembebanan digunakan untuk perhitungan pelat lantai beton sedangkan untuk perhitungan gelagar digunakan beban terpusat dan merata D. dengan demikian momen beban hidup berkurang dari 312,76 kNm menjadi 238,93 kNm. Beban hidup dan beban mati tambahan bekerja setelah penampang menjadi komposit, dan bila diperhitungkan dengan besaran komposit diperoleh pengurangan tegangan total  $222,5 - 143,6 = 79$  MPa akibat momen truk 312,76 kNm. Perhitungan Jembatan Tayan menggunakan asumsi profil baja tidak komposit untuk keamanan jembatan bentang panjang. Penghematan profil dapat dilakukan sampai ke tingkat aman dan *overdesain* hanya dilakukan pada bagian penting yang mudah fatik. Sambungan antara gelagar memanjang dan melintang adalah penting dan selain dengan pelat/baut/las disarankan diperkuat dengan susunan profil siku.



**Gambar A 12 . Gelagar melintang dan pelat sambungan ke simpul (disarankan diperkuat dengan profil siku sebagai dudukan)**

### 3. Perancangan gelagar melintang

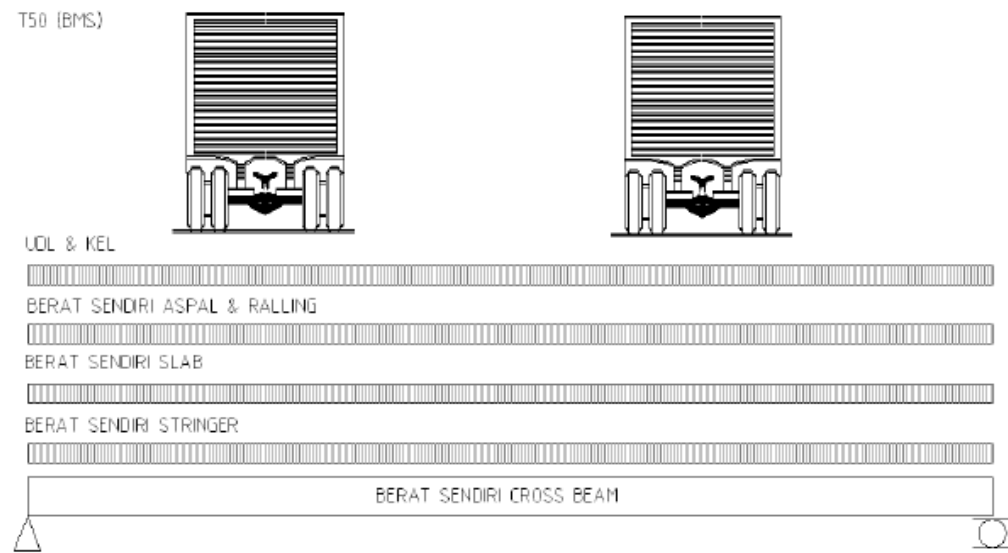
Gelagar melintang ber-jarak antara 5 m dan 7,5 m. Contoh tipikal adalah gelagar bentang 10m dengan jarak antara 7,5 m yang diberi penghubung geser dengan asumsi tidak komposit. Gelagar melintang jembatan rangka baja lebih aman dihitung

tidak komposit dalam mendukung kekakuan melintang untuk penyaluran beban pada sambungan profil baja dengan las/baut ke simpul rangka pelengkung.

$$\begin{aligned}
 h &= 1100 \text{ mm} & b_f &= 450 \text{ mm} \\
 t_w &= 12 \text{ mm} & t_f &= 28 \text{ mm} \\
 h_w &= h - 2 \cdot t_f & A_{orb} &= A_w + A_f \\
 A_w &= h_w \cdot t_w & A_{orb} &= 25128 \text{ mm}^2 \\
 A_f &= b_f \cdot t_f & \gamma_{steel} &= 78.5 \text{ kN/m}^3
 \end{aligned}$$

Berat *stiffener*, plat sambungan, baut dan lain-lain dianggap ekuivalen dengan faktor pembesar 1,25

$$\begin{aligned}
 q_{orb} &= A_{orb} \cdot \gamma_{steel} \cdot 1,25 \\
 q_{orb} &= 2,466 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

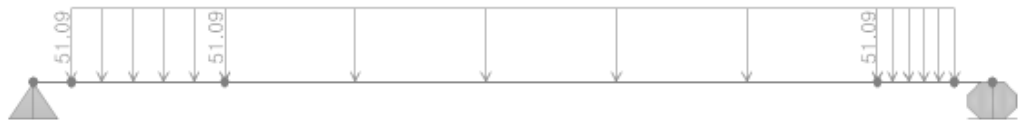


**Gambar A 13 . Skema pembebanan pada gelagar melintang**

Perhitungan gelagar melintang adalah sebagai berikut :

### 1.1 Berat Slab

$$\begin{aligned}
 \gamma_{beton} &= 25 \text{ kN/m}^3 \\
 t_{ujung} &= 0,230 \text{ m} & t_{tengah} &= 0,315 \text{ m} \\
 \text{spasi cross beam (s)} & & s &= 7,5 \text{ m} \\
 q_{slab} &= (t_{ujung} + t_{tengah})/2 \cdot \gamma_{beton} \cdot s \\
 q_{slab} &= 51,094 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$



## 1.2 Berat Plat Trotoar, Lapisan Aspal dan Railing

$$\gamma_{\text{beton}} = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{aspal}} = 24,4 \text{ kN/m}^3$$

$$t_{\text{plt}} = 0,25 \text{ m}$$

$$t_{\text{aspal}} = 0,07 \text{ m}$$

spasi cross beam (s)

$$s = 7,5 \text{ m}$$

$$Q_{\text{plat-trotoar}} = t_{\text{plt}} \cdot \gamma_{\text{beton}} \cdot s$$

$$Q_{\text{plat-trotoar}} = 46,875 \text{ kN/m}$$

$$Q_{\text{aspal}} = t_{\text{aspal}} \cdot \gamma_{\text{aspal}} \cdot s$$

$$Q_{\text{aspal}} = 11,76 \text{ kN/m}$$

$q_{\text{railing}}$  diasumsikan 3 kN/m

$$q_{\text{railing}} = 3 \text{ kN/m}$$

$$P_{\text{railing}} = q_{\text{railing}} \cdot s$$

$$P_{\text{railing}} = 22,5 \text{ kN}$$



## 1.3 Beban UDL & KEL

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

$$q_{\text{udl}} = 9 \text{ kN/m}^2 \cdot \left(0,5 + \frac{15 \text{ m}}{L}\right)$$

$$p_{\text{kel}} = 49 \text{ kN/m}$$

$$IF = 1,4$$

spasi cross beam (s)

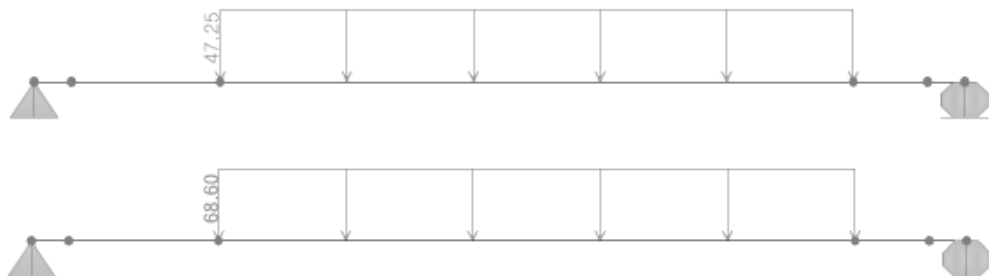
$$s = 7,5 \text{ m}$$

$$UDL = q_{\text{udl}} \cdot s$$

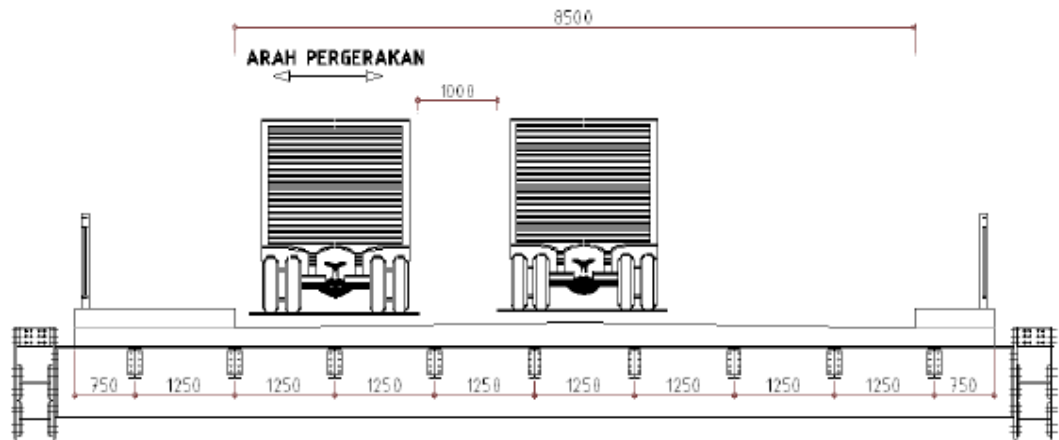
$$UDL = 47,25 \text{ kN/m}$$

$$KEL = p_{\text{kel}} \cdot IF$$

$$KEL = 68,6 \text{ kN/m}$$

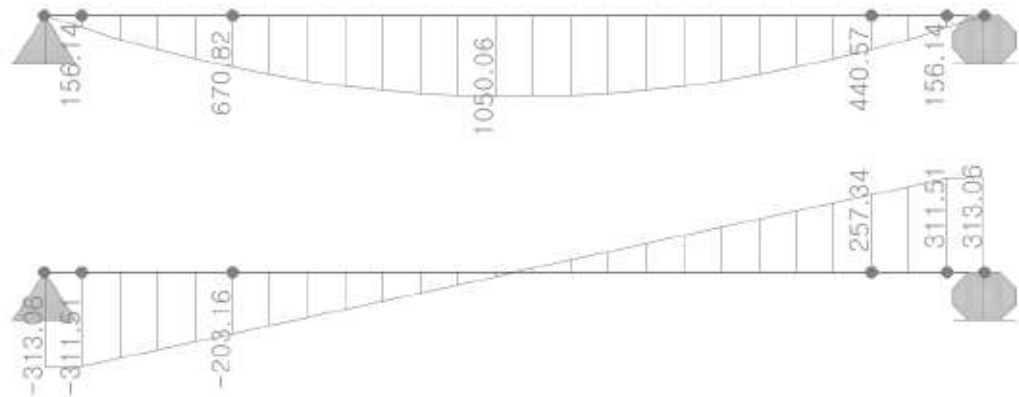


## 1.4 Muatan Bergerak T50

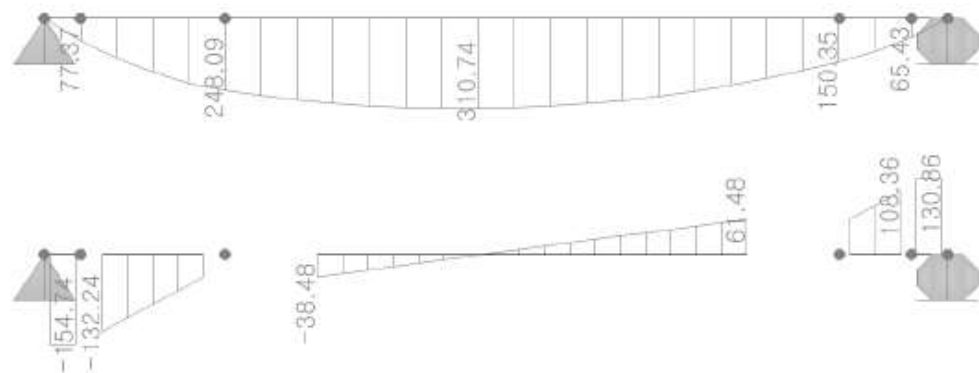


### 1.5 Gaya Dalam, Momen dan Geser

#### 1.5.1 Momen dan Geser Akibat SW dan Slab (DL)

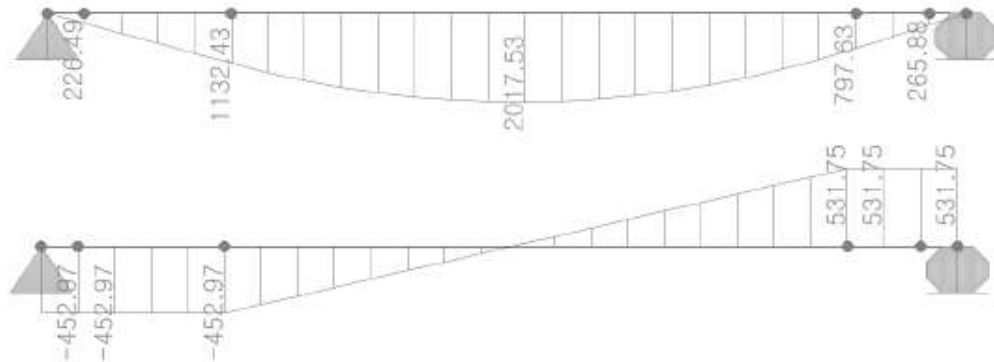


#### 1.5.2 Momen dan Geser Akibat Plat Trotoar, Lapisan Aspal dan Railing (SDL)

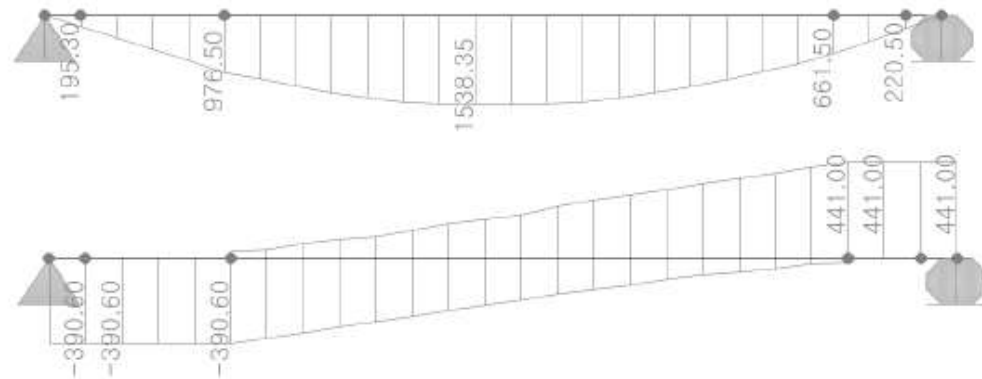




### 1.5.3 Momen dan Geser Akibat *UDL & KEL*



### 1.5.4 Momen dan Geser Akibat Truk T50



Pengecekan tegangan lentur dan geser pada gelagar melintang (bentang dalam arah lebar jembatan  $L = 10$  m) adalah sebagai berikut:

#### 1. Kondisi Perencanaan

*Section* : 1100 x 450 x 12 x 28 mm  
 Material Baja : SM 490 ( $F_y = 360$  MPa,  $E_s = 200.000$  MPa)  
 Span *Cross Beam* :  $L = 10$  m  
 Spasi *Cross Beam* :  $S = 7,5$  m

Asumsi Perhitungan, *cross beam* tidak dianggap komposit dengan *slab*

#### 2. Gaya dan Momen Pada *Cross Beam*

Beban mati (*DL*) :  $V_{DL} = 313,06$  kN     $M_{DL} = 1050,06$  kN.m  
 Beban *superimposed* (*SDL*) :  $V_{SDL} = 154,74$  kN     $M_{SDL} = 310,74$  kN.m  
 Beban hidup (*LL*) :  $V_{LL} = 531,75$  kN     $M_{LL} = 2017,53$  kN.m

#### 3. Data Penampang

$h = 1.100$  mm  
 $b_f = 450$  mm  
 $t_w = 12$  mm  
 $t_f = 28$  mm  
 $h_w = h - 2 \cdot t_f$

#### 4. Properti Penampang

$$\begin{aligned}
A_w &= t_w \cdot h_w & A_w &= 12.528,00 \text{ mm}^2 \\
A_f &= t_f \cdot b_f & A_f &= 12.600,00 \text{ mm}^2 \\
A &= 2A_f + A_w & A &= 37.728,00 \text{ mm}^2 \\
y_b &= \frac{h}{2} & y_b &= 550,00 \text{ mm} \\
y_t &= \frac{h}{2} & y_t &= 550,00 \text{ mm} \\
I_x &= \frac{(b_f \cdot h^3) - [(b_f - t_w) \cdot h_w^3]}{12} & I_x &= 8.379.398.784,00 \text{ mm}^4 \\
S_{xb} &= \frac{I_x}{y_b} & S_{xb} &= 15.235.270,52 \text{ mm}^3 \\
S_{xt} &= \frac{I_x}{y_t} & S_{xt} &= 15.235.270,52 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

5. Check Rasio Tebal dan Lebar untuk *Flange* serta *Web*

$$\frac{0,5 b_f}{t_f} = 8,036 \quad \frac{250}{\sqrt{\frac{F_y}{MPa}}} = 13,176$$

$$\text{check\_flange} = \text{if} \left( \frac{0,5 b_f}{t_f} < \frac{250}{\sqrt{\frac{F_y}{MPa}}}, \text{"OK"}, \text{"NOT OK"} \right) \quad \text{check\_flange} = \text{"OK"}$$

$$\frac{h_w}{t_w} = 87 \frac{96500}{\sqrt{\frac{F_y}{MPa} \cdot \left( \frac{F_y}{MPa} + 114 \right)}} = 233,608$$

$$\text{check\_web} = \text{if} \left( \frac{h_w}{t_w} < \frac{96500}{\sqrt{\frac{F_y}{MPa} \cdot \left( \frac{F_y}{MPa} + 114 \right)}}, \text{"OK"}, \text{"NOT OK"} \right) \quad \text{check\_web} = \text{"OK"}$$

6. Tegangan Lentur Pada Serat Bawah Baja

$$\begin{aligned}
f_{b\text{bot-DL}} &= \frac{M_{DL}}{S_{xb}} & f_{b\text{bot-DL}} &= 68,923 \text{ MPa} \\
f_{b\text{bot-SDL}} &= \frac{M_{SDL}}{S_{xb}} & f_{b\text{bot-SDL}} &= 20,396 \text{ MPa} \\
f_{b\text{bot-LL}} &= \frac{M_{LL}}{S_{xb}} & f_{b\text{bot-LL}} &= 132,425 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

7. Tegangan Lentur Pada Serat Atas Baja

$$\begin{aligned}
f_{b\text{top-DL}} &= \frac{M_{DL}}{S_{xb}} & f_{b\text{top-DL}} &= 68,923 \text{ MPa} \\
f_{b\text{top-SDL}} &= \frac{M_{SDL}}{S_{xb}} & f_{b\text{top-SDL}} &= 20,396 \text{ MPa} \\
f_{b\text{top-LL}} &= \frac{M_{LL}}{S_{xb}} & f_{b\text{top-LL}} &= 132,425 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

8. Check Tegangan Lentur Total

$$\begin{aligned}
f_{b\text{bot}} &= f_{b\text{bot-DL}} + f_{b\text{bot-SDL}} + f_{b\text{bot-LL}} & f_{b\text{bot}} &= 221,744 \text{ MPa} \\
f_{b\text{top}} &= f_{b\text{top-DL}} + f_{b\text{top-SDL}} + f_{b\text{top-LL}} & f_{b\text{top}} &= 221,744 \text{ MPa} \\
F_B &= 0,66 \cdot F_y & F_B &= 237,6 \text{ MPa} \\
\frac{f_{b\text{bot}}}{F_B} &= 0,933 & \frac{f_{b\text{top}}}{F_B} &= 0,933
\end{aligned}$$

$$\text{check\_ratio}_{\text{bot}} = \text{if} \left( \frac{f_{b\text{bot}}}{F_B} \leq 1,1, \text{"OK"}, \text{"NOT OK"} \right) \quad \text{check\_ratio}_{\text{bot}} = \text{"OK"}$$

$$\text{check\_ratio}_{\text{top}} = \text{if} \left( \frac{f_{b\text{top}}}{F_B} \leq 1,1, \text{"OK"}, \text{"NOT OK"} \right) \quad \text{check\_ratio}_{\text{top}} = \text{"OK"}$$

9. Check Tegangan Geser

$$\begin{aligned}
V &= V_{DL} + V_{SDL} + V_{LL} & V &= 999,55 \text{ kN} \\
f_v &= \frac{V}{A_w} & f_v &= 79,785 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

$$F_v = 0,4 \cdot F_y$$

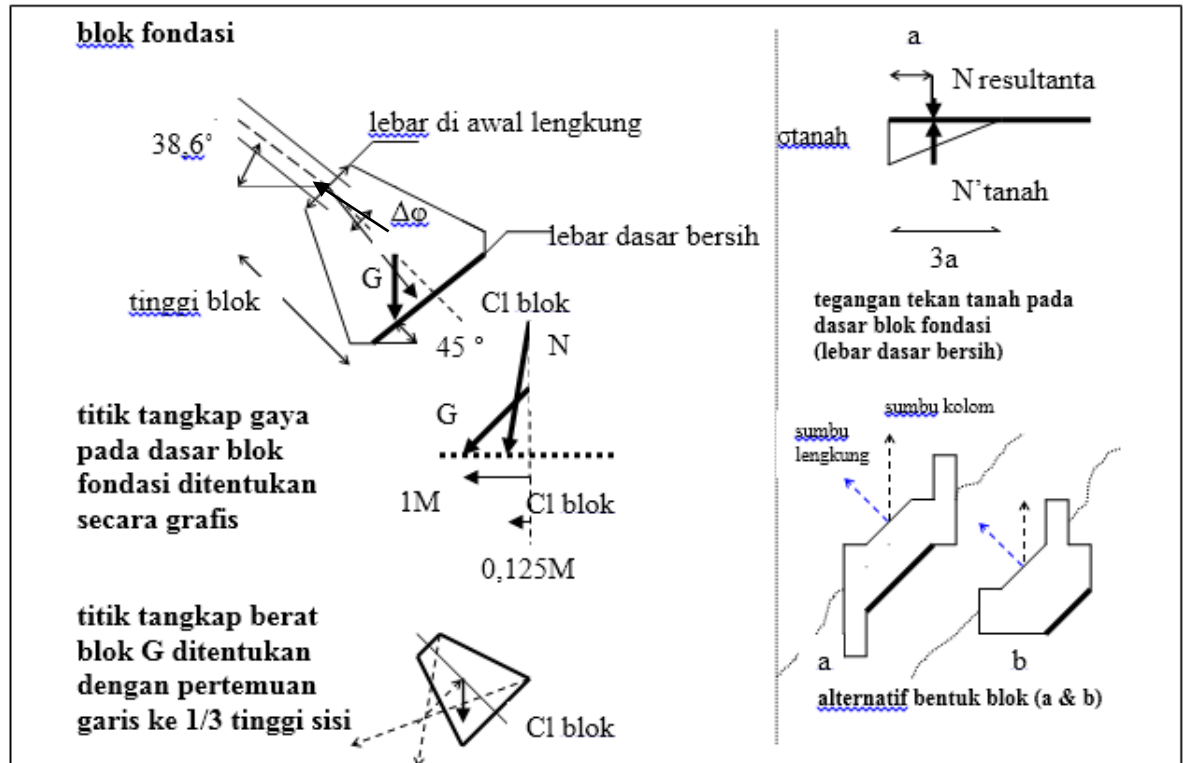
$$F_v = 144 \text{ MPa}$$

$$\frac{f_v}{F_v} = 0,554$$

$$\text{check\_geser} = \text{if} \left( \frac{f_v}{F_v} \leq 1, \text{"OK"}, \text{"NOT OK"} \right) \quad \text{check\_geser} = \text{"OK"}$$

## Lampiran B (informatif)

### Perancangan blok fondasi telapak tipikal untuk pelengkung murni/kaku



**Gambar B 1 .Sketsa blok fondasi tipikal untuk pelengkung murni/kaku**

Perhitungan fondasi (Gambar B1) dilakukan dalam keadaan batas daya layan, dengan asumsi tegangan tanah linier berbentuk segitiga. Dalam perhitungan keadaan batas ultimit, tegangan tanah berupa blok tegangan. Perhitungan linier memberi hasil konservatif dan berada di pihak lebih aman.

Blok fondasi menyalurkan reaksi pelengkung langsung ke tanah sehingga kondisi tanah harus stabil berupa batuan/pasir padat dengan batuan dasar "bedrock" pada kedalaman maksimum 5 m.

Komponen vertikal  $N_r$  dari resultanta gaya sering tidak jatuh pada titik pusat dasar blok fondasi, sehingga terjadi pembebanan eksentris yang perlu penyesuaian perhitungan daya dukung. Lebar dasar fondasi  $L$  hanya sebagian efektif bekerja bila eksentrisitas total  $e$  resultanta gaya melebihi batas inti penampang  $L/6$ , mengingat tanah tidak dapat menahan tegangan tarik. Blok fondasi berupa persegi panjang dengan lebar dasar fondasi  $L$  dalam arah yang menahan momen, sehingga pengaruh eksentrisitas masih terkendali. Untuk keadaan eksentrisitas  $L/6 \leq e < L/2$  berlaku rumus daya dukung  $\sigma_i$  berikut :

$\sigma_t = 2N_r / \{3B(L/2 - e)\}$  dengan  $N_r$  sebagai komponen vertikal dari resultanta gaya dan  $B$  sebagai panjang blok fondasi .

Dalam desain diusahakan agar eksentrisitas total  $e$  sekecil mungkin. Untuk keadaan eksentrisitas  $e \leq L/6$ , tegangan tanah  $\sigma_t$  seluruhnya tekan dengan luas fondasi efektif dalam rumus berikut :

$$\sigma_t = N_r/BL + \{(N_r \cdot e) \cdot (\frac{1}{2} L)\} / (BL^3/12) = (N_r/BL) \{1 + (6e/L)\}$$

Contoh numerikal adalah sebagai berikut :

- a) Reaksi perletakan jepit pelengkung  $H$ ,  $V$ ,  $M$ , resultanta  $N = \sqrt{(H^2+V^2)}$  serta sudutkemiringan  $\varphi = \text{arctg}(V/H)$ , diperhitungkan pada tiga kombinasi pembebanan :
- f. beban tetap,
  - g. beban tetap dan hidup yang menghasilkan momen negatif maksimum, dan
  - h. beban tetap dan hidup yang menghasilkan momen positif maksimum

- b) Blok fondasi dihitung untuk kombinasi beban yang menghasilkan momen maksimum. Contoh numerikal untuk keadaan batas daya layan :

$$H = 421,83 \text{ t}$$

$$M = -237,61 \text{ tm}$$

$$V = 520,625 \text{ t}$$

$$N = \sqrt{(H^2+V^2)} = 707,37 \text{ t}$$

$$\varphi = \text{arctg}(V/H) = 47,39^\circ$$

Sumbu pelengkung sendiri mempunyai sudut  $38,647^\circ$  (dari desain pelengkung parabolis).

- c) Kemiringan dasar blok fondasi diambil  $45^\circ$ , dengan ukuran blok (lihat Gambar B1) :

2,5m ( $L$ =lebar dasar) x 2,5m(tinggi) x 8,3m( $B$ =panjang) x 0,91 (lebar blok di awal lengkung).

Komponen vertikal dan horizontal reaksi resultanta  $N$  pada dasar blok fondasi akibat  $\Delta\varphi = (47,39 - 45)^\circ = 2,39^\circ$  menjadi :

$$N_v = 707,37 \cos 2,39^\circ = 706,76 \text{ t}$$

$$N_h = 707,37 \sin 2,39^\circ = 29,498 \text{ t}$$

Berat blok fondasi  $8,3 \times [0,91 + (2,5 + 0,5)] / 2 \times 2,5 \times 2,4 \text{ t/m}^3 = 97,35 \text{ t}$

$$G_v = G \cos 45^\circ = 97,35 \cos 45^\circ = 68,84 \text{ t}$$

Titik tangkap gaya vertikal  $N$  resultanta  $= N_r = N_v + G_v = 706,76 + 68,84 = 775,60 \text{ t}$  pada dasar blok diperoleh dengan :  $706,76 \times 0,125 + 68,84 \times 1,00 = 775,60 \text{ d}$

Dengan  $d = 0,2 \text{ m}$  terjadi momen total  $M_r$  terhadap pusat dasar blok :

$$M_r = M + (N_r \times d) = -237,61 - (775,60 \times 0,20) = 394,28 \text{ tm sehingga :}$$

Eksentrisitas total  $e = M_r / N_r = 394,28 / 775,60 = 0,508 \text{ m} > 1/6 \times L = 2,5/6 = 0,41 \text{ m}$  tetapi  $< \frac{1}{2} L = 1,25 \text{ m}$ , berarti gaya vertikal  $N_r$  diluar inti sehingga terjadi tegangan tarik pada dasar blok fondasi.

Karena tegangan tarik tanah tidak diperbolehkan, maka resultanta segitigategangan tekan tanah  $N'$  sama dengan gaya vertikal  $N_r$  pada titik tangkap jarak  $a = (\frac{1}{2} \text{ lebar dasar} - e) = 1,25 - 0,508 = 0,742 \text{ m}$ ,

maka  $N_r = \frac{1}{2} \sigma_t \times 3a \times B$  dan  $\sigma_t = 2N_r / (3aB) = (2 \times 775,60) / \{3 \times (1,25 - 0,508) \times 8,3\} = 84 \text{ t/m}^2 = 8,4 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ijin}$

Pada keadaan batas daya layan  $\sigma_{ijin} \sim 10 \text{ kg/cm}^2$  untuk tanah batuan/pasir padat  
Faktor keamanan terhadap daya dukung  $10/8,4 = 1,19 > 1,0$ . Persyaratan faktor keamanan keadaan batas daya layan  $> 1,0$  terpenuhi.

Tegangan geser antara dasar fondasi dan tanah dibawahnya tergantung pada jenis tanah dengan koefisien geser  $f = \tan \phi'$  sebesar 0,35-0,55 untuk tanah dasar berbutir kasar dengan/tanpa silt. Dengan demikian permukaan dasar diusahakan sekasar mungkin sebelum lantai kerja dan blok dibuat.

Tahanan geser tanah adalah  $T' = N_r \cdot \tan \phi' = 775,60 (0,35) = 271 \text{ t}$  dan gaya geser =  $(G \cdot \sin 45^\circ + N_h) = 97,35 \sin 45^\circ + 29,498 = 98,3 \text{ t}$ . Faktor keamanan terhadap geser  $271/98,3 = 2,75 > 1,5$ . Persyaratan faktor keamanan geser batas daya layan sebesar  $> 1,5$  terpenuhi.

Perhitungan daya dukung fondasi telapak dari beton bertulang harus dilakukan secara manual karena tidak dapat di-fasilitasi oleh program analisis struktur. Penulangan praktis diberikan dengan jumlah sekitar (0,6-0,8) % terhadap luas penampang blok fondasi dan struktur monolitik dengan balok *rib* dan kolom pelengkung .

## Lampiran C

### Perancangan statis dan dinamis untuk jembatan pelengkung beton bertulang tipikal (Sumber : Jembatan Tukad Melangit, dibangun 1978)

Lampiran C1. Analisis statis : Cara perhitungan manual dan pengecekan penurunan fondasi dengan program analisis struktur

#### 1. Perhitungan manual (yang dilakukan dengan beban BM 1970)

a. Bahan dan dimensi :

- Mutu beton K225 ~  $f_c'$  20 MPa
- Mutu baja tulangan BJTP 240 MPa
- Fondasi telapak pada batu pasir padat dengan daya dukung ijin keadaan batas daya layan 10 kg/cm<sup>2</sup>
- Pelengkung beton bertulang tipe murni/kaku terjepit

Perkiraan dimensi, bentuk kurva pelengkung, sistem penyokong, gelagar lantai , sistem *rib*, dan perletakan jepit pada fondasi telapak :

- Kurva pelengkung :  $f = 8$  m ,  $L = 40$  m , parabola  $y = x^2/(50)$
- Penyokong : kolom ganda @ (75 x 35) cm
- Lantai : gelagar T ganda dengan bentang @ 5 m
- *Rib* : balok persegi ganda  $h \sim (1/30 L) \sim 1,28$  m awal, dan  $1/40 L \sim 1$  m puncak, lebar 75 cm

Cek tekuk :  $\lambda = \pi L_1 \sqrt{\frac{A_{1/4} \cos \varphi_{1/4}}{\delta I_m}} = 47,9 \leq 50$  (aman terhadap tekuk)

$L_1 = 40$  m + 1,2  $d_k = 41,53$  m dengan  $d_k = 1,28$  m

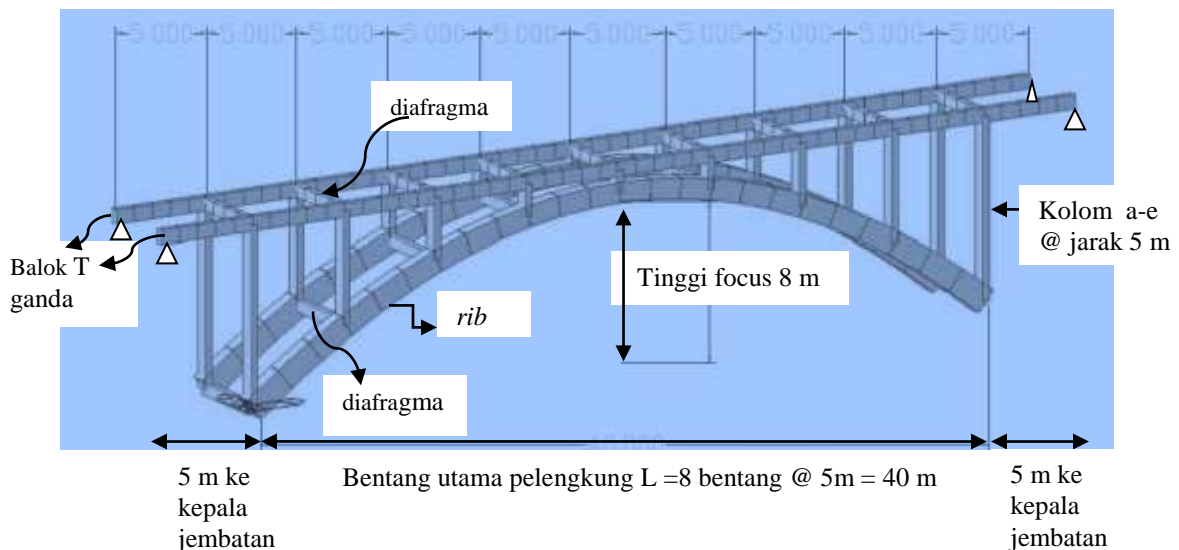
$A_{1/4} = (0,75 \times 1,13) = 0,847$  m<sup>2</sup> dengan  $h$  di  $1/4 L$  : 1,13 m

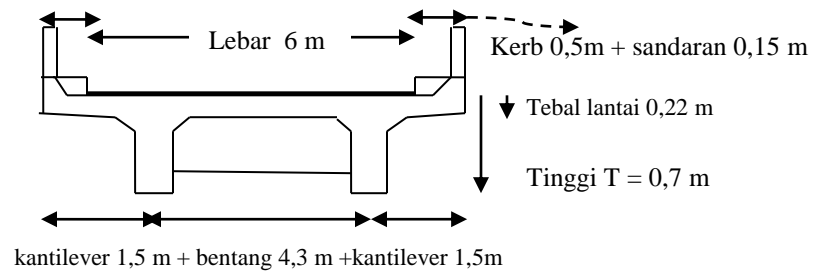
$\cos \varphi_{1/4} = 0,928$  diperoleh dari  $dy/dx = 2/5$

$\delta = 62,9$  untuk  $f/L = 1/5$

$I_m = (1/12) 0,75 \cdot \{(1,28 + 1)/(2)\}^3 = 0,0925$  m<sup>4</sup>

b. Bangunan atas pada pelengkung berupa bentangan balok T ganda @ 5 m sesuai jarak kolom yang meneruskan beban bangunan atas ke *rib* pelengkung





**Gambar C1. Sketsa potongan memanjang dan melintang**

Beban pada balok utama T (Gb.C1) :

Pelat lantai : 0,22 x 7,30 x 2,5	=	4,015 t/m
Balok T : 2 x 0,35 x (0,70 - 0,22) x 2,5	=	0,84 t/m
Voute melintang: 4 x 0,5 x 0,10 x 0,10 x 2,5	=	0,05 t/m
Balok sandaran : 2 x 0,15 x 0,35 x 2,5	=	0,2625 t/m
Kerb : 2 x 0,50 x 0,30 x 2,2	=	0,66 t/m
Aspal : 0,05 x 6 x 2,2	=	0,66 t/m
Batang sandaran : 0,050 x 2	=	<u>0,10 t/m</u>
		6,588 t/m

Beban mati  $b_m$  per balok T = 3,294t/m + ~10% (voute memanjang) = 3,624 t/m

Beban hidup bh:5,5 m dibebani penuh dan 0,50 m dibebani setengah pada lebar 6 m

Beban hidup bh merata : 4,4 + (0,50/2,75) x 1,1 = 4,6 t/m, per balok 2,3 t/m

Beban hidup bh terpusat : 24 + (0,50/2,75) x 6 = 25,09 t, per balok 12,545 t

Faktor beban hidup dinamis = 1,25

Momen balok T dengan bentang memanjang 5 m

Akibat  $b_m$  :

$$M \text{ lapangan} = \sim 80 \% \times 1/8 (3,624) 5^2 = 9,06 \text{ tm}$$

$$M \text{ tumpuan} = \sim 65 \% \times 1/8 (3,624) 5^2 = 7,36 \text{ tm}$$

Akibat bh :

$$M \text{ lap} = 80\% (1/8 \times 2,3 \times 5^2 + 1/4 \times 12,545 \times 5 \times 1,25) = 80 \% (28,585) = 22,868 \text{ tm}$$

$$M \text{ tump} = 65 \% (28,585) = 18,58 \text{ tm}$$

$$\text{Akibat } b_m \text{ dan } b_h : M \text{ lap maks.} = 9,06 + 22,868 = 31,928 \text{ tm}$$

$$M \text{ tump maks.} = 7,36 + 18,58 = 25,94 \text{ tm}$$

Tulangan lapangan : balok T 35 x 70 cm ,  $F_e = M/(\sigma h_{ef}) = 3192800/\{1400 \times (60 - 11)\}$   
= 46,54 cm<sup>2</sup> , perlu 10 diam 25 mm yang dipasang dalam dua baris

Tulangan tumpuan : persegi (35 x 70) cm, perlu 8 diam 25 mm

Geser balok T (Gb. C2) :

$$\text{Jepit penuh : } Q \text{ maks} = 1/2 (3,624)(5) + 1/2 (2,3)(5)(1,25) + (12,545)(1,25) = 9,06 + 7,1875 + 15,68 = 31,928 \text{ t}$$

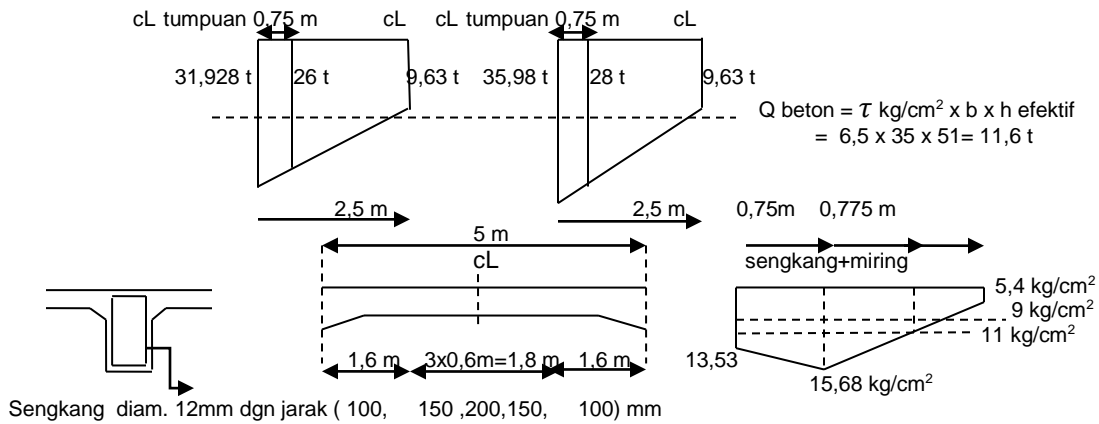
$$\text{Jepit sebagian : } Q \text{ maks} = (1,25)(9,06 + 7,1875) + 15,68 = 35,98 \text{ t (menentukan)}$$

$$Q \text{ cL} = 0,5 (12,545)(1,25) + (0,5)(0,5)(5/2)(1,25)(2,3) = 9,63 \text{ t}$$

$$\tau \text{ tengah} = 5,4 \text{ kg/cm}^2$$



Voute dalam arah memanjang balok T berakhir 0,75 cm dari cL tumpuan, dengan diagram gaya geser Q berikut (Gb. C2).



**Gambar C2. Sketsa gaya dan tegangan geser**

Penulangan sengkang (Gb. C2) :

diam 12 mm berpotongan dua :  $B = 2 \times \pi/4 \times 1,2^2 \times 1.400 \text{ kg/cm}^2 = 3.166,7 \text{ kg}$

dengan tegangan  $\sigma = B/(\text{lebar} \times \text{jarak } s)$

diam 12 mm - 100 mm :  $Q_s = 18,8 \text{ t}$ ,  $\sigma = 10,5 \text{ kg/cm}^2$

diam 12 mm - 150 mm :  $Q_s = 12,5 \text{ t}$ ,  $\sigma = 7,03 \text{ kg/cm}^2$

diam 12 mm - 200 mm :  $Q_s = 9,4 \text{ t}$ ,  $\sigma = 5,27 \text{ kg/cm}^2$

Tulangan geser miring dan sengkang memikul tegangan geser  $> 11 \text{ kg/cm}^2$ :

$\tau$  maks pada voute =  $35989/\{35(51+25)\} = 13,53 \text{ kg/cm}^2$

$\tau$  pada  $x = 0,75 \text{ m} = 28000/(35 \times 51) = 15,686 \text{ kg/cm}^2$

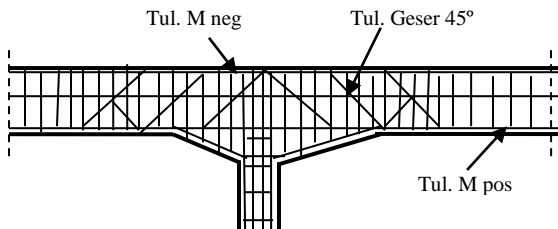
$\tau$  pada  $x = 1/2 L = 9630/(35 \times 51) = 5,4 \text{ kg/cm}^2$

$\rho$  sengkang rata-rata  $(10,5 + 7,03)/2 \sim 9 \text{ kg/cm}^2$

Luas bidang geser :  $\{(13,53 - 9)\}/2 \times 75 \times 35 + \{(15,686 - 9)\}/2 \times 77,5 \times 35 = 26.501 \text{ kg}$

Fe miring  $45^\circ = 26.501/(1400\sqrt{2}) = 13,38 \text{ cm}^2 = 3 \text{ diam. } 25 \text{ mm}$

Pemasangan tulangan momen dan geser balok T bangunan atas dilaksanakan sebagai berikut (Gb. C3):



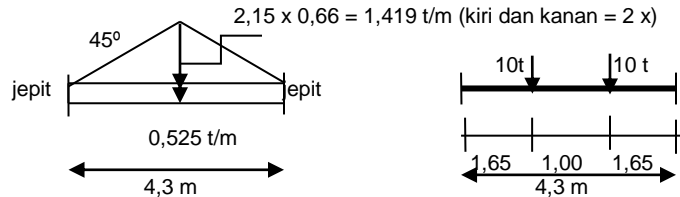
**Gambar C3 . Detil tulangan geser dan momen pada balok T dalam arah memanjang jembatan**

c. Balok melintang pada balok T ganda (dimensi 35 x 60 cm, bentang 4,3 m)

berat sendiri :  $0,35 \times 0,60 \times 2,5 \text{ t/m}^3 = 0,525 \text{ t/m}$

pelat lantai dan lapis aspal 5 cm :  $0,22 \times 2,5 + 0,05 \times 2,2 = 0,66 \text{ t/m}$

Pembagian beban pada balok melintang (Gb. C4):



**Gambar C4. Sketsa pembagian beban pada balok melintang balok T ganda**

$$M_{bs} = 1/8(0,525)(4,3)^2 + 2\{1,525 \times 2,15 - 1,525 (2,15/3)\} = 5,584 \text{ t/m}$$

$$M_{bh} = 10 \times 2,15 - 10 \times 0,5 = 16,5 \text{ tm}$$

$$M_{tot} = 22,084 \text{ tm}$$

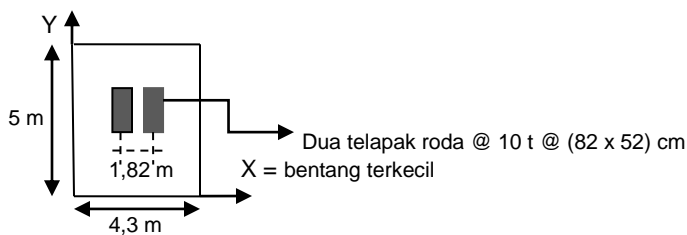
$$M_{lap} = 80\% \times 22,084 = 17,667 \text{ tm, tulangan } A = 6 \text{ diam. } 25 \text{ mm, } A' = 5 \text{ diam. } 25 \text{ mm}$$

$$M_{tump} = 65\% \times 22,084 = 14,354 \text{ tm, tulangan } A = A' = 5 \text{ diam. } 25 \text{ mm}$$

$$\text{Tulangan geser : } Q = 1/2 \cdot (0,525 \times 4,3) + (2 \times 1,525) + 10 = 14,178 \text{ t}$$

$$\tau = 14,178 / (7/8 \times 35 \times 55) = 8,42 \text{ kg/cm}^2, \text{ dengan sengkang diam. } 12\text{mm} - 200 \text{ mm}$$

d. Perhitungan pelat lantai kendaraan dengan Tabel Bittner untuk lebar efektif 4,3 m > 4 m (Gb. C5) dan sistem lantai dua arah :



**Gambar C5. Sketsa denah pelat lantai terjepit 4 sisi dan pembagian beban**

Berat pelat dan perkerasan aspal

$$\text{berat pelat: } 0,22 \times 1 \times 2,5 = 0,55 \text{ t/m}$$

$$\text{berat aspal } 0,05 \times 1 \times 2,2 = 0,11 \text{ t/m}$$

$$L_x/L_y = 4,3/5 = 0,86$$

$$\text{Tabel Bittner : } \alpha = 0,02336$$

$$\beta = 0,01278$$

$$c = 0,6464$$

$$\rho = 0,3536$$

$$\text{sehingga : } M_x = \alpha w L_x^2 = 0,02336 \times 0,66 \times 4,3^2 = 0,285 \text{ tm}$$

$$M_y = \beta w L_y^2 = 0,01278 \times 0,66 \times 5^2 = 0,211 \text{ tm}$$

$$M_{ix} = -(1/12) \cdot c \cdot w \cdot L_x^2 = -(1/12)(0,6464)(0,66)(4,3)^2 = 0,657 \text{ tm}$$

$$M_{iy} = -(1/12) \cdot c \cdot w \cdot L_y^2 = -(1/12)(0,3536)(0,66)(5)^2 = 0,486 \text{ tm}$$

Beban hidup terpusat

$$L_y/L_x = 1,162$$

Keadaan i) :  $b_x = 1,82 \text{ m}$  (sumbu-sumbu telapak ban) dan  $b_y = 0,52 \text{ m}$

$$P = \{(1,82 \times 0,52)/(0,82 \times 0,52)\} \times 10 = 22,195 \text{ t}$$

Yang dikurangi dengan keadaan ii) :  $b_x = 0,18 \text{ m}$  dan  $b_y = 0,52 \text{ m}$

$$P = -(0,18 \times 0,52)/(0,82 \times 0,52) \times 10 = -2,195 \text{ t}$$

$$\text{Sehingga } P \text{ total} = 22,195 - 2,195 = 20 \text{ t}$$

$$\text{Rumus umum : } M = \frac{a_1 \frac{b_x}{L_x} + a_2 \frac{b_y}{L_y} + a_3}{\frac{b_x}{L_x} + \frac{b_y}{L_y} + a_4} \cdot W$$

Untuk keadaan i) :  $P = 22,195 \text{ t}$

$$M = \frac{a_1 \frac{1,82}{4,3} + a_2 \frac{0,52}{5} + a_3}{\frac{1,82}{4,3} + \frac{0,52}{5} + a_4} \cdot 22,195 \text{ t} = \frac{a_1(0,423) + a_2(0,104) + a_3}{0,527 + a_4} \cdot 22,195 \text{ t}$$

Dari Tabel Bittner :

$$M_x : a_1 = -0,060 \quad a_2 = -0,023 \quad a_3 = 0,1385 \quad a_4 = 0,4155, \quad M_x = 2,6075 \text{ tm}$$

$$M_y : a_1 = -0,016 \quad a_2 = -0,0715 \quad a_3 = 0,130 \quad a_4 = 0,390, \quad M_y = 2,8045 \text{ tm}$$

$$M_{ix} : a_1 = 0,052 \quad a_2 = 0,1475 \quad a_3 = -0,367 \quad a_4 = 0,936, \quad M_{ix} = -5 \text{ tm}$$

$$M_{iy} : a_1 = 0,1055 \quad a_2 = 0,0665 \quad a_3 = -0,312 \quad a_4 = 0,936, \quad M_{iy} = -3,952 \text{ tm}$$

Untuk keadaan ii) :  $P = -2,195 \text{ t}$

$$M = \frac{a_1 \frac{0,18}{4,3} + a_2 \frac{0,52}{5} + a_3}{\frac{0,18}{4,3} + \frac{0,52}{5} + a_4} \cdot -2,195 \text{ tm} = \frac{a_1(0,04186) + a_2(0,104) + a_3}{0,14586 + a_4} \cdot -2,195 \text{ tm}$$

$$M_x : a_1 = -0,060 \quad a_2 = -0,023 \quad a_3 = 0,1385 \quad a_4 = 0,4155, \quad M_x = -0,522 \text{ tm}$$

$$M_y : a_1 = -0,016 \quad a_2 = -0,0715 \quad a_3 = 0,130 \quad a_4 = 0,390, \quad M_y = -0,499 \text{ tm}$$

$$M_{ix} : a_1 = 0,052 \quad a_2 = 0,1475 \quad a_3 = -0,367 \quad a_4 = 0,936, \quad M_{ix} = 0,709 \text{ tm}$$

$$M_{iy} : a_1 = 0,1055 \quad a_2 = 0,0665 \quad a_3 = -0,312 \quad a_4 = 0,936, \quad M_{iy} = 0,61 \text{ tm}$$

iii) M akibat beban hidup 20 t dan bs pelat :

$$M_x = 2,0855 + 0,285 = 2,3705 \text{ tm}; \quad M_y = 2,3055 + 0,211 = 2,5165 \text{ tm};$$

$$M_{ix} = -(4,291 + 0,657) = -4,948 \text{ tm}; \quad M_{iy} = -(3,342 + 0,486) = -3,828 \text{ tm};$$

Tulangan simetris arah X dan Y : diam. 16 mm - 90 mm yang diteruskan pada kantilever lantai.

**a. Kolom**

Dimensi kolom 35 x 75 cm

$L_k = 0,8 \times 8$  (focus) = 6,4 m (untuk kolom pinggir terpanjang)

Dihitung dengan N maks = 35,989 + 31,928 - 15,68 = 52,237 t (dari perhitungan gaya lintang) dan M maks = 14,354 tm dalam arah melintang jembatan (dari momen tumpuan balok melintang), memerlukan tulangan simetris  $A = A' = 5$  diam. 25mm

**b. Beban mati rib**

Rib dengan persamaan parabola  $y = x^2/50$  terbagi dalam 24 segmen sama (Gambar C1 dan Tabel C1). Panjang segmen dalam arah horizontal  $L/24 = 40/24 = 1,666$  m. Berat sendiri rib terhitung rata-rata  $46,622/20 = 2,33$  t/m terhadap L arah horizontal (Tabel C1).

**Tabel C1. Penampang dan berat sendiri rib**

No segmen	Panjang segmen dalam sumbu lengkung	Tinggi rata <sup>2</sup> tegak lurus sumbu lengkung	Berat segmen = panjang x lebar 0,75 m x tinggi x 2,5 t/m <sup>3</sup>
1 (awal lengkung)	2,134 m	$(1,28 + 1,245)/2 = 1,2625$ m	5,015 t
2	2,068 m	1,2275 m	4,759 t
3	2,00 m	1,195 m	4,481 t
4	1,94 m	1,165 m	4,237 t
5	1,887 m	1,1375 m	4,0246 t
6	1,84 m	1,1125 m	3,838 t
7	1,794 m	1,09 m	3,666 t
8	1,756 m	1,07 m	3,522 t
9	1,725 m	1,05 m	3,396 t
10	1,70 m	1,0325 m	3,291 t
11	1,682 m	1,0175 m	3,209 t
12 (cL lengkung)	1,67 m	$(1,01 + 1,00)/2 = 1,005$ m	3,147 t
Jumlah berat ½ lengkung			46,622 t

**c. Beban mati melalui kolom (Gambar C1)**

Berat sendiri kolom = tinggi kolom x luas penampang (=0,75 x 0,35) m x 2,5 t/m<sup>3</sup>

$K_a = 8,03$  m x 0,75 m x 0,35 m x 2,5 t/m<sup>3</sup> = 5,27 t

$K_b = 4,66$  m x 0,75 m x 0,35 m x 2,5 t/m<sup>3</sup> = 3,058 t

$K_c = 2,26$  m x 0,75 m x 0,35 m x 2,5 t/m<sup>3</sup> = 1,483 t

$K_d = 0,82$  m x 0,75 m x 0,35 m x 2,5 t/m<sup>3</sup> = 0,538 t

$K_e = 0,35$  m x 0,75 m x 0,35 m x 2,5 t/m<sup>3</sup> = 0,23 t

Berat diafragma per kolom :  $\frac{1}{2} (0,35 \times 0,60 \times (4,3 - 0,75) \text{ m} \times 2,5 \text{ t/m}^3) = 0,932$  t

Lantai kendaraan :

Balok utama T + pelat + trotoar + 3,3 t/m per lengkung

Kolom tengah :  $5 \times 3,3 = 16,5$  t

Kolom pinggir (ke arah pangkal jembatan):  $3,3 \times \{(2,5 + (1,25 \times 2,5))\} = 18,563$  t

Balok lintang tanpa pelat lantai :  $0,35 \times 0,38 \times 4,356 \times 2,5 = 1,446$  t, per lengkung 0,723 t

Voute balok T memanjang :  $0,25 \times 0,75 \times 0,35 \times 2,5 = 0,164$  t per lengkung

Beban mati melalui kolom :

$$P_a = 5,27 + 18,653 + 0,887 = 24,72 \text{ t}$$

$$P_b = 3,058 + 16,5 + 1,819 = 21,377 \text{ t}$$

$$P_c = 1,483 + 16,5 + 1,819 = 19,802 \text{ t}$$

$$P_d = 0,538 + 16,5 + 1,819 = 18,857 \text{ t}$$

$$P_e = 0,230 + 16,5 + 1,819 = 18,549 \text{ t}$$

d. Beban hidup melalui kolom

Koefisien kejut  $k = 1,25$  dengan hanya satu beban terpusat pada bentang jembatan

Kolom pinggir :

$$\text{Beban merata } (2,5 \times 2,3) (1 + 1,25) = 12,938 \text{ t} \times k$$

$$\text{Beban terpusat} = 12,545 \text{ t} \times k$$

Kolom tengah :

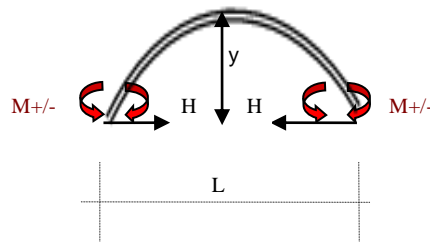
$$\text{Beban merata } (5 \times 2,3) = 11,5 \text{ t} \times k$$

$$\text{Beban terpusat} = 12,545 \text{ t} \times k$$

e. Rib pelengkung

Rangkuman garis pengaruh dengan bantuan Tabel Strassner terdapat pada Tabel C2. Bentang lengkung dibagi 24 potongan yang sama untuk memperoleh ordinat garis pengaruh.

**Tabel C2 . Garis pengaruh H dan M di awal lengkung (M 0L),  $\frac{1}{4}$  lengkung (M  $\frac{1}{4}L$ ), dan  $\frac{1}{2}$  lengkung (M  $\frac{1}{2}L$ ) untuk lengkung murni/kaku dengan bentang L tipikal (40 m)**





Dengan cara sama diperoleh besaran gaya dalam positif dan negative maks. dengan H ybs (Tabel C3).

**Tabel C3. Gaya dalam maks dalam *rib* (perhitungan manual)**

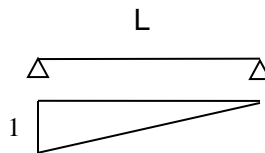
Momen	$\frac{1}{2} L$	$\frac{1}{4} L$	0L	Keterangan
M positif	55,319 tm	79,1228 tm	112,678 tm	Beban hidup
	7,8659 tm	14,765 tm	-22,0586 tm	Beban mati
<b>M positif total</b>	<b>63,185 tm</b>	<b>93,888 tm</b>	90,62 tm	Beban hidup dan mati
Gaya H ybs	196,535 t	177,8083 t	209,678 t	Beban hidup dan mati
Gaya aksial ybs <b>N =H sec <math>\epsilon</math></b>	196,535 t ( $\epsilon=0$ )	177,8083/0,929 = 191,397 t	209,678/0,781 =268,47 t	Beban hidup dan mati
M negatif	-25,102 tm	-51,965 tm	-124,567 tm	Beban hidup
	7,8659 tm	14,765 tm	-22,0586 tm	Beban mati
<b>M negative total</b>	<b>-17,236 tm</b>	<b>-37,2 tm</b>	<b>-146,6256 tm</b>	Beban hidup dan mati
Gaya H ybs	194,841 t	226,527 t	172,461 t	Beban hidup dan mati
Gaya aksial ybs <b>N =H sec <math>\epsilon</math></b>	194,841 t ( $\epsilon=0$ )	226,527/0,929 =226,527 t	172,461/0,781 = 220,82 t	Beban hidup dan mati
Gaya lintang maks. <b>D<sub>x</sub> =Vcos <math>\epsilon</math>-H sin <math>\epsilon</math></b>	31,491 t ( $\epsilon=0$ )	16,25 t kiri dan 33,24 t kanan	37,253 t	Beban hidup dan mati
H maks	146,065 t +89,319 t = 235,384 t			Beban hidup dan mati

Mengingat gaya H bekerja dalam arah horizontal maka pengaruh H diperhitungkan terhadap sumbu lengkung dengan cara berikut :

**Gaya aksial N** pada sumbu penampang lengkung dihitung dengan : **N =H sec  $\epsilon$**  .

**Gaya lintang D** yang tegak lurus pada sumbu penampang lengkung dihitung dengan : **D<sub>x</sub> = Vcos  $\epsilon$ - H sin  $\epsilon$**  , dengan sudut  $\epsilon$  sebagai kemiringan tangent lengkung dan V merupakan gaya lintang pada anggapan balok sederhana dengan bentang lengkung L dengan tipikal perhitungan berikut :

Gaya lintang di permulaan lengkung 0L : garis pengaruh ordinat =1 di perletakan



V pada perletakan (0L) balok sederhana :

Akibat berat lengkung : 46,6221 t

Akibat berat kolom : 24,720 +21,377 + 19,802 + 18,857 + 18,549/2 = 140,6526 t

Akibat beban hidup : 1,25 (12,545) + 1,25x2,3 x 20 +5/2 x 2,3 x 1,25 = 80,3687 t

V maks = 221,021 t

H ybs : beban tetap 146,065 t dan beban hidup merata 70,693 t = 216,758 t

$D_{0L} = V \cos \varphi - H \sin \varphi = 221,021 \times 0,781 - 216,758 \times 0,6245 = 37,253 \text{ t}$

Tegangan geser menjadi  $3/2 (D/bh) = 3/2(37253/(75 \times 128)) = 5,8 \text{ kg/cm}^2 < 6,5 \text{ kg/cm}^2$  dengan sengkang diam.10 mm - jarak 150 mm sepanjang lengkung.

Daya dukung tanah pada blok fondasi :

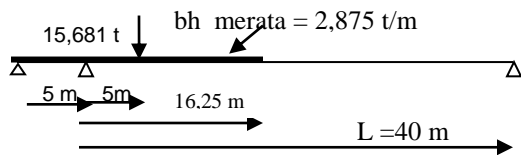
Yang menentukan kombinasi M neg maks dengan H dan V ybs yang diperhitungkan untuk kedua *rib* :

M neg = -146,625 tm x 2 = -293,25 tm

H ybs = 172,461 t x 2 = 344,922 t

V ybs = (140,6526 (bm)+ 58,137(bh)) x 2 = 198,79 t x 2 = 397,58 t

$\varphi = \arctg V/H = 49,056^\circ$



$V_{bh} = 15,681(35/40) + (2,875 \times 16,25 \times 31,875)/40 + 2,5 \times 2,875 = 58,137 \text{ t}$

Daya dukung tanah  $9,3 \text{ kg/cm}^2 < 10 \text{ kg/cm}^2$  dihitung dengan cara dalam Lampiran B. , ukuran fondasi 3,00 m (lebar) x 1,28 m (tebal rib) x 2,50 m (kedalaman) x 5,50 m (panjang blok), Fk geser = 3 > 2 (persyaratan)

Deformasi : akibat beban mati dan hidup 61 mm < L/600 = 66 mm (akibat beban hidup saja)

Analisis gempa statis ekuivalen dengan koefisien gempa 0,20 < koefisien gempa aktual yang terpukul struktur sesuai hasil analisis dinamis sebesar 0,45 dalam arah melintang memanjang struktur.

Perbandingan perhitungan manual vs program struktur :

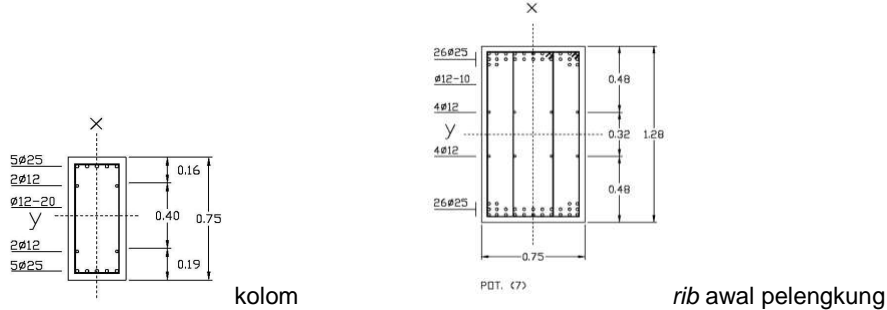
Analisis program dibanding cara manual Strassner : momen ekstrim awal pelengkung (1970 vs 1470) kNm dgn beda ~ 25% ,  $1/4 L$  : (565 vs 939) kNm,  $1/2 L$  : (459 vs 632) kNm.

**Tabel C.4. Gaya dalam keadaan batas daya layan per sisi/*rib* pelengkung (hasil program struktur)**

Bagian	Gaya aksial	Momen ekstrim	Geser	Dimensi (m)
Awal	-2591 kN	<b>-1970 kNm</b>	397 kN	0,75 x 1,28
$1/4 L$	-2254 kN	<b>565 kNm</b>	238 kN	0,75 x 1,13
$1/2 L$	-1832 kN	<b>459 kNm</b>	189 kN	0,75 x 1,00



Penampang beton  $f_c' = 30$  MPa dan tipikal penulangan simetris mengingat momen +/-

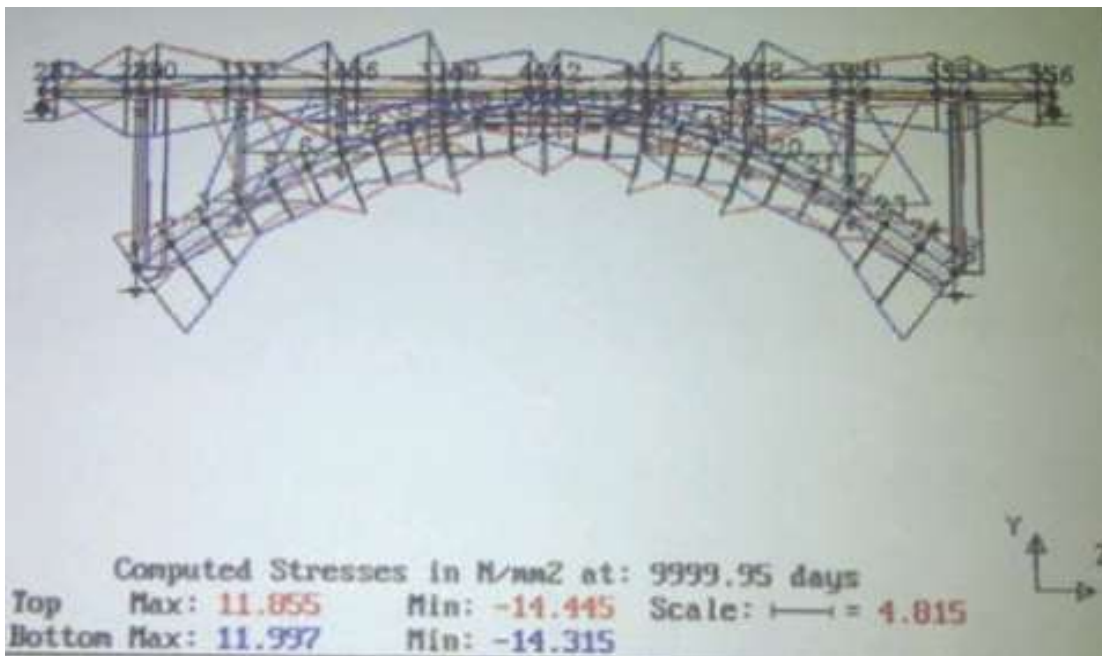
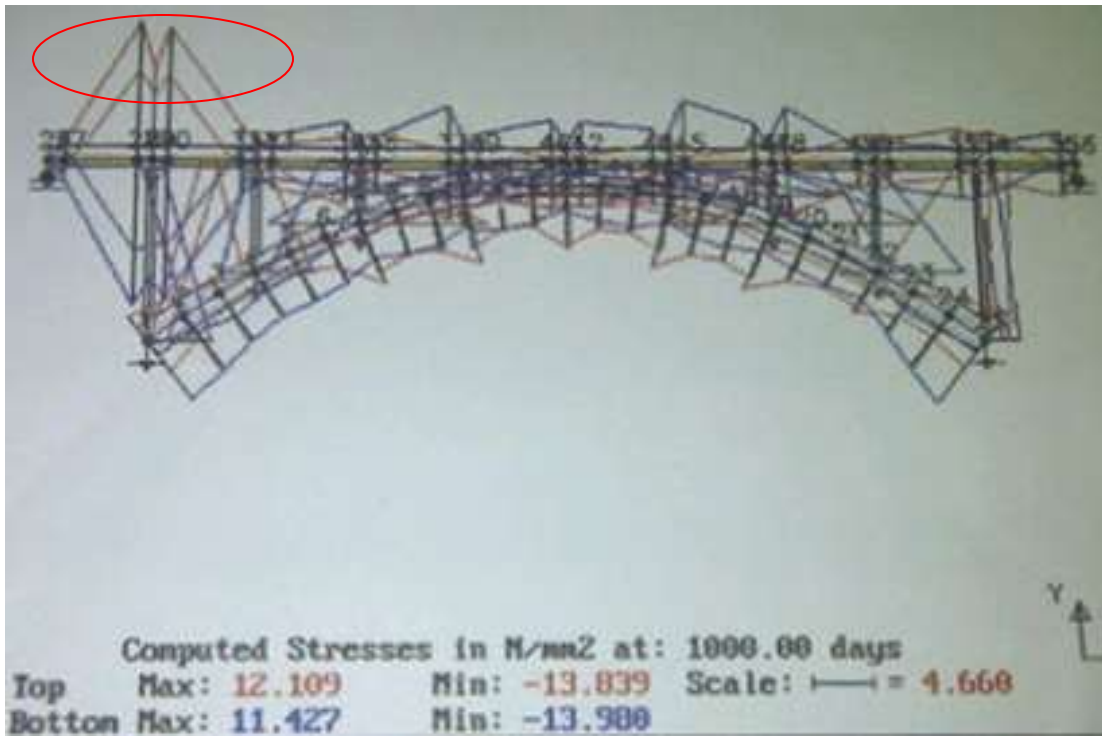


## 2. Pengecekan penurunan fondasi dengan analisis program struktur

Dengan bantuan program struktur perhitungan diselesaikan dengan waktu dan akurasi efisien. Rumus H, M, N dan D terfasilitasi penuh sehingga besaran gaya dalam langsung diperoleh sesuai/pada sumbu penampang balok dan *rib*. Perbedaan hasil perhitungan manual vs program berada dalam batas 25%. Umumnya program menghasilkan gaya dalam lebih kecil mengingat memperhitungkan efek '*Framing*' struktur monolitik yang disederhanakan dalam perhitungan manual.

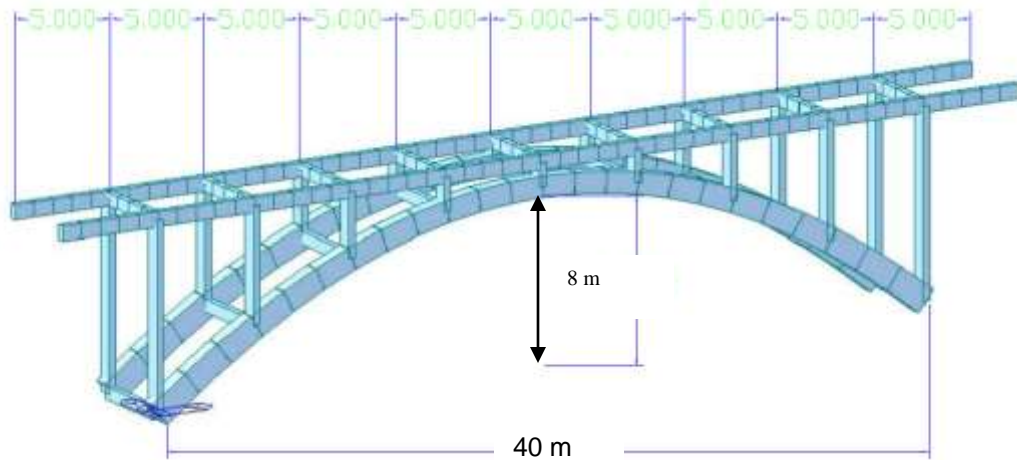
Hasil perhitungan program yang pernah dilakukan sebagai pengecekan diperlihatkan dalam Gambar C6 . Vibrasi yang diamati setelah jembatan selesai dibangun ternyata berkurang dan menghilang dalam jangka waktu. Tegangan lebih terdistribusi oleh rangkai dan susut dalam struktur beton. Peningkatan tegangan terutama terjadi dalam lantai atas sekitar kolom diatas blok fondasi, sedangkan *rib* tidak mengalami tegangan lebih. Perhitungan penurunan sangat rumit untuk cara manual.

Ketahanan terhadap gempa pernah diperhitungkan dengan cara statis ekuivalen menggunakan koefisien 0,20 (berdasarkan peraturan gempa lama) yang juga dicek ulang dengan cara gaya dorong semi-static "*pushover*" dalam uraian Lampiran C2 berikut serta menggunakan peta gempa 2010. Terungkap daktilitas aktual diatas 3,5 (nilai peraturan tahan gempa ) dan  $S_a = 0,45$  g ( $> 0,20$  g) yang aktual terpukul dalam arah memanjang dan melintang jembatan, berarti struktur tahan terhadap gempa dalam peta gempa 2010.



Gambar C6. Pengaruh perbedaan penurunan fondasi 25 mm terdistribusi dan menghilang dengan bertambahnya umur beton (1000 hari vs 9999 hari)

**Lampiran C2. Analisis dinamis : cara pushover (GEMPA peta 2011)**



Jembatan : Tukad Melangit (Bali)

Material : Beton bertulang :  $f'_c = 25 \text{ MPa}$ ,  $E_c = 4700\sqrt{f'_c} = 23500 \text{ MPa}$ ,  $\gamma_c = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ .

Mutu Baja tulangan BJTP 24 :  $f_y = 235 \text{ MPa}$

Bentang Jembatan :  $L = 40 \text{ m}$

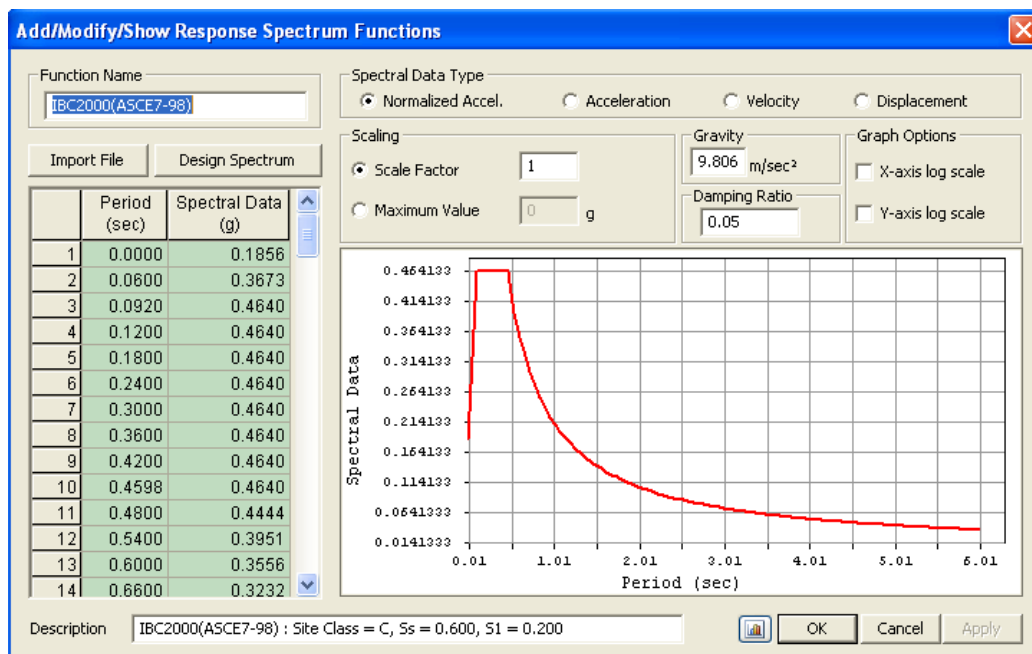
Lebar Jembatan :  $B = 7.3 \text{ m}$

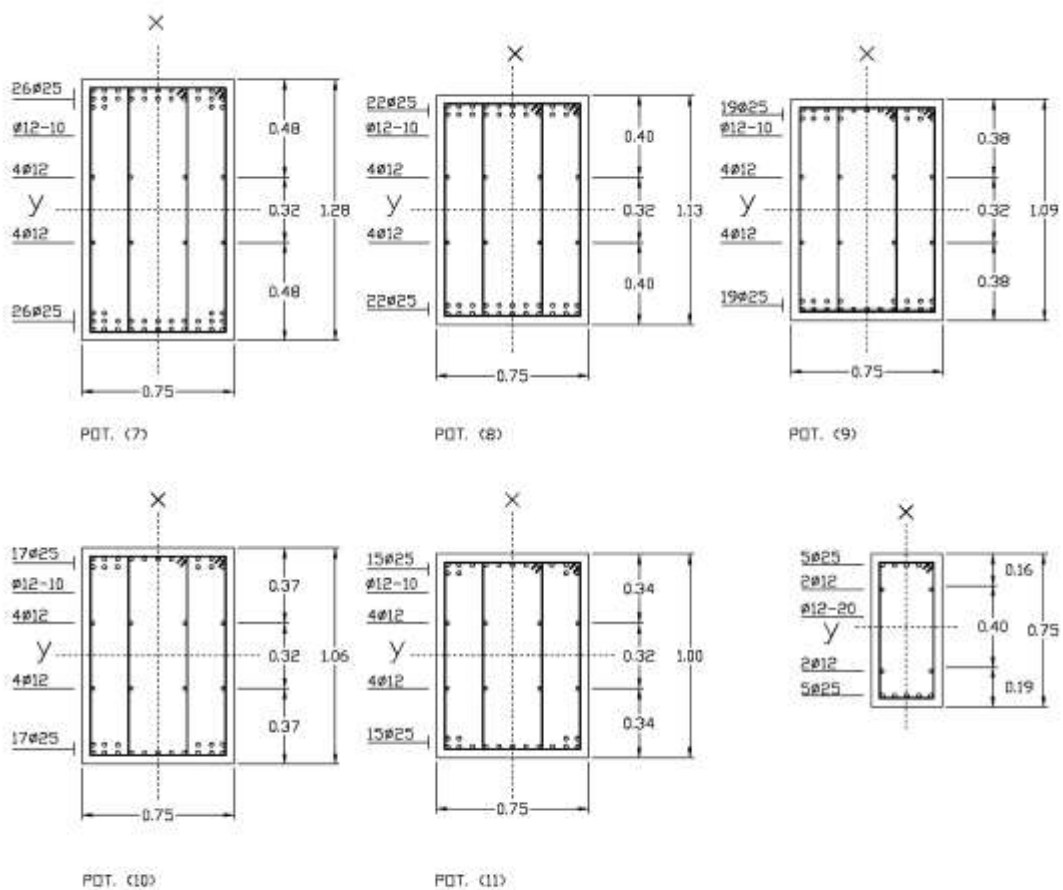
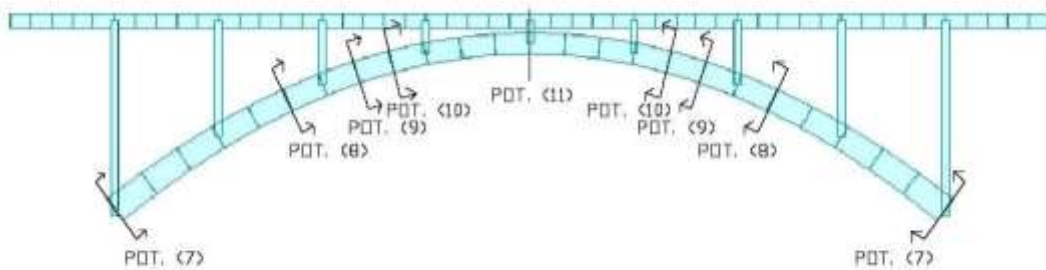
Jumlah lajur :  $n_L = 2$

Kombinasi beban gempa : gempa horizontal arah memanjang /melintang dengan memperhitungkan beban mati struktur dan 30 % beban hidup.

Respon spectrum gempa sesuai lokasi jembatan (Gambar C7).

**Gambar C7. Respon spectra gempa**





DETAIL BALOK LINGKUNG

DETAIL KOLOM

**Gambar C8. Penampang *rib* dan kolom dari hasil perhitungan statis**

Sebelum dilakukan *run* analisis *pushover*, perlu dicek terlebih dahulu partisipasi massa ragam efektif pada masing-masing arah sudah mencapai sekurang-kurangnya 90%. Nilai 90% ini untuk mencakup semua kejadian yang paling sering terjadi. Pengecekan untuk masing-masing arah *pushover* yaitu arah memanjang dan arah melintang sudah mencapai ketentuan tersebut. Pada arah memanjang, mode yang mencapai ketentuan tersebut adalah mode 3 dengan nilai sebesar 92,82% dan pada arah melintang, mode yang mencapai ketentuan tersebut adalah mode 1 dengan nilai sebesar 89,55% sesuai hasil analisis berikut Tabel C5.

**Tabel C5. Mode partisipasi faktor**

Node	Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ					
<b>MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT</b>												
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	0.00	0.00	89.55	89.55	0.00	0.00	38.90	38.90	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00	89.55	0.00	0.00	0.00	38.90	0.00	0.00	76.51	76.51
3	92.82	92.82	0.00	89.55	0.00	0.00	0.00	38.90	28.20	28.20	0.00	76.51
4	0.00	92.82	0.00	89.55	0.00	0.00	0.00	38.90	0.00	28.20	8.52	85.04
5	0.00	92.82	4.52	94.06	0.00	0.00	41.88	80.78	0.00	28.20	0.00	85.04
6	0.00	92.82	0.00	94.06	0.00	0.00	0.00	80.78	0.00	28.20	5.86	90.90
7	0.00	92.82	1.69	95.75	0.00	0.00	0.33	81.11	0.00	28.20	0.00	90.90
8	0.01	92.82	0.00	95.75	0.00	0.00	0.00	81.11	35.43	63.63	0.00	90.90
9	0.00	92.82	0.00	95.75	0.00	0.00	0.00	81.11	0.00	63.63	0.02	90.91
10	0.00	92.82	0.00	95.75	0.00	0.00	0.00	81.11	0.00	63.63	0.00	90.91
11	0.00	92.82	0.87	96.63	0.00	0.00	6.01	87.12	0.00	63.63	0.00	90.91
12	0.00	92.82	0.00	96.63	0.00	0.00	0.00	87.12	0.00	63.63	2.04	92.95
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM
1	0.00	0.00	331.27	331.27	0.00	0.00	1023.27	1023.27	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00	331.27	0.00	0.00	0.00	1023.27	0.00	0.00	45264.01	45264.01
3	343.37	343.37	0.00	331.27	0.00	0.00	0.00	1023.27	741.84	741.84	0.00	45264.01
4	0.00	343.37	0.00	331.27	0.00	0.00	0.00	1023.27	0.00	741.84	5042.35	50306.35
5	0.00	343.37	16.71	347.98	0.00	0.00	1101.71	2124.98	0.00	741.84	0.00	50306.35
6	0.00	343.37	0.00	347.98	0.00	0.00	0.00	2124.98	0.00	741.84	3467.26	53773.61
7	0.00	343.37	6.25	354.24	0.00	0.00	8.65	2133.63	0.00	741.84	0.00	53773.61
8	0.02	343.39	0.00	354.24	0.00	0.00	0.00	2133.63	931.93	1673.77	0.00	53773.61
9	0.00	343.39	0.00	354.24	0.00	0.00	0.00	2133.63	0.00	1673.77	9.22	53782.83
10	0.00	343.39	0.00	354.24	0.00	0.00	0.00	2133.63	0.00	1673.77	0.00	53782.83
11	0.00	343.39	3.23	357.47	0.00	0.00	158.07	2291.70	0.00	1673.77	0.00	53782.83

**Tahapan untuk menentukan nilai target perpindahan arah memanjang :**

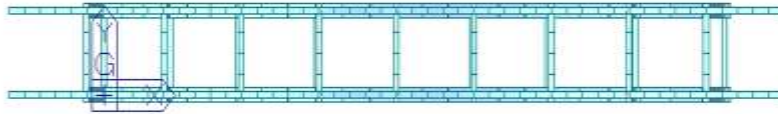
1. Nilai besaran  $T_i$  adalah periode alami elastis (dalam detik) yang diperoleh dari program analisis struktur, untuk mode 3 arah memanjang diperoleh nilai  $T_i$  sebesar 0.148997 detik sesuai Gambar C 9
2. Respon spektra rencana, nilai  $F_a$  dan  $F_v$  (Koefisien situs, sumber: Peta Hazard Gempa Indonesia 2010), sebesar masing-masing 1,16 dan 1,6. Nilai parameter spektrum respons  $S_{DS} = F_a * S_S$  sebesar 0,696 dan  $S_{D1} = F_v * S_1$  sebesar 0,32. Nilai batasan periode respons spektrum  $T_0 = 0.2 * \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$  sebesar 0,092 detik dan  $T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$  sebesar 0,46 detik.
3. Nilai  $S_a$  pada spektrum akselerasi sesuai dengan waktu getar alami efektif pada arah memanjang. Diperoleh dengan rumus  $S_a$  berikut :  
 Apabila  $T_i \leq T_0$  maka  $S_a = S_{DS} * (0,4 + 0,6 * \frac{T_i}{T_0})$   
 Apabila  $T_0 < T_i \leq T_s$  maka  $S_a = S_{DS}$   
 Apabila  $T_i > T_s$  maka  $S_a = \frac{S_{DS}}{T_i}$

Karena nilai  $T_0 < T_i \leq T_s$  maka  $S_a = S_{DS} = 0,696$

4. Nilai waktu getar alami efektif,  $T_e$  dengan rumus :

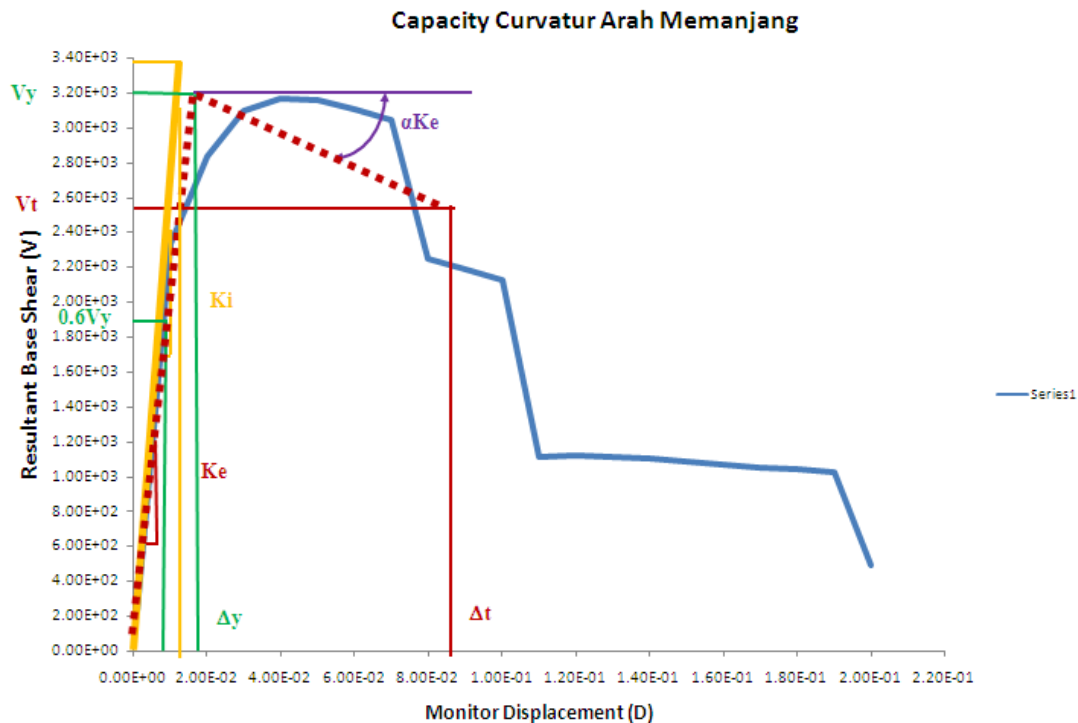
$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$

Nilai  $K_i$  (kekakuan lateral elastik pada arah yang ditinjau) dan  $K_e$  (kekakuan lateral efektif pada arah yang ditinjau) diperoleh dari Gambar yang masing-masing sebesar 330000 kN/m dan 124000 kN/m. Sehingga diperoleh nilai  $T_e$  sebesar 0.243 detik.



VIBRATION MODE	
FREQUENCY (CYCLE/SEC)	6.711530
NATURAL PERIOD (SEC)	0.148997
MPM(+)	
DX=	92.815855
DY=	0.000000
DZ=	0.000000
PX=	0.000000
PY=	28.200713
PZ=	0.000000
Mode 3	
MAX :	44
MIN :	1
FILE: Bridge(6) _	
UNIT: [cps]	
DATE: 05/25/2013	
VIEW-DIRECTION	
X: 0.000	↑
Y: 0.000	→
Z: 1.000	↓

Gambar C9. Periode alami mode 3 arah memanjang



**Gambar C10. Kurva Bilinier Pushover Arah Memanjang**

5. Nilai koefisien  $C_0$  ,  $C_1$  ,  $C_2$  dan  $C_3$  :

Nilai koefisien  $C_0$  didapat dengan tinggi fokus Jembatan Tukad Melangit 8 m, yang setara dengan tinggi bangunan 3 lantai, maka nilai koefisien  $C_0 = 1,3$ .

Nilai koefisien  $C_m$  didapat untuk struktur beton bertulang dengan nilai koefisien  $C_m = 0.9$ .

$V_y$  adalah gaya geser dasar pada saat leleh sebesar 3100 kN. Nilai ini diperoleh dari kurva bilinier *pushover* arah melintang seperti yang ditunjukkan dalam Gambar .

Nilai  $W$  adalah total beban mati dan beban hidup yang dapat direduksi. Nilai  $W$  diperoleh dari program analisis struktur sebesar 4995,79531 kN.

Nilai  $R$  adalah rasio “kuat elastik perlu” terhadap “koefisien kuat leleh terhitung”.

Rumus  $R$  adalah sebagai berikut:

$$R = \frac{S_a}{V_y/W} C_m$$

Sehingga diperoleh nilai  $R$  sebesar 1,009

Nilai  $a$  bergantung pada kelas situs. Nilai  $a$  adalah 130, 90, dan 60 untuk kelas situs B, C, D. Karena kelas situs Jembatan Tukad Melangit (Bali) adalah kelas situs C, maka nilai  $a$  adalah 90.

Nilai koefisien  $C_1$  dimodifikasi dengan menggunakan rumus sebagai berikut:

$$C_1 = 1 + \frac{R-1}{aT_e^2}$$

Nilai koefisien  $C_1$  adalah 1,002

Nilai koefisien  $C_2$  dimodifikasi menggunakan rumus sebagai berikut:

**Error! Reference source not found.**

Nilai koefisien  $C_2$  adalah 1

6. Nilai koefisien  $C_3$  adalah 1,01, dengan menggunakan rumus berikut:

$$C_3 = 1.0 + \frac{|\alpha|(R-1)^{\frac{2}{3}}}{T_e}$$

karena perilaku hubungan gaya geser dasar dengan lendutan pada kondisi pasca leleh kekakuan negatif (kurva menurun).

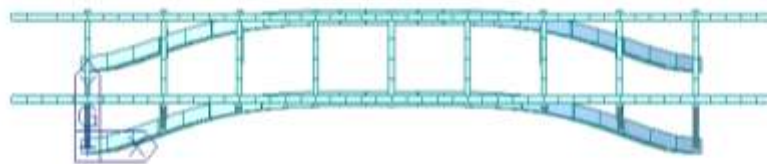
Target perpindahan ( $\delta_T$ ) dihitung dengan menggunakan rumus sebagai berikut:

$$\delta_T = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \left(\frac{T_e}{2\pi}\right)^2 g$$

dengan  $g$  percepatan gravitasi  $9.807 \frac{m}{s^2}$ , sehingga didapat nilai  $\delta_T$  sebesar 1,344 cm.

**Tahapan untuk menentukan nilai target perpindahan arah melintang :**

7. Nilai  $T_i$  sebesar 0,548824 detik untuk mode 1 arah melintang yang diperoleh dari program analisis struktur sesuai Gambar C11.



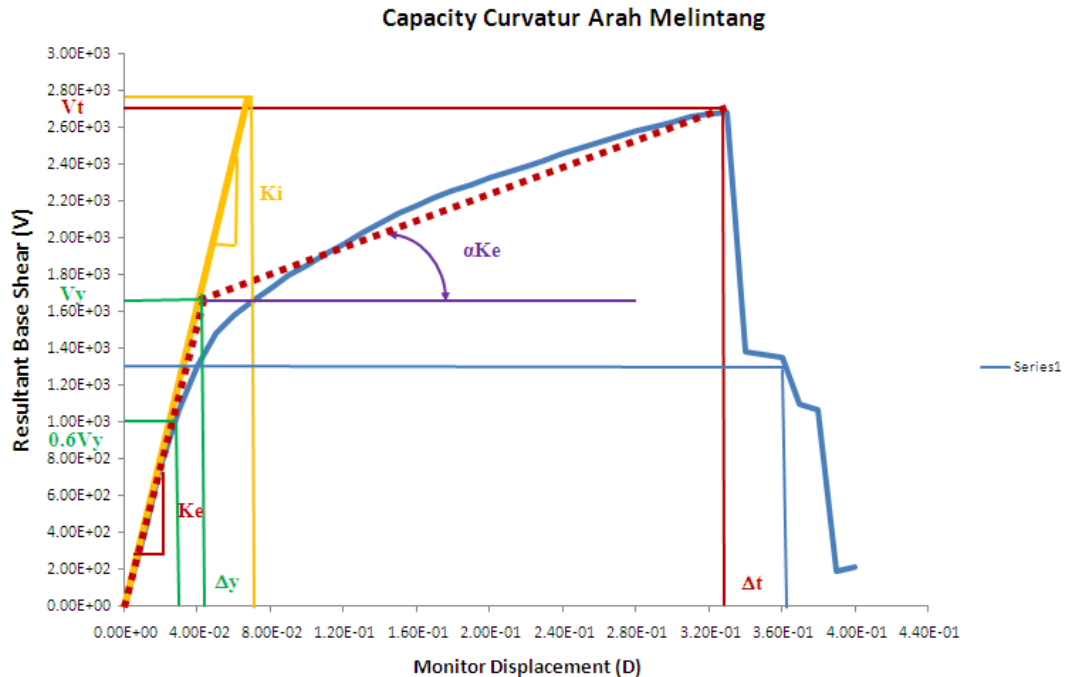
VIBRATION MODE	
FREQUENCY (CYCLE/SEC)	1.822077
NATURAL PERIOD (SEC)	0.548824
MPR(%)	
FX=	0.000000
FY=	89.545074
FZ=	0.000000
KX=	30.899106
KY=	0.000000
KZ=	0.000000
Mode 1	
MAX	1.40
MIN	1.1
FILE: Bridge(6).*	
UNIT: [cgs]	
DATE: 05/23/2013	
VIEW-DIRECTION	
X)	0.000
Y)	0.000
Z)	1.000

**Gambar C11. Periode alami mode 1 arah melintang**

8. Nilai  $F_a$  dan  $F_v$  masing-masing sebesar 1,16 dan 1,6. Nilai parameter spektrum respons  $S_{DS}$  sebesar 0,696 dan  $S_{D1}$  sebesar 0,32. Nilai batasan periode respons spektrum  $T_0$  sebesar 0,092 detik dan  $T_s$  sebesar 0,46 detik.
9. Nilai  $S_a$ , karena nilai  $T_i > T_s$  maka  $S_a = \frac{S_{DS}}{T_i} = 0,583$



10. Nilai  $K_i$  dan  $K_e$  diperoleh dari Gambar masing- masing sebesar 39290 kN/m dan 37330 kN/m, sehingga diperoleh nilai  $T_e$  sebesar 0,563 detik.



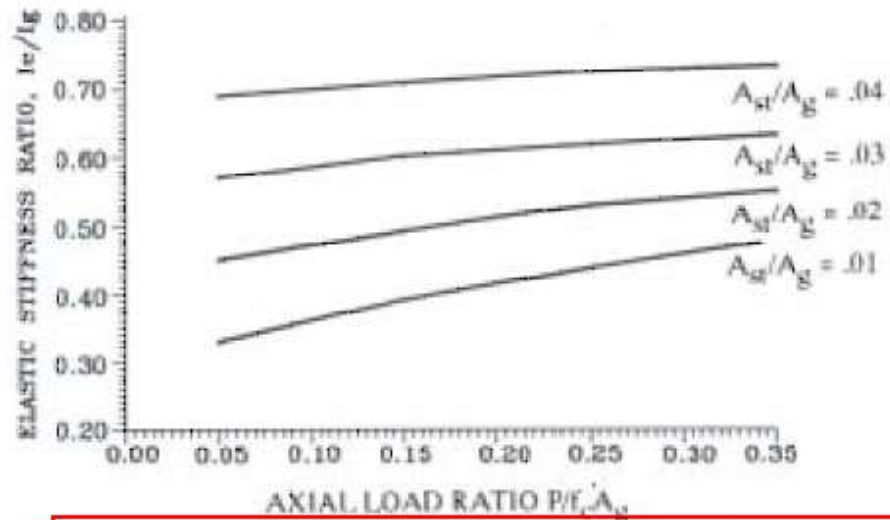
**Gambar C 12. Kurva Bilinier Pushover Arah Melintang**

11. Nilai koefisien  $C_0$  adalah 1,3. Nilai koefisien  $C_m$  adalah 0,9. Nilai  $V_y$  diperoleh sebesar 1680 kN. Nilai ini dari kurva bilinier pushover arah memanjang seperti yang ditunjukkan dalam Gambar. Nilai  $W$  didapatkan dari program analisis struktur yaitu sebesar 4995,79531 kN. Nilai  $R$  adalah 1,56. Nilai  $a$  adalah 90. Nilai koefisien  $C_1$  adalah 1,02. Nilai koefisien  $C_2$  adalah 1,001. Nilai koefisien  $C_3 = 1$  karena perilaku hubungan gaya geser dasar dengan lendutan pada kondisi pasca leleh kekakuan positif (kurva meningkat).
12. Diperoleh nilai  $\delta_T$  sebesar 6,093 cm.

### Penentuan displacement demand kolom dan rib

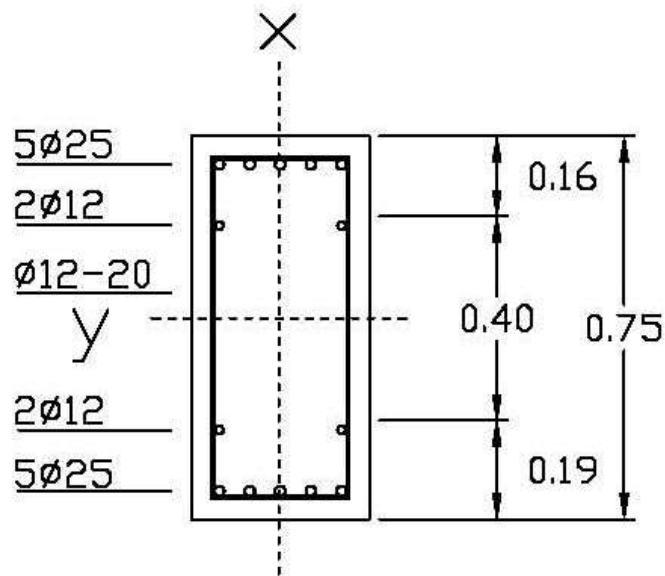
Cara untuk menentukan *Displacement Demand* kolom dijelaskan berikut :

1. Dari grafik (Gambar C13) dapat diketahui rasio kekakuan efektif  $\frac{I_e}{I_g}$  yang dimasukkan kedalam program analisis struktur



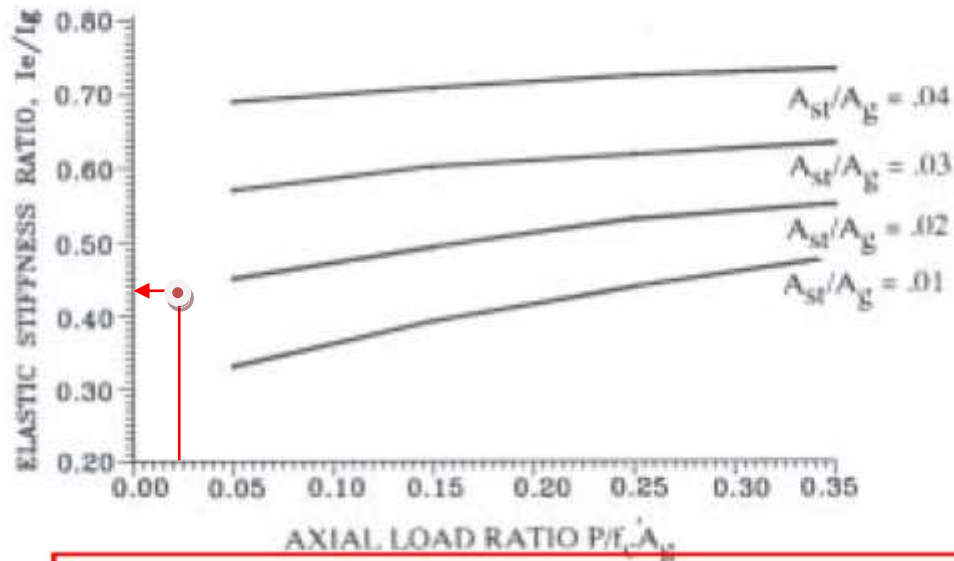
**Gambar C13. Kekakuan efektif untuk penampang beton bertulang retak pada penampang segiempat**

- Berdasarkan grafik (Gambar ) diperlukan masukan besaran nilai  $\frac{P}{f_c A_g}$  dan  $\frac{A_{st}}{A_g}$ , dengan  $P$  adalah gaya aksial kolom,  $A_g$  adalah luas penampang kolom,  $A_{st}$  adalah luas jumlah penampang tulangan,  $f_c$  adalah kuat tekan beton bertulang.
- Dengan penulangan penampang kolom (Gambar ) dapat diketahui nilai  $A_g = 26250 \text{ mm}^2$  dan  $A_{st} = 4909 \text{ mm}^2$  sehingga diperoleh  $\frac{A_{st}}{A_g} = 0,019$ .



**Gambar C14. Penampang Kolom**

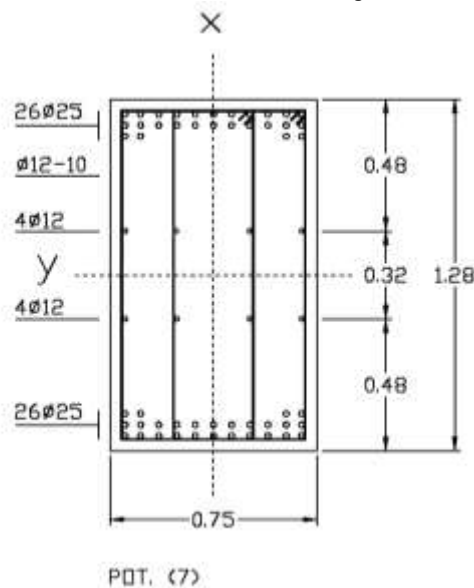
4. Dari program analisis struktur diperoleh P (Gaya aksial kolom) sebesar 172,7 kN, sehingga  $\frac{P}{f_c A_g} = 0,026$ .
5. Dengan menggunakan grafik (Gambar C) diperoleh besaran nilai  $\frac{I_e}{I_g} = 0,43$ .



**Gambar C15. Rasio Kekakuan Efektif Kolom**

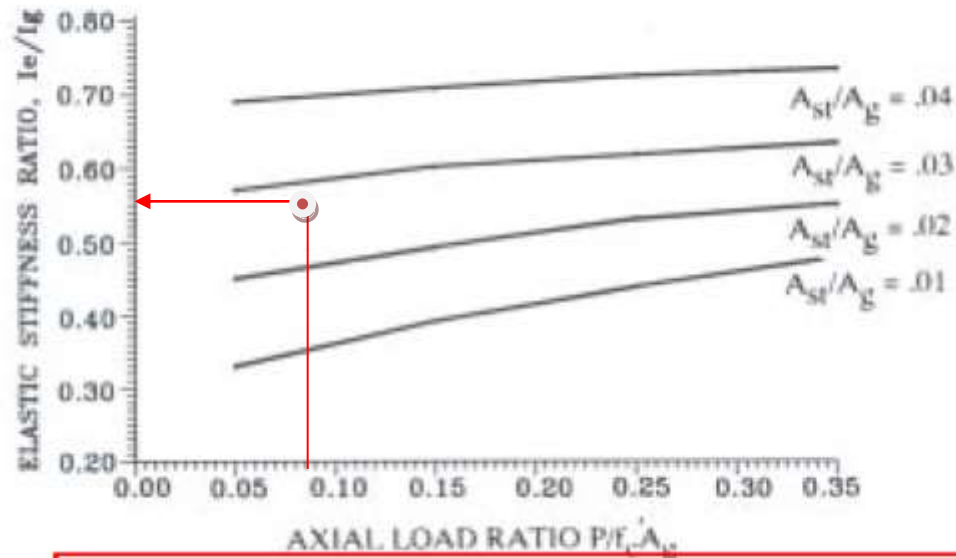
Cara untuk menentukan *Displacement Demand rib* dijelaskan berikut :

1. Seperti penentuan *Displacement Demand Kolom* diatas, dengan penampang *rib* yang ditunjukkan pada Gambar , diperoleh nilai  $\frac{A_{st}}{A_g} = 0,028$ .



**Gambar C16. Penampang *rib* pelengkung**

2. Nilai  $P$  (gaya aksial *rib* pelengkung) didapatkan dari program analisis struktur sebesar  $P = 1891,4 \text{ kN}$  sehingga diperoleh nilai  $\frac{P}{f_c A_g} = 0,079$ .
3. Nilai  $\frac{P}{f_c A_g}$  dan  $\frac{A_{st}}{A_g}$  dipetakan kedalam grafik sehingga diperoleh nilai  $\frac{I_e}{I_g} = 0,56$  (lihat Gambar )



**Gambar C17. Rasio Kekakuan Efektif Pelengkung**

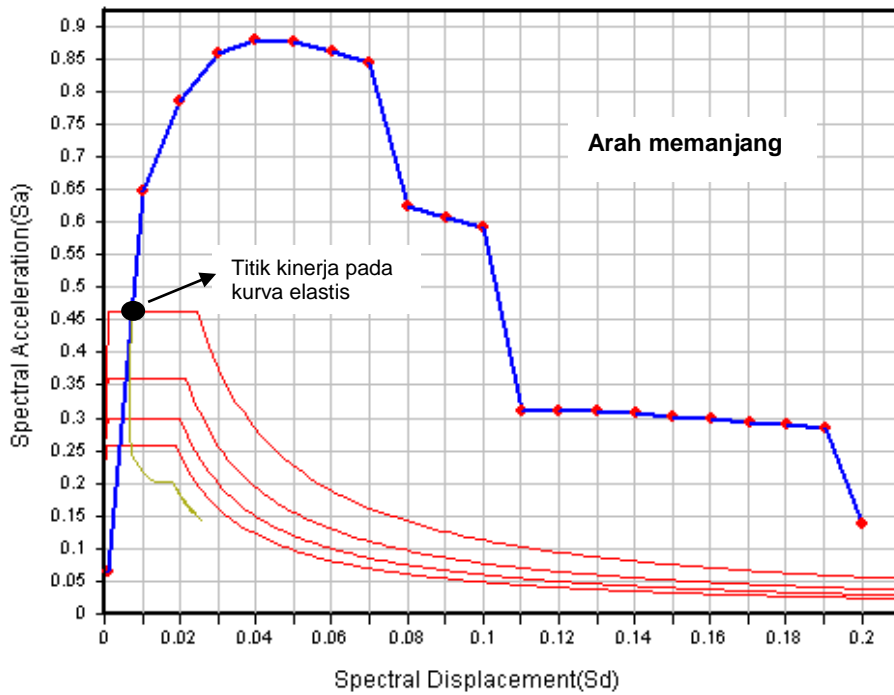
Ikhtisar dari *displacement demand* dapat dilihat pada Tabel C6:

**Tabel C6. Nilai Rasio kekakuan efektif kolom dan *rib* pelengkung**

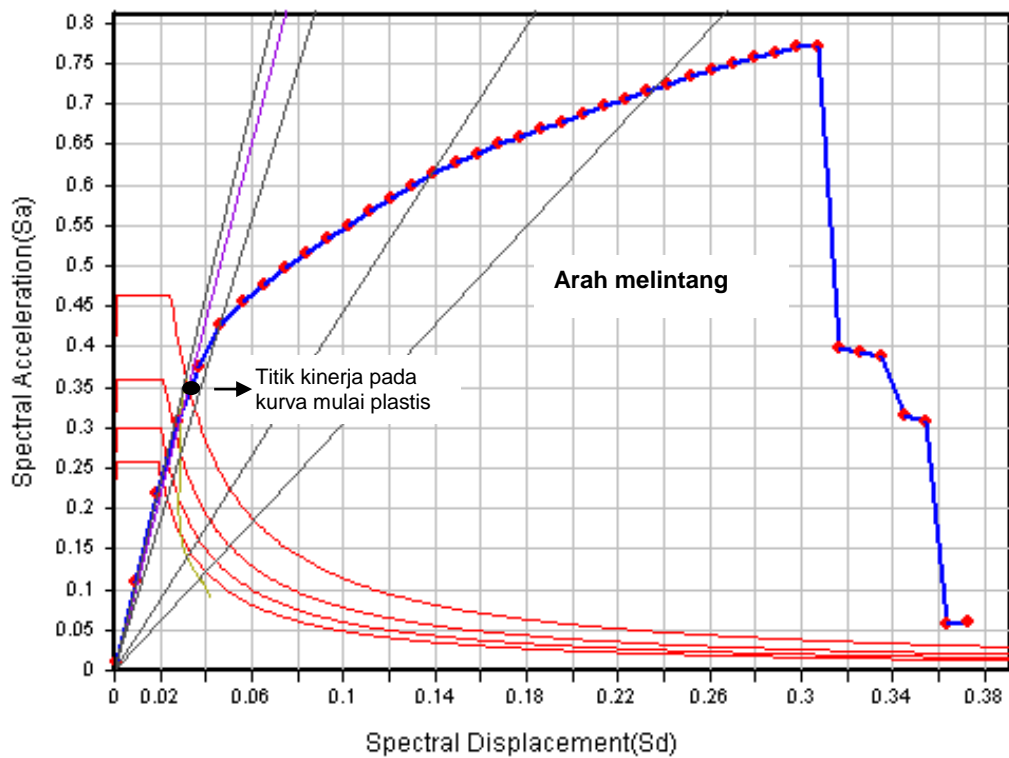
Kolom	<i>Rib</i> Pelengkung
$\frac{P}{f_c A_g} = 0,026$	$\frac{P}{f_c A_g} = 0,079$
$\frac{A_{st}}{A_g} = 0,019$	$\frac{A_{st}}{A_g} = 0,028$
$\frac{I_e}{I_g} = 0,43$	$\frac{I_e}{I_g} = 0,56$

Perpotongan kurva kapasitas *pushover* dengan spectra *demand* gempa rencana (Gambar C18) adalah titik kinerja dalam arah memanjang dan melintang yang menunjukkan tingkat kegempaan. Titik kinerja dalam arah memanjang berada dalam kurva elastis berarti kapasitas melebihi gempa rencana, sedangkan dalam arah melintang titik kinerja dalam kurva mulai plastis berarti kapasitas mendekati gempa rencana. Faktor daktilitas  $\mu$  yang diperoleh dari perpindahan  $S_d$  batas putus terhadap batas leleh memenuhi peraturan. Struktur sangat daktail dalam arah memanjang (multi kolom) dibanding dalam arah melintang (kolom ganda). Gempa yang aktual terpukul 0,45 g diatas koefisien 0,20 yaitu nilai anggapan dalam perhitungan statis, berarti struktur aktual daktail dan aman terhadap gempa.

Capacity Spectrum vs. Demand Spectrum



Capacity Spectrum vs. Demand Spectrum



Gambar C18. Titik kinerja perpotongan kurva kapasitas *pushover* dengan spectra *demand* gempa rencana dalam arah memanjang dan melintang jembatan

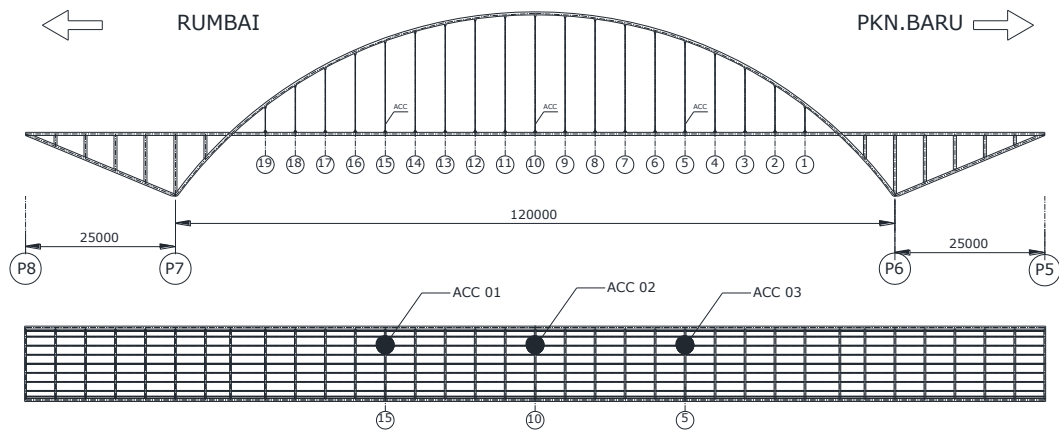
## Lampiran D (informatif)

### Tipikal : Sistem *monitoring* kesehatan struktural *SHMS* dengan pengujian getaran jembatan pelengkung baja diperkaku *eksisting*

Jembatan pelengkung Siak III (Gambar D1) mempunyai perilaku pergerakan torsi lebih dominan dibandingkan pergerakan lentur, mengacu pada data frekuensi alami jembatan pada mode getar dominan yaitu 0.73 cps (hasil pengukuran) yang mendekati 0.81 Hz (mode 2 teoritis). Frekuensi aktual cenderung ke mode tinggi karena pengaruh fleksibilitas *hanger* (Gambar D 2 - D 4) sehingga pengujian terfokus pada getaran dan regangan dinamis susunan *hanger*. Pengujian getaran merupakan uji tidak merusak dalam batas elastis, sehingga berlaku penggunaan frekuensi alami.



Gambar D.1 Jembatan Siak III, pelengkung rangka baja diperkaku, bentang (25+120+25)m



**Gambar D.2 Lokasi pengujian getaran jembatan Siak III (bentang tengah 120m)**

Peak	Frekuensi (Hz)	
	Data 1	Data 2
Peak 1	0.73	0.67
Peak 2	1.13	1.16
Peak 3	1.56	1.53
Peak 4	1.92	1.83
Peak 5	2.08	2.08
Peak 6	2.47	2.56
Peak 7	3.02	3.60
Peak 8	3.36	6.71
Peak 9	6.38	7.93
Peak 10	8.45	8.85
Peak 11	9.98	9.40
Peak 12	10.89	10.13
Peak 13	14.83	10.86
Peak 14	-	14.77

**Gambar D.3 Hasil pengujian getaran jembatan Siak III (bentang tengah 120m)**

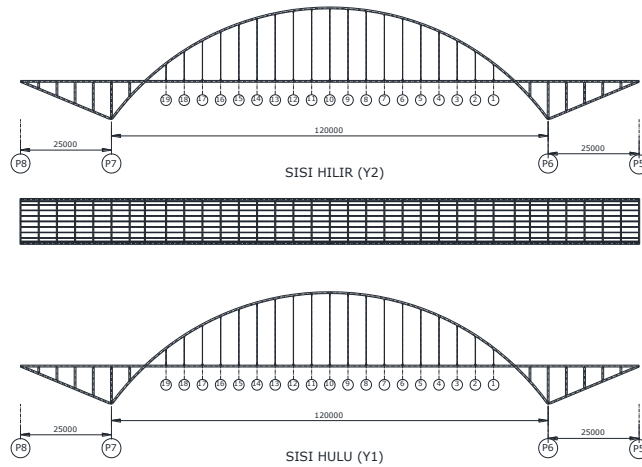
Mode No	Frekuensi (Hz)
2	0.81
4	1.21
6	1.41
8	1.82
10	2.21
13	2.7
18	3.63
36	6.87
42	7.86
49	8.82

53	9.38
58	10.3
62	10.75
89	14.7

**Gambar D.4 Frekuensi teoritis jembatan Siak III**

**Regangan dinamis *hanger* Jembatan Siak III**

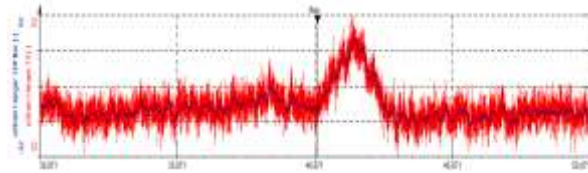
Pengujian regangan dinamis dimaksudkan untuk melihat respon struktur akibat beban bergerak diatas jembatan berupa truk dengan beban ~ 20 ton atau beban impuls. Pengujian regangan dinamis *hanger* dilakukan untuk mengetahui regangan maksimum dan minimum serta mengetahui faktor pembesaran dinamis (Gambar D 5). Dari data hasil pengujian regangan dinamis *hanger* diperoleh regangan maksimum sebesar 79 mikrostrain di lokasi *hanger* 19Y2 dan regangan minimum sebesar -30 mikrostrain di *hanger* 16Y1. Dan pembacaan regangan dinamis *hanger* seperti pada contoh dalam Gambar D 5 menunjukkan nilai regangan yang kembali pada posisi awal setelah dilewati oleh beban truk yang berarti *hanger* dalam kondisi elastis. Faktor Beban Dinamis (FBD) adalah parameter yang menggambarkan pembesaran respon jembatan akibat pembebanan dinamis. FBD diperoleh dengan membandingkan antara respon dinamis dan respon statis pada struktur. Bila dibandingkan dengan peraturan beban jembatan (1,4) nilai FBD masih berada dibawah desain sehingga sesuai dengan kriteria desainnya.



Lokasi Hanger	$\epsilon$ dinamis	$\epsilon$ statis	FBD <sub>hanger</sub>	FBD <sub>kode</sub>
Hanger 1 Y1	62	53	1.17	1.4
Hanger 2 Y1	47	39	1.21	
Hanger 3 Y1	54	43	1.26	
Hanger 4 Y1	-	-	-	
Hanger 5 Y1	48	39	1.26	
Hanger 6 Y1	-	-	-	
Hanger 7 Y1	49	40	1.23	
Hanger 8 Y1	31	23	1.35	
Hanger 9 Y1	44	35	1.26	
Hanger 10 Y1	41	35	1.17	
Hanger 11 Y1	66	55	1.2	



Lokasi Hanger	$\epsilon$ dinamis	$\epsilon$ statis	FBD <sub>hanger</sub>	FBD <sub>kode</sub>
Hanger 12 Y1	-	-	-	
Hanger 13 Y1	-	-	-	
Hanger 14 Y1	47	39	<b>1.21</b>	
Hanger 15 Y1	55	48	<b>1.15</b>	
Hanger 16 Y1	45	37	<b>1.22</b>	
Hanger 17 Y1	43	36	<b>1.19</b>	
Hanger 18 Y1	-	-	-	
Hanger 19 Y1	79	70	<b>1.13</b>	
Hanger 10 Y2	46	39	<b>1.18</b>	
Hanger 12 Y2	65	54	<b>1.2</b>	
Hanger 14 Y2	-	-	-	
Hanger 16 Y2	44	32	<b>1.38</b>	
Hanger 18 Y2	55	43	<b>1.28</b>	

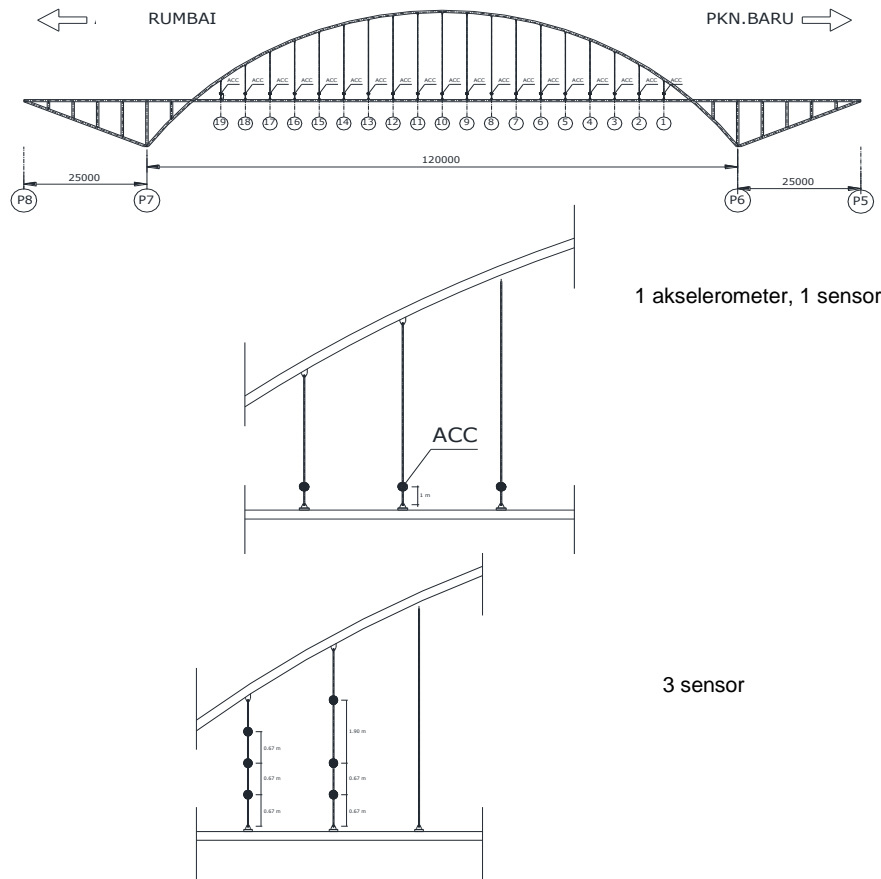


Pembacaan regangan hanger no.14Y sisi hilir (kembali ke awal setelah beban lewat, berarti hanger masih elastis)

**Gambar D.5 Hasil pengujian regangan dan faktor beban dinamis hanger pada beban truk 20 ton**

### **Pengujian Getaran Hanger Jembatan Siak III**

Pengujian ini bertujuan untuk mendapatkan respon dinamis getaran *hanger* dengan menggunakan 1 buah accelerometer sebagai detektor getaran. *Setup* dan pelaksanaan pengujian dijelaskan pada Gambar D 6.



Gambar D.6 Pemasangan satu akselerometer dan 1-3 sensor pada hanger ujung no 1 dan 19 dan hasil pengukuran lapangan.



Gambar D.7 Simulasi mode getaran hanger *FEM* dengan frekuensi teoritis

Dari hasil analisis frekuensi getaran ( Rumus D 1 ) diperoleh gaya *hanger* kritis pada *hanger* ujung 19Y sisi hulu yaitu sebesar 107,82 ton dan dari hasil simulasi *FEM* 104,7 ton. *Hanger* ujung lainnya adalah *hanger* 1Y sisi hilir sebesar 72,46 ton dari hasil analisis frekuensi getaran dan 71,47 ton dari hasil simulasi *FEM* pada Gambar D 7. Dari estimasi perhitungan gaya *hanger* diperoleh akibat **beban mati sendiri** *hanger* memiliki gaya rata-rata dibawah 60 ton ( $40\% f_y \sim 30\% f_u$ ), kecuali 19Y sisi hulu yaitu rata-rata sebesar 106,26 ton ( $70\% f_y \sim 53\% f_u$ ) dan *hanger* 1Y sisi hilir yaitu rata-rata sebesar 71,93 ton ( $50\% f_y \sim 38\% f_u$ ). Material *hanger* dengan kuat leleh  $f_y = 460$  MPa dan kuat putus  $f_u = 610$  MPa selalu bergetar dan mengalami beban berulang, sehingga tegangan akibat **beban mati dan hidup total** dalam desain harus dibatasi  $45\% f_u$  untuk keadaan batas daya layan dan  $60\% f_u$  untuk

keadaan batas ultimit. Dalam kasus ini, diperlukan perkuatan susunan *hanger*, mengingat *hanger* merupakan elemen penting yang menyalurkan beban lantai jembatan ke balok/*rib* pelengkung. Empat kabel *hanger* mengalami nilai frekuensi tinggi dan tegangan berlebih akan mempercepat fatik.

$$T = 4 m L^2 \left( \frac{f_n^2}{n^2} \right)$$

(Rumus D 1)

Keterangan :

$T$  adalah gaya *hanger*

$m$  adalah masa

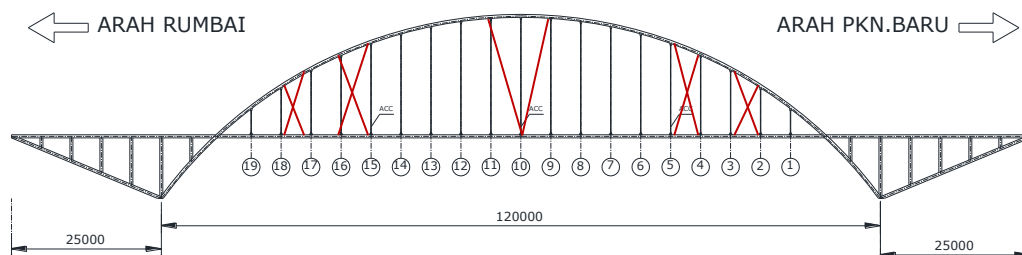
$L$  adalah panjang *hanger*

$f_n$  adalah frekuensi alami ke- $n$

$n$  adalah moda

Perkuatan *hanger* untuk penanganan/pemeliharaan dapat dilakukan sebagai berikut (Gambar E 8) dan di-verifikasi dengan analisis struktur :

- a. Menambah *hanger* baru disamping kiri dan kanan sumbu *hanger* lama
- b. Menambah *hanger* diagonal dan silang



**Gambar D8. Cara perkuatan *hanger* eksisting**

## Bibliografi

Dokumen di bawah ini dibutuhkan sebagai panduan ketentuan teknis dalam pedoman ini :

### **Peraturan/pedoman :**

RSNI T-12-2004 Perencanaan Struktur Beton untuk Jembatan

RSNI - T-03-2005 Perencanaan Struktur Baja untuk Jembatan

CAN/CSA-S6-06 Canadian Highway Bridge Design Code, 2006

Specification for Highway Bridges Part II Steel Bridges, Japan Road Association, 1987

Specification for Highway Bridges Part III Concrete Bridges, Japan Road Association, 1984

Surat Edaran No. : 07/SE/M/2015 Pedoman Persyaratan Umum Perencanaan Jembatan

Surat Edaran No. : 10/SE/M/2015 Pedoman Perancangan Bantalan Elastomer untuk Perletakan Jembatan

Surat Edaran No. : 11/SE/M/2015 Pedoman Persyaratan Sambungan Siar Muai pada Lantai Jembatan

Surat Edaran No. : 24/SE/M/2015 Pedoman Perencanaan Sistem Monitoring Kesehatan Struktur Jembatan

SK Dirjen Bina Marga 017/BM/2011 Manual Pemeliharaan Pelengkung Baja

SK Dirjen Bina Marga 020/BM/2011 Manual Pemeliharaan Pelengkung Beton

Naskah Produk Akhir Pedoman Pelaksanaan Uji Angin pada Jembatan, 2014, Direktorat Bina Teknik

Naskah Produk Akhir Kriteria Perencanaan Jembatan Bentang Panjang, 2012, Direktorat Bina Teknik

Naskah Produk Akhir Prosedur Operasional Standar Perencanaan Teknis Detail Jembatan Bentang Panjang, 2012, Direktorat Bina Teknik.

Naskah Produk Akhir Kerangka Acuan Kerja Perencanaan Jembatan Bentang Panjang, 2012, Direktorat Bina Teknik.

Naskah Produk Akhir Pelaksanaan Independent Proof Check pada Perencanaan Jembatan Bentang Panjang, 2012, Direktorat Bina Teknik.

Naskah Produk Akhir Metode Konstruksi Jembatan Bentang Panjang, 2012, Direktorat Bina Teknik.

Prosedur Operasional Standar dan Ketentuan Terkait dalam Perwujudan Konstruksi Jembatan, 2009, Direktorat Bina Teknik.

Kementerian Pekerjaan Umum, Direktorat Jenderal Bina Marga, 2013, Laporan Perencanaan Teknis dan Laporan Pembangunan Jembatan Tayan - Kalimantan Barat, Perencana P.T. Wiraguna Tani.

Bridge Management System, Manual dan Peraturan Perencanaan Jembatan - BMS 1992

Applied Technology Council (ATC-55 Project). (2004). *FEMA 440 Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. Federal Emergency Management Agency. Washington, D.C., U.S.

### **Karya tulis ilmiah / jurnal / buku ilmiah :**

- Chen Baochun, 2008, Long Span Arch Bridges in China, Chinese-Croatian Joint Colloquium, Long Arch Bridges, Brijuni Islands
- Chen Baochun, 2009, Construction Methods of Arch Bridges in China, Chinese- Croatian Joint Colloquium, Construction of Arch Bridges, Fuzhou, China
- Chen Baochun, New Development of Long Span CFST Arch Bridges in China, 2008, Chinese-Croatian Joint Colloquium, Long Arch Bridges, Brijuni Islands
- Chen Bao-chun, Ye Lin, An Overview of Long Span Concrete Arch Bridges in China, 2008, Chinese-Croatian Joint Colloquium, Long Arch Bridges, Brijuni Islands
- Foundation Engineering Handbook, Winterkorn F. Hans, Hsai-Yang Fang, Van Nostrand Reinhold Company, New York.
- Fox G.F., Arch Bridges, 2000, Chapter 17, Bridge Engineering Handbook, Ed. Chen Wai-Fah & Lian Duan, Boca Raton : CRC Press
- Franetovic Marin, Radic Jure, Savor Zlatko, Seismic Assessment of Arch Bridge across Slunjčica River in Slunj, 2011, 3rd Chinese-Croatian Joint Colloquium, Sustainable Arch Bridges, Zagreb, Croatia
- Hannesson Trausti, Seismic Analysis and Design of a Concrete Arch Bridge, Direct Displacement-Based Design Approach to Seismic Isolation, 2010, Master's Thesis, Technical University of Denmark, University of Iceland,
- Jung Jae-Ho, Kim Jae-Hong, Yoon Hyo-Chang, Kim Woo-Jong, 2009, Design and Construction of the Balanced Arch Bridge on the Deep Foundation, Daelim Industrial Co. Bridge Engineering Team, DM Engineering Co.Ltd, Seoul, Korea
- Kawashima Kazuhiko, Mizoguti Atsushi, Seismic Response of a Reinforced Concrete Arch Bridge, 12th World Conference on Earthquake Engineering 2000
- Mandic Ana, Savor Zlatko, Radic Jure, Limit State Assessment of Arch Bridges Exposed to Wind Load, 2011, 3rd Chinese-Croatian Joint Colloquium, Sustainable Arch Bridges, Zagreb, Croatia
- Mehlhorn Gerhard (Hrsg.), 2010, Handbuch Brucken, Entwerfen, Konstruieren, Berechnen, Bauen und Erhalten, Springer-Verlag Berlin Heidelberg
- Radic Jure, Kuster Marija, 100th Anniversary of the Birth of Kruno Tonkovic - Master of Structural Art, 2011, 3rd Chinese-Croatian Joint Colloquium, Sustainable Arch Bridges, Zagreb, Croatia
- Sakai J., Kawashima K., Seismic Response of a Reinforced Concrete Arch Bridge taking account of Variation of Axial Force, 12th European Conference on Earthquake Engineering, Paper Reference 252
- Savor Marta, Lazarevic Damir, Savor Zlatko, Seismic Response of Concrete Arch Bridges to Multiple-Support Excitation, 2011, 3rd Chinese-Croatian Joint Colloquium, Sustainable Arch Bridges, Zagreb, Croatia
- Walther, Rene and Houriet, Bernard and Isler, Walmar and Moia, Pierre. 1988. Cable Stayed Bridges, Thomas Telford, London
- Zderic Zeljko, Runjic Ante, Hrelja Gordana, Design and Construction of Cetina Bridge, 2008, Chinese-Croatian Joint Colloquium, Long Arch Bridges, Brijuni Islands



## Daftar nama dan lembaga

### 1. Pemrakarsa

Pusat Penelitian dan Pengembangan Jalan dan Jembatan, Badan Penelitian dan Pengembangan Kementerian Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat.

### 2. Penyusun

Nama	Lembaga
Redrik Irawan ST, MT Prof(R). Ir. Lanneke Tristanto	Pusat Litbang Jalan dan Jembatan

### 3. Subkomite Teknis 91-01-S2 Rekayasa Jalan dan Jembatan

No	Nama	Instansi	Kedudukan	Wakil dari
1	Dr.Eng. Ir. Herry Vaza M.Eng, Sc	Pusat Litbang Jalan Jembatan	Ketua Subkomite Teknis Rekayasa Jalan dan Jembatan	Pemerintah
2	Prof. Dr.Ir. M. Sjahdanulirwan, M.Sc	Universitas Tama Jagakarsa	Wakil Ketua Subkomite Teknis Rekayasa Jalan dan Jembatan	Pakar
3	Dr.Ir. Nyoman Suaryana, M.Sc	Pusat Litbang Jalan Jembatan	Sekretaris Subkomite Teknis Rekayasa Jalan dan Jembatan	Pemerintah
4	Prof. Dr. Ir. H. Raden Anwar Yamin, MT, M.E	Pusat Litbang Jalan Jembatan	Anggota Subkomite Teknis Rekayasa Jalan dan Jembatan	Pemerintah
5	Ir. Abinhot Sihotang, MT	Institut Teknologi Nasional (ITENAS)	Anggota Subkomite Teknis Rekayasa Jalan dan Jembatan	Pakar
6	Dr.Ir. Samun Haris, MT	Himpunan Pengembangan Jalan Indonesia (HPJI)	Anggota Subkomite Teknis Rekayasa Jalan dan Jembatan	Konsumen
7	Dr. Ir. Imam Aschuri, MT	Himpunan Ahli Teknik Tanah Indonesia (HATTI)	Anggota Subkomite Teknis Rekayasa Jalan dan Jembatan	Konsumen
8	Ir. Gompul Dairi, BRE, M.Sc	PT. Pacific Prestress Indonesia (PT. PPI)	Anggota Subkomite Teknis Rekayasa Jalan dan Jembatan	Produsen
9	Dr. Ir. Hindra Mulya, MM	PT. MBT	Anggota Subkomite Teknis Rekayasa Jalan dan Jembatan	Produsen