TUGAS AKHIR RC09-1380

PERENCANAAN ULANG JEMBATAN LEMAH IRENG (UNGARAN – BAWEN), KABUPATEN SEMARANG DENGAN SISTEM *CABLE STAYED SINGLE PLANE*

FRANSISKO MURDIONO NUGRAHANTO

NRP. 3112 105 042

Dosen Pembimbing :

Dr. Ir. HIDAYAT SOEGIHARJO, MS

JURUSAN TEKNIK SIPIL

Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan

Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Surabaya 2014

FINAL PROJECT RC09-1380

REDESIGN LEMAH IRENG BRIDGE (UNGARAN - BAWEN), SEMARANG DISTRICT USING CABLE STAYED SINGLE PLANE SYSTEM

FRANSISKO MURDIONO NUGRAHANTO

NRP. 3112 105 042

LECTURER :

Dr. Ir. HIDAYAT SOEGIHARJO, MS

Civil Engineering Department

Faculty Of Planning And Civil Engineering

Institut Technology of Sepuluh November

Surabaya 2014

LEMBAR PENGESAHAN

PERENCANAAN ULANG JEMBATAN LEMBAH IRENG (UNGARAN – BAWEN), SEMARANG DENGAN SISTEM CABLE STAYED SINGLE PLANE

TUGAS AKHIR

Diajukan untuk memenuhi salah satu syarat
memperoleh gelar Sarjana Teknik
pada
Program Studi S-1 Lintas Jalur Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh :

FRANSISKO MURDIONO NUGRAHANTO

NIP 3112 105 042

Disetujui oleh Dosen Pembimbing:

Dr. Ir. HIDAYAT SOEGIHARJO, MS .....

NIP: 1955 0325 1980 0310 04

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Berat Bahan Nominal 20
Tabel 2.2 Jumlah Maksimum Lajur Lalu Lintas Rencana 25
Tabel 2.3 Faktor Beban Dinamik untuk "KEL" Lajur "D" 25
Tabel 2.4 Gaya Rem 27
Tabel 2.5 Intensitas Beban Pejalan Kaki untuk Trotoar 28
Tabel 2.6 Tekanan Angin pada Bangunan Atas 29
Tabel 2.7 Tabel Klasifikasi Jenis Tanah untuk Penentuan Koefisien Geser Dasar Gempa 30
Tabel 2.8 Hubungan antara Periode Ulang Gempadengan Faktor Keutamaan 31
Tabel 2.9 Kombinasi Beban yang lazim untuk Keadaan Batas 33
Tabel 4.1 Jenis Kabel dengan Angker 56
Tabel 4.2 Perhitungan Penampang dan Jumlah Strand Kabel .. 60
Tabel 4.3 Koreksi Modulus Equivalent 62
Tabel 4.4 Perhitungan Gaya Aksial pada Pylon 64
Tabel 5.1 $\sum \frac{Q_{nx}}{Q_0}\frac{n}{l}$ 72
Tabel 5.2 $\sum \frac{Q_{nx}}{Q_0}\frac{M_{cn}}{Ql}$ 73
Tabel 5.3 $\sum \frac{Q_{nx}}{Q_0}\frac{n}{l}$ 74
Tabel 5.4 $\sum \frac{Q_{nx}}{Q_0}\frac{n}{l}$ 75
Tabel 5.5 Perhitungan ($\frac{F_m}{P}$ -$\sum \frac{F_m}{P}$ x) 95
Tabel 7.1 Respon Spectrum didapat dari Memasukkan Koefisien PUSKIM1 95
Tabel 7.2 Rekapitulasi Pembebanan Box Girder 96
Tabel 7.3 Kombinasi Pembebanan 96
Tabel 7.4 Penambahan Tegangan Kerja Akibat Beban Tidak Tetap 97
Tabel 7.5 Hasil Gaya dalam Elemen Struktur 98
Tabel 7.6 Hasil Perhitungan Keseluruhan 100
Tabel 7.7 Hasil Iterasi 100

Tabel 7.8 Gaya Dalam dari MIDAS/CIVIL 101
Tabel 7.9 Rekapitulasi Tegangan Akibat Beban Tidak Simetris..... 102
Tabel 7.10 Hasil Iterasi terhadap Beban Tidak Simetris 102
Tabel 7.11 Hasil Gaya Dalam Floorbeam dari MIDAS/Civil .. 103
Tabel 7.12 Rekapitulasi Hasil Perhitungan 105
Tabel 7.13 Hasil dari Rumus Iterasi 105
Tabel 7.14 Output MIDAS/Civil (Gaya Dalam) 106
Tabel 7.15 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Elemen Ribs Akibat Beban Tidak Simetris 107
Tabel 7.16 Hasil dari Perhitungan Iterasi 107
Tabel 9.1 Jenis Kabel dan Angker..... 113
Tabel 9.2 Perhitungan Jumlah Strand Kabel Tanpa Blok Anker 115
Tabel 9.3 Gaya Tarik Awal (Stressing) Masing-masing Kabel..... 116
Tabel 9.4 Gaya Kabel P* pada Saat Service Load 117
Tabel 9.5 Gaya Kabel P pada saat Service Load..... 118
Tabel 9.6 Kontrol Luas Penampang Ascactual..... 119
Tabel 9.7 Dimensi Anker 120
Tabel 9.8 Tabel Perhitungan Angker Keseluruhan..... 122
Tabel 10.1 Gaya-gaya Dalam pada Pylon 125
Tabel 10.2 Dimensi Anker 129
Tabel 10.3 Tabel Perhitungan Anker Keseluruhan..... 131

PERENCANAAN ULANG JEMBATAN LEMAH IRENG (UNGARAN-BAWEN), KABUPATEN SEMARANG DENGAN MENGGUNAKAN SISTEM *CABLE STAYED SINGLE PLANE*

Nama Mahasiswa : Fransisko Murdiono Nugrahanto
NRP : 3112105042
Jurusan : Teknik Sipil FTSP – ITS
Dosen Pembimbing : Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo, MS

Abstrak

infrastruktur jembatan merupakan infrastruktur yang penting dalam transportasi darat. Menghubungkan berbagai rintangan yang ada, seperti : sungai, lembah, dan lain sebagainya. Sebagai salah satu infrastruktur transportasi darat jembatan mempunyai peranan yang sangat vital dalam perekonomian. Jembatan lemah ireng merupakan jembatan TOL yang berada pada ruas tol Semarang – Solo.

Jembatan ini didesain dengan menggunakan system gelagar *orthotropic*, di gantungkan pada pylon dengan menggunakan sistem *cable stayed* single plane, memiliki 2 bentang. 212 m pada sisi bawen dan 180 pada sisi ungaran. Mempunyai lebar 27.2 meter, didesain untuk 4 lajur kendaraan dalam 2 arah. Material yang digunakan yaitu baja dan VSL 7 – *wire strand* pada bagian kabel.

Perencanaan ini dianalisa dengan menggunakan program bantu MIDAS/Civil 2006 V7.0.1 untuk menganalisa prilaku keseluruhan struktur. Program MIDAS digunakan untuk mengetahui prilaku struktur dari jembatan pada saat diberikan beban.

Hasil dari perencanaan ini adalah didapatkan dimensi struktur lantai kendaraan, kabel dan angker, pylon, serta pondasi, dengan menggunakan acuan peraturan, SNI T-02-2005**,** SNI T-03-2005. Selain itu stabilitas jembatan terhadap angin juga dikontrol menggunakan metode ASD (*Allowable Stress Design*).

Kata kunci: Jembatan, cable stayed, single planes system, , orthotropic.

REDESIGN LEMAH IRENG BRIDGE (UNGARAN - BAWEN), SEMARANG DISTRICT USING CABLE STAYED SINGLE PLANE SYSTEM

Name of Student	: Fransisko Murdiono Nugrahanto
NRP	: 3112105042
Department	: Civil Engineering FTSP-ITS
Lecturer	: Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo, MS

Abstract

Bridge infrastructure is main land transportation infrastructure which connecting many kind of obstacle such as; river, valley and etc. As a land transportation infrastructure, bridge have a big role in economic system. Lemah Ireng Bridge is highway bridge part of Semarang – Solo toll roads.

The bridge designing by using orthotropic deck system, the deck hanged on pylon using cable stayed single plane system, consist two main span 212 m span in Bawen side and 180 m in Ungaran side. 27.2 m wide of the deck designing for 4 lane traffic in two way. Using steel in entire structure and VSL 7 – wire strand for the cable.

The bridge design analyze by using MIDAS/Civil 2006 V7.01 software, this program use to know the behavior of the brigde structure when the bridge loaded.

Results from this design are dimention of deck structure, cable and anchor and pylon, this design use some code such as , RSNI T-12-2004, RSNI T-02-2005, RSNI T-03-2005, stability of bridge also control by ASD method (Allowable Stress Design)

Keyword: Bridge, cable stayed, single vertical planes system, orthotropic.

halaman sengaja di kosongkan

BAB II

TINJAUAN PUSATAKA

2.1 Jembatan Bentang Panjang

Jembatan bentang panjang adalah jembatan yang memiliki panjang bentang tengah ≥ 200m berdasarkan peraturan Bina Marga. Jembatan bentang panjang memiliki dua tipe, yaitu jembatan cable stayed dan jembatan suspension/jembatan gantung. Perbedaan mendasar antara jembatan *cable stayed* dengan jembatan gantung adalah perletakan kabelnya seperti terlihat pada gambar 2.1, gambar 2.2 dan gambar 2.3. Pada jembatan *cable stayed*, kabel diletakkan pada pilon dan gelagar tepi jembatan.

Gambar 2.1 Jembatan Normandie
Sumber: sorot.news.vivs.co.id/news_ilmu_jembatan_negeri _china

Gambar 2.2 Jembatan Brooklyn

Sumber : http://travelinnate.com/brooklyn-bridge-oldest-suspension-bridge-

Gambar 2.3 Jembatan Golden Gate

Sumber: http://en.wikipedia.org/wiki/File:GoldenGateBridge-001.jpg

suatu penelitiian antara jembatan gantung dan jembatan *cable stayed* menunjukan bahwa kelebihan jembatan *cable stayed* lebih unggul daripada jembatan gantung. Kelebihan jembatan *cable stayed* antara lain rasio panjang bentang utama dan tinggi pilon yang lebih murah. Keuntungan yang menonjol dari jembatan

cable stayed adalah tidak di perlukan pengangkeran kabel yang berat dan besar seperti jembatan gantung. Gaya –gaya angker pada kujung kabel bekeja secara vertikal dan biasanya diseimbangkan dengan berat dari pilon dan pondasi tanpa menambah biaya konstruksi.

Bentang tengah jembatan *cable stayed* terbatas, sampai saat ini panjang bentang maksimumnya 2000 m. jadi jika panjang bentang tengah sebuah jembatan yang sedang di rencanakan dia atas 2000 m, jembatan bentang panjang yang direncanakan lebih dari 2000 m, jembatan bentang panjang yang di rencanakan tidak bisa menggunakan tipe cable stayed. Jembatan bentang panjang yang digunakan adalah tipe suspension. Jembatan suspension / gantung memiliki panjang bentang tengah mencapai lebih dari 2000 m.

Pada tahun 1883, dibangun jembatan gantung, yang dapat dikatakan paling spektakuler pada jaman tersebut, Jembatan Brooklyn seperti terlihat pada gambar 2.2 di kota New York, Amerika Serikat, yang pada saat itu menunjukan kehebatanny sendiri. Gambar 2.3 adalah gambar jembatan Golden Gate di kota San Fransisco, Amerika Serikat, merupakan jembatan gantung yang sangat terkenal di seluruh dunia.

2.2 Jembatan Cable Stayed

Jembatan Cable Stayed merupakan kombinasi antara jembatan klasik betook pratekan dengan jembatan gantung, Jembatan cable stayed sudah di kenal sejak lbih dari 200 tahun yan lalu (Walther, 1988) yang pada awal era tersebut umumnya dibangun dengan menggunakan kabel vertikal dan miring seperti Dryburh Abbey Footbridge di Skotlandia tahun 1817 dan jembatan Niagara Falls di Amerika Serikat Tahun 1855.

Konstruksi jembatan cable stayed terdiri atas system struktur yang meliputi suatu gelagar menerus yang didukung oleh penunjang berupa kabel yang dibentang miring dan dihubungkan ke pilon sebagai tumpuan utamanya. Kabel – Kabel tersebut umumya menyebar dari satu atau lebih tiang penyangga. Untuk

jembatan dengan bentang bentang panjang yang cukup panjang diperlukan struktur kabel yang berfungsi sebagai pilon – pilon penghubung dalam memikul sebagian besar dari beban jembatan yang kemudian dilimpahkan ke pondasi.

Gaya –gaya pada jembatan cable stayed mengalami pergerakan. Beban – beban yang bekerja pada jembatan dipikul oleh gelagar. Beban yang dipikul oleh gelagar akan menjadi gaya – gaya yang bekerja pada gelagar. Gaya- gaya yang dipikul oleh gelagar disalurkan ke kabel dan pilon. Gaya yang ditanggung oleh oleh kabel kemudian di teruskan menuju pilon. Kemudian pilon menyalurkan gaya – gaya dari kabel dan gelagar ke pondasi kemudian menyalukan gaya – gaya tersebut kedalam tanah.

Pada saat ini jembatan cable stayed mengalami banyak perkembangan dan mempunyai bentuk bentuk yang bervariasi baik dari segi jenis material yang digunakan maupun segi estetika. Pada tahun 1960, banyak jembatan cable stayed telah di bangun di seluruh dunia, seperti jembatan Brotonne seperti terlihat pada gambar 2.4, jembatan Brotomme seperti yang terlihat pada gambar 2.1 di perancis, dan jembatan Sun Shine Sky Way di Amerika Serikat yang terlihat pada gambar 2.5

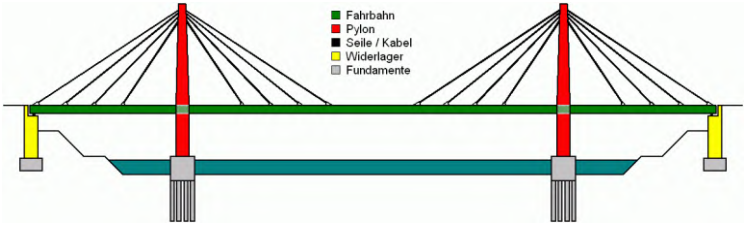
Gambar 2.4 Jembatan Brotomme

http://dalalmissri.pbworks.com/w/page/30577807/Bridges

Gambar 2.5 Jembatan SunShine SkyWay
Sumber: www.wikipedia.org/wiki/skyway_fishing_pier_state_park

2.3 Elemen Jembatan Cable Stayed

Jembatan cable stayed memiliki dua bagian utama yaitu struktur bagian atas atau upper structure dan struktur bagian bawah atau lower structure. Upper structure jembatan cable stayed memiliki beberapa elemen. Secara garis besar, upper structure jembatan *cable stayed* seperti yang terlihat pada gambar 2.6 memiliki elemen – elemen utama, seperti : pilon yang dissebut juga pilon atau menara , kabel, dan gelagar atau dek. Pembahasan mengenai pilon terdapat pada sub bab 2.4



Gambar 2.6 Elemen Jembatan *cable stayed*

2.3.1 Kabel

System kabel merupakan salah satu hal yang mendasar dalam perencanaan jembatan cable stayed. Kabel digunakan untuk menopang gelagar diantara dua tumpuan dan memindahkan beban tersebut ke pilon. Secara umum system kabel dapat dilihat sebagai:

a. Tatanan kabel transversal

Tatanan kabel transversal dapat dibuat satu atau dua bidang dan sebaliknya dapat ditempatkan secara simetri maupun tidak simetri.

- **System satu bidang (single plane)**

System seperti ini unggu dalam segi estetika karena kabel tidak terlihat bersilangan sehingga struktur terlihat indah. Posisi kabel ditempatkan ditengah-tengah gelagar dan membatasi dua arah jalur lalu – lintas. Posisi pilon yang mengikuti bidang kebel mengurangi lebar lantai gelagar sehingga perlu dilakukan penambahan lebar sampai batas yang dibutuhkan . Jembatan bentang panjang pada umumnya memerlukan menara yang tinggi akibatnya menyebabkan dimensi pilon pada bagia bawah gelagar menjadi semakin besar.

- **System dua bidang (double plane)**

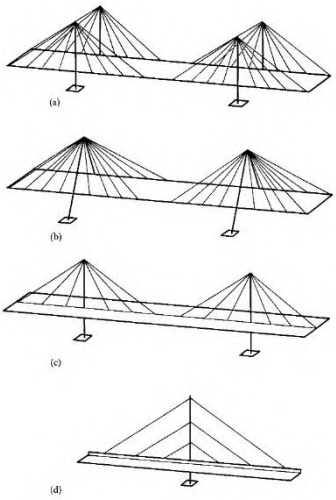
System kabel dua bidang dapat berupa bidang vertical sejajar atau dua bidang miring yang pada sisi atas menyatu. Kabel akan terlihat sangat miring mendekati arah horizontal sehingga harus melakukan pelebaran jembatan.

- **System dua bidang (berkumpul di satu puncak)**

System kabel ini pertama kali digunakan di jembatan Severin di Cologne, Jerman, dimana cable mulai dipasang pada bagian tepi lantai kendaraan dan di sambungkan ke sumbu dari jembatan diletakkan pada tower dengan tipe A.

Tatanan cable jenis ini direkomendasikan untuk bentang dyang sangat panjang, dimana tower tipe A harus sangat tinggi dan

kebutuhan akans pengaku lateral yang diberikan oleh segitiga dan aksi dari framenya. Menghubungkan semua kabel di atas dpuncak tower mempunyai efek yang baik untuk menahan goyang angin, karena itu maka dapat menahan bahaya pergerakan torsional dari deck.



a) System dua bidang (*two Vertical planes system*)
b) System dua bidang yanh berkumpul di satu puncak (*two vertical planes system*)
c) System satu bidang (*Single Plane system*)
d) System satu bidang asimetrik (*Asymetrical Plane System*)

Gambar 2.7 tatanan kabel transversal

- **Tatanan kabel lungotudinal**

Penataan kabel lungotudinal pada jembatan sangat bervariasi tergantung dari perncanaan dan pengalaman dalam menentukan perbandingan Antara bentang dan tinggi pilon. Pada

jembatan dengan bentang yang pendek mungkin dengan menggunakan kabel tunggal sudah cukup untuk menahan beban rencana. Jembatan dengan bentang utama yang panjang memerlukan tatanan kabel yang cukup banyak sehingga menghasilkan dasar tatanan kabel lungotudinal seperti :

- Tipe Radiating

Dimana susunan kabel dipusatkan pada ujung atas pilon dan deisebarkan sepanjang bentang pada gelagar. Kelebihan tipe ini memiliki kemiringan rata-rata kabel yang cukup besar terhadap arah vertikalnya sehingga komponen gelagarnya mengalami gaya horizontal yang tidak terlalu besar. Dalam perncanaan dan pendetailan diatas ujung menera sangat rumit.

- Tipe Harp

Kabel – kabel dipasang sejajar dan disambungkan ke pilon dengan ketinggian yang berbeda – beda antar kabel satu dengan yang lainnya. Susunan kabel seperti ini memberikan efek estetika yang sangat indah tetapi menara mengalai lentur yang besar.

- Tipe Fan

Merupakan solusi tengah Antara tipe radial dan tipe harp. Kabel di sebar pada bagian atas pilon dan pada gelagar sepanjang bentang, menghasilkan kabel tidak sejajar. Penyebaran kabel pada pilon akan memudahkan penditailan tulangan.

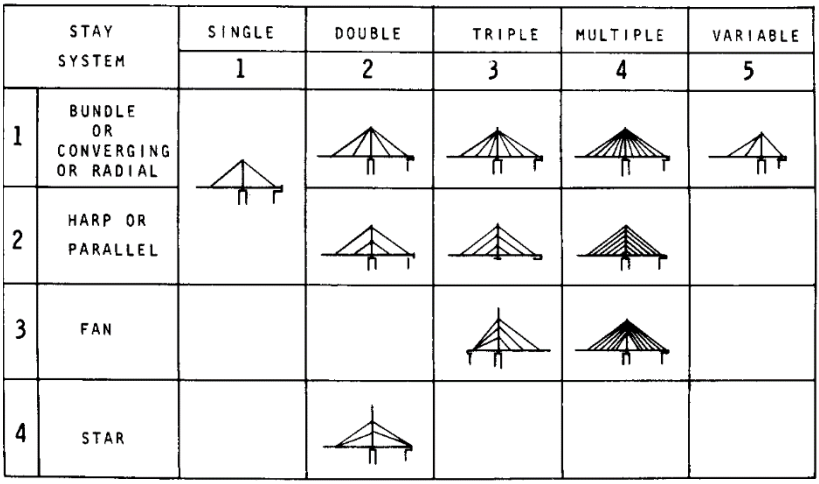
- Tipe star

Memiliki bentuk yang berlawan dengan tipe radial dimana kabel terpusat pada gelagar. Bentuk ini memberikan efek estetika yang baik namun menyulitkan pendetailan sambungan pada gelagar. Dukungan Antara dua tumpuan tetap jembatan hanya ada pada pertemuan kabel sehingga momen lentur yang akan terjadi menjadi lebih besar.

Pemilihan tatanan kabel tersebut didasarkan atas berbagai hal karena akan memberikan pengaruh yang berlainan terhadap prilaku struktur terutama pada bentuk pilon dan tampang dek atau gelagar. Selain itu akan berpengaruh pula pada metode pelaksanaan, biaya dan arseitektur jembatan.

Kabel yang terdapat pada jembatan cable stayed harus di tumpu oleh angker agar letak kabel tidak dapat berpindah.

Angker terletak pada puncak pilon dengan earn tidak dapat bergerak/terjepit atau dapat bergerak atau kombinasi keduanya.



Gambar 2.8 tatanan kabel longitudinal

2.3.2 Gelagar

Pada umumnya jembatan cable – stayed menggunakan dek/gelagar baja, rangka, beton atau beton pratekan sebagai gelagar utama. Pemilihan gelagar tergantung pada ketersediaan bahan, metode pelaksanaan konstruksi dan biaya konstruksi. Penilaian parameter tersebut tidadk hanya tergantung pada perhitungan semata melainkan masalah ekonomi dan estetika lebih dominan.

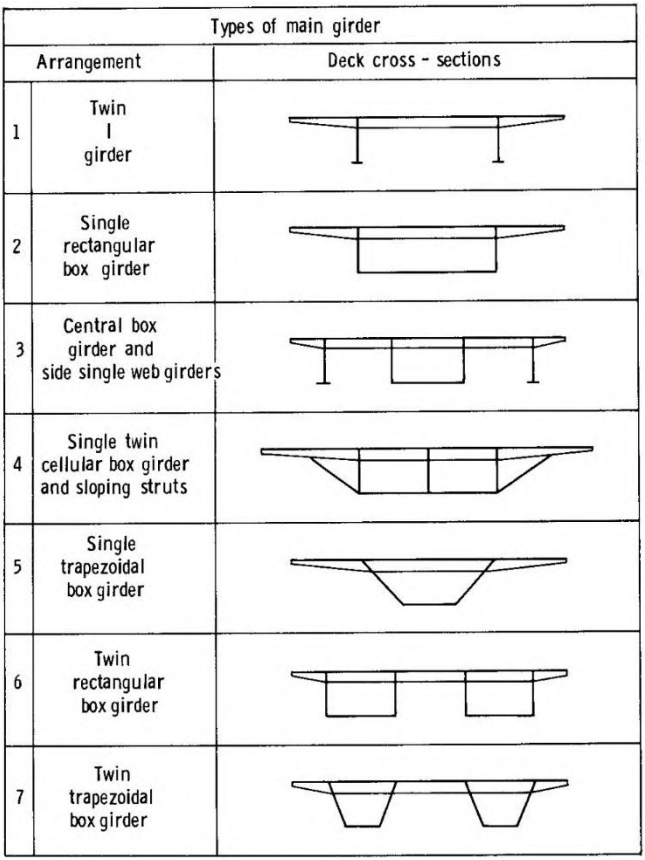
Bentuk gelagar jembatan cable stayed sangat bervariasi namun yang paling sering digunakan ada dua yaitu stiffening truss dan solid web (Podolnyi dan Scalzi, 1976). Stiffening truss digunakan untuk struktur baja dan solid web digunakan untuk struktur baja ataupun beton, baik beton bertulang maupun beton beton prategang. Gambar 2.14 adalah contoh gambar stiffening truss.

Pada awal perkembangan jembatan cable stayed modern, stiffening truss banyak digunakan tetapi sekarang sudah mulai ditinggalkan dan jarang digunakan dalam desain, karena mempunyai banyak kekurangan.Kekurangannya adalah membutuhkan fabrikasi yang besar, perawatan yang relative sulit, dan kurang menarik dari segi estetika. Meskipun demikian dapat digunakan sebgai gleagar dengan alas an memiliki sifat aero dinamik yang baik.

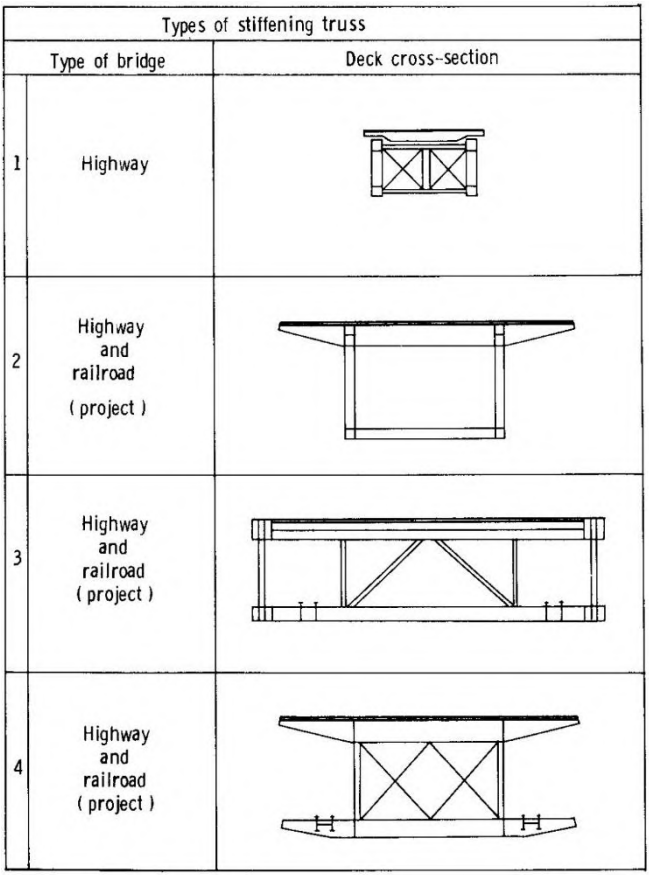
Gelagar yang tersusun dari solid web yang terbuat dari baja atau beton cenderung terbagi atas dua tipe, yaitu :

a. Gelagar plat (plate girder), dapat terdiri dari dua atau banyak gelagar.
b. Gelagar box (box girder), dapat terdiri dari satu atau susunan box yang dapat berbentuk persegi panjang atau trapesium.

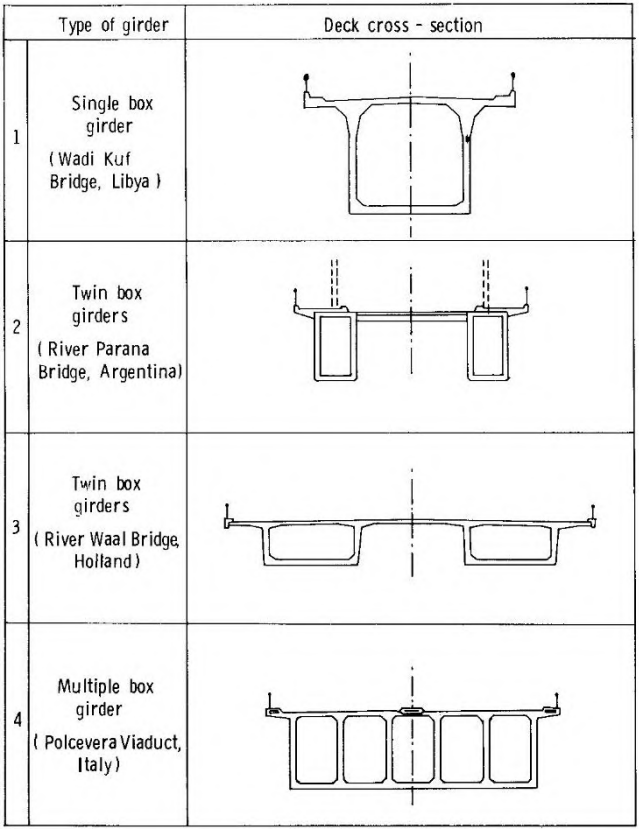
Jembatan bentang panjang seperti cable stayed merupakan jembatan yang menyajikan suatu system tiga dimensi. Konstruksi baja, beton maupun komposit merupakan bahan – bahan yang dapat membentuk lantai jembatan . Pada struktur gelagar seperti balok girder dapat berupa box baja dan beton atau suatau system yang merupakan gabungan baja yang terangkai menjadi balok girder, struktur komposit balok lantai yang melintang.



Gambar 2.9 Potongan melintang tipe gelagar I dan gelagar box



Gambar 2.10 Potongan melintang tipe gelgar rangka batang



Gambar 2.11 Potongan melintang tipe gelagar box beton

2.3.3 Pilon

Pilon merupakan konstruksi beton atau baja dala arah vertical pada jembatan bentang panjang. Pilon dapat berbentuk

kotak atau hollow. Pilon berfungsi untuk menghubungkan kabel dari bentang utama dan bentang tepi. Untuk dapat melakukannya diperlukan suatu penahan yang deisbut angker. Hubungan pilon dengan angker dapat menahan gaya tarik kabel dalam arah vertical dan horizontal pada puncak pilon. Oleh karena itu maka pilon dapat direncanakan sebagai kolom sehingga dapat menahan gaya vertical dan dapat juga sebagai kantilever agar dapat menaha gaya horizontal. Selain itu, pilon juga menahan reaksi vertical dari gelagar yang juga menumpunya.

Pilon yang terdapat pada jembatan cable stayed juga memerlukan tumpuan yang dapat menahan pilon tetap pada posisi semual. Tumpuan pada pilon memeliki tiga macam, yaitu :

a. Tumpuan pada pondasi jembatan.
Dengan tumpuan yang terletak pada pondsai jembatan maka bagian pilon yang terjepi terletak pada bagian kaki pilon. Pilon dengan kaki yang terjepit relatif flesksibel karena kekakuan struktur bertambah.

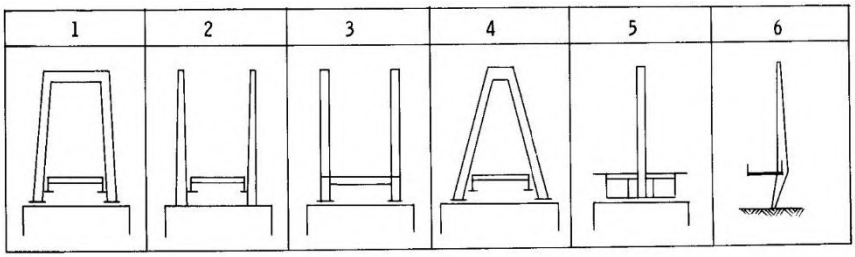
b. Tumpuan pada upper structure atau bangunan atas.
Tumpuan dapat gaya horizontal tambahan akibat dari gaya gesekan yang bertambah.

c. Hingedtower atau pilon dengan perletakan sendi.
Tumpuan pilon seperti ini dapat digunakan pada keadaan tanah yang jelek .

Bentuk, ukuran, dan bahan pembentuknya dapat berbeda – beda Antara pilon pada suatu jembatan cable stayed dengan pilon pada suatu jembatan cable stayed lainya. Pemilihan pilon sangat di pengaruhi oleh bentuk kabel, estetika, dadn kebutuhan perencanaan serta pertimbangan biaya. Tipe pilon dari berbagai konstruksi dapat berupa portal berbentuk trapesium, pilon kembar, pilon A dan pilon tunggal. Tinggi pilon ditentukan dari beberapa hal seperti system kabel, jumlah kabel dan perbandingan estetika dalam tinggi pilon dan panjang bentang, untuk itu direkomendasikan. Perbandingan Antara bentang terpanjang dan tinggi pilon Antara 0,19 - 0,25.

Demikain pula dengan pilon yang digunakan pada jembatan Suramadu, pemilihan pilon yang akan digunakan baik dari ukuran, beban pembentuk pilon, serta bentuknya, juga harus melalui pertimbangan – pertimbangan yang telah desbutkan diatas. Kemampuan seorang perencana akan terlihat dari pemilihan pilon yang tepat.

Bentuk- bentuk pilon yang umum digunakan adalah seperti yang di tunjukkan gambar 2.12



Gambar 2.12 tipe pylon

Selain bentuk pilon yang sering digunakan, masih ada pilon bentuk lain seperti Y dan pilon bentuk V.

2.4 Pembebanan Struktur

Dalam merencanakan suatu jembatan, peraturan pembebanan yang dipakai mengacu pada SNI T-02-2005. Beban - beban yang
bekerja meliputi :

2.4.1 Beban Tetap

a. Beban Mati (*Dead Load*)
   Berat nominal dan nilai terfaktor dari berbagai bahan dapat diambil dari table berikut ini :

Tabel 2.1 Berat Bahan Nominal

JANGKA WAKTU	FAKTOR BEBAN			
	S;;MS;		*U;;MS;*	
			Biasa	Terkurangi
Tetap	Baja, aluminium	1,0	1,1	0,9
	Beton pracetak	1,0	1,2	0,85
	Beton dicor ditempat	1,0	1,3	0,75
	Kayu	1,0	1,4	0,7

1 Beban Mati Tambahan

Beban mati tambahan adalah berat semua elemen tidak struktural yang dapat bervariasi selama umur jembatan seperti :

- Perawatan permukaan khusus
- Pelapisan ulang dianggap sebesar 50 mm aspal beton (hanya digunakan dalam kasus menyimpang dan nominal 22 kN/ m^3) --- dalam SLS
- Sandaran, pagar pengaman dan penghalang beton
- Tanda-tanda (rambu)
- Perlengkapan umum seperti pipa air dan penyaluran (dianggap kosong atau penuh)

2 Pengaruh Pratekan

Selain dari pengaruh primer, pratekan menyebabkan pengaruh sekunder dalam komponen tertahan dan struktur tidak tertentu, untuk penentuan pengaruh dari pratekan dalam struktur tidak tertentu adalah cara beban ekivalen dimana gaya tambahan pada beton akibat kabel pratekan dipertimbangkan sebagai beban luar.

3 Tekanan Tanah

Tekanan aktif :

$$\sigma = \gamma.z.\tan^2\left(45^0 - \frac{\phi}{2}\right) - 2.C.\tan\left(45^0 - \frac{\phi}{2}\right)$$

Tekanan pasif :

$$\sigma = \gamma.z.\tan^2\left(45^0 + \frac{\phi}{2}\right) + 2.C.\tan\left(45^0 + \frac{\phi}{2}\right)$$

2.4.2 Beban Tidak Tetap

a. Beban Lalu Lintas

Beban lalu lintas adalah semua beban yang berasal dari berat kendaraan-kendaraan bergerak, dan pejalan kaki yang dianggap bekerja pada jembatan. Beban lalu lintas meliputi :

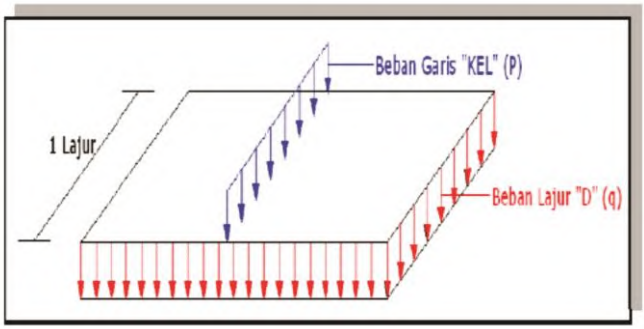
- Beban Kendaraan Rencana
  Beban kendaraan mempunyai tiga komponen, yaitu :
  1.Komponen vertikal
  2.Komponen rem
  3.Komponen sentrifugal (untuk jembatan melengkung)

Beban lalu lintas untuk rencana jembatan jalan raya terdiri dari pembebanan lajur "D" dan pembebanan truk "T". Pembebanan lajur "D" ditempatkan melintang pada lebar penuh dari jalan kendaraan jembatan dan menghasilkan pengaruh pada jembatan yang ekivalen dengan rangkaian kendaraan sebenarnya, jumlah total pembebanan lajur "D" yang ditempatkan tergantung pada lebar jalan kendaraan jembatan. Pembebanan truk "T" adalah berat kendaraan, berat tunggal truk dengan tiga gandar yang ditempat dalam kedudukan sembarang pada lajur lalu lintas rencana. Tiap gandar terdiri dari dua pembebanan bidang kontak yang dimaksudkan agar mewakili pengaruh moda kendaraan berat. Hanya satu truk "T" boleh ditempatkan perlajur lalu lintas rencana. Umumnya, pembebanan "D" akan menentukan untuk bentang sedang sampai panjang dan pembebanan "T" akan menentukan untuk bentang pendek dan system lantai.

- Beban Lajur "D"
  Beban terbagi rata = UDL *(Uniformly Distribute Load)* mempunyai intensitas q kPa, dimana besarnya q tergantung pada panjang total yang dibebani L seperti berikut :
  q = 9,0 kPa (jika $L \leq 30$ m)

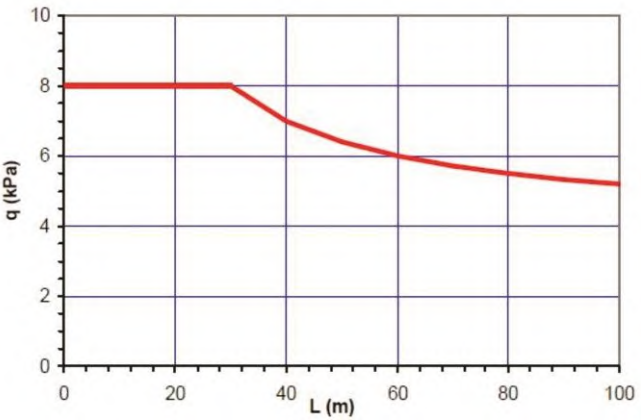
q = 9,0 . (0,5+15/L) kPa (jika L > 30 m)

dimana :
L : panjang (meter), ditentukan oleh tipe konstruksi jembatan
kPa : kilo pascal per jalur
Beban UDL boleh ditempatkan dalam panjang terputus agar terjadi pengaruh maksimum. Dalam hal ini, L adalah jumlah dari panjang masing-masing beban terputus tersebut. Beban garis (KEL) sebesar P kN/m, ditempatkan dalam kedudukan sembarang sepanjang jembatan dan tegak lurus pada arah lalu lintas (P = 49,0 kN/m). Pada bentang menerus, KEL ditempatkan dalam kedudukan lateral sama yaitu tegak lurus arah lalu lintas pada 2 bentang agar momen lentur negatif menjadi maksimum.
Beban UDL dan KEL dapat digambarkan seperti di bawah ini :



Gambar 2.13 Beban “D”

Beban terbagi rata = UDL (uniformly death load) mempunyai intensistas q kpa ini, dapat di gambarkan dengan sebuah hubungan sebagai berikut:

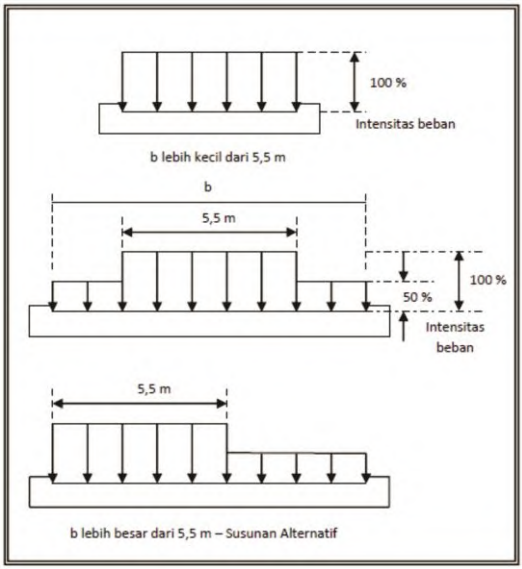


Gambar 2.14 Beban "D" beban Tersebar merata dan bentang

Ketentuan penggunaan beban "D" dalam arah melintang jembatan adalah sebagai berikut :

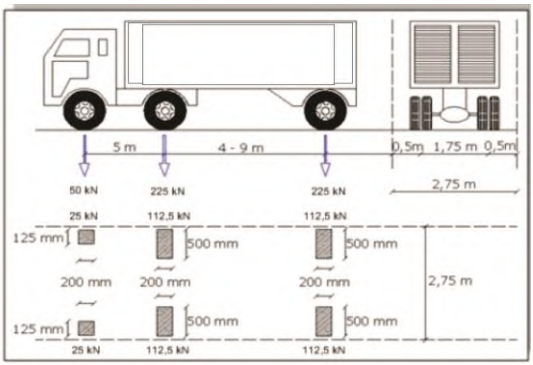
1. Untuk jembatan dengan lebar lantai kendaraan sama atau lebih kecil dari 5,50 meter, beban "D" sepenuhnya (100 %) harus dibebankan pada seluruh lebar jembatan.
2. Untuk jembatan dengan lebar lantai kendaraan lebih besar dari 5,50 meter, beban "D" sepenuhnya (100 %) dibebankan pada lebar jalur 5,50 meter sedang lebar selebihnya dibebani hanya separuh beban "D" (50 %).

Terlihat seperti pada gambar berikut ini :



Gambar 2.15 Penyebaran Pembebanan pada Arah Melintang

- Beban Truk "T"
  Pembebanan truk "T" terdiri dari kendaraan truk semi trailer yang mempunyai berat as. Berat dari masing-masing as disebarkan menjadi 2 beban merata sama besar yang merupakan bidang kontak antara roda dengan permukaan lantai.



Gambar 2.16 konfigurasi Pembebanan Truk "T"

Hanya satu truk yang harus ditempatkan dalam tiap lajur lalu lintas rencana untuk panjang penuh dari jembatan. Truk "T" harus ditempatkan ditengah lajur lalu lintas. Jumlah maksimum lajur lalu lintas rencana diberikan dalam tabel berikut :

Tabel 2.2 Jumlah Maksimum Lajur Lalu Lintas Rencana

Jenis Jembatan	Lebar Jalan Kendaraan Jembatan (m)	Jumlah Lajur Lalu Lintas Rencana
Lajur tunggal	4,0 – 5,0	1
Dua arah tanpa median	5,5 – 8,25	2
	11,25 – 15,0	4
Jalan kendaraan majemuk	10,0 – 12,9	3
	11,25 – 15,0	4
	15,1 – 18,75	5
	18,8 – 22,5	6

- Faktor Beban Dinamik

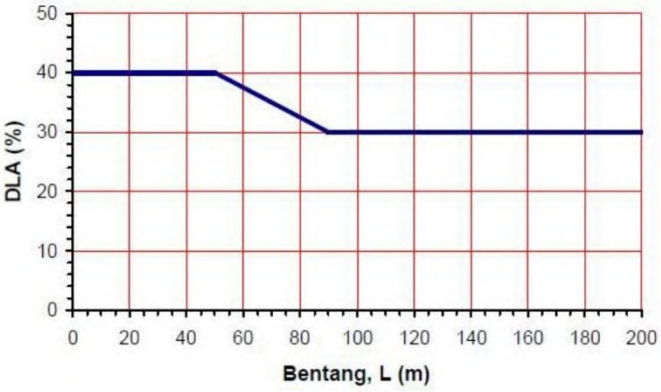
  Faktor beban dinamik (DLA) berlaku pada beban "KEL", beban lajur "D", dan beban truk "T" untuk simulasi kejut dari kendaraan bergerak pada struktur jembatan. Faktor beban dinamik adalah untuk SLS dan ULS dan untuk semua bagian struktur sampai pondasi. Untuk beban truk "T" nilai DLA adalah 0,3, untuk beban garis "KEL" nilai DLA dapat dilihat pada tabel berikut:

Tabel 2.3 Faktor Beban Dinamik Untuk "KEL" lajur "D"

Bentang Ekivalen L_E (m)	DLA (untuk kedua keadaan batas)
$L_E < 50$	0,4
$50 < L_E < 90$	$0,525 - 0,0025\ L_E$
$L_E \geq 90$	0,3

Catatan:
1. Untuk bentang sederhana LE = panjang bentang aktual
2. Untuk bentang menerus LE = $\sqrt{Lrata - rata * Lmaks}$

Faktor beban dinamis (*Dinamic Load Allowance*) untuk KEL, diproyeksikan dalam sebuah grafik adalah sebagai berikut :

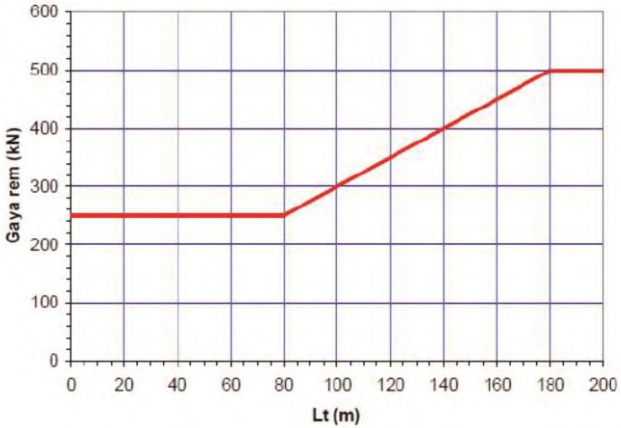


Gambar 2.17 Faktor beban dinamis

- Gaya Rem
  Pengaruh percepatan dan pengereman dari lalu lintas harus diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang, dan dianggap bekerja pada lantai kendaraan. Gaya ini tidak tergantung pada lebar jembatan. Pemberian besarnya gaya rem dapat dilihat pada tabel berikut :

Tabel 2.4 Gaya Rem

Panjang Struktur (m)	Gaya Rem SLS (kN)
$L \leq 80$ m	250
80 m < L < 180 m	2,5 L + 50
$L \geq 180$ m	500
Catatan : Gaya Rem ULS adalah 2,0 * Gaya Rem SLS	

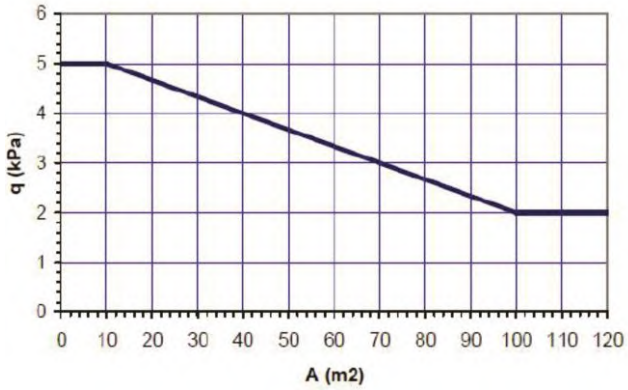


Gambar 2.18 Gaya rem

- Beban Pejalan Kaki
  Lantai dan balok yang langsung memikul pejalan kaki harus direncanakan untuk 5 kPa. Intensitas beban untuk elemen lain diberikan dalam tabel di bawah ini :

Tabel 2.5 Intensitas Beban Pejalan Kaki untuk Trotoar Jembatan Jalan Raya

Luas Terpikul Oleh Unsur (m^2)	Intensitas Beban Pejalan Kaki Nominal (kPa)
$A \leq 10\ m^2$	5
$10\ m^2 < A < 100\ m^2$	5,33 - A/30
$A > 100\ m^2$	2



Gambar 2.19 Pejalan kaki

b. Aksi Lingkungan

Aksi lingkungan adalah beban-beban akibat pengaruh temperatur, angin, banjir, gempa, dan penyebab-penyebab alamiah lainnya. Besarnya beban rencana yang diberikan dalam tata cara ini didasarkan pada analisa statistik dari kejadian-kejadian umum yang tercatat tanpamemperhitungkan hal khusus yang mungkin akan memperbesar pengaruh setempat.

- Penurunan

Jembatan direncanakan agar menampung perkiraan penuruan total dan diferensial sebagai SLS. Jembatan harus direncanakan untuk bisa menahan terjadinya penurunan yang diperkirakan, termasuk perbedaan penurunan sebagai aksi

daya layan. Pengaruh penurunan mungkin bisa dikurangi dengan adanya rangkak dan interaksi pada struktur tanah.

- Gaya Angin

Tekanan angin rencana diberikan dalam tabel berikut :

Tabel 2.6 Tekanan Angin pada Bangunan Atas

(b/d) Bangunan Padat	Jenis Keadaan Batas	Tekanan Angin (kPa)	
		Pantai (<5 km dari pantai)	Luar pantai (>5 km dari pantai)
b/d ≤ 1,0	SLS	1,13	0,79
	ULS	1,85	1,36
1,0 < b/d ≤ 2,0	SLS	1,46 – 0,32 b/d	1,46 – 0,32 b/d
	ULS	2,38 – 0,53 b/d	1,75 – 0,39 b/d
2,0 < b/d ≤ 6,0	SLS	0,88 – 0,038 b/d	0,61 – 0,02 b/d
	ULS	1,43 – 0,06 b/d	1,05 – 0,04 b/d
b/d ≥ 6,0	SLS	0,68	0,47
	ULS	1,10	0,81

Keterangan :
b : Lebar bangunan atas antara permukaan luar tembok pengaman
d : Tinggi bangunan atas (termasuk tembok pengaman padat)

- Gaya Akibat Suhu

  Perubahan merata dalam suhu jembatan menghasilkan perpanjangan atau penyusutan seluruh panjang jembatan. Gerakan tersebut umumnya kecil di Indonesia, dan dapat diserap oleh perletakan dengan gaya cukup kecil. Yang disalurkan ke bangunan bawah oleh bangunan atas dengan bentang 100 m atau kurang.

- Gaya Gempa

  Pengaruh gempa bumi pada jembatan diperhitungkan senilai dengan pengaruh horizontal yang bekerja pada titik berat konstruksi/bagian konstruksi yang ditinjau dalam arah yang paling berbahaya.

Beban gempa horisontal (Gh) pada jembatan dapat ditentukan dengan rumus :

$$G_h = C\ I\ S\ W_T$$

Dimana :
Wt : Berat total jembatan yang dipengaruhi oleh percepatan gempa
C : Koefisien geser dasar gempa
I : Faktor kepentingan
S : Faktor jenis struktur
Faktor C, I dan S dijelaskan dalam tata cara jembatan. Jembatan tidak menyediakan keruntuhan *daktail* dikenakan factor lebih besar agar berperilaku elastisitas pada gaya gempa rencana lebih besar yaitu faktor jenis struktur adalah 3,0[10]

Tabel 2.7 Tabel klasifikasi jenis tanah untuk penentuan koefisien geser dasar gempa

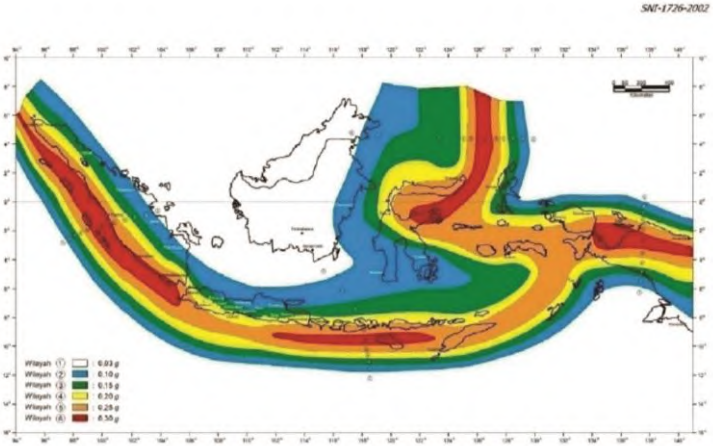
Kedalaman Lapisan Tanah Keras (m)	Tanah Keras	Tanah Sedang	Tanah Lunak
	Nilai rata – rata Kekuatan Geser Tanah S (dalam KPa)		
5	S > 55	45 ≤ S ≤ 55	S < 45
10	S > 110	90 ≤ S ≤ 110	S < 90
15	S > 220	180 ≤ S ≤ 220	S > 180
>20	S > 330	270 ≤ S ≤ 330	S > 270

Sumber : Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung SNI – 1726 – 2002 hal 18

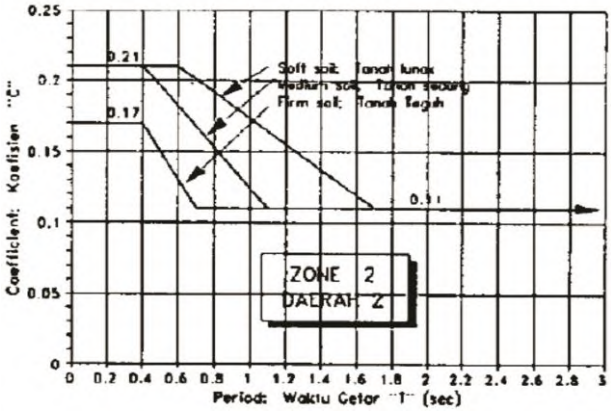
Tabel 2.8 Hubungan antara Perubahan Periode Ulang Gempa dengan Faktor Keutamaan

Perubahan periode ulang	Faktor keutamaan (I)
0,67 kali	0,8
1,0 kali	1,0
1,5 kali	1,5
2 kali	1,7
5 kali	2,0

Sumber : Buku Desain Struktur Rangka Beton Bertulang di Daerah Rawan hal 34



Gambar 2.20 Pembagian Daerah/Zona Gempa di Indonesia Untuk Periode Ulang 500 tahun



Gambar 2.21 Koefisien Geser Dasar (C) Plastis Untuk Analisi Statis

2.4.3 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi beban yang dipakai bisa bermacam-macam seperti terlihat pada tabel di bawah ini :

Tabel 2.9 Kombinasi Beban yang Lazim untuk Keadaan Batas

AKSI	Kombinasi Pembebanan											
	Daya Layan (SLS)						Ultimate (ULS)					
	1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
1. Aksi Tetap: Berat sendiri Beban mati tambahan Penyusutan, rangkak Prategang Pengaruh pelaksanaan tetap Tekanan tanah Penurunan	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
2. Aksi Transien: Beban lajur"D"atau beban truk "T"	x	o	o	o	o		x	o	o	o		
Gaya rem, atau gaya sentrifugal	x	o	o	o	o		x	o	o	o		
Beban pejalan kaki		x						x				
Gesekan pada perletakan	o	o	x	o	o	o	o	o	o	o		o
Pengaruh suhu	o	o	x	o	o	o	o	o	o	o		o
Aliran/hanyutan/tumbukan dan hidrostatik/apung	o		o	x	o	o	o		x	o		o
Beban angin			o	o	x	o	o		o	x		o
3. Aksi Khusus Gempa											x	
Beban tumbukan												
Pengaruh getaran	x	x										
Beban pelaksanaan						x						

Keterangan:

x : Untuk kombinasi tertentu adalah memasukkan faktor daya layan dan beban

ultimate secara penuh (ULS)

o : Boleh dimasukkan salah satu beban pada kombinasi yang digunakan

2.5 Metode Ereksi

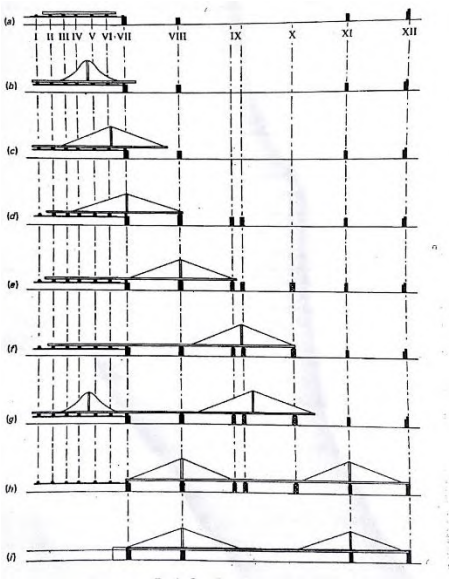
Metode yang digunakanan dalam desain jembatan lemah ireng ungaran bawen adalalh metode push out.

a. Teknik Push – Out

Dipakai terutama bila lalulintas di bawah jembatan tidak boleh diganggu oleh system erection jembatan; sendangkan pemakaian cara cantilever dinilai tidak praktis pada situasi yang ada di jembatan.

Pada metode ini, bagian – bagian bangunan atas dirangkai di tepian sungai, kemudian secara bertahap didorong maju melintas bentangan – bentangan Antara pilar – pilar yang telah did buat lebih dahulu, termasuk rol atau perletakan geser Teflon diatasnya.

Gelagar ini dapat didorong dari dua sisi, masing-masing tepian, atau hanya dari stu tepian saja. Pylon (dengan kabelnya didorong maju, duduk diatas gelagar; setelah sampai ke tempat pylon yang direncanakan, pylon dihubungkan dengan pilarnya. Berat yang dapat didorong kedepan mencapai 1500 ton.



Gambar 2.23 Pelaksanaan teknik Push-Out

2.6 Analisis dinamik cable stayed

Dalam perencanaan jembatan harus di tinjau mengenai beberapa aspek berikut :

1. Aerodynamic stability, terutama akibat vortex shedding (tumpahan pusaran angin) penyebab umum fatik pada system gantung, serta efek flutter.
2. Phsyiological effects, tanpa kerusakan struktur akibat vibrasi oleh beban angin dan kendaraan, pengguna harus tetap nyaman.
3. Safety against earthquake untuk efek seismic hal utama yang perlu diketahui adalah : frekuensi dan ragam getaran/ vibrasi (vibration modes) struktur.

2.6.1 Frekuensi alam dan ragam getaran

1. Metode klasik
   - Untuk SDOF (single degree of freedom)
     $(k-\omega^2 m)\, v = 0$: problem eigen value
     Penyelesaian non trivial : $(k-\omega^2 m) = 0$
     $\omega = \sqrt{\frac{k}{m}}\ (rad/dtk)$; frekuensi alam = nilai eigen
     $f = \frac{\omega}{2\pi}$ cps (HERTZ) (frekuensi sudut)
     $T = \frac{2\pi}{\omega} = \frac{1}{f}$ = periode
     ύ = amplitude = vector eigen
   - Untuk MDOF $|K - \omega_n{}^2 M| = 0$
     $\omega_n = \omega_1 \ldots\ldots \omega_n$ di cari dengan misalnya dengan SUBROUTINE JACOBI.
2. Metode Rayleigh
   Prinsi: konservasi energy, dimana energy potensial = energy kinetik (Ep = Ec)
   Persamaan perpindahan :
   $v_{(t)} = ύ \sin \omega t$
   $ύ_{(t)} = \omega\, ύ \cos \omega t$
   $Ep = \frac{P.v_{(t)}}{2}$; energy potensial
   $Ec = \frac{m.v_t{}^2}{2} = \frac{m.v_t{}^2}{2}\ \omega^2\, ύ \cos^2 \omega t$; energy kinetic
   Ec maks jika $\omega t = 1$
   $Ec\ maks = \frac{m ύ^2}{2}\ \omega^2$
   $Ep\ maks = \frac{P.ύ_{(t)}}{2}$
   Dimana EP = Ec maka persamaan menjadi :

$$\omega^2 = \frac{p.ύ}{m.ύ^2}$$

➔ SDOF

MDOF

Jika $Pi = g.m_i$; dimana g = gravitasi

$$\omega^2 = \frac{\sum_{i=i}^{n} m_i \acute{\upsilon}_{(i)}}{\sum_{i=1}^{n} m_i \acute{\upsilon}_{(i)}^{\ 2}}$$

- Untuk massa sendiri balok dan v_{maks} -> frekuensi lentur balok

$$\boxed{\omega^2 = \frac{g}{v_{maks}}} \quad \& \quad \boxed{f_B = \frac{1}{2\pi}\left(\frac{g}{v_{maks}}\right)^{\frac{1}{2}}}$$

- Untuk cable stayed ada koreksi 10% (karena alasan distribusi massa sepanjang gelagar dan kabel dan bentuk ragam getaran) :

$$f_B = \frac{1.1}{2\pi}\left(\frac{g}{v_{maks}}\right)^{\frac{1}{2}}$$

- Frekuensi alam akibat torsi :
  a) Untuk lantai kendaraan fleksibel :

$$f_T = \frac{\bar{b}}{2r} f_B$$

Dimana :

$\bar{b}$ = jarak melintang penopang (kabel)

r = jari – jari penampang LK

  b) Untuk lantai kendaraan kaku :

$$f_B = \frac{1}{2L}\left(\frac{G.J_t}{J_p}\right)^{\frac{1}{2}}$$

Dimana :

J_p = inersia polar per satuan panjang lantai kendaraan.

J_t = konstanta torsi

$G J_t$ = kekakuan torsi penampang lantai kendaraan.

L = Bentang utama jembatan.

2.6.2 Prilaku Aero Dinamik

- Dimensi bentang utama cable stayed : biasanya besar.
- Angin menyebabkan struktur mengalami osilasi lentur dan torsi .
- Angin lateral membuat sudut terhadap horizontal : Menimbulkan efek angakat -> (contoh : Tacoma Bridge, San Fransisco)
- Aktual struktur : harus pakai " wind tunnel"
- Akibat angin lantai kendaraan (LK) mengalami tiga gaya static
  - Gaya horizontal T.
  - Gaya vertikal N.
  - Momen torsi M.

  Dimana gaya - gaya yang bekerja tersebut tergantung faktor - faktor :
  - Tekanan angin, q
  - Bentuk penampang (koefisien – koefisien : C_T, C_N, C_M)
  - Sudut datang angin terhadap horizontal, α.

$$T = C_T.q.h.l$$
$$N = C_N.q.h.l$$
$$M = C_M.q.B.h.l$$

l = panjang struktur

h = tinggi total lantai kendaraan

B = lebar lantai kendaraan.

2.6.2.1 Osilasi gaya akibat pusaran angin (Vortex – Shedding)

- Akibat pusaran angin
  υ = defleksi
  ῡ = percepatan
  } Cukup kecil (tidak terjadi efek psikologi)

- Angka Reynold, Re (untuk mengevaluasi efek pusaran).
  Akibat kecepatan angin yang bekerja, besarnya angka reynold harus memenuhi persyaratan dan besarnya Re = $10^5 – 10^7$:

  $$\text{Re}=\frac{VB}{\bar{v}}$$

  V = kecepatan angin yang dihitung berdasarkan angka Strouhal
  B = lebar lantai kendaraan.
  $\bar{v}$ = viskositas kinematic udara (0.15 cm^2/detik)

- Angka Strouhal, S :
  Kecepatan angin yang terjadi V dapat dihitung dari angka Strouhal dari Suatu lantai kendaraan :

  S = $\frac{f.h}{V}$
  f = frekuensi pusrang = fB = frekuensi akibat lentur
  h = tinggi lantai kendaraan.
  S = 0.20 untuk silinder dengan diameter h.
  = 0.10 – 0.20 untuk lantai kendaraan dengan tinggi h.
  =0.10 jika udara mengalir pada satu sisi.

- **Amplitude akibat osilasi, *v***
  $v = \frac{\pi}{\delta} v_{statik}$
  δ = penurunan logaritmik ≈ 0.05
  v_{static} = perpindahan static akibat F_o
  $F_o = \frac{\rho.V^2}{2} c.h$ = density/ kerapatan udara = 1,3 kg/m^3
  C = koefisien gaya angkat penampang, tergantung f&V

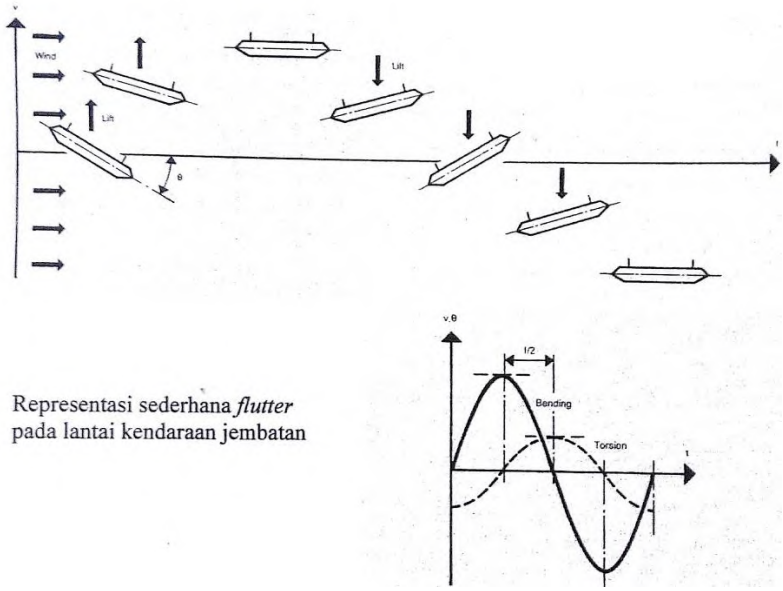
- **Percepatan akibat osilasi, ῡ**

$$ü = 4.\pi^2 f^2 v$$

- v dan ü harus cukup kevil supaya tidak menimbulka efek psikologi.

2.6.2.2 Efek Ayunan

Efek ayunan pada kecepatan kritis V_{kritis} menimbulkan lenturan dan torsi. Yang harus dihindari adalah amplitude akibat lentur dan torsi tidak terjadi bersamaan
Yang ideal t = π / 2 = 1.57 detik (lihat gambar di bawah ini)



Representasi sederhana *flutter* pada lantai kendaraan jembatan

Gambar 2.5 ilustrasi efek flutter

Kecepatan kritis teoritis, $V_{kritis\ teoritis}$ metode KLOEPPEL :

$V_{kritis\text{-}teoritis} = 2.\pi.f_{B.}b.$

b = ½ x lebar lantai kendaraan.

Dimana besarnya $V_{kritis\ teoritis}$ dapat dicari secara grafis dari gambar dibawah dan tergantung dari 3 besaran :

1. $\mu = \frac{m}{\pi.\rho.b^2}$
2. $\varepsilon = \frac{f_T}{f_B}$
3. $\frac{\delta}{b}$

Kecepatan kritis actual, $V_{kritis\ actual}$

Kecepatan kritis actual kenyataanya lebih kecil dari teoritisnya dihitung dari kecepatan kritis teoritis berdasarkan koreksi sudut datang angin terhadap arah horizontal yang rata-rata 6^0, :

$V_{kritis\text{-}aktual} = \frac{\eta\ (\alpha = \pm 6^0)}{\eta(\alpha = 0^0)}$

$\frac{\eta\ (\alpha = \pm 6^0)}{\eta(\alpha = 0^0)} \rightarrow$ atau, η, koefisien koreksi lihat grafik gambar di bawah untuk bermacam – macam tipe penampang lantai kendaraan.

Kontrol akhir

Kecepatan angin kritis actual dengan sudut rata-rata 6^0 harus lebih besar dari kecepatan setiap angin yang ada pada lokasi jembatan :

$V_{kritis\ actual} \gg V_{angin\ lokasi}$

2.6.2.3 Desain Akibat Beban Gempa

Pada saat ini telah berkembang pendekatan metode performanced-based untuk menganalisis struktur jembatan akibat gempa. Tujuan dari perfomanced-based design adalah untuk mencapai level layan jembatan yang dapat diterima akibat beban gempa yang moderat (kadang-kadang) dan besar (jarang).

Bersdasarkan buku ATC (Applied Technology Council) “Seismic Design Criteria for Bridges and Other Highway Structures, current and future” (ATC 1997)

Desain seismic jembatan terdidri dari langkah-langkah berikut :

- Tentukan beban gempa desain (the design earthquake) untuk wilayah tertentu.
- Tentukan kerusakan-kerusakan seismic (the seismic hazards) pada wilayah tertentu.
- Tentukan kebutuhan seimik (the seismic demands) pada jembatan.
- Buat desain dan detail jembatan dan elemen-elemennya sedemikian sehingga kapasitasnya cocok dengan tuntutan kinerja dari kebutuha seismic.

Kerusakan-kerusakan ditentukan dari geologi, topogragi dan seismologi suatu wilayah dan rekaman dan rekaman historis dari kejadian-kejadian masa lalu. Kebutuhan gaya dan displacement yang di berikan berdasarkan kerusakan, ditentukan dengan metode analisis yang cocok. Analisis menjamin desainer bahwa disain seismic yang dilakukan akan mempunyai kinerja sesuai dengan kebutuhan seismic pada wilayah tertentu.

2.7 Kriteria Desain

Analisa desain jembatan cable stayed dilakukan dalam dua langkah, yang pertama adalah analisa dua dimensi dan kemudian analisa tiga dimensi. Analisa dua dimensi dilakukan untuk menentuka profil dan geometris jembatan, dimensi pilon, gelagar, dan kabel. Analisa tiga dimensi dilaksanakan untuk menemukan prilaku dan performa jembatan dari beban lalulintas dan beban sementara serta beban gempa.

Pendekatan desain dalam perencanaan jembatan cable stayed menggunakan konsep ASD atau Allowable Stress Design.dimana setiap elemen yang terbebani di kontrol tegangan yang terjadi terhadap tegangan ijin nya :

1. Mutu baja yang digunakan untuk bagian struktur menggunakan ASTM A572-50 dimana fy = 345 Mpa dan ASTM 416-74 grade 270 fy = 1860 Mpa untuk elemen kabel.
2. Sambungan yang digunakan adalah sambungan las.
3. Peraturan Pembebanan menggunakan peraturan (SNI T-02-2005).

1.1 Peraturan Terkait

Standar perencanaan yang digunakan sebagai referensi Desain Jembatan *lemah ireng (ungaran – bawen)* adalah :

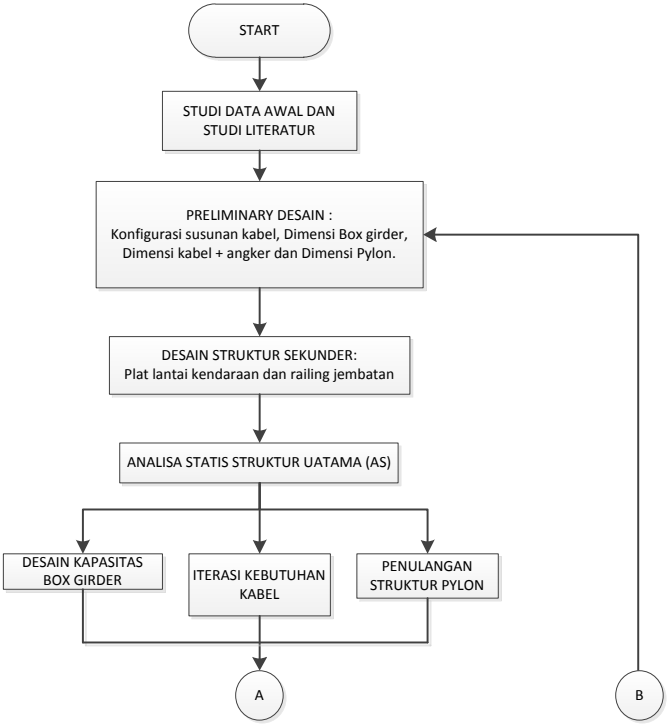
a. Standar Nasional Indonesia (SNI T-03-2005) "Perencanaan Struktur Baja Untuk Jembatan"
b. Standar Nasional Indonesia (SNI T-02-2005) "Standar Pembebanan Untuk Jembatan"

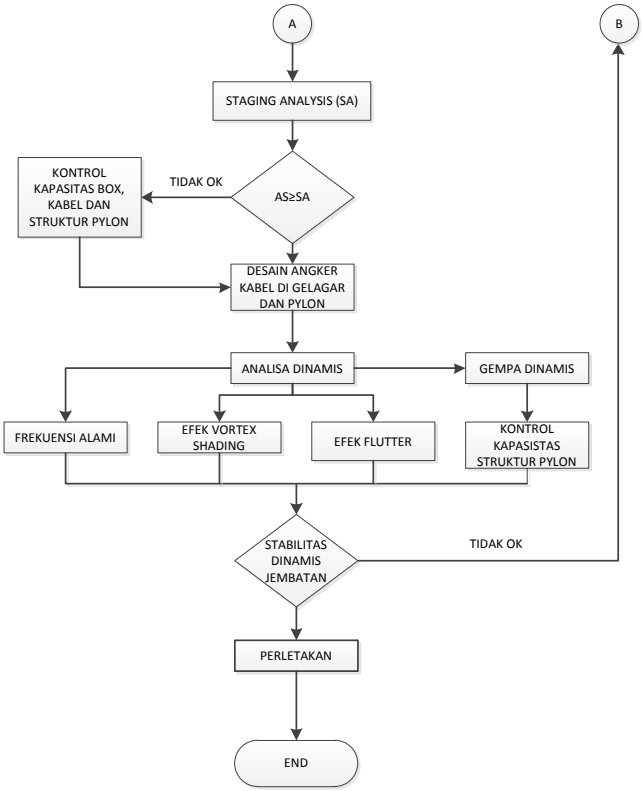
Standar perencanaan yang digunakan untuk desain jembatan ini masih banyak yang berupa rancangan. Ini dimaksudkan agar suatu saat jika rancangan standar perencanaan tersebut resmi dikeluarkan, para perencana jembatan telah terbiasa dengan peraturan baru tersebut.

halaman sengaja dikosongkan

BAB III

METODOLOGI





Gambar 3.1 diagram alir metodologi

1. Studi literatur dan peraturan yang berkaitan, Antara lain :
   a. Text book Cable Stayed Bridges karangan Rene Wlather tahun 1999.
   b. Text book Cable Supported Bridges karangan Niels J. Giemsing tahun 1983.
   c. Text book Cable Stayed Bridges : Theory and Design karangan Troitsky tahun 1977.
   d. Peraturan RSNI T – 02 – 2005 : Standar Pembebanan untuk Jembatan.

e. Peraturan RSNI T – 03 – 2005 : Perencanaan Struktur Baja untuk Jembatan.
f. Peraturan Pd T – 04 – 2004 – B : Perencanaan Beban Gempa untuk Jembatan.
g. Peraturan Pd T – 12 – 2005 – B : Sistem Lantai Kendaraan dengan CSP.
h. Manual program MIDAS/Civil, SAP 2000 dan HILTI Profis Anchor.
i. Dan literatu lain yang mungkin berkaitan.

2. Studi data awal jembatan Antara lain :
   a. Nama dan lokasi : jembatan lemah ireng (ungaran – bawen), Semarang
   b. Bentang : m
   c. Lebar : 22 m

3. Preliminary desain :
   a. Konfigurasi susunan kabel
   - Konfigurasi kabel arah melintang dan memanjang jembatan
   - Panjang jembatan (L) = $2l_1 + l' + CL$
   - Jarak kabel pada gelagar $(\lambda) = \frac{[(l-CL)/2]}{4}$
   - Tinggi pylon (h) ≥ L/6 – L/8 atau (h) ≥ 0.465 x n x a (Troitsky 1997)

b. Dimensi box girder
c. Dimensi kabel + angker (Gimsing 1983)

$$Asc = \frac{(Wf + P)\cos\theta}{((0.8\,fu)\sin 2\theta/2) - \gamma.a}$$

d. Dimensi struktur pylon

$$A_{perlu} = \frac{T}{fc'}$$

4. Desain struktur sekunder :
   a. Pelat lantai kendaraan komposit :
      - Jenis beban :
      - Beban mati (DL) : pelat beton dan compodeck
      - Beban superimposed (SDL) : aspal
      - Beban Pelaksanaan (PLL)
      - Beban hidup (LL) : truk
      - Kombinasi beban :
      - DL + SDL + PLL + LL_1
      - DL + SDL + PLL + LL_2
      - Analisa struktur dengan program bantu
      - Menghitung kebutuhan tebal pelat dan compodeck dan tulangan pelat.
      - Control lendutan ≤ L/240 atau 19 mm (SNI T-03-2005)
   b. Railing jembatan
      - Jenis beban : w (SNI-02-2005)
      - Analisa profil dengan program bantu
      - Analisa angker dengan program bantu

5. Box girder
   a. Jenis beban :
      - Beban mati (DL) : berat sendiri, pelat beton dan compodeck.
      - Beban superimpose (SDL) : aspal
      - Beban pelaksanaan (PLL)
      - Beban hidup (LL) : UDL dan KEL
   b. Kombinasi beban
      - Kombinasi 1 : DL + SDL + LL (UDL+KEL)
      - Kombinasi 2 : DL + SDL + PL
   c. Analisa struktur dengan program bantu
   d. Analisa kapasitas penampang

- Kapasistas lentur penampang komposit : (φMn ≥ Mu)
- Kapasistas geser penampang komposit : (φVn ≥ Vu)
- Kontrol lendutan ≤ L/800 (RSNI 03-1729-2005)

6. Analisa statis struktur utama

a. Jenis beban :
   - Beban mati (DL) : berat sendiri (box girder, pelat beton dan compodeck)
   - Beban superimpose (SDL) : aspal, kerb, railing dan PJU
   - Beban hidup (LL) : UDL dan KEL
   - Beban angin (WL) : $TW_{1(\text{box girder})}$, $TW_{2(\text{pylon})}$

b. Konfigurasi beban :
   - Kasus 1 : $DL+SDL+LL_{tepi}$
   - Kasus 2 : $DL+SDL+LL_{tengah}$
   - Kasus 3 : $DL+SDL+LL_{penuh}$
   - Kasus 4 : $DL+SDL+Angin_{penuh}$
   - Kasus 5 : $DL+SDL+Angin_{penuh}$

c. Analisa dengan program bantu

7. Desain kapasistas box :
   - Analisa kapasitas penampang :
     - Kontrol akibat aksial : (φPn≥Pu)
     - Kombinasi akibat lentur + aksial

$$\frac{\text{Pu}}{2\phi.\,\text{Pn}}+\left[\frac{\text{Mux}}{\phi\text{b}.\,\text{Mnx}}+\frac{\text{Muy}}{\phi\text{b}.\,\text{Muy}}\right]\leq 1.00$$

   - Pengaku vertical bagian dalam box :
     Tebal pelat (ts)

$$ts=\frac{\text{bs}}{0.56\sqrt{\frac{\text{E}}{\text{fy}}}}$$

   - Sambungan segmental antar box

8. Iterasi kebutuhan penampang kabel :
   Mencari nilai Asc dan P agar sesuai dengan kebutuhan.

9. Penulangan struktur pylon :
   - Tulangan pokok dihitung dengan program bantu PCACOL.

10. Staging analysis :
    - Jenis beban :
    - Beban yang bekerja, sama dengan analisa statis struktur utama
    - Beban pelaksanaan dengan menggunakan teknik push-out.
    - Analisa dengan mengunakan program bantu MIDAS/CIVIL.

11. Bila hasil analisa pengaruh SA $\geq$ AS maka harus dilakukan kontrol terhadap struktur utama, dan sebaliknya.

12. Desain angker kabel di gelagar dan pylon :
    - Cek dimensi pylon.
    - Cek kebutuhan tebal pylon

13. Analisa dinamis :
    - Stabilitas aerodinamis :
    - Frekuensi alami
    - Efek vortec-shedding
    - Efek flutter
    - Gempa dinamis : dianalisa dengan program bantu MIDAS/Civil.

14. Kontrol kapasitas struktur pylon :

- Kontrol akibat gempa arah x
- Kontrol akibat gempa arah y

15. Bila stabilitas dinamis struktur memenuhi maka perencanaan tidak perlu dilakukan desain ulang dan sebaliknya.

16. Desain perletakan elastomer :
    - Jenis beban :
    - Beban vertikal, memanjang dan melintang
    - Kontrol kapasitas :
    - Regangan geser maksimum : tekan, torsi dan tangensial
    - Stabilitas perletakan
    - Kontrol tebal pelat baja
    - Kontrol Penahan perletakan

17. Menggambar hasil desain dengan menggunakan program bantu.

halaman sengaja dikosongkan

BAB IV
PRELIMINARY DESAIN

Preliminary desain dilakukan sebagai suatu pendekatan terhadap dimensi berdasrkan referensi yang sdiperlukan sesuai dengan parameter yang telah ada. Konfigurasi susunan kabel, dimensi awala gelagar, kabel dan pylon akan digunakan sebagai data awal untuk menganalisa struktur tersebut. Jika kemudian dalam proses pengecekan kemampuan struktur dalam menerima beban tidak mencukupi maka perlu dilakukan prelimary desain kembali.

4.1 Konfigurasi Tatanan Kabel.

Konfigurasi kabel arah melintang berupa double plane sistem, sedangkan tatanan pada arah memanjangnya berupa fan yang merupakan perpaduan Antara tipe radial dan tipe harp. Rencana desain sebagai berikut.

1. Panjang bentang
   Pada sisi utara panajang jembatan total = 392 m di bagi menjadi dua bentang dengan bentang pertama = 190 m dan bentang ke dua = 202 m. konfigurasi.
2. Jarak kabel pada gelagar (a) : gelagar baja (15 m – 25 m) dan gelagar beton (5 m – 10 m).
   Digunakana jarak antar kabel sebesar 15 m.
3. Kelandaian arah memanjang sebesar 3%
4. Ketinggian pylon di dekati dengan teori Troitsky dalam buku(Cable Stayed Bridge Theory & Desain).
   Tinggi pylon (h) → 0,15 L – 0,2 L (untuk 2 pylon)
   Tinggi pylon (h) → 0,3 L – 0,4 L (untuk 1 pylon)
   - $0{,}3\ L \leq (h) \leq 0{,}4\ L$
   - $(0{,}3 \times 218) \leq (h) \leq (0{,}4 \times 218)$
   - $65{,}4\ m \leq (h) \leq 87{,}2\ m$
   - Atau menurut Podolny, menentukan rasio tinggi pylon dan bentang jembatan. (1:5)

$$\frac{1}{5} = \frac{x}{218} \rightarrow \frac{218}{5} = 43.6\ m$$

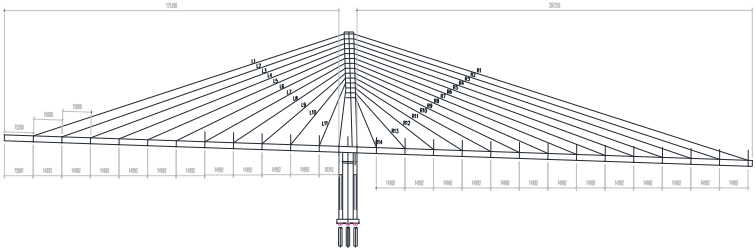
- Maka di pakai = 66 m

5. Dimensi Box Girder
   Menurut Podolny (1976) bahwa perbandingan tinggi gelagar dengan bentang jembatan bias di dekati dengan $\frac{1}{40}\ L \quad s/\ d \quad \frac{1}{100}\ L$.
   Tinggi Box Girder (h) :
   $\frac{1}{40}L \geq h \geq \frac{1}{100}L$
   $\frac{1}{40}218 \geq h \geq \frac{1}{100}218$
   $5{,}45\ m \geq h \geq 2{,}18\ m$ **dipakai h = 3 m**
   - Tebal Box (pelat) = t_b = 30 mm
   - Perbandingan sisi miring pada pelat Web Box = 1:3
   - Mutu baja Box girder : BJ -50 → f_y = 290 Mpa ; f_u = 500 Mpa

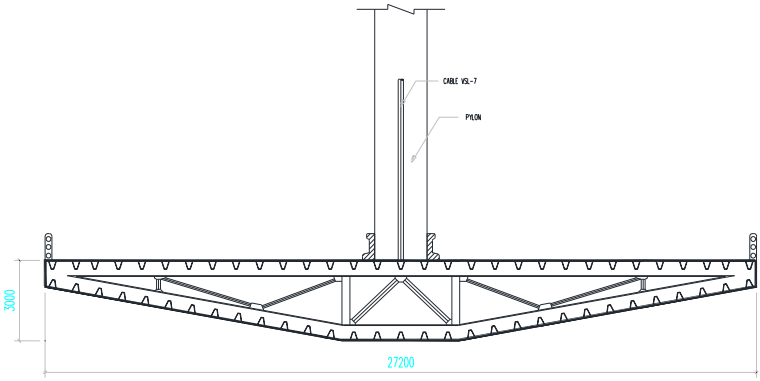
6. Ribs (Rusuk – rusuk)
   Akan direncanakan pelat orthotropic dengan menggunakan " close rib " tipe Trapezodial Dengan ukuran Dimensi :
   Close Cellular Deck (close ribs). " *Design of modern steel : highway Bridges; Heins, Firmage*; Hal : 155"
   - Spasi antar rib : 24 inch – 28 inch (60,96 cm – 71,12 cm)
   - Ukuran rib : 12 inch x 12 inch x 5/16 inch
   - Jarak Spasi Diaf : 4 ft – 15 ft (1,2 m – 4.57) digunakan = 3,75 m
   - Mutu baja : fy = 290 Mpa ; fu = 500 Mpa

7. Dimensi kabel dan angker.
   a. Kabel pada bentang (212 m)

Jenis Konfigurasi kabel yang digunakan yaitu konfigurasi Harp dengan sistem kabel 1 bidang vertikal (singles planes system) :



Gambar 4.1 konfigurasi kabel



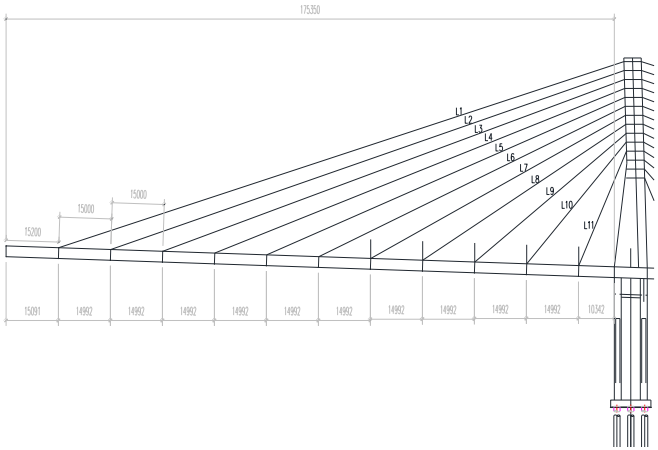
Gambar 4.2 Potongan melintang jembatan

Ada dua jenis kabel VSL7 – wire strand yang biasa digunakan untuk konstruksi jembatan kabel yaitu :

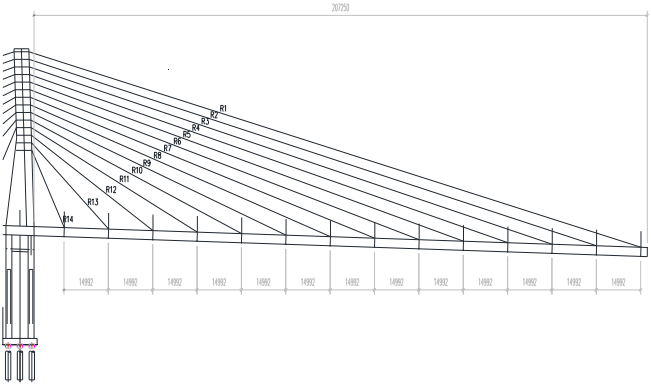
Tabel 4.1 Jenis kabel dengan angker

Standard	ASTM A 416 – 74 Grade 270	Euronome 138 - 79
Ø (mm)	15.2	15.7
As (mm^2)	140	150
f_u ($f_{ijin} = 0,7\ f_u$) (Mpa)	1860 (1488)	1770 (1416)
Ukuran angker	7 , 12 , 19 , 31, 37 , 61, dan 69 strand	

Dalam perencanaan akan digunakan kabel tipe 1 (15.2 mm; 1860 Mpa). Nilai fu = 0,8 (RSNI T- 03 – 2005). Kabel bentang utama diberi symbol "m". penomoran kabel dimulai dari yang paling dekat dengan pylon dan dilanjutkan menuju tengah untuk bentang tengah.



Gambar 4.3 Penamaan kabel di bentang yang lebih pendek (190 m)



Gambar 4.4 Penamaan kabel di bentang yang lebih panjang (202 m)

Dimensi awal kabel didekati dengan persamaan berikut
Rumus :

$$\text{Asc} = \frac{(W\lambda + P)\cos\theta}{(0.8\ fu)\sin 2\theta/2 - \gamma.a} = \frac{P_{mi}}{(0.8\ fu)\sin 2\theta/2 - \gamma.a}$$

Dimana :

Asc	= Luas penampang kabel
W	= Beban mati dan hidup merata
P	= Beban terpusat
λ	= Jarak antar angker kabel pada gelagar
θ	= Sudut kabel terhadap horizontal
γ	= Berat jenis kabel
	= 77.01 kN/m
f_u	= Tegangan putus kabel = 1860 Mpa
P_{mi}	= Gaya aksial pada kabel
a	= Jarak mendatar dari pylon ke angker kabel pada gelagar.
Wλ	= Berat gelagar memanjang box per kabel

Perhitungan W (beban mati dan beban hidup)

Beban mati adalah beban gelagar total yang di pikul kabel.

W = beban Pelat 19 mm beban + berat 4 diafragma.+ berat Ribs

= (1.699 m^2 x 7.8 t/m^3) + (3 x 51 m x 0.175 t/m) + (0.698 m^2 x 7.8 t/m^3)

= 20.482 ton/m

Beban hidup

W_{udl} = 9 x λ x K^u_{td} = 9 x (15) x2 = 405 kN/m= 40.5 ton/m

Wλ = (beban mati + beban hidup) x 15 m

= (20.482 + 40.5) x 15 m

=914.73 ton

asumsi P_{angker} = 5 KN = 0.5 ton

γ_{strand} = 7.8 ton

dimensi yang digunakan standard Amerika

0.8 x *fu* = 0.8 x 1860 N/mm^2 = 1480000 KN/m^2 = 148.800 t/m^2

Wλ + P = 914.73 + 0.5 = 915.23 ton

Perhitungan penampang dan jumlah strand kabel untuk preliminary desain sebagai berikut :

$$Asc = \frac{(W\lambda + P)\cos\theta}{(0.8\, fu)\sin 2\theta/2 - \gamma.a}$$

<u>Untuk kabel R2:</u>

a_2 = 150 m ; $\theta_2 = 22^0$; Wλ + P = 915.23 ton

$$Asc = \frac{(915.23)\cos 22}{(148800)\sin\frac{2(22)}{2} - 7.8 \text{ x } 15}$$

Asc =0.00304329 m^2 = 3043.29 mm^2

Kabel tipe 1 (Ø = 15.2 mm ; As = 140 mm^2)

Jumlah kabel (n) = $\frac{Asc}{As} = \frac{3043.29}{140} = 21.73 \approx 31$ buah

Asc = n x As = 31 x 140 = 4340 mm^2

Perhitungan kabel yang lain di sajikan dalam table berikut ini :

Tabel 4.2 Perhitungan Penampang dan Jumalah Strand Kabel

Kode Kabel	β	a	L	W.L + P	Agros	n	n actual	Anet
	(°)	m	m	Ton	mm2	strand	strand	mm2
L1	21	192	7	427.00	1495.41	10.68	12	1680
L2	21	185	8	487.92	1708.84	12.21	19	2660
L3	22	175	10	609.78	2029.13	14.49	19	2660
L4	23	165	10	609.78	1931.36	13.80	19	2660
L5	24	150	15	914.42	2761.57	19.73	31	4340
L6	25	135	15	914.42	2636.70	18.83	19	2660
L7	26	120	15	914.42	2520.84	18.01	19	2660
L8	28	105	15	914.42	2312.29	16.52	19	2660
L9	31	90	15	914.42	2046.12	14.62	19	2660
L10	35	75	15	914.42	1755.75	12.54	19	2660
L11	40	60	15	914.42	1465.09	10.46	12	1680
L12	48	45	15	914.42	1106.88	7.91	12	1680
L13	59	30	15	914.42	738.63	5.28	7	980
L14	76	15	15	914.42	306.49	2.19	7	980
R14	19	202	7	427.00	1667.15	11.91	12	1680
R13	19	195	15	914.42	3571.15	25.51	31	4340
R12	20	180	15	914.42	3378.35	24.13	31	4340
R11	21	165	15	914.42	3203.20	22.88	31	4340
R10	22	150	15	914.42	3043.29	21.74	31	4340
R9	23	135	15	914.42	2896.63	20.69	31	4340
R8	25	120	15	914.42	2636.70	18.83	19	2660
R7	27	105	15	914.42	2412.99	17.24	19	2660
R6	29	90	15	914.42	2217.99	15.84	19	2660
R5	33	75	15	914.42	1893.13	13.52	19	2660
R4	37	60	15	914.42	1631.44	11.65	12	1680
R3	44	45	15	914.42	1273.01	9.09	12	1680
R2	54	30	15	914.42	893.14	6.38	7	980
R1	69	15	15	914.42	471.87	3.37	7	980

Dalam pelaksanaanya kabel mengalami lendutan akibat berat sendiri. Tetapi dalam analisa dapat digunakan kabel yang lurus dengan koreksi modulus elastisnya, sebagai berikut (Munaf dan Ryanto, 2004) :

$$E_{eq} = \frac{E}{1+\frac{(\gamma.l)^2}{12.\sigma^3}.E}$$

Dimana :

E_{eq} = Modulus elastis ekivalen

E = Modulus elastis kabel : 200000 MPa

γ = berat jenis kabel

=77.01 kN/m^3 = 77.01 x 10^6 N/mm^3

σ = Tegangan tarik dalam kabel

= 0.8 fu = 1488 Mpa

I = Jarak titik gantung kabel

= $\sqrt{a^2 + b^2}$

Perhitungan modulus elastisitas ekivalen masing – masing kabel diberikan contoh kabel m1, kemudian untuk kabel yang lain ditabelkan sebagai berikut :

a1= 22.5 m ; b= 27.5 m

I = $\sqrt{15^2 + 27.5^2}$ =

$$E_{eq} = \frac{200000}{1+\frac{(77.01 \text{ x } 10^6 \text{ x } 31325)^2}{12.1488^3}.200000}$$

= *200000* Mpa

Tabel 4.3 Koreksi Modulus Equivalent

Kode Kabel	a	b	l	Eeq = $\frac{E}{1+\frac{(\gamma.l)^2}{12.\sigma^3}.E}$	E_{eq}
	m	m	m		Mpa
L1	202	57.60	210.05	1.51E-10	200000
L2	195	55.10	202.63	1.62E-10	200000
L4	180	52.60	187.53	1.90E-10	200000
L5	165	50.10	172.44	2.24E-10	200000
L6	150	47.60	157.37	2.69E-10	200000
L7	135	45.10	142.33	3.29E-10	200000
L8	120	42.60	127.34	4.11E-10	200000
L9	105	40.10	112.39	5.28E-10	200000
L10	90	37.60	97.54	7.01E-10	200000
L11	75	35.10	82.80	9.72E-10	200000
L12	60	32.60	68.28	1.43E-09	200000
L13	45	30.10	54.14	2.27E-09	200000
L14	30	27.60	40.76	4.01E-09	200000
R14	210	57.60	217.75	1.41E-10	200000
R13	195	55.10	202.63	1.62E-10	200000
R12	180	52.60	187.53	1.90E-10	200000
R11	165	50.10	172.44	2.24E-10	200000
R10	150	47.60	157.37	2.69E-10	200000
R9	135	45.10	142.33	3.29E-10	200000
R8	120	42.60	127.34	4.11E-10	200000
R7	105	40.10	112.39	5.28E-10	200000
R6	90	37.60	97.54	7.01E-10	200000
R5	75	35.10	82.80	9.72E-10	200000
R4	60	32.60	68.28	1.43E-09	200000
R3	45	62.60	77.09	1.12E-09	200000
R2	30	60.10	67.17	1.48E-09	200000
R1	15	57.60	59.52	1.88E-09	200000

Dari tabel 4.3 terlihat bahawa koreksi modulus elastis sangat kecil (kurang dari 0.5%) dengan demikiang angka koreksi dapat diabaikan. Dan kabel dapat dianggap sebagai kabel lurus.

4.2 Struktur Pylon

Preliminary desain pylon didekati dengan menghitung besarnya gaya aksila tekan dan momen lentur, hal ini disebabkan oleh konfigurasi kabel yang bertipe harp dimana momen lentur akan lebih dominan terjadi maka akan di asumsikan akibat lentur 80% dari pengaruh aksial.

1. Material : Baja ASTM A572-50
2. fu : 500 Mpa
3. fy : 345 Mpa
4. Bentuk pylon menggunakan tipe single plane.

Tabel 4.4 Pethitungan Gaya Aksial Pada Pylon

Kode Kabel	P_{kabel} Ton	β (°)	P pada pylon Mpa
L1	398.64	70	368.87
L2	455.52	70	421.50
L4	565.38	69	524.34
L5	561.31	69	520.57
L6	835.36	68	776.46
L7	828.75	67	771.99
L8	821.88	65	768.87
L9	807.38	64	756.89
L10	783.81	61	739.23
L11	749.05	58	710.50
L12	700.49	53	670.34
L13	611.87	46	591.99
L14	470.96	32	463.54
R14	221.22	75	202.29
R13	403.73	74	370.09
R12	864.60	73	794.47
R11	859.27	72	791.44
R10	853.68	70	789.94
R9	847.84	68	788.05
R8	841.73	66	785.78
R7	828.75	62	780.07
R6	814.75	57	774.24
R5	799.77	49	770.32
R4	766.90	35	752.45
R3	730.29	34	730.29
R2	657.78	27	657.78
R1	537.48	21	537.48
Gaya Aksial Total			15684.24

Gaya aksial total (P) = 15684,24 Ton = 15684240 kg

$A_{perlut} = \frac{T}{\phi fy} = \frac{15684240}{0.75 \text{ x } 3450} = 6494.51 \text{ cm}^2$

Asumsi akibat pengaruh momen lentur 80%, maka :

A_{tot} = (1+80%) x 6494.51 = 11690.117 cm^2

BAB V
PERENCANAAN LANTAI KENDARAAN

5.1 Pelat Lantai Kendaraans

Perhitungan plat lantai ini mengacu pada buku "*Design Of Modern Highway Bridge*" C.P Heins & D.A Firmage, dinyatakan tebal pelat minimum untuk lantai kendaraan adalah :

$t_p = 0.0065a \sqrt[3]{P}$

Dimana :

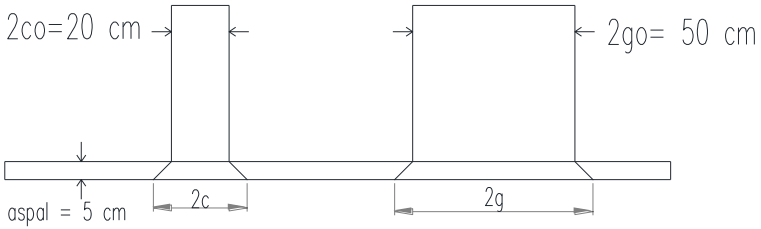
t_p = tebal minimum pelat

a = Jarak antar rib

P = 11.25 ton (22.5 kip) berdasarkan pembebanan untuk jembatan, (SNI T-2-2005)

Koefisien kejut maksimal 30% dalam psi SNI T-02-2005

Distribusi pembebanan roda pada pelat berdasarkan AASHTO section 1.7.140 (Wheel Load Distribution)



Gambar 5.1 Distribusi Pembebanan Roda

2g = lebar tegak lurus roda dengan arah lalu lintas (in)
= 20 + 2t

2c = panjang searah lalu lintas
= 8 + 2t adalah tebal perkerasan jalan (in)

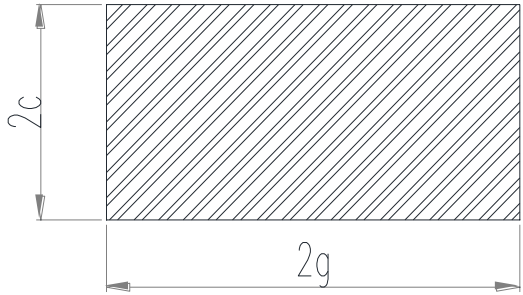
Direncanakan tebal perkerasan jalan setebal 5 cm (2inch), maka :

2g = 50 + 2(5) = 60 cm (24 inch)

2c = 20 + 2(5) = 30 cm (12 inch)

Sehingga didapat luas bidang kontak roda pada pelat kendaraan :

A= 2g x 2c = 60 cm x 30 cm = 1800 cm^2 (288 $inch^2$)



Gambar 5.2 Luas Bidang Konta roda pada pelat kendaraan :

I=$\frac{50}{\text{L+125}} \leq 30\%$ (maksimal)

I=$\frac{50}{3.75+125} = 0.388 \leq 30\%$ (maksimal) sehingga akan digunakan factor 0.3

Tekanan pada pelat dengan factor kejut 30% adalah

$P = \frac{1.3\ x\ 22.5\ kip}{228\ inch^2} = 0.1015625$ kip/inch^2 = 101.563 psi

Direencanakan jarak rib dari as ke as sebesar 60 cm (23.622 inch) makan akan diperoleh tebal minimum plat :

t_p= 0.0065(23.622) $\sqrt[3]{101.563}$ =0.7163 inch = 1.8 cm ≈ 1.9 cm

maka akan digunakan pelat dengan tebal rencana 1.9 cm

5.1.1 Kontrol Lendutan Pelat

Dalam buku "*Design Of Modern Highway Bridge*" C.P Heins & D.A Firmage dinyatakan bahwa lendutan yang terjadi pada pelat lantai kendaraan adalah sama dengan lendutan yang terjadi pada balok dikali 5/6. Jadi besarnya lendutan yang terjadi pada pelat kendaraan adalah :

$$\Delta \leq \frac{a}{300}\ ;a\ dalam\ inchi$$

Lendutan pada pelat :

W= $\frac{5}{6}$ x $\frac{1}{384}$ x $\frac{\text{P x a}^4}{\text{EI}}$

Dimana :

W = lendutan maksimum pelat akibat beban roda

P = beban pada persatuan luar (101.563 psi)
a = Jarak antar rib (30.5 cm = 12 inch)
I = Inersia Pelat per meter panjang (1 meter)
1 m = 39.37 inch
1.9 cm = 0.75 inch ; tebal pelat

$I = \frac{1}{12}\ x\ b\ x\ h^3 = \frac{1}{12}\ x\ 39.37\ x\ (0.75)^3 = 1.384\ \text{inch}^4$

Sehingga :

$W = \frac{5}{6} \text{x} \frac{1}{384} \text{x} \frac{101.563 \text{ x } 12^4}{69.10^6 \text{ x } 1.384}$

$= 0.00005 \text{ inch } < (\frac{12}{300} = 0.04 \text{ inch }) \text{ (oke)}$

❖ kontrol tegangan deck plate

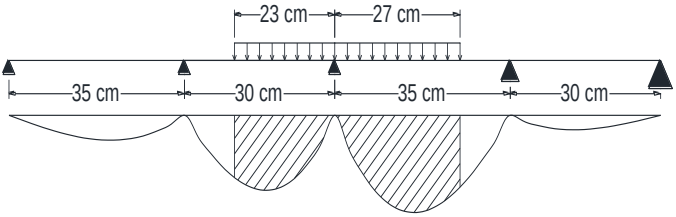
momen pada bagian perletakan pelat.

Momen pada bagian perletakan pelat dihitung dengan menggunaka rumus sebagai berikut

$M_s = A \text{ x } W \text{ x } L$ (C.P Heins and Firmage, 2001)

Dimana :

A = luasan dalam garis pengaruh
W = beban merata roda yang bekerja pada pelat
L = panjang lengan momen terhadap perletakan pelat



Gambar 5.3 Garis pengaruh deck plate

Dari perhitungan garis pengaruh luasan daerah dalam grafik garis pengaruh sebesar.

A1(kiri) = 21.004 cm^2
A2 (kanan) = 32.046 cm^2

Dimana tegangan yang bekerja pada pelat sebesar

$\sigma = \frac{1.3\ x\ 11.25\ ton}{1800} = 0.008125 \text{ ton/cm}^2$

Maka :

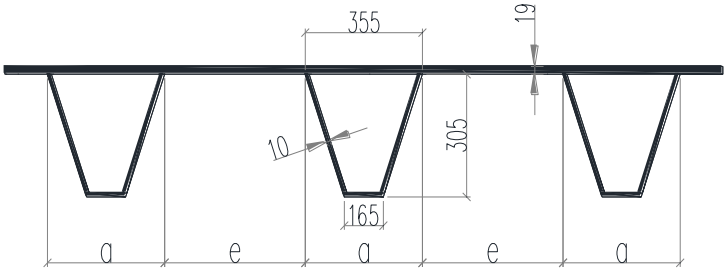
W= 0.008125 ton/cm
Maka :
M_s = 21.004 x 0.008125 x 23 + 32.046 x 0.008125 x 27
= 3.925 + 7.03 = 10.955 ton.cm

Besarnya tegangan yang terjadi pada pelat.
$f = \frac{M}{S}$ S= $\frac{1}{6}$ x t^2 x b = $\frac{1}{6}$ x 1.9^2 x 20 = 12.033
$f = \frac{10.955}{12.033}$ x 1000= 910.413 kg/cm^2 $\leq \sigma_{ijin}$ =2/3 x 3450 kg/cm^2
910.413 kg/cm^2 $\leq \sigma_{ijin}$ = 2/3 x 3450 kg/cm^2(arah transversal)

untuk arah longitudinal besarnya tegangan yang terjadi adalah sebesar :
$f = \mu$ x f_t
f = 0.3 x 910.413 = 273.124 kg/cm^2 $\leq \sigma_{ijin}$ =3450 kg/cm(arah longitudinal)

dari tegangan yang terjadi maka dapat disimpulkan bahwa ketebalan pelat cukup.

5.2 perencanaan Ribs diatas perletakan kaku.
5.2.1 Penampang efektif rib (close rib)



Gambar 5.4 Gambar Lebar Efektif Penampang Ribs

Dalam buku “Orthotropic Deck Bridges” oleh Mangus (2000) lebar effektif penampang pelat orthotropic di bagi menjadi dua jenis.

1. Lebar effektif akibat beban mati

$a_{0+}e_0$ = a+ e

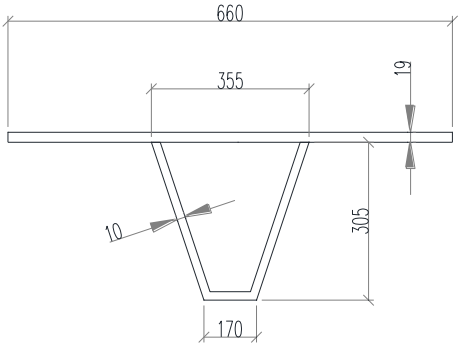
$a_{0+}e_0$ = 14 + 12 = 26 inch = 66.04 cm

2. Lebar effektif akibat beban hidup

$a_{0+}e_0$ = 1.3 (a+ e)

= 1.3 x (12 +14) = 33.8 inch = 85.85 cm

5.2.2 Perencanaan Geometrik Rib



Gambar 5.5 Penampang Ribs

Dalam tabel Magnus (2000)

Didapat penampang Ribs mempunyai *properties* sebagai berikut:

H/Dy = 0.072

I_r = 563 inch ^{4}

Y_b = 9.78 inch

Dimana :

H/Dy = Ratio perbandingan kekakuan torsi terhadap kekakuan lentur penampang

I_r = Momen inertia dari penampang

Y_b = letak centroid dari serat bawah penampang

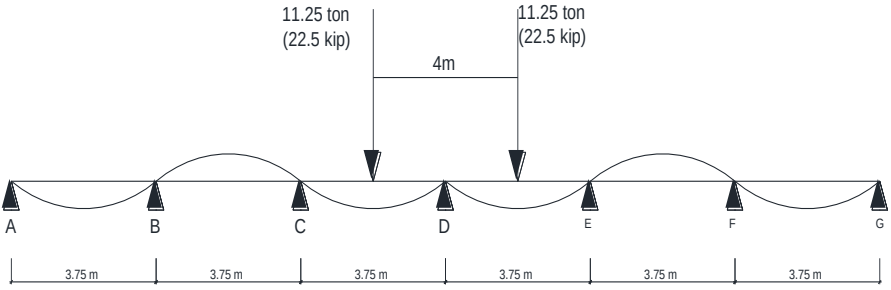
Analisa Pelat Orthotropic Akibat Garis Pengaruh (Live Load)

Perhitungan ini didasarkan pada buku “design of modern steel Highway Bridge” C.P Heins & D.A Firmage, akan perhitungkan terhadap dua kondisi :

1. Momen pada perletakan
2. Momen di tengah bentang

5.2.3 Momen Pada Perletakan

Dalam buku “design of modern steel Highway Bridge” C.P Heins & D.A Firmage persamaan Ms untuk close rib ialah :



Gambar 5.6 Model pembebanan ribs pada perletakan

$Ms = Q_0 \times l \sum \frac{Q_{nx}}{Q_0} \frac{n}{l}$

Dimana :

- $\frac{n}{l} = \frac{M_0^*}{l}\, k_n^m \left(C_1 \sinh \gamma_n y + C_2 \cosh \gamma_n y + C_3 \frac{y}{l} + C_4\right)$
  y = 2 m = 78.74 inch
- $\frac{Q_{nx}}{Q_0} = \frac{4}{n\pi} \sin \frac{n\pi g}{b} = \frac{4}{1 \times \pi} \sin \frac{1 \times \pi \times 12}{1008} = 0.150$
  b= 14c = 14 x 72 inch = 1008 inch

2c = contact wheel length (12 ft = 144 inch); c = 72 inch
2g = dual tire width = 24 inch

- $Q_0 = \frac{P}{2g} = \frac{22.5}{24} = 0.938$

P = Wheel – Load intensity = 22.5 kip
l = spasi diafragma = 3.75 m (147.638 inch)

- $\gamma_n = \frac{n\pi}{b}\sqrt{\frac{2H}{Dy}} = \frac{1 \text{ x } \pi}{1008}\sqrt{2 \text{ x } 0.0072} = 0.000118$

$C_1 = \frac{-K_n + \cos \gamma_n l}{\sinh \gamma_n l} = \frac{-K_1 + \cos \gamma_1 l}{\sinh \gamma_1 l} = \frac{-K_1 + \cos \gamma_1 l}{\sinh \gamma_1 l}$

$C_1 = \frac{-0.268 + \cos(0.00037\ x\ 118.11)}{\sinh(0.00037\ x\ 118.11)} = 7.136$

$C_2 = -1$

$C_3 = K_n - 1 = K_1 - 1 = -0.268 - 1 = -1.268$

$C_4 = 1$

$y_n^* = 1 - \frac{\gamma_n l}{\sinh \gamma_n l} \rightarrow n = 1$

$y_1^* = 1 - \frac{\gamma_1 l}{\sinh \gamma_1 l}$

$y_1^* = 1 - \frac{0.00037 \text{ x } 118.11}{\sinh(0.00037 \text{ x } 118.11)} = 0.000318$

$C' = \frac{\gamma_n l \coth \gamma_n l - 1}{\gamma_n^*} = \frac{\gamma_1 l \coth \gamma_1 l - 1}{\gamma_1^*}$

$= \frac{0.00037 \text{ x } 118.11 \ \coth(0.00037 \text{ x } 118.11) - 1}{0.000318}$

$C' = 2.001$

$K_n = -C' + \sqrt{C'^2 - 1} \rightarrow n = 1$

$K_n = -2 + \sqrt{-2^2 - 1} = -0.267$

$\frac{M_0^*}{l} = \frac{1}{\gamma_n^*} \frac{K_n}{1 - K_n^2} \rightarrow n = 1$

$\frac{M_0^*}{l} = \frac{1}{\gamma_1^*} \frac{K_1}{1 - K_1^2} = \frac{1}{0.000318} \frac{-0.268}{(1 - 0.268^2)} = -56.896$

Berikut tabel hasil perhitungan untuk n= 1-12 dst.

Tabel 5.1 $\sum \frac{Q_{nx}}{Q_0} \frac{n}{l}$

n	Y	P	g	c	b	Q0	y_n	I	y_n*	C'	kn	C1	C2	C3	C4	mo/l	n/l	Qnx/Qo
1	78.74	22.5	12	72	1008.0	0.9375	0.00118	147.638	0.0051	2.003	-0.267	7.136	-1	-1.267	1	-56.896	0.18947	0.150
2	78.74	22.5	12	72	1008.0	0.9375	0.00237	147.638	0.0200	2.012	-0.266	3.383	-1	-1.266	1	-14.289	0.18519	0.149
3	78.74	22.5	12	72	1008.0	0.9375	0.00355	147.638	0.0443	2.027	-0.264	2.061	-1	-1.264	1	-6.398	0.17832	0.149
4	78.74	22.5	12	72	1008.0	0.9375	0.00473	147.638	0.0769	2.049	-0.261	1.357	-1	-1.261	1	-3.636	0.16923	0.149
5	78.74	22.5	12	72	1008.0	0.9375	0.00591	147.638	0.1166	2.076	-0.257	0.910	-1	-1.257	1	-2.357	0.15836	0.149
6	78.74	22.5	12	72	1008.0	0.9375	0.00710	147.638	0.1619	2.109	-0.252	0.601	-1	-1.252	1	-1.662	0.14623	0.148
7	78.74	22.5	12	72	1008.0	0.9375	0.00828	147.638	0.2115	2.149	-0.247	0.380	-1	-1.247	1	-1.243	0.13336	0.148
8	78.74	22.5	12	72	1008.0	0.9375	0.00946	147.638	0.2639	2.194	-0.241	0.218	-1	-1.241	1	-0.970	0.12022	0.147
9	78.74	22.5	12	72	1008.0	0.9375	0.01064	147.638	0.3176	2.245	-0.235	0.102	-1	-1.235	1	-0.783	0.10724	0.147
10	78.74	22.5	12	72	1008.0	0.9375	0.01183	147.638	0.3717	2.302	-0.228	0.019	-1	-1.228	1	-0.649	0.09478	0.146
11	78.74	22.5	12	72	1008.0	0.9375	0.01301	147.638	0.4249	2.365	-0.222	-0.036	-1	-1.222	1	-0.549	0.08309	0.145
12	78.74	22.5	12	72	1008.0	0.9375	0.01419	147.638	0.4765	2.434	-0.215	-0.071	-1	-1.215	1	-0.473	0.07236	0.145
																$\sum(n/l)+(Qnx/Qo)$	1.6379	1.773	2.90340

Dari perhitungan di atas maka nilai Ms dapat dihitung, sebagai berikut:

$Ms=Q_o \times l \sum \frac{Q_{nx}}{Q_0} \frac{n}{l}$

$\sum \frac{Q_{nx}}{Q_0} \frac{n}{l} = 2.9034$

$Q_o = \frac{p}{2g} = \frac{22.5}{24} = 0.9375$

Jarak diapraghma = 3.75 m = 147.638 inch

Jadi nilai Ms_1 :

$Ms_1 = Q_o \times l \times \sum \frac{Q_{nx}}{Q_0} \frac{n}{l} = 0.938 \times 147.638 \times 2.9034 =$

$Ms_1 =$ 401.861 kip. Inch = 462993.896 Kg.cm

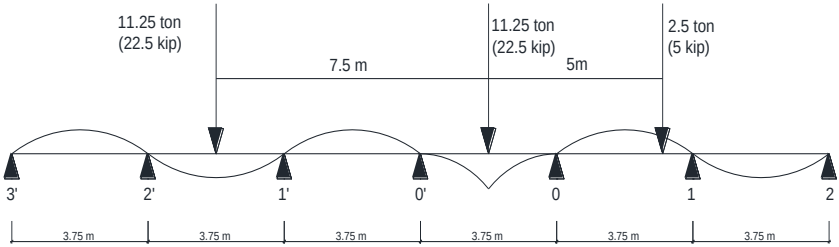
Total momen yang terjadi akibat kombinasi 2 beban terpusat

$Ms = Ms_1 + Ms_2$ = 462993.896 Kg.cm + 462993.896 Kg.cm

= 925987.791 Kg.cm

5.2.4 Momen pada tengah bentang (Midspan)

Menurut C.P Heins & D.A Firmage momen ditengah bentang terdapat tiga analisa sesuai jumlah dan posisi pembebanan



Gambar 5.7 Model pembebanan untuk momen di tengah bentang

Untuk analisa pertama (tepat ditengah bentang), Persamaan (6.23), Mc untuk close Rib ialah :

Mc = Q_0 x l $\sum \frac{Q_{nx}}{Q_0}\frac{M_{cn}}{Ql}$

Dimana :

$$\frac{M_{cn}}{Ql} = \frac{1}{2\gamma_n l \text{ x n x c}} \text{ x } \left[1 - \frac{\cosh\gamma_n\left(\frac{l}{2}-c\right)}{\cosh\gamma_n l/2}\right] + \frac{M_0^*}{l}\left[1 - \frac{\sinh\gamma_n c}{\gamma_n \acute{C}\cosh\gamma_n l/2}\right]$$

$$\frac{M_0^*}{l} = \frac{K_n}{\gamma_n^*(1-K_n)}\frac{1}{2\cosh\gamma_n(l/2)}$$

Dengan memasukkan rumus diatas menjadi bentuk table maka dapat dihitung nilai Mc sebagai berikut:

Tabel 5.2 $\sum \frac{Q_{nx}}{Q_0}\frac{M_{cn}}{Ql}$

n	c	l	Q0	yn	yn*	yn	C'	Qnx/Q0	Kn	M0/l	Mcn/Ql	
1	72	147.638	0.9375	0.0012	0.0051	0.0012	2.0030	0.1496	-0.2675	-20.7597	1.2162	
2	72	147.638	0.9375	0.0024	0.0200	0.0024	2.0122	0.1495	-0.2661	-5.1645	0.3248	
3	72	147.638	0.9375	0.0035	0.0443	0.0035	2.0274	0.1493	-0.2638	-2.2767	0.1593	
4	72	147.638	0.9375	0.0047	0.0769	0.0047	2.0487	0.1490	-0.2606	-1.2662	0.1009	
5	72	147.638	0.9375	0.0059	0.1166	0.0059	2.0761	0.1487	-0.2567	-0.7988	0.0734	
6	72	147.638	0.9375	0.0071	0.1619	0.0071	2.1095	0.1483	-0.2521	-0.5451	0.0580	
7	72	147.638	0.9375	0.0083	0.2115	0.0083	2.1488	0.1479	-0.2469	-0.3924	0.0482	
8	72	147.638	0.9375	0.0095	0.2639	0.0095	2.1942	0.1474	-0.2411	-0.2936	0.0414	
9	72	147.638	0.9375	0.0106	0.3176	0.0106	2.2454	0.1468	-0.2350	-0.2260	0.0363	
10	72	147.638	0.9375	0.0118	0.3717	0.0118	2.3025	0.1461	-0.2285	-0.1780	0.0323	
11	72	147.638	0.9375	0.0130	0.4249	0.0130	2.3653	0.1454	-0.2218	-0.1426	0.0290	
12	72	147.638	0.9375	0.0142	0.4765	0.0142	2.4339	0.1446	-0.2149	-0.1160	0.0262	
						$\sum M_0^*/l * (Mcn/Ql)$		1.7727			2.1461	3.80439872

$$\sum \frac{Q_{nx}}{Q_0}\frac{M_{cn}}{Ql} = -\ 0.00263$$

$Q_0 = \frac{P}{2g} = \frac{22.5}{24} = 0.9375$

l= jarak diapraghma = 3.75 m =147.638 inch

Mc = Q_0 x l $\sum \frac{Q_{nx}}{Q_0} \frac{M_{cn}}{Ql}$ = 0.9375 x 147.638 x 3.804

Mc = 526.514 kip.inch = 606609.2473 kg.cm

Untuk analisis kedua (5 meter dari tengah bentang) Persamaan (6.24) Mc untuk klose Rib ialah :

Mc = Q_0 x l $\sum \frac{Q_{nx}}{Q_0} \frac{n}{l} = \frac{M_0^*}{l} k_n^m \left(C_1 \sinh \gamma_n y + C_2 \cosh \gamma_n y + C_3 \frac{y}{l} + C_4\right)$

y = 5 m = 127 inch

Nilai C_1, C_2, C_3, dan C_4 sama seperti pada perhitungan Ms.

Dengan mentabelkan rumus diatas didapat nilai sebagai berikut :

Tabel 5.3 $\sum \frac{Q_{nx}}{Q_0} \frac{n}{l}$

n	M0/L	n/l	Qnx/Q0	
1	-20.76	-0.13	0.1496	
2	-5.16	-0.12	0.1495	
3	-2.28	-0.11	0.1493	
4	-1.27	-0.10	0.1490	
5	-0.80	-0.09	0.1487	
6	-0.55	-0.08	0.1483	
7	-0.39	-0.07	0.1479	
8	-0.29	-0.06	0.1474	
9	-0.23	-0.05	0.1468	
10	-0.18	-0.04	0.1461	
11	-0.14	-0.03	0.1454	
12	-0.12	-0.03	0.1446	
$\sum (n/l) * (Qnx/Q0)$		-0.931	1.7727	-1.649861

$\sum \frac{Q_{nx}}{Q_0} \frac{n}{l}$ = -2.969

$Q_0 = \frac{P}{2g} = \frac{5\ kip}{24}$ =0.208 ; (P = 5 kip)

l = jarak diapraghma = 3.75 m = 147.638 inch

Sehingga didapat nilai Mc;

Mc = Q_0 x l $\sum \frac{Q_{nx}}{Q_0} \frac{n}{l}$ = 0.208 x 147.638 x -1.649

Mc = -50.639 kip.inch = - 22969.288 kg.cm

Untuk analisa ketiga (7.5 m dari tengah bentang) persamaan (6.24), Mc untuk klose rib ialah :

Mc = Q_0 x l $\sum \frac{Q_{nx}}{Q_0} \frac{M_{cn}}{Ql}$

Dimana :

$\frac{n}{l} = \frac{M_0^*}{l} k_n^m \left(C_1 \sinh \gamma_n y + C_2 \cosh \gamma_n y + C_3 \frac{y}{l} + C_4\right)$

y = 7.5 m = 190.5 inch

Nilai C_1, C_2, C_3, dan C_4 sama seperti pada perhitungan Ms.

Dengan mentabel kan rumus diatas didapat nilai sebagai berikut :

Tabel 5.4 $\sum \frac{Q_{nx}}{Q_0} \frac{n}{l}$

n	M0/L	n/l	Qnx/Q0	
1	-20.7597	0.114833	0.1496	
2	-5.1645	0.110003	0.1495	
3	-2.2767	0.102457	0.1493	
4	-1.2662	0.092863	0.1490	
5	-0.7988	0.082002	0.1487	
6	-0.5451	0.070658	0.1483	
7	-0.3924	0.059525	0.1479	
8	-0.2936	0.049145	0.1474	
9	-0.2260	0.039879	0.1468	
10	-0.1780	0.031909	0.1461	
11	-0.1426	0.025274	0.1454	
12	-0.1160	0.019898	0.1446	
$\sum (n/l) * (Qnx/Qo)$		0.798444	1.772674	1.4153818

$\sum \frac{Q_{nx}}{Q_0} \frac{n}{l}$ = -1.22479

$Q_o = \frac{p}{2g} = \frac{22.5}{24}$ = 0.9375

l = jarak diapraghma = 3.75 m = 147.638 inch

Sehingga didapat nilai Mc;

Mc = Q_0 x l $\sum \frac{Q_{nx}}{Q_0} \frac{n}{l}$= 0.9375 x 147.638 x 1.415

Mc = 195.851 kip.inch = 225644.615 kg.cm

Sehingga didapatkan nilai total momen akibat 3 kombinasi beban terpusat;

Mc(0'-0) = 606609.247 kg.cm
Mc(1-2) = - 105043.888 kg.cm
Mc(2'-3') = 225644.615 kg.cm
Mc Total 1 = 606609.247 + - 22969.288 + 225644.615
= 774005.9 kg.cm
Jadi Mc = 774005.9 kg.cm

Tegangan pada Ribs yang terjadi akibat beban roda

a. Tegangan Ribs pada support (Ms)

$\sigma_{atas} = \frac{M_s}{S_{atas}} = \frac{925987.791}{6578.616} =$ **140.757 kg/cm²**

$\sigma_{bawah} = \frac{M_s}{S_{bawah}} = \frac{925987.791}{2289.036} =$ **404.532 kg/cm²**

b. Tegangan Ribs pada Midspan (Mc)

$\sigma_{atas} = \frac{M_s}{S_{atas}} = \frac{774005.9}{6578.616} =$ **117.655 kg/cm²**

$\sigma_{bawah} = \frac{M_s}{S_{bawah}} = \frac{774005.9}{2289.036} =$ **338.136 kg/cm²**

Kontrol Lendutan Ribs

Lendutan yang diizinkan untuk struktur pelat kendaraan adalah :

$$\Delta \leq \frac{a}{300}$$; a dalam inchi

Lendutan pada Ribs :

$W = \frac{5}{6} \frac{1}{384} \frac{P \times a^4}{EI}$

Dimana :

W = lendutan maksimum pelat akibat beban roda
P = beban roda persatuan lebar (101.563 psi)
a = Jarak antar rib (66 cm = 25.984 inch)
I = Inersia ribs
= 563 inch ^{4} = 23433.829 cm^4

Sehingga ;

$W = \frac{5}{6} \frac{1}{384} \frac{101.563 \times 25.984^4}{69 \times 10^6 \times 563} = 2.586 \times 10^{-6}$ inch

W = 2.586 x 10^{-6} cm ≤ $\left(\frac{25.984}{300} = 0.0866\ inch = 0.22\ cm\right)$

5.2.5 Analisa Pelat Orthitropic Akibat Beban Mati (Dead Load)

Dalam perhitungan ini di asumsikan bahwa tiap ribs mendukung gaya dan berat dari detail frame. Karena setiap rib menerima perlakuan pembebanan yang sama. Tiap rib dapat dianggap sebagai balok yang terjepit di kedua ujungnya.
Beban Mati :

1.	Perkerasan Aspal (5 cm)	= 0.05 x 0.9 x 2.2	= 0.099 t/m
2.	Pelat lantai	= 0.03 x 0.9 x 7.85	= 0.212 t/m
3.	Berat Sendiri Rib	= 0.013 x 7.85	= 0.102 t/m +
		Total q	= 0.413 t/m
			= 4.13 kg/cm

Sehingga momen yang terjadi

$M_{tumpuan} = -\frac{1}{12}$ x q x $l^2 = -\frac{1}{12}$ x 4.13 x 375^2

= - 48398.4375 kg.cm

$M_{lapangan} = \frac{1}{24}$ x q x $l^2 = \frac{1}{24}$ x 4.13 x 375^2

= 24199.219 kg.cm

Tegangan Ribs Yang Terjadi Akibat Beban Hidup

a. Tegangan Ribs pada Support (Ms)
   $\sigma_{atas} = \frac{M_s}{S_{atas}} = \frac{-48398.438}{6578.616}$ = 7.357 kg/cm^2
   $\sigma_{bawah} = \frac{M_s}{S_{bawah}} = \frac{-48398.438}{2289.036}$ = 21.143 kg/cm^2
b. Tegangan Ribs pada Midspan (Mc)
   $\sigma_{atas} = \frac{M_s}{S_{atas}} = \frac{24199.219}{6578.616}$ = 3.678 kg/cm^2

$$\sigma_{bawah} = \frac{M_s}{S_{bawah}} = \frac{24199.219}{2289.036} = 10.572 \text{ kg/cm}^2$$

Semua tegangan yang terjadi $\sigma \leq \sigma_{ijin}$ = 3450 kg/cm^2 (ok)

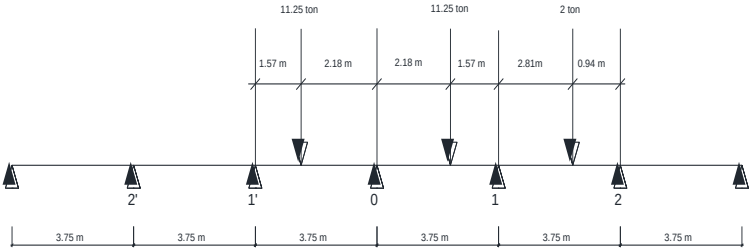
5.3 Perhitungan kekuatan pengaku lateral (floorbeam)

Digunakan profil T 700.400.18.20
I_f = 6.799 x 10^{10} mm^4 (floorbeam)
I_r = 2.176 x 10^4 mm^4 (ribs)
Menghitung kekakuan relatif antara kekakuan dari penampang ribs dan kekakuan penampang gelagar melintang (floorbeam)

$$\gamma = \frac{I_r \text{ x } b^4}{I_f \text{ x } l^3 \text{ x a x } \pi^4}$$

Dimana :
I_r = momen inersia penampang ribs
I_f = momen inersia penampang floorbeam
b = spasi dari ribs
l = spasi dari gelagar melintang (floorbeam)
a = lebar flange dari gelagar (floorbeam)

$$= \frac{2.716 \text{ x } 10^8 \text{x } (60 \text{ x } 12 \text{ x } 25.4)^4}{1.66 \text{ x } 10^8 \text{ x } (147.638 \text{ x } 25.4)^3 \text{ x } 500 \text{ x } \pi^4} = 7.6398 \approx 8$$



Gambar 5.8 Model pembebanan floorbeam

Reaksi yang terjadi akibat pembebanan truk yang di ilustrasikan pada gambar diatas. Ada dua tipikal koefisien yang digunakan dalam perhitungan momen floorbeam yaitu :

a. $= [1\text{-}2.1962 \left(\frac{y}{l}\right)^2 + 1.1962 \left(\frac{y}{l}\right)^3]$

b. $= [-0.8038 \left(\frac{y}{l}\right) + 1.3923\left(\frac{y}{l}\right)^2 - 0.5885 \left(\frac{y}{l}\right)^3]$

Pada bentang 0-1, 0-1' : y = 2.18 m = 7 ft P= 11.25 ton = 22.5 k koefisien yang digunakan adalah pada persamaan (a), sedangkan.
Pada bentang 1-2: y = 9 ft P = 4 k m=1
Penggunaan persamaan ini didasarkan pada koefisien yang diberikan.
Perhitungan untuk reaksi pada perletakan 0

$R_0 = [1\text{-}2.1962 \left(\frac{7}{12}\right)^2 + 1.1962 \left(\frac{7}{12}\right)^3]2 + 0.178 [-0.8038 \left(\frac{9}{12}\right) + 1.3923\left(\frac{9}{12}\right)^2 - 0.5885 \left(\frac{9}{12}\right)^3] = -1.004$

Perhtitungan reaksi pada perletakan 1, persamaan koefisien yang digunakan adalah sebagai berikut :
Untuk bentang 0-1 dan bentang 1-2 menggunakan koefisien persamaan (a)
Untuk bentang 1'-0 menggunakan koefisiend persamaan (b)
Sehingga perhitungan reaksi untuk perletakan 1 adalah :

$R_1 = [1\text{-}2.1962 \left(\frac{5.15}{12}\right)^2 + 1.1962 \left(\frac{5.15}{12}\right)^3] + [-0.8038 \left(\frac{7}{12}\right) + 1.3923\left(\frac{7}{12}\right)^2 - 0.5885 \left(\frac{7}{12}\right)^3] + 0.178 [-0.8038 \left(\frac{9}{12}\right) + 1.3923\left(\frac{9}{12}\right)^2 - 0.5885 \left(\frac{9}{12}\right)^3] = 0.538$

Perhtitungan reaksi pada perletakan 2, persamaan koefisien yang digunakan adalah sebagai berikut :

Untuk bentang 0-1 dan bentang 0-1' menggunakan koefisien persamaan (b)
Untuk bentang 1-2 menggunakan koefisiend persamaan (a)
Sehingga perhitungan reaksi untuk perletakan 2 adalah :

R_2 = [-0.8038 $(\frac{7}{12})$ + 1.3923$(\frac{7}{12})^2$ – 0.5885 $(\frac{7}{12})^3$][-0.2679]+ [-0.8038 $(\frac{5.15}{12})$ + 1.3923$(\frac{5.15}{12})^2$ – 0.5885 $(\frac{5.15}{12})^3$] +0.178 [1-2.1962 $(\frac{3.15}{12})^2$+1.1962 $(\frac{3.15}{12})^3$] = 0.113

Perhtitungan reaksi pada perletakan 1', persamaan koefisien yang digunakan adalah sebagai berikut :

Untuk bentang 1'- 0 menggunakan koefisiend persamaan (a)

Untuk bentang 0-1 dan bentang 1-2 menggunakan koefisien persamaan (b)

Sehingga perhitungan reaksi untuk perletakan 1' adalah :

R_1' = [1-21962 $(\frac{y}{l})^2$+1.1962 $(\frac{y}{l})^3$] + [-0.8038 $(\frac{y}{l})$ + 1.3923$(\frac{y}{l})^2$ – 0.5885 $(\frac{y}{l})^3$]+ 0.178 [-0.8038 $(\frac{y}{l})$ + 1.3923$(\frac{y}{l})^2$ – 0.5885 $(\frac{y}{l})^3$] [- 0.2679] = 0.579

Perhtitungan reaksi pada perletakan 2', persamaan koefisien yang digunakan adalah sebagai berikut :

Untuk bentang 0-1, bentang 1-2, dan bentang 1'-0 menggunakan koefisien persamaan (b)

Sehingga perhitungan reaksi untuk perletakan 2' adalah :

$R_{2'}$ = [-0.8038 $(\frac{5.15}{12})$ + 1.3923$(\frac{5.15}{12})^2$ – 0.5885 $(\frac{5.15}{12})^3$] + [-0.8038 $(\frac{7}{12})$ + 1.3923$(\frac{7}{12})^2$ – 0.5885 $(\frac{7}{12})^3$] [- 0.2679] + 0.178 [-0.8038 $(\frac{9}{12})$ + 1.3923$(\frac{9}{12})^2$ – 0.5885 $(\frac{9}{12})^3$] x [- 0.2679]^2 = -0.106

Tabel 5.5 perhitungan $(\frac{F_m}{P} - \sum \frac{F_m}{P} \times)$

	2'	1'	0	1	2	$\sum \frac{F_m}{P} \gamma m$	$\frac{F_0}{P} - \sum \frac{F_m}{P} \gamma m$
$\frac{F_m}{P}$	-0.11	0.579	1.004	0.538	0.113		
γm	0.069	0.256	0.4184	0.256	0.069		
$\frac{F_m}{P} \times \gamma m$	-0.00759	0.148224	0.4200736	0.137728	0.007797	0.7062326	0.2977674

$Q_0 = \frac{P}{2g} = \frac{22.5}{24}$ (1+I)

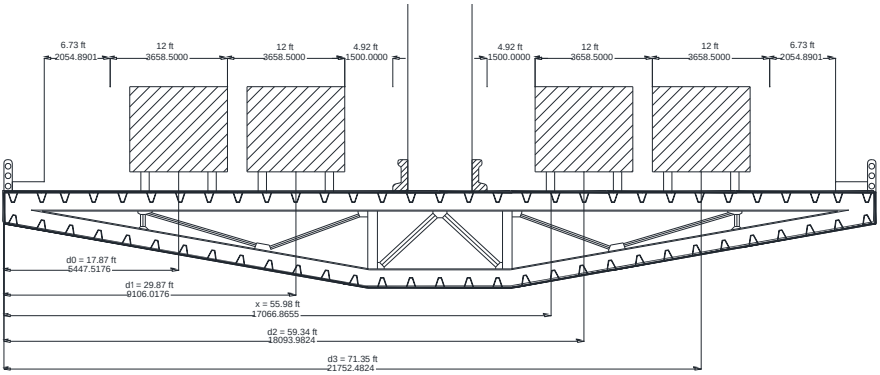
dan

$(1 + I) = (1 + \frac{50}{125+60}) = 1.207$

Sehingga

$Q_0 = \frac{22.5}{24}$ (1.207) x 12 = 13.579

5.3.1 Menghitung $\frac{Qix}{Q_0}$



Gambar 5.9 gambar model pembebanan untuk $\frac{Qix}{Q_0}$

$$\frac{Qix}{Q_0} = \frac{8}{\pi} \sin\frac{\pi g}{b} \cos\frac{\pi e}{b} \sin\frac{\pi d_i}{b} \sin\frac{\pi x}{b}$$

Dimana :

g = 1.0

d = jarak as kendaraan ke perletakan

x = jarak seperti tergambar

b = 27.2 m (89.216 ft)

maka :

nilai $\frac{Qix}{Q_0}$ untuk d_1 = 9.106 m (29.87 ft)

$$\frac{Q1x}{Q_0} = \frac{8}{\pi} \sin\frac{\pi}{89.216} \cos\frac{\pi 3}{89.216} \sin\frac{29.87\pi}{89.216} \sin\frac{55.98\,\pi}{89.216}$$

$\frac{Q1x}{Q_0}$ = 2.546 x 0.0352 x 0.9944 x 0.8683 x 0.921 = 0.071

nilai $\frac{\text{Qix}}{\text{Q}_0}$ untuk d_2 = 18.093 m (59.34 ft)

$\frac{\text{Q2x}}{\text{Q}_0} = \frac{8}{\pi} \sin \frac{\pi}{89.216} \cos \frac{\pi}{89.216} \sin \frac{59.34\pi}{89.216} \sin \frac{55.98\,\pi}{89.216}$

$\frac{\text{Q2x}}{\text{Q}_0}$ = 2.546 x 0.0352 x 0.999 x 0.868 x 0.921 = 0.072

nilai $\frac{\text{Qix}}{\text{Q}_0}$ untuk d_0 dan d_3 = 5.447 m (17.87 ft)

$\frac{\text{Q0x}}{\text{Q}_0} = \frac{8}{\pi} \sin \frac{\pi}{89.216} \cos \frac{3\pi}{89.216} \sin \frac{17.87\pi}{89.216} \sin \frac{55.98\,\pi}{89.216}$

$\frac{\text{Q0x}}{\text{Q}_0}$ = 2.546 x 0.0352 x 0.9944 x 0.5885 x 0.921 = 0.0483

$\frac{\text{Qix}}{\text{Q}_0}$ = 0.071 + 0.072 + 0.0483 = 0.1913

Berdasarkan reduksi intensitas beban dari spesifikasi AASHTO ketika 3 truk berjalan diatas jembatan dengan faktor reduksi = 90%. Maka :

$$\Delta M_F = Q_0 \left(\frac{l}{\pi}\right)^2 \frac{\text{Qix}}{\text{Q}_0} \left[\frac{F_0}{P} - \sum \frac{F_0}{P}\, \gamma_m\right]$$

ΔM_F = 13.579 x $\left(\frac{89.216}{\pi}\right)^2$ x 0.1913 x [0.298] x 0.9

ΔM_F = 498.769 k-ft = 6895692.51 kg.cm:

5.3.2 Kontrol penampang floorbeam.

Tegangan gelagar melintang (floorbeam) (M_F)

profil T 700.400.18.20

I_f = 1.666 x 10^5 mm^4 (floorbeam)

y_{atas} = 55.98361 cm

y_{bawah} = 24.0164 cm

$S_{atas} = \frac{475946}{12.333}$ = 38591.259

$S_{bawah} = \frac{475946}{59.566}$ = 7990.095

kontrol akibat beban roda:

$\sigma_{atas} = \frac{M_s}{S_{atas}} = \frac{6895692.51}{38591.259}$ = 178.685 kg/cm^2

$\sigma_{bawah} = \frac{M_s}{S_{bawah}} = \frac{6895692.51}{7990.095}$ = 863.030 kg/cm^2

kontrol akibat beban Q_{udl} :

$\sigma_{atas} = \frac{M_s}{S_{atas}} = \frac{20021931.54}{38591.259}$ = 518.820 kg/cm^2

$\sigma_{bawah} = \frac{M_s}{S_{bawah}} = \frac{20021931.54}{7990.095}$ = 2505.844 kg/cm^2

kontrol akibat beban Q_{KEL} :

$\sigma_{atas} = \frac{M_s}{S_{atas}} = \frac{2608567.024}{38591.259}$ = 67.595 kg/cm^2

$\sigma_{bawah} = \frac{M_s}{S_{bawah}} = \frac{2608567.024}{7990.095}$ = 326.475 kg/cm^2

Semua tegangan yang terjadi $\sigma \leq \sigma_{ijin}$ = 3450 kg/cm^2 (ok)

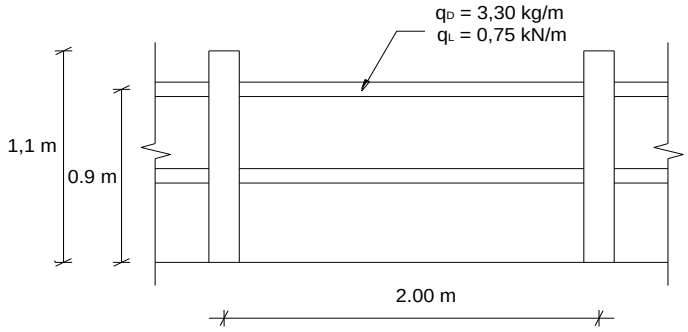
halaman sengaja di kosongkan

BAB VI
STRUKTUR SEKUNDER

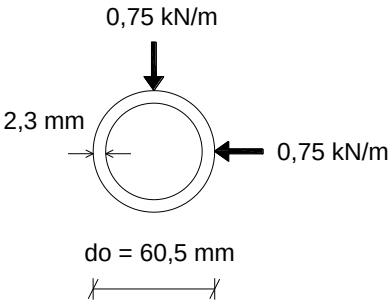
Struktur sekunder jembatan terdiri dari tiang sandaran jembatan dan pelat lantai kendaraan (komposit). Dalam perhitungan, struktur sekunder tidak dianalisa bersama-sama struktur utama melainkan dianalisa secara terpisah. Hal ini karena struktur sekunder dianggap tidak banyak mempengaruhi perilaku struktur utama. Hasil perhitungan struktur sekunder berlaku sebagai beban saat menganalisa struktur utama.

5.1 Tiang Sandaran

Berdasarkan pada Peraturan Perencanaan Teknik Jembatan (*Bridge Management System*) 1992, beban yang bekerja pada sandaran adalah berupa gaya horisontal dan vertikal sebesar w = 0,75 KN/m dan bekerja pada ketinggian 90 cm dari lantai trotoar. Sandaran menggunakan profil pipa dengan diameter 60,5 mm.



Gambar 5.1 Beban yang Bekerja Pada Pipa Sandaran



Gambar 5.2 Profil dan Gaya Pada Pipa Sandaran

Panjang total jembatan = 392m
Jarak tiang sandaran = 2 m
Bahan yang digunakan :
1. Mutu Baja *fy* = 240 Mpa
2. Pipa sandaran
   - Diameter luar (do)= 60,5 mm
   - Berat pipa (q) = 3,3 kg/m
   - Tebal pipa (t) = 3 mm
   - Mutu baja = BJ 41

5.1.1 Perhitungan Momen pada Pipa Sandaran

1) Akibat beban sendiri/ berat pipa sandaran
   $M_{VD} = 1/8\ q\ l^2 = 1/8 \times 3{,}3 \times 2^2$
   $= 1{,}65$ kgm $= 0{,}0165$ kNm
2) Akibat beban vertikal
   $M_{VL} = 1/8\ w\ l^2 = 1/8 \times 0{,}75 \times 2^2$
   $= 0{,}375$ kNm
   $M_V = M_{VD} + M_{VL}$
   $= 0{,}0165 + 0{,}375 = 0{,}3915$ kNm
3) Akibat beban horisontal
   $M_H = 1/8\ w\ l^2 = 1/8 \times 0{,}75 \times 2^2$
   $= 0{,}375$ kNm

Momen resultan (M_R) $= \sqrt{{M_H}^2 + {M_V}^2}$

$= \sqrt{0{,}3915^2 + 0{,}375^2}$

$= 0{,}542\ kNm$

5.1.2 Cek Kekuatan Profil Pipa Sandaran

- **Batas Kelangsingan Profil**

$$\lambda = \frac{do}{t} = \frac{60{,}5}{3} = 20{,}17$$

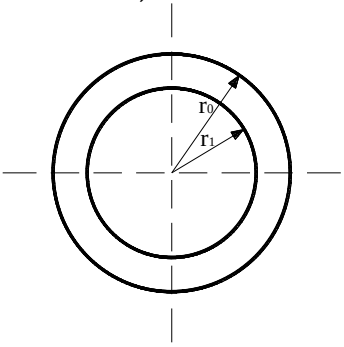
$$\lambda_p = \frac{14800}{f_y} = \frac{14800}{250} = 59{,}2$$

Karena $\lambda < \lambda_p$ (penampang kompak) maka kuat lentur nominal penampang adalah Mn = Mp = $Z_x f_y$

- **Kuat lentur nominal**

$$Z_x = \frac{4}{3}({r_o}^3 - {r_1}^3) = \frac{4}{3}(30{,}25^3 - 27{,}95^3)$$

$$= 7794{,}71\ mm^3$$



Gambar 5.3 Panampang Pipa Sandaran

$$M_n = Z_x f_y = 7794{,}71\ x\ 250$$

$$= 1948677{,}5\ Nmm$$

$$= 1{,}95\ kNm$$

$$\varphi M_n = 0{,}9\ x\ 1{,}95 = 1{,}755\ kNm > M_R = 0{,}542\ kNm$$

Maka profil dapat dipakai.

5.1.3 Perencanaan Tiang Sandaran

Tiang sandaran direncanakan dengan kriteria sebagai berikut :

- Tiang sandarang menggunakan profil WF 100 x 50 x 5 x 7 dengan berat per meter q = 9.30 kg/m
- Gaya yang diterima oleh tiang sandaran sebesar 0.75 KN/m (BMS 2.9.5)

Direncanakan jarak antar tiang sandaran adalah 2 meter momen yang bekerja pada tiang sandaran sebesar :

M = (2 m x 0.75) x 1.2 = 1.8 kNm = 18000 kgcm

Wx = 37.5 cm^3

Tegangan yang terjadi pada tiang sandaran

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} = \frac{18000}{37.5} = 480 \frac{kg}{cm^2}$$

480 kg/cm^2 < σ_{ijin} = 345 mPa = 3450 kg/cm^2

5.1.4 Perencanaan Sambungan Las Tiang Sandaran

Perhitungan beban :

D = 0.75 kN/m x 2 m = 1.5 kN = 150 kg

M = 1.5 kN x 1.2 m = 1.8 kNm = 18000 kgcm

Menggunakan profil WF 100 x 50 x 5 x 7; W_x = 37.5 cm^3

Di rencanakandengan menggunakan las E60xx dengan tebal Las 1 cm.

A_w= keliling x 1 cm

A_w= (50 + 40 + 40 + 50 +86 + 86) x 1 cm = 35.2 cm^2

Tegangan yang terjdi

$\sigma_D = \frac{D}{A_w} = \frac{150}{35.2} = 4.261$ kg/cm^2

$\sigma_M = \frac{M}{W_x} = \frac{18000}{37.5} = 480$ kg/cm2

$\sigma_{total} = \sqrt{{\sigma_D}^2 + {\sigma_M}^2}$

$\sigma_{total} = \sqrt{4.261^{\,2} + 480^{\,2}}$

$\sigma_{total} = 480.18$ kg/cm^2

Di coba dengan las 60xx; F_w = 18 ksi = 1440 kg/cm^2

$t_w = \frac{\sigma_{total}}{F_w} = \frac{480.18}{1440} = 0.333$ cm ≈ 4 mm

dipakai tebal minimal 7 mm

$t_t = 0.707 \times 7 = 4.949$

$f_y = \frac{\sigma_{total}}{t_t} = \frac{480.18}{4.949} = 97.026$ kg/cm^2 < F_w **oke!**

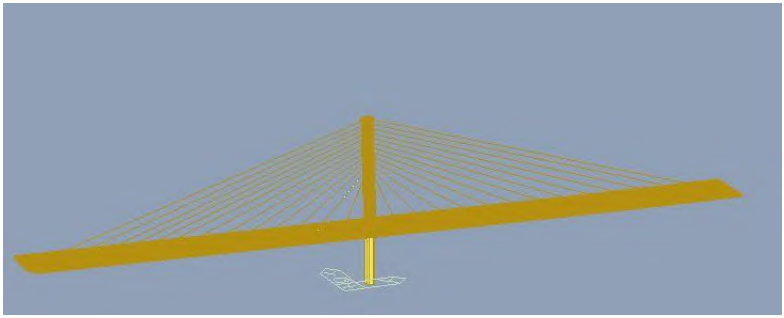
halaman sengaja di kosongkan

BAB VII

ANALISA STRUKTUR GELAGAR

7.1 pemodelan struktur jembatan cable stayed

Seperti yang telah dituliskan pada bab sebelumnya bahwa perencanaan jembatan ini menggunakan gelagar Box Girder Trapezoidal dengan system orthotropic. Cable dari (baja) dan pylon terbuat dari baja. Untuk mempermudah dalam proses analisa struktur utama ini, maka digunakan bantuan Software MIDAS/CIVIL, pemodelan untuk struktur jembatan Ungaran – Bawen dapat dililhat dalam gambar dibawah ini.



Gambar 7.1 Pemodelan Jembatan Cable Stayed Dengan Program Bantu MIDAS/CIVIL

7.2 Analisa Struktur Gelagar

7.2.1 Perhitungan Pembebanan

7.2.1.1 Beban Mati (dead load)

Beban mati yang diperhitungkan dalam analisa ini termasuk :

- ◊ Berat sendiri Gelagar Box Girder Trapezoidal, dalam hal ini berat Box secara otomatis di perhitungkan oleh program bantu MIDAS/CIVIL.
- ◊ Berat Ribs dan Diafragma juga secara otomatis diperhitungkan oleh program bantu MIDAS/CIVIL.
- ◊ Berat Aspal
- ◊ Berat Air Hujan

Perhitungan beban yang di akibatkan oleh berat aspal dan berat air hujan diperhitungkan secara manual.

Dead Load (merata)

Berat Genangan air (5 cm) = 0.05 m x 1 t/m^2 x 3.75 m
= 0.1875 t/m

Berat Aspal = 0.1 m x 2.2 t/m^2 x 3.75 m
= 0.825 t/m

Berat total = 1.0125

7.2.1.2 Beban Hidup

Angker = 0.5 ton/titik (asumsi)

7.2.1.2 Beban hidup

a. Beban UDL

Beban terbagi merata UDL mempunyai intensitas q kPa, dimana besarnya beban tergantung dari bentang jembatan yang direncakan sesuai peraturan RSNI T-02-2005, dimana untuk bentang jembatan lebih dari 30 m maka :

q = 9 kPa, Sehingga;

$q_{udl} = 9 \times \left[0.5 + \frac{15}{L}\right]$ kpa

$q_{udl} = 9 \times \left[0.5 + \frac{15}{212}\right]$ kpa

q_{udl} = 5.136 kpa = 513.6 kg/m^2

b. Beban KEL

Beban garis (KEL) sebesar p kN/m, ditempatkan tegak lurus dari arah lalu lintas pada jembatan dimana beasrnya :

P = 49 kN/m dan Dynamic Load Allowance (factor kejut) DLA = 0.3

Ruas jalan (2 jalur) = 15 m

KEL (100%) = 49 kN/m x 1.8 x (1 + DLA)

= 49 kN/m x 1.8 x (1+0.3)

= 114.66 kN = 11.466 ton

Beban didmodelkn sebagai beban bergerak (moving load) diatas lantai kendaraan.

7.2.1.3 beban angin

Besarnya beban angin yang bekerja tergantung dari kecepatan angin rencana yang ditentukan. Terdapat dua jenis beban angin yang akan dianalisa, yaitu;

- Beban angin yang langsung mengenai struktur jembatan.
  T_{EW} = 0.0006 x Cw x Vw^2 x Ab
  Dimana :
  Vw : kecepatan angin rencana (m/s) untuk keadaan batas yang di tinjau (35 m/s)
  Cw : Koefisien seret pada table 2.9 BMS
  $\rightarrow$ b/d = 27.2 / 3 = 9.07 $\geq$ 6 ; berdasarkan BMS table 2.9 maka nilai Cw = 1.25
  Ab : Luas koefisien bagian samping jembatan
  $\rightarrow$ Ab = ((393 m x 3 m)= 1179 m^2

Dengan demikian beban Angin sebesar ;
T_{ew} = 0.0006 x Cw x Vw^2 x Ab
T_{ew} = 0.0006 x 1.25 x 35^2 x 1179 = 1083.206 kN = 108.321 ton
Pada saat pemodelan beban angin yang diinputkan adalah beban merata sehingga besarnya beban merata
q_{w1}= T_{ew}/L_{total} = 108.321/393 = 0.276 ton/m

- Beban Angin yang terjadi melalui kendaraan yang melintasi jembatan atau yang berada diatas jembatan

  T_{ew} = 0.0012 x Cw x Vw^2

  Dimana :

  Vw : kecepatan angin rencana (m/s) untuk keadaan batas yang ditinjau (35 m/s)

  Cw : Koefisien seret pada table 2.9 BMS

  $\rightarrow$ b/d = 27.2 / 3 = 9.07 $\geq$ 6 ; berdasarkan BMS table 2.9 maka nilai Cw = 1.25

  Dengan demikian beban angin yang terjadi sebesar :

  T_{ew} = 0.0012 x Cw x Vw^2

  T_{ew} = 0.0012 x 1.25 x 35^2 = 1.838 kN = 0.184 ton

Sehingga beban angin yang di masukkan kan

q_{wtotal} = q_w + T_{ew2} = 0.276 ton/m + 0.184 ton/m = 0.46 ton/m

7.2.1.4 Beban Gempa

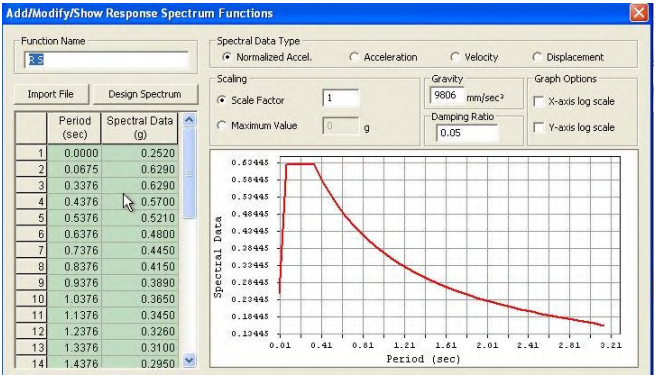
Dalam analisa gempa digunakan (SNI 2833 2008) SNI “Gempa jemabatan”. Kabupaten semarang masuk kedalam Zona Gempa 3 dari data puskim.co.id di dapat koefisien koefisien gempa.

Kemudian data di olah sehingga mendapatkan table respon spectrum sebagai berikut

Tabel 7.1 Respon Spectrum didapat dari memasukkan koefisien PUSKIM

T	spectrum	T	spectrum
0	0.252	1.837625	0.247
0.067525	0.629	1.937625	0.237
0.337625	0.629	2.037625	0.228
0.437625	0.57	2.137625	0.22
0.537625	0.521	2.237625	0.213
0.637625	0.48	2.337625	0.205
0.737625	0.445	2.437625	0.199
0.837625	0.415	2.537625	0.192
0.937625	0.389	2.637625	0.187
1.037625	0.365	2.737625	0.181
1.137625	0.345	2.837625	0.176
1.237625	0.326	2.937625	0.171
1.337625	0.31	3.037625	0.166
1.437625	0.295	3.137625	0.162
1.537625	0.281	3.237625	0.158
1.637625	0.269	3.337625	0.154
1.737625	0.257		

Dari data respon spectrum tabel 7.1 kemudian di inputkan pada program bantu MIDAS/Civil didapat grafik respon spectrum sebagai berikut :



Gambar 7.2 grafik fungsi respon spectrum

Dari grafik fungsi ini kemudian dengan MIDAS/Civil di bebankan pada struktur jembatan dengan dau arah pembebanan, arah memanjang jembatan dan arah melintang jembatan

Tabel 7.2 rekapitulasi pembebanan Box Girder

No	Beban	Nilai	Satuan	Keterangan
1	Dead Load			
	Merata			Dianalisa dengan MIDAS
	Terpusat	0.5	ton/titik	beban angker
2	Live Load			
	UDL	513.6	kg/m2	beban merata
	KEL	11.47	ton/m	beban garis
3	WIND			
	W1	125.3	kg/m2	beban merata
4	EARH QUAKE			Dianalisa dengan MIDAS

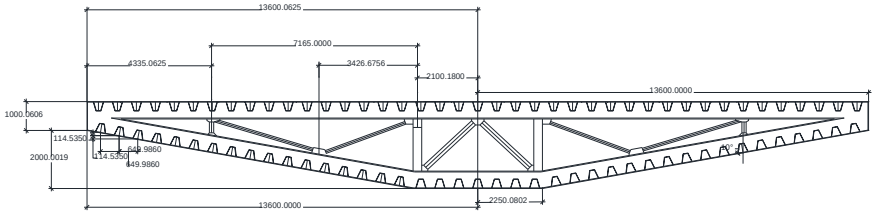
7.2.2 Kombinasi Beban

Dalam mencari pengaruh yang paling maksimum maka digunakan beban yang di konfigurasikan seperti berikut ini (Munaf dan Ryanto, 2004):

Tabel 7.3 Kombinasi pembebanan

Keterangan			
DL	Beban matii	EQx	Gempa Arah X
LL	Beban UDL	EQx	Gempa Arah Y
WL	Beban Angin	KEL	Beban Garis
Kombinasi			
No	Kombinasi Beban		
1	DL		
2	DL + UDL + KEL		
3	DL + EQy		
4	DL + EQX		
5	DL + UDL + EQy		
6	DL + UDL + EQX		
7	DL + WL		
8	DL + UDL + KEL +WL		

7.2.3 Kontrol Kekakuan Gelagar



Gambar 7.3 Potongan Melintang Box Girder

Pada kontrol struktur gelagar, kontrol dilakukan dengan meninjau elemen per elelemen yang menjadi satu kesatuan struktur gelagar. Dimana terdapat dua group elemen, yaitu:

1. Elemen ribs (gelagar memanjang)
2. Elemen floorbeam (gelagar melintang)

Setelah pembebanan struktur di hitung kemudian di inputkan kedalam MIDAS/Civil maka didapatkan nilai – nilai gaya dalam yang berkerja pada setiap eleemen. Dalam kontrol kekuatan gelagar terdapat aturan penambahan tegangan kerja akibat beban tidak tetap. SNI T 02- 2005 dengan pembesaran sebagai berikut :

Tabel 7.4 Penambahan Tegangan Kerja Akibat Beban Tidak Tetap.

Aksi	Kombinasi No.						
	1	2	3	4	5	6	7
Aksi tetap	X	X	X	X	X	X	X
Beban lalu lintas	X	X	X	X	-	-	X
Pengaruh temperatur	-	X	-	X	-	-	-
Arus/hanyutan/hidro/daya apung	X	X	X	X	X	-	-
Beban angin	-	-	X	X	-	-	-
Pengaruh gempa	-	-	-	-	X	-	-
Beban tumbukan	-	-	-	-	-	-	X
Beban pelaksanaan	-	-	-	-	-	X	-
Tegangan berlebihan yang diperbolehkan r_{os}	nil	25%	25%	40%	50%	30%	50%

7.2.3.1 Kontrol Elemen Ribs

7.2.3.1.1 Kontrol Elemen Terhadap Beban Simetris

Dari hasil program bantu MIDAS/Civil didapatkan nilai gaya dalam dalam yang bekerja. Terdapat hamper 20000 elemen ribs yang terdapat pada permodelan ini, namun dari 20000 elemen tersebut di sortir dengan mencari gaya – gaya yang maksimum yang bekerja pada elemen tersebut. Hasil dari MIDAS/Civil ditabelkan sebagai berikut:

Tabel 7.5 Hasil Gaya Dalam Elemen Struktur

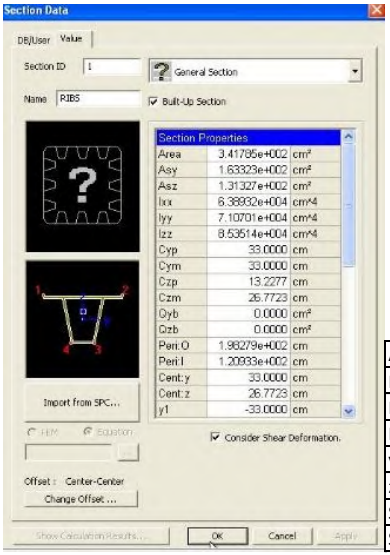
ELEM	COMB	LETAK	AXIAL	SHEAR-Y	SHEAR-X	TORSION	MOMENT Y	MOMENT Z
26289	DL+EQx	I[5250]	279271.08	1597.83	20537.52	39526.35	2848597.58	312746.01
28200	DL+UDL+KEL	J[9271]	-249728.92	460.58	-340.5	3185.77	-534471.41	-88894.47
34177	DL+UDL+EQy	I[16557]	-49711.92	28618.9	283.99	46247.68	212263.58	5309431.3
22367	DL+UDL	I[13282]	4760.64	-20621.72	4392.02	-9938.83	1125612.72	-3689360.26
34885	DL+EQx	I[5052]	78434.51	417.3	29477.79	4214.88	4830950.82	77480.3
34885	DL+UDL	J[17603]	-46200.81	-56.23	-12378.69	-1337.13	1877491.6	11944.04
33656	DL+UDL+EQy	I[15092]	12973.05	10255.74	-190.47	129204.93	-96589.48	2294345.9
33640	DL+UDL+KEL	I[15109]	10239.61	-9506.97	-1067.08	-73355.15	-302735.56	-2137935.03
34885	DL+UDL+EQx	J[17603]	67993.28	393.38	25720.16	4269.19	9341212.04	98320.34
26283	DL+UDL+KEL	J[4953]	-47947.77	-136.69	12597.93	-1483.85	-2685116.07	28876.83
33615	DL+UDL+EQy	J[17298]	-28058.01	1767.25	-3642.13	101377.11	1596490.75	5719985.87
23747	DL+UDL	J[13419]	5328.07	20318.15	4965.79	729.8	-627358.76	-3988244.79

Tabel diatas di buat merupakan hasil sortir data dari 20000 elemen ribs. Dengan mengambil data maksimum (positif dan negative) dari gaya – gaya dalam yang ada. Dari data diatas kita dapat mengontrol apakah tegangan yang terjadi pada elemen tidak melebihi tegangan ijinnya.

Contoh perhitungan.

Kontrol elemen 34885.

Mutu baja yang digunakan = 50 ksi = 345 Mpa = 3450 kg /cm^2



A	3.42E+02	cm^2
Ixx	6.39E+04	cm^3
Iyy	7.11E+04	cm^3
Izz	8.54E+04	cm^3
y	10	cm
z	13.2277	cm
Sy	7.11E+03	cm^3
Sz	6.45E+03	cm^3

Gambar 7.4 penampang dan Index Penampang Ribs

Persamaan yang digunakan

$\frac{P}{A} + \frac{My}{Sy} + \frac{Mx}{Sx} \leq Fy$ x 1.5 (faktor beban tidak tetap)

$$\frac{67993.28}{341.785} + \frac{9341212.04}{7107.01} + \frac{4269.19}{6452.475} \leq \frac{2}{3} \text{ x } 3450 \text{ x } 1.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$198.936 + 1314.366 + 0.662 \leq 3450 \text{ kg/cm}^2$$

$1513.963 \text{ kg/cm}^2 \leq 3450 \text{ kg/cm}^2$ **oke !**

Kontrol itersi

$$\frac{fa}{Fa} + \frac{fy}{Fby} + \frac{fbx}{Fbx} \leq 1.5$$

$$\frac{198.936}{0.6\ x\ 3450} + \frac{1314.366}{0.6667\ x\ 3450} + \frac{0.662}{0.6667\ x\ 3450} \leq 1.5$$

$$0.096 + 0.000287 + 0.5714 \leq 1.5$$

$0.6678 \leq 1.5$ **oke!**

Tabel 7.6 Hasil Perhitungan Keseluruhan

ELEM	COMB	LETAK	AXIAL	SHEAR-Y	SHEAR-X	TORSION	MOMENT Y	MOMENT Z	fa	fbx	fby	total
26289	DL+EQx	I[5250]	279271.08	1597.83	20537.52	39526.35	2848597.58	312746.01	817.10	6.13	400.82	1224.04
28200	DL+UDL+KEL	J[9271]	-249728.92	460.58	-340.5	3185.77	-534471.41	-88894.47	-730.66	0.49	-75.20	806.36
34177	DL+UDL+EQy	I[16557]	-49711.92	28618.9	283.99	46247.68	212263.58	5309431.3	-145.45	7.17	29.87	182.48
22367	DL+UDL	I[13282]	4760.64	-20621.72	4392.02	-9938.83	1125612.72	-3689360.26	13.93	-1.54	158.38	173.85
34885	DL+EQx	I[5052]	78434.51	417.3	29477.79	4214.88	4830950.82	77480.3	229.48	0.65	679.74	909.88
34885	DL+UDL	J[17603]	-46200.81	-56.23	-12378.69	-1337.13	1877491.6	11944.04	-135.18	-0.21	264.17	399.56
33656	DL+UDL+EQy	I[15092]	12973.05	10255.74	-190.47	129204.93	-96589.48	2294345.9	37.96	20.02	-13.59	71.57
33640	DL+UDL+KEL	I[15109]	10239.61	-9506.97	-1067.08	-73355.15	-302735.56	-2137935.03	29.96	-11.37	-42.60	83.92
34885	DL+UDL+EQx	J[17603]	67993.28	393.38	25720.16	4269.19	9341212.04	98320.34	198.94	0.66	1314.37	1513.96
26283	DL+UDL+KEL	J[4953]	-47947.77	-136.69	12597.93	-1483.85	-2685116.07	28876.83	-140.29	-0.23	-377.81	518.33
33615	DL+UDL+EQy	J[17298]	-28058.01	1767.25	-3642.13	101377.11	1596490.75	5719985.87	-82.09	15.71	224.64	322.44
23747	DL+UDL	J[13419]	5328.07	20318.15	4965.79	729.8	-627358.76	-3988244.79	15.59	0.11	-88.27	103.98

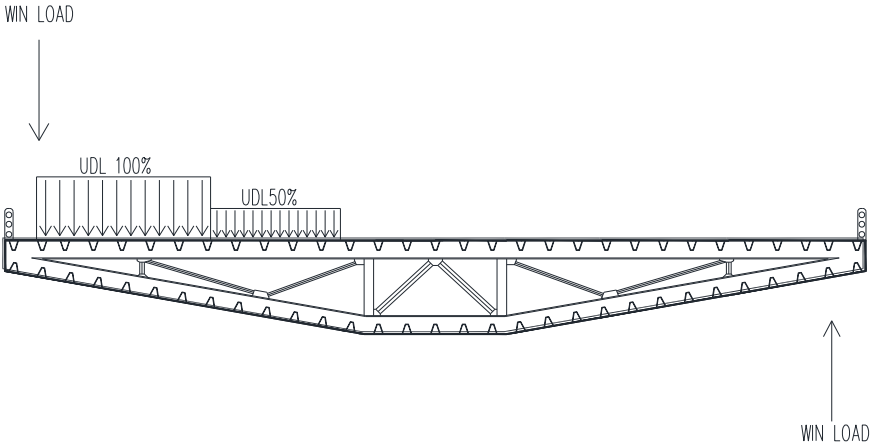
dari hasil perhitugan diatas maka dapat disimpulkan elemen ribs dapat menahan gaya – gaya dalam yang terjadi akibat beban simetris. Dan nilai tegangan terbesar yang terjadi tidak melebihi tegangan ijin.$1513.963\ \text{kg/cm}^2 \leq 3450\ \text{kg/cm}^2$ dan dari kontrol iterasi di ketahui bahwa nilai terbesar nya adalah $0.57 \leq 1.5$.

Tabel 7.7 Hasil iterasi

ELEMEN	Iterasi			Total	cek
	fa/Fa	fbx/Fbx	fby/Fby		
26289	0.3947	0.0027	0.1743	0.57	oke
28200	-0.3530	0.0002	-0.0327	0.39	oke
34177	-0.0703	0.0031	0.0130	0.09	oke
22367	0.0067	-0.0007	0.0689	0.08	oke
34885	0.1109	0.0003	0.2955	0.41	oke
34885	-0.0653	-0.0001	0.1149	0.18	oke
33656	0.0183	0.0087	-0.0059	0.03	oke
33640	0.0145	-0.0049	-0.0185	0.04	oke
34885	0.0961	0.0003	0.5715	0.67	oke
26283	-0.0678	-0.0001	-0.1643	0.23	oke
33615	-0.0397	0.0068	0.0977	0.14	oke
23747	0.0075	0.0000	-0.0384	0.05	oke

7.2.3.1.2 Kontrol ribs terhadap beban torsi dari gelagar.

Struktur selain di kontrol oleh beban simetris, juga dikontrol dengan menggunakan beban tidak simetris. Pada kondisi ini gaya yang banyak bekerja adalah gaya torsi. Gaya yang bekerja pada struktur digambarkan seperti gambar 7.4



Gambar 7.4 Pembebanan Tidak Simetris Pada Jembatan

Dari hasil MIDAS/Civil didapatkan nilai gaya dalam sebagai berikut.

Tabel 7.8 Gaya Dalam dari MIDAS/Civil

ELEM	COMB	LETAK	AXIAL	SHEAR-Y	SHEAR-X	TORSION	MOMENT Y	MOMENT Z
24967	UDL TEPI (	I[5200]	75623.9	366.52	1061.04	2803.09	-237392.58	77957.72
23587	UDL TEPI (	I[5180]	-67796.93	317.63	-935.62	-199.99	176428.55	61196.59
23747	UDL TENG	I[13302]	3203.16	8242.92	559.63	-133206.55	128422.17	1501237.42
22367	UDL TEPI (	I[13282]	3596.04	-9325.56	599.89	145408.15	141371.35	-1698773.39
33582	UDL TEPI (	J[17261]	-3344.99	3281.59	4223.88	-151198.02	-1112280.62	-857433.36
33461	UDL TEPI (	I[17018]	8095.49	3332.28	-4130.87	-115714.52	-808052.26	624633.2
25047	UDL TEPI (	I[13476]	-5633.19	-1079.75	901.59	168319.37	245173.05	-134431
33615	UDL TEPI (	I[15112]	-7600.54	667.12	-1983.19	-186902.29	-325272.99	236768.79
33645	UDL TEPI (	J[17280]	4104.07	6634.29	-3363.92	-145685.62	1094431.36	-1682790.73
33582	UDL TEPI (	J[17261]	-3344.99	3281.59	4223.88	-151198.02	-1112280.62	-857433.36
22367	UDL TEPI (	J[13399]	3596.04	-9325.56	599.89	145408.15	-83710.48	1800247.78
33616	UDL TEPI (	J[17281]	-14352.86	7085.59	-2373.33	-184457.93	858818.4	-1796812.05

Dari data diatas kemudian dilakukan kontrol elemen ribs, sebagai berikut :

$\frac{P}{A} + \frac{My}{Sy} + \frac{Mx}{Sx} \leq Fy$ x 1.5 (faktor beban tidak tetap)

$$\frac{75623.9}{341.785}+\frac{-237392.58}{7107.01}+\frac{2803.09}{6452.475}\leq\frac{2}{3}\text{ x 3450 x 1.5 kg/cm}^2$$

$$221.262+37.155+0.434\leq 3450\text{ kg/cm}^2$$

$$258.851\text{ kg/cm}^2\leq 3450\text{ kg/cm}^2\textbf{ oke!}$$

Kontrol itersi

$$\frac{fa}{Fa}+\frac{fy}{Fby}+\frac{fbx}{Fbx}\leq 1.5\text{ (faktor beban tidak tetap)}$$

$$\frac{221.262}{0.6\ x\ 3450}+\frac{37.155}{0.6667\ x\ 3450}+\frac{0.434}{0.6667\ x\ 3450}\leq 1.5$$

$$0.106+0.000188+0.01615\leq 1.5$$

$$0.12323\leq 1.5\textbf{ oke!}$$

Tabel 7.9 Rekapitulasi Tegangan Akibat Beban Tidak Simetris

ELEM	COMB	LETAK	AXIAL	SHEAR-Y	SHEAR-X	TORSION	MOMENT Y	MOMENT Z	fa	fbx	fby	total stress
24967	UDL TEPI (KANAN)	I[5200]	75623.9	366.52	1061.04	2803.09	-237392.58	77957.72	221.26	0.43	37.15	258.85
23587	UDL TEPI (KANAN)	I[5180]	-67796.93	317.63	-935.62	-199.99	176428.55	61196.59	-198.36	-0.03	-27.61	226.01
23747	UDL TENGAH (KIRI)	I[13302]	3203.16	8242.92	559.63	-133206.55	128422.17	1501237.42	9.37	-20.64	-20.10	50.12
22367	UDL TEPI (KANAN)	I[13282]	3596.04	-9325.56	599.89	145408.15	141371.35	-1698773.39	10.52	22.54	-22.13	55.18
33582	UDL TEPI (KANAN)	J[17261]	-3344.99	3281.59	4223.88	-151198.02	-1112280.62	-857433.36	-9.79	-23.43	174.08	207.30
33461	UDL TEPI (KANAN)	I[17018]	8095.49	3332.28	-4130.87	-115714.52	-808052.26	624633.2	23.69	-17.93	126.47	168.09
25047	UDL TEPI (KANAN)	I[13476]	-5633.19	-1079.75	901.59	168319.37	245173.05	-134431	-16.48	26.09	-38.37	80.94
33615	UDL TEPI (KANAN)	I[15112]	-7600.54	667.12	-1983.19	-186902.29	-325272.99	236768.79	-22.24	-28.97	50.91	102.11
33645	UDL TEPI (KANAN)	J[17280]	4104.07	6634.29	-3363.92	-145685.62	1094431.36	-1682790.73	12.01	-22.58	-171.29	205.88
33582	UDL TEPI (KANAN)	J[17261]	-3344.99	3281.59	4223.88	-151198.02	-1112280.62	-857433.36	-9.79	-23.43	174.08	207.30
22367	UDL TEPI (KANAN)	J[13399]	3596.04	-9325.56	599.89	145408.15	-83710.48	1800247.78	10.52	22.54	13.10	46.16
33616	UDL TEPI (KANAN)	J[17281]	-14352.86	7085.59	-2373.33	-184457.93	858818.4	-1796812.05	-41.99	-28.59	-134.41	205.00

Tabel 7.10 Hasil Iterasi terhadap beben tidak simetris

ELEMEN	Iterasi			Total	cek
	fa/Fa	fbx/Fbx	fby/Fby		
24967	0.11	0.00	0.02	0.12	oke
23587	-0.10	0.00	-0.01	0.11	oke
23747	0.00	-0.01	-0.01	0.02	oke
22367	0.01	0.01	-0.01	0.02	oke
33582	0.00	-0.01	0.08	0.09	oke
33461	0.01	-0.01	0.05	0.07	oke
25047	-0.01	0.01	-0.02	0.04	oke
33615	-0.01	-0.01	0.02	0.05	oke
33645	0.01	-0.01	-0.07	0.09	oke
33582	0.00	-0.01	0.08	0.09	oke
22367	0.01	0.01	0.01	0.02	oke
33616	-0.02	-0.01	-0.06	0.09	oke

Dari hasil diatas dapat disimpulkan bahwa elemen ribs dapat menahan gaya yang terjadi akibat beban yang tdak simetris. Gaya

maksimum yang terjadi sebesar 258.851 kg/cm^2 < 3450 kg/cm^2 .dan dari kontol iterasi nilai terbesarnya adalah. $0.12 \leq 1.5$

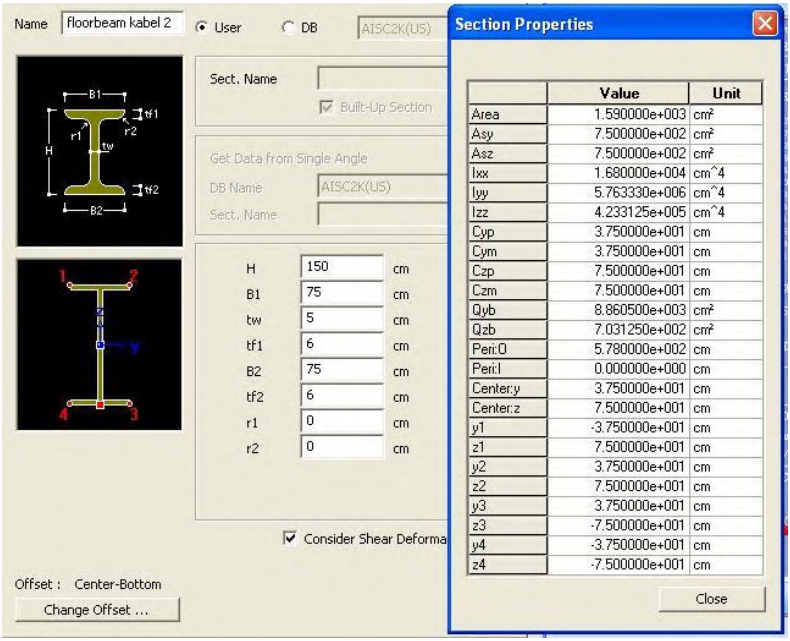
7.2.3.2 Kontrol Elemen Floorbeam

7.2.3.2.1 Kontrol Elemen Terhadap Beban Simetris

Kontrol pada floorbeam juga di lakukan untuk mengetahui apakah beban yang terjadi dapat diterima oleh struktur dan struktur kuat untuk memikul gaya tersebut. Dengan program bantu MIDAS/Civil didaptkan nilai gaya gaya dalam, data yang di kontrol dalam ulasan ini merupakan data yang telah di sortir berdasarkan gaya yang maksimum yang terjai.

Tabek 7.11 Hasil Gaya dalam Floorbeam dari MIDAS/Civil

ELEM	COMB	LETAK	AXIAL	SHEAR-Y	SHEAR-X	TORSION	MOMENT Y	MOMENT Z
35503	DL+UDL+EQx	I[55]	108247.1	3909.55	1730.24	3786.18	264339.11	1435394.82
35319	DL+UDL+KEL	J[1696]	-44813.8	-19493.06	-989.1	-9078.01	-356276.07	1413674.22
35244	DL+EQx	I[10]	55132.57	35701.7	-3327.41	5365.32	-1070510.64	7415659.82
35254	DL+UDL+KEL	I[14440]	60761.01	-28308.6	3000.79	-20324.91	-382929.44	-2720409.36
35242	DL+EQx	J[14772]	9014.96	1733.84	93277.89	7690.45	-6828350.32	-121271.57
35328	DL+UDL+KEL	I[1102]	-10347.5	1706.8	-39180.19	-10195.31	-4615876.68	176993.58
35422	DL+UDL+EQx	I[2691]	34899.48	33185.25	-2681.19	32665.93	-704766.12	2499936.38
35267	DL+UDL+KEL	I[7426]	53760.13	-27364.37	1764.23	-24843.63	-680448.37	-2699389.1
35242	DL+EQx	I[14733]	7676.24	1733.84	93231.14	7690.45	6978859.03	319187.4
35242	DL	J[14772]	5478.57	1505.24	75408.04	5732.19	-71914401.64	-162694.71
35594	DL+UDL+EQx	J[25]	56380.91	-18264.01	4091.47	-10747.27	-737629.43	9378644.15
35379	DL+UDL+KEL	I[94]	51609.91	-28136.31	2574.27	-15468.18	593626.67	-6906633.09



Gambar 7.5 Data Penampang

dari data diatas dapat dianalisa tegangan yang terjadi pada elemen floorbeam. Dicontohkan dengan perhitungan sebagai berikut.

$\frac{P}{A} + \frac{My}{Sy} + \frac{Mx}{Sx} \leq Fy$ x 1.5 (faktor beban tidak tetap)

$$\frac{5478.57}{1.59E+03} + \frac{-7114401.64}{5.76E+06} + \frac{5732.19}{4.23E+05} \leq \frac{2}{3} \text{ x } 3450 \text{ x } 1.5 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$9.645 + 0.605 + 2128.598 \leq 3450 \text{ kg/cm}^2$$

$$2138.849 \text{ kg/cm}^2 \leq 3450 \text{ kg/cm}^2 \quad \textbf{oke!}$$

Kontrol Iterasi

$\frac{fa}{Fa} + \frac{fy}{Fby} + \frac{fbx}{Fbx} \leq 1.5$ (faktor beban tidak tetap)

$$\frac{5478.57}{0.6\ x\ 3450} + \frac{-7114401.64}{0.6667\ x\ 3450} + \frac{5732.19}{0.6667\ x\ 3450} \leq 1.5$$

$$0.00465 + 0.000263 + 0.9254777 \leq 1.5$$

0.93040 ≤ 1.5 **oke!**

Tabel 7.12 Rekapitulasi Hasil Perhitungan

ELEM	COMB	LETAK	AXIAL	SHEAR-Y	SHEAR-X	TORSION	MOMENT Y	MOMENT Z	fa	fbx	fby	total
35503	DL+UDL+EQx	I[55]	108247.1	3909.55	1730.24	3786.18	264339.11	1435394.82	1.91E+02	1.13E+00	2.79E+01	2.20E+02
35319	DL+UDL+KEL	J[1696]	-44813.8	-19493.06	-989.1	-9078.01	-356276.07	1413674.22	-7.89E+01	-9.58E-01	-1.07E+02	1.86E+02
35244	DL+EQx	I[10]	55132.57	35701.7	-3327.41	5365.32	-1070510.64	7415659.82	9.71E+01	5.66E-01	-3.20E+02	4.18E+02
35254	DL+UDL+KEL	I[14440]	60761.01	-28308.6	3000.79	-20324.91	-382929.44	-2720409.36	1.07E+02	-2.15E+00	-1.15E+02	2.24E+02
35242	DL+EQx	J[14772]	9014.96	1733.84	93277.89	7690.45	-6828350.32	-121271.57	1.59E+01	8.12E-01	-2.04E+03	2.06E+03
35328	DL+UDL+KEL	I[1102]	-10347.5	1706.8	-39180.19	-10195.31	-4615876.68	176993.58	-1.82E+01	-1.08E+00	-1.38E+03	1.40E+03
35422	DL+UDL+EQx	I[2691]	34899.48	33185.25	-2681.19	32665.93	-704766.12	2499936.38	6.14E+01	3.45E+00	-2.11E+02	2.76E+02
35267	DL+UDL+KEL	I[7426]	53760.13	-27364.37	1764.23	-24843.63	-680448.37	-2699389.1	9.46E+01	-2.62E+00	-2.04E+02	3.01E+02
35242	DL+EQx	I[14733]	7676.24	1733.84	93231.14	7690.45	6978859.03	319187.4	1.35E+01	8.12E-01	2.09E+03	2.10E+03
35242	DL	J[14772]	5478.57	1505.24	75408.04	5732.19	-7114401.64	-162694.71	9.65E+00	6.05E-01	-2.13E+03	2.14E+03
35594	DL+UDL+EQx	J[25]	56380.91	-18264.01	4091.47	-10747.27	-737629.43	9378644.15	9.93E+01	-1.13E+00	-2.21E+02	3.21E+02
35379	DL+UDL+KEL	I[94]	51609.91	-28136.31	2574.27	-15468.18	593626.67	-6906633.09	9.09E+01	-1.63E+00	1.78E+02	2.70E+02

Tabel 7.13 Hasil Dari Rumus Iterasi

ELEMEN	Iterasi			Total	cek
	fa/Fa	fbx/Fbx	fby/Fby		
35503	0.09	0.00	0.01	0.10	oke
35319	-0.04	0.00	-0.05	0.08	oke
35244	0.05	0.00	-0.14	0.19	oke
35254	0.05	0.00	-0.05	0.10	oke
35242	0.01	0.00	-0.89	0.90	oke
35328	-0.01	0.00	-0.60	0.61	oke
35422	0.03	0.00	-0.09	0.12	oke
35267	0.05	0.00	-0.09	0.14	oke
35242	0.01	0.00	0.91	0.91	oke
35242	0.00	0.00	-0.93	0.93	oke
35594	0.05	0.00	-0.10	0.14	oke
35379	0.04	0.00	0.08	0.12	oke

Dari hasil perhitungkan diketahui bahwa nilai tegangan maksimum yang terjadi pada elemen floorbeam adalah sebesar 2138.849 kg/cm^2 ≤ 3450 kg/cm^2 dan dari hasil rumus iterasi nilai maksimum yang terjdi adalah sebesar 0.93 ≤ 1, maka dapat di simpulkan bahwa elemen dapat menerima gaya gaya dalam yang terjadi pada elemen tersebut.

7.2.3.2.2 Kontrol Elemen Terhadap Beban Tidak Simetris

Kontrol elemen terhadap beban tidak simetris (UDL + KEL + perlu dilakukan untuk mengetahui kemampuan struktur gelagar dalam menerima beban torsi yang terjadi akibat beban tidak

simetris. Dari hasil analisa struktur MIDAS/Civil didapat nilai gaya dalam sebagai berikut :

Tabel 7.14 Output MIDAS/Civil (gaya dalam)

ELEM	COMB	LETAK	AXIAL	SHEAR-Y	SHEAR-X	TORSION	MOMENT Y	MOMENT Z
10199	UDL TEPI (KANAN)	I[54]	209003.51	-1171.75	38508.86	-1706.14	26297066.75	-539.25
10243	UDL TEPI (KANAN)	I[5309]	-226907.78	-1944.2	12364.31	-301.23	-7880763.54	-58408.58
29196	UDL TEPI (KANAN)	I[15066]	6076.05	64979.07	-88668.13	63876.19	17226600.33	-523399.29
21807	UDL TEPI (KANAN)	I[13280]	3481.31	-64127.01	-79786.34	-46890.94	16467442.61	351505.84
33498	UDL TENGAH (KIRI)	I[17219]	123184.21	12425.1	317055.23	1269976.37	-2719420.51	293432.34
33505	UDL TEPI (KANAN)	I[17255]	135974.05	-17822.18	-355547.78	-1476824.3	-12949003.34	72170.06
33498	UDL TEPI (KIRI)	I[17219]	120842.45	13793.7	311529.68	1300495.27	-2552355.42	304832.7
33505	UDL TEPI (KANAN)	I[17255]	135974.05	-17822.18	-355547.78	-1476824.3	-12949003.34	72170.06
33501	UDL TEPI (KANAN)	J[1]	-120162.21	45390.92	-342064.4	63761.17	86005783.98	-4647504.5
33502	UDL TEPI (KANAN)	I[1]	140878.82	-15260.9	-349238.83	26829.88	-81538547.06	-3242981.76
22018	UDL TEPI (KANAN)	J[105]	-133539.18	-49520.52	-283826.73	-46159.11	69229708.44	5167886.28
29196	UDL TEPI (KANAN)	J[2]	6076.05	64979.07	-88668.13	63876.19	23078696.63	-4812017.89

$\frac{P}{A} + \frac{My}{Sy} + \frac{Mx}{Sx} \leq Fy$ x 1.5 (faktor beban tidak tetap)

$$\frac{209003.51}{1.59\text{E}+03} + \frac{26297066.756}{5.76\text{E}+06} + \frac{-1706.14}{4.23\text{E}+05} \leq 3450 \text{ kg/cm}^2$$

$$131.4487 + 1565.3015 + -0.00179 \leq 3450 \text{ kg/cm}^2$$

$1696.7521 \text{ kg/cm}^2 \leq 3450 \text{ kg/cm}^2$ **oke!**

Kontrol Iterasi

$$\frac{fa}{Fa} + \frac{fy}{Fby} + \frac{fbx}{Fbx} \leq 1.5$$

$$\frac{131.4487}{0.6\ x\ 3450} + \frac{1565.3015}{0.6667\ x\ 3450} + \frac{-0.00179}{0.6667\ x\ 3450} \leq 1.5$$

$$0.0635 + -7.812E-07 + 0.9254777 \leq 1.5$$

$0.74406 \leq 1.5$ **oke!**

Tabel 7.15 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Elemen Ribs Akibat Bebant Tidak Simetris

ELEM	COMB	LETAK	AXIAL	SHEAR-Y	SHEAR-X	TORSION	MOMENT Y	MOMENT Z	fa	fbx	fby	total
10199	UDL TEPI (KANAN)	I[54]	209003.51	-1171.75	38508.86	-1706.14	26297066.75	-539.25	1.31E+02	-1.80E-03	1.57E+03	1.70E+03
10243	UDL TEPI (KANAN)	I[5309]	-226907.78	-1944.2	12364.31	-301.23	-7880763.54	-58408.58	-4.02E+02	-5.34E-02	-1.03E+02	5.04E+02
29196	UDL TEPI (KANAN)	I[15066]	6076.05	64979.07	-88668.13	63876.19	17226600.33	-523399.29	3.82E+00	1.13E+01	2.24E+02	2.39E+02
21807	UDL TEPI (KANAN)	I[13280]	3481.31	-64127.01	-79786.34	-46890.94	16467442.61	351505.84	2.19E+00	-8.31E+00	2.14E+02	2.25E+02
33498	UDL TENGAH (KIRI)	I[17219]	123184.21	12425.1	317055.23	1269976.37	-2719420.51	293432.34	7.75E+01	2.25E+02	-3.54E+01	3.38E+02
33505	UDL TEPI (KANAN)	I[17255]	135974.05	-17822.18	-355547.78	-1476824.3	-12949003.34	72170.06	8.55E+01	-2.62E+02	-1.69E+02	5.16E+02
33498	UDL TEPI (KIRI)	I[17219]	120842.45	13793.7	311529.68	1300495.27	-2552355.42	304832.7	7.60E+01	2.30E+02	-3.32E+01	3.40E+02
33505	UDL TEPI (KANAN)	I[17255]	135974.05	-17822.18	-355547.78	-1476824.3	-12949003.34	72170.06	8.55E+01	-2.62E+02	-1.69E+02	5.16E+02
33501	UDL TEPI (KANAN)	J[1]	-120162.21	45390.92	-342064.4	63761.17	86005783.98	-4647504.5	-7.56E+01	1.13E+01	1.12E+03	1.21E+03
33502	UDL TEPI (KANAN)	I[1]	140878.82	-15260.9	-349238.83	26829.88	-81538547.06	-3242981.76	8.86E+01	4.75E+00	-1.06E+03	1.15E+03
22018	UDL TEPI (KANAN)	J[105]	-133539.18	-49520.52	-283826.73	-46159.11	69229708.44	5167886.28	-8.40E+01	-8.18E+00	9.01E+02	9.93E+02
29196	UDL TEPI (KANAN)	J[2]	6076.05	64979.07	-88668.13	63876.19	23078696.63	-4812017.89	3.82E+00	1.13E+01	3.00E+02	3.15E+02

Tabel 7.16 hasil dari perhitungan iterasi

ELEM	Iterasi			Total	cek
	fa/Fa	fby/Fby	fbx/Fbx		
10199	0.064	0.000	0.681	0.74	oke
10243	-0.194	0.000	-0.045	0.24	oke
29196	0.002	0.005	0.097	0.10	oke
21807	0.001	-0.004	0.093	0.10	oke
33498	0.037	0.098	-0.015	0.15	oke
33505	0.041	-0.114	-0.073	0.23	oke
33498	0.037	0.100	-0.014	0.15	oke
33505	0.041	-0.114	-0.073	0.23	oke
33501	-0.037	0.005	0.487	0.53	oke
33502	0.043	0.002	-0.461	0.51	oke
22018	-0.041	-0.004	0.392	0.44	oke
29196	0.002	0.005	0.131	0.14	oke

Dari analisa elemen akibat beban tidak simetris di ketahui bahwa tegangan maksimum yang terjadi pada elemen floorbeam adalah sebesar 1696.752 kg/cm^2 $\leq$ 3450 kg/cm^2 dan dari hasil iterasi di ketahui bahwa nilai terbesar adalah 0.74 < 1. Dengan hasil tersebut dapat disimpulkan bahwa elemen mampu menerima gaya yang terjadi akibat beben tidak simetris.

7.2.4 Desain Sambungan

dalam pelaksanaan kesluruhan struktur jembatan menggunakan sambungana las, dalam perencanaan ini sambungan las ini akan di hitung per 1m panjang, untuk menyederhanakan perhitungan di gunakan kaki las yang sama a = b = 1 cm

7.2.4.1 Sambungan Las Pada Badan Ribs

Untuk mendisain sambungan las ini, digunakan ribs dengan tegangan terbesar yang terjadi.

Tegangan akibat aksial

f_a = 198.936 kg/cm^2

Tegangan yang terjadi akibat Momen lentur

f_b = 1314.366 kg/cm^2

tegangan total

$$f_{total} = \sqrt{f_a{}^2 + f_a{}^2}$$

$$= \sqrt{198.936^{\,2} + 1314.366^2}$$

$$= 1329.336 \text{ kg/cm}^2$$

f_{total} = 1329.336 kg/cm^2 < f_{ijin} = 0.6 x 3450 = 2070 kg/cm^2

Cek tebal las dan kaki las

Tebal las = $t = \frac{f\text{total}}{f\text{ijin}} = \frac{1329.336}{2070}$ = 0.642 cm = 0.7 cm

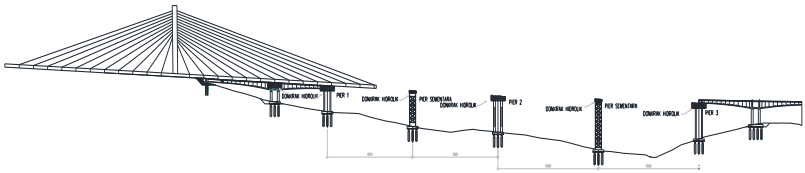
Tebal las = $a = \frac{\text{t}}{0.707} = \frac{0.7}{0.707}$ = 0.642 cm = 0.99 cm ≈ 1 cm

BAB VIII
METODE PELAKSANAAN

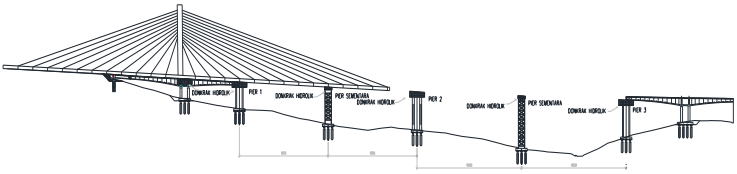
8.1 metode pelaksanaan

Metode pelaksanaan konstruksi jembatan Ungaran - Bawen ini menggunakan teknik push out yang terinspirasi dari pembuatan jembatan Millau Viaduct di Perancis dimana deck dan pylon di lancarkan dari satu sisi bentang ke sisi bentang lainnya dengan bantuan dongkrak hidrolik yang bekerja bersama menggeser struktur jembatan :

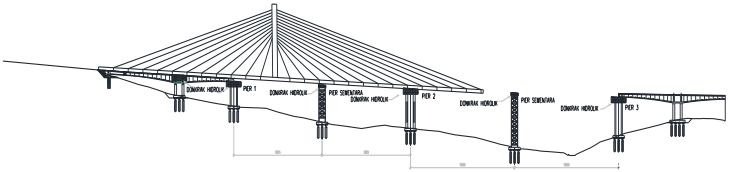
1. Tahap pertama, bagian bagian dari jembatan di rakit pada sisi pendekat jembatan kemudian perlahan perlahan dengan bantuan dongkrak di geser ke arah sisi seberang pada tahap ini stressing kabel tidak pada kondisi optimal untuk mengurangi gaya vertikal pada pylon yang langsung membebani deck pada saat pylon tidak tertumpu pada pilarr.



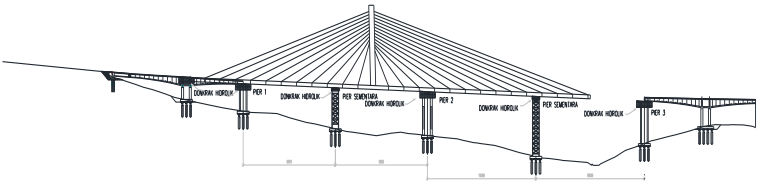
2. Tahap kedua, bagian struktur atas di geser dengan bantuan dongkrak hidrolik sehingga ujung deck sampai pada pier 2 dan pier sementra 1



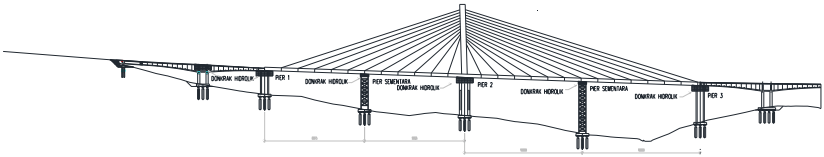
3. Tahap ketiga, bagian struktur atas di geser dengan bantuan dongkrak hidrolik sehingga ujung deck sampai pada pier 2 dan pier sementra 2



4. Tahap ketiga, bagian struktur atas di geser dengan bantuan dongkrak hidrolik sehingga ujung deck sampai pada pier 3 dan pier sementra 2



5. Tahap ketiga, bagian struktur atas di geser dengan bantuan dongkrak hidrolik sehingga ujung deck sampai pada pier 3 dan setelah sampai pada pier 3 kabel mulai di stressing sesuai gaya service load.



”Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB IX
STRUKTUR KABEL

Struktur kabel adalah salah satu struktur utama dalam konstruksi jembatan *cable stayed*. Kabel-kabel ini memikul berat lantai kendaraan, gelagar memanjang, melintang, beban tambahan dan beban hidup dari berbagai konfigurasi beban untuk selanjutnya disalurkan ke struktur *pylon*.

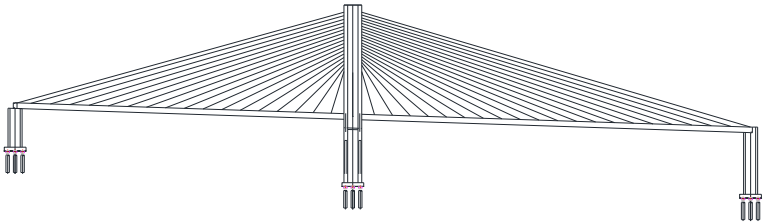
9.1 Data Perencanaan

Ada dua jenis kabel pararel *VSL 7-wire strand* yang biasa digunakan untuk konstruksi jembatan kabel yaitu:

Tabel 9.1 Jenis Kabel dan Anker

Standard	ASTM A 416-74 grade 270	Euronorme 138-79
∅ (mm)	15,2	15,7
As (mm^2)	140	150
f_u (f_{ijin} = 0,7 f_u) (MPa)	1860 (1302)	1770 (1239)
Ukuran anker	7, 12, 19, 31, 37, 61, dan 91 strand	

Dalam perencanaan ini akan digunakan kabel tipe 1 (15,2 mm; 1860 Mpa seperti yang disyaratkan pada RSNI T-03-2005 yaitu mutu kabel yang digunakan memiliki tegangan putus minimal 1800 Mpa dan dengan tegangan ijin sebesar 0,7f_u. Kabel akan diberi simbol sebagai berikut :



Gambar 9.1 Nomenklatur Kabel

Untuk bentang terpendek diberi simbol “L” dan bentang terpanjang diberi simbol “R”. Penomoran kabel dimulai dari sisi ungaran sampai ke sisi bawen (L1 sampai R14) Jumlah strand dan luas kabel ditentukan terlebih dahulu seperti pada BAB IV PRELIMINARY DESAIN yaitu ditampilkan pada tabel 9.2 berikut:

Tabel 9.2 Perhitungan Jumlah Strand Kabel

Kode Kabel	β	a	L	W.L + P	Agros	n	n actual	Anet
	(°)	m	m	Ton	mm2	strand	strand	mm2
L1	21	192	7	427.00	1495.41	10.68	12	1680
L2	21	185	8	487.92	1708.84	12.21	19	2660
L3	22	175	10	609.78	2029.13	14.49	19	2660
L4	23	165	10	609.78	1931.36	13.80	19	2660
L5	24	150	15	914.42	2761.57	19.73	31	4340
L6	25	135	15	914.42	2636.70	18.83	19	2660
L7	26	120	15	914.42	2520.84	18.01	19	2660
L8	28	105	15	914.42	2312.29	16.52	19	2660
L9	31	90	15	914.42	2046.12	14.62	19	2660
L10	35	75	15	914.42	1755.75	12.54	19	2660
L11	40	60	15	914.42	1465.09	10.46	12	1680
L12	48	45	15	914.42	1106.88	7.91	12	1680
L13	59	30	15	914.42	738.63	5.28	7	980
L14	76	15	15	914.42	306.49	2.19	7	980
R14	19	202	7	427.00	1667.15	11.91	12	1680
R13	19	195	15	914.42	3571.15	25.51	31	4340
R12	20	180	15	914.42	3378.35	24.13	31	4340

R11	21	165	15	914.42	3203.20	22.88	31	4340
R10	22	150	15	914.42	3043.29	21.74	31	4340
R9	23	135	15	914.42	2896.63	20.69	31	4340
R8	25	120	15	914.42	2636.70	18.83	19	2660
R7	27	105	15	914.42	2412.99	17.24	19	2660
R6	29	90	15	914.42	2217.99	15.84	19	2660
R5	33	75	15	914.42	1893.13	13.52	19	2660
R4	37	60	15	914.42	1631.44	11.65	12	1680
R3	44	45	15	914.42	1273.01	9.09	12	1680
R2	54	30	15	914.42	893.14	6.38	7	980
R1	69	15	15	914.42	471.87	3.37	7	980

Luas penampang kabel ini akan dipakai sebagai preliminary desain untuk analisa. Setelah diperoleh gaya kabel yang sebenarnya, luas penampang kabel akan diganti dan kembali diiterasi untuk mendapatkan besar gaya kabel yang lebih akurat.

9.2 Gaya *Stressing* Kabel

Dalam pelaksanaannya, masing-masing kabel diberi gaya tarik (*stressing*) dahulu sebelum dibebani. Hal ini dimaksudkan untuk mengatur posisi gelagar agar sesuai dengan posisi finalnya sebelum diberi beban hidup. Apabila gaya tarik ini tidak diberikan pada kabel, pada akhirnya posisi final gelagar sebelum diberi beban hidup akan terlalu melendut kebawah akibat deformasi kabel karena dibebani lantai kendaraan.

Dengan bantuan program MIDAS/Civil, dapat dihitung gaya tarik masing-masing kabel tersebut dengan fitur *unknown load factors calculation*. Langkah-langkah analisanya dapat dijelaskan sebagai berikut :

1) Memberi masing-masing kabel gaya tarik sebesar 1 unit (dalam hal ini kN).
2) Memberi batasan deformasi untuk nodal-nodal pada lantai kendaraan. Hal ini dimaksudkan untuk memberikan input pada program kondisi final yang diinginkan untuk lantai kendaraan. Dalam hal ini batasan yang diberikan adalah +0,01 m sampai -0,01 m. Artinya, lantai kendaraan boleh

melendut maksimal ±0,01 m pada kondisi final setelah dilakukan *stressing*.

3) Juga ditentukan beban apa saja yang ikut mempengaruhi kondisi final sebelum diberi beban hidup. Beban-beban yang bekerja adalah beban mati (berat sendiri lantai kendaraan) dan beban *superimpose*.
4) Data yang diperlukan program sudah cukup dan dapat dilakukan iterasi. Program melakukan iterasi pada gaya tarik yang telah diberikan sebelumnya yaitu 1 kN, hingga tercapai batasan yang juga telah diberikan yaitu ±0,01 m pada lantai kendaraan.
5) *Output* yang dihasilkan program adalah *load factor* untuk masing-masing kabel. Jadi, gaya tarik 1 kN di atas diberi *load factor* oleh program hasil dari iterasi. Hal ini berhubungan dengan fitur yang dimiliki program MIDAS/Civil yaitu *unknown load factors calculation*.

Hasil dari iterasi pada masing-masing gaya kabel yang dilakukan program ditabelkan sebagai berikut :

Tabel 9.3 Gaya Tarik Awal (*Stressing*) Masing-masing Kabel

Kabel	Gaya stressing (ton)	Kabel	Gaya stressing (ton)
L1	654.70	R1	1210.38
L2	803.61	R2	1234.34
L3	1534.18	R3	1297.46
L4	1825.85	R4	1354.95
L5	1756.45	R5	1594.87
L6	1708.18	R6	1678.39
L7	1668.30	R7	1789.32
L8	1622.52	R8	1823.46
L9	1590.55	R9	2166.48
L10	1434.26	R10	2108.86
L11	1346.43	R11	1947.07
L12	1167.34	R12	1379.70
L13	1045.44	R13	845.96
L14	989.32	R14	620.23

9.3 Hasil analisa kabel dengan penampang Asc*

Dalam menganalisa struktur kabel, dilakukan iterasi satu kali untuk mendapatkan penampang kabel. Iterasi ini dapat dijelaskan sebagai berikut:

Pertama-tama digunakan terlebih dahulu penampang kabel yang diperoleh pada preliminary desain (Asc*).Penampang Asc* ini dipakai untuk memperoleh gaya kabel (P*). Gaya kabel P* tersebut lalu digunakan untuk mencari penampang kabel yang sebenarnya (Asc) yang akan digunakan sebagai kroscek. Struktur dengan penampang kabel Asc ini akan kembali dianalisa untuk mendapatkan gaya kabel kembali (P). Gaya kabel P ini hanya sebagai pembanding untuk mengontrol penampang Asc apakah kebutuhan penampang Asc telah terpenuhi. Iterasi dapat digambarkan sebagai berikut: Asc* $\rightarrow$ P* $\rightarrow$ Asc $\leftrightarrow$ P.

Berikut adalah tabel hasil analisa gaya kabel dengan penampang Asc* saat pelaksanaan :

Tabel 9.4 Gaya Kabel P* Pada Saat *Service Load*

Kabel	p*	ASC	n strand	n strand actual	ASC aktual
L1	654.70	3519.89	25.14	31	4340
L2	803.61	4320.48	30.86	31	4340
L3	1534.18	8248.26	58.92	61	8540
L4	1825.85	9816.41	70.12	91	12740
L5	1756.45	9443.30	67.45	91	12740
L6	1708.18	9183.77	65.60	91	12740
L7	1668.30	8969.38	64.07	91	12740
L8	1622.52	8723.22	62.31	91	12740
L9	1590.55	8551.33	61.08	91	12740
L10	1434.26	7711.06	55.08	61	8540
L11	1346.43	7238.85	51.71	61	8540
L12	1167.34	6276.04	44.83	61	8540
L13	1045.44	5620.67	40.15	61	8540
L14	989.32	5318.95	37.99	61	8540
R1	1210.38	6507.41	46.48	61	8540
R2	1234.34	6636.24	47.40	61	8540
R3	1297.46	6975.58	49.83	61	8540
R4	1354.95	7284.68	52.03	61	8540
R5	1594.87	8574.59	61.25	91	12740
R6	1678.39	9023.58	64.45	91	12740

R7	1789.32	9620.03	68.71	91	12740
R8	1823.46	9803.53	70.03	91	12740
R9	2166.48	11647.73	83.20	91	12740
R10	2108.86	11337.96	80.99	91	12740
R11	1947.07	10468.10	74.77	91	12740
R12	1379.70	7417.74	52.98	61	8540
R13	845.96	4548.18	32.49	37	5180
R14	620.23	3334.57	23.82	31	4340

9.4 Analisa penampang kabel dengan penampang Asc_{aktual}

Setelah didapatkan Asc_{aktual} dan dimasukkan sebagai penampang kabel, struktur kembali dianalisa untuk mendapatkan gaya kabel (P). Hasil analisanya tersedia pada tabel

Tabel 9.5 Gaya Kabel P Pada Saat *Service Load*

Kabel	P (ton)	Kabel	P (ton)
L1	395.49	R1	1119.02
L2	648.23	R2	1283.66
L3	1541.50	R3	1315.29
L4	1884.56	R4	1536.02
L5	1858.05	R5	1638.41
L6	1768.35	R6	1701.18
L7	1624.53	R7	1761.40
L8	1603.60	R8	1923.99
L9	1650.68	R9	2205.83
L10	1574.69	R10	2366.15
L11	1376.67	R11	2257.77
L12	1201.38	R12	1533.10
L13	1023.28	R13	845.91
L14	851.86	R14	668.33

9.5 Kontrol penampang kabel berdasarkan gaya kabel P

Dari gaya kabel P yang diperoleh, akan dikomparasikan dengan Asc_{aktual} yang sudah diperoleh. Bila dari Asc_{aktual} tersebut dapat memikul gaya kabel P, maka penampang kabel yang diperoleh telah memenuhi syarat. Contoh perhitungan diberikan untuk kabel L4 dan untuk kabel yang lain ditabelkan sebagai berikut:

Kabel L4 :

Asc_{aktual} = 12740 mm^2

Pn = f_{ijin} x Asc_{aktual}

= 0.186 x 12740

= 2369 ton

P = 1884.56 ton

Pn > P → maka luas penampang kabel dapat memikul gaya tarik maksimum yang terjadi.

Untuk perhitungan kabel lainnya ditabelkan pada tabel dibawah ini

Tabel 9.6 Kontrol Luas Penampang Asc_{aktual}

Kabel	P (ton)	Asc Aktua	PN	Kontrol P<PN
L1	395.49	4340.00	807.24	OKE
L2	648.23	4340.00	807.24	OKE
L3	1541.50	8540.00	1588.44	OKE
L4	1884.56	12740.00	2369.64	OKE
L5	1858.05	12740.00	2369.64	OKE
L6	1768.35	12740.00	2369.64	OKE
L7	1624.53	12740.00	2369.64	OKE
L8	1603.60	12740.00	2369.64	OKE
L9	1650.68	12740.00	2369.64	OKE
L10	1574.69	8540.00	1588.44	OKE
L11	1376.67	8540.00	1588.44	OKE
L12	1201.38	8540.00	1588.44	OKE
L13	1023.28	8540.00	1588.44	OKE
L14	851.86	8540.00	1588.44	OKE
R1	1119.02	8540.00	1588.44	OKE
R2	1283.66	8540.00	1588.44	OKE
R3	1315.29	8540.00	1588.44	OKE
R4	1536.02	8540.00	1588.44	OKE
R5	1638.41	12740.00	2369.64	OKE
R6	1701.18	12740.00	2369.64	OKE
R7	1761.40	12740.00	2369.64	OKE
R8	1923.99	12740.00	2369.64	OKE
R9	2205.83	12740.00	2369.64	OKE

R10	2366.15	12740.00	2369.64	OKE
R11	2257.77	12740.00	2369.64	OKE
R12	1533.10	8540.00	1588.44	OKE
R13	845.91	5180.00	963.48	OKE
R14	668.33	4340.00	807.24	OKE

Sehingga luas penampang untuk kabel yang dipasang pada masing-masing anker sudah dapat memikul gaya tarik maksimum yang terjadi.

9.6 Analisa anker pada gelagar

Angker kabel yang dipasang, sesuai dengan jumlah strand kabel yang telah dihitung. Perhitungan ini meliputi cek tegangan pelat baja baja saat stressing.

Data angker yang di pakai digunakana :
Tabel 9.7 Dimensi Angker

Angker	Strand			
	31	37	61	91
Ød	160	180	200	250
ØA1 (mm)	340	370	460	550
B (mm)	480	530	660	810
ØD (mm)	280	300	380	450

Contoh perhitungan angker digunakan angker R10 yang mempunyai gaya terbesar.
Data data perencanaan :
P = 2366.15 ton
d = 250 mm
A = 550 mm
D = 450 mm (untuk angker strand = 91)
B = 810 mm (untuk angker strand = 91)
Ap' = B x B = 656100 mm^2
Ap = ¼ π (A-d)^2

$= ¼ \pi (550\text{-}250)^2$
$= 70685.83 \text{ mm}^2$

Tegangan ijin Pelat baja saat stressing :
Pelat BJ-41: fy = 345 Mpa

$$fyp = 0.8 \text{ fy } \sqrt{\frac{Ap}{Ap'} - 0.2}$$

$$= 0.8 \; 345 \sqrt{\frac{656100}{70685.83} - 0.2}$$

$= 831.7596$ Mpa

Tegangan di bawah pelat angker :
f_t = P/Ap
f_t = 2366.15 x 10000 / 70685.83 = 334.4721 Mpa
$f_{yp} > f_t$
f_{yp} = 831.7596 Mpa > f_t = 334.4721 Mpa … **oke !**

adapun untuk angker yang lain di sajikan dalam bentuk tabel berikut ini:

Tabel 9.8 Tabel Perhitungan Angker Keseluruhan

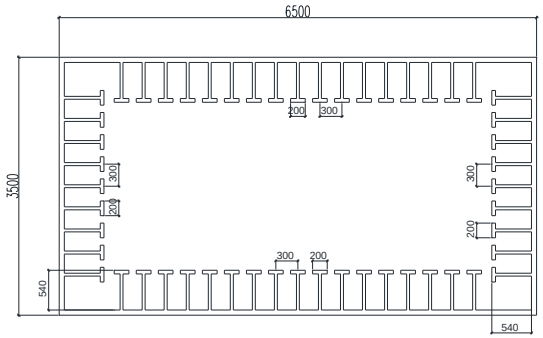
Kabel	P (ton)	Strand	Ap	ft (Mpa)	AP'	fyp	Kontrol
L1	395.49	31	25446.90	155.42	230400	821.26	OKE
L2	648.23	31	25446.90	254.74	230400	821.26	OKE
L3	1541.50	61	53092.92	290.34	435600	780.86	OKE
L4	1884.56	91	70685.83	266.61	656100	831.76	OKE
L5	1858.05	91	70685.83	262.86	656100	831.76	OKE
L6	1768.35	91	70685.83	250.17	656100	831.76	OKE
L7	1624.53	91	70685.83	229.82	656100	831.76	OKE
L8	1603.60	91	70685.83	226.86	656100	831.76	OKE
L9	1650.68	91	70685.83	233.52	656100	831.76	OKE
L10	1574.69	61	53092.92	296.59	435600	780.86	OKE
L11	1376.67	61	53092.92	259.29	435600	780.86	OKE
L12	1201.38	61	53092.92	226.28	435600	780.86	OKE
L13	1023.28	61	53092.92	192.73	435600	780.86	OKE
L14	851.86	61	53092.92	160.45	435600	780.86	OKE
R1	1119.02	61	53092.92	210.77	435600	780.86	OKE
R2	1283.66	61	53092.92	241.78	435600	780.86	OKE
R3	1315.29	61	53092.92	247.73	435600	780.86	OKE
R4	1536.02	61	53092.92	289.31	435600	780.86	OKE
R5	1638.41	91	70685.83	231.79	656100	831.76	OKE
R6	1701.18	91	70685.83	240.67	656100	831.76	OKE
R7	1761.40	91	70685.83	249.19	656100	831.76	OKE
R8	1923.99	91	70685.83	272.19	656100	831.76	OKE
R9	2205.83	91	70685.83	312.06	656100	831.76	OKE
R10	2366.15	91	70685.83	334.74	656100	831.76	OKE
R11	2257.77	91	70685.83	319.41	656100	831.76	OKE
R12	1533.10	61	53092.92	288.76	435600	780.86	OKE
R13	845.91	37	28352.87	298.35	280900	859.92	OKE
R14	668.33	31	25446.90	262.64	230400	821.26	OKE

BAB X
STRUKTUR PYLON DAN PERLETAKAN

Pylon merupakan struktur utama jembatan *cable-stayed* yang memikul beban mati maupun beban hidup yang bekerja pada lantai kendaraan. Gaya-gaya dalam yang timbul pada *pylon* antara lain : momen pada sumbu kuat maupun sumbu lemah, momen puntir dan gaya geser. Untuk momen puntir, gaya yang dihasilkan oleh Midas belum semuanya terpenuhi. Sebab pada keadaan sebenarnya kabel yang di ankerkan pada *pylon* memiliki eksentrisitas sedangkan pada permodelan kabel bertemu pada satu titik di *pylon* sehingga tidak memperhitungkan adanya momen puntir akibat eksentrisitas kabel. Untuk itu, perlunya menghitung momen puntir akibat eksentrisitas kabel yang nantinya ditambahkan pada perhitungan..

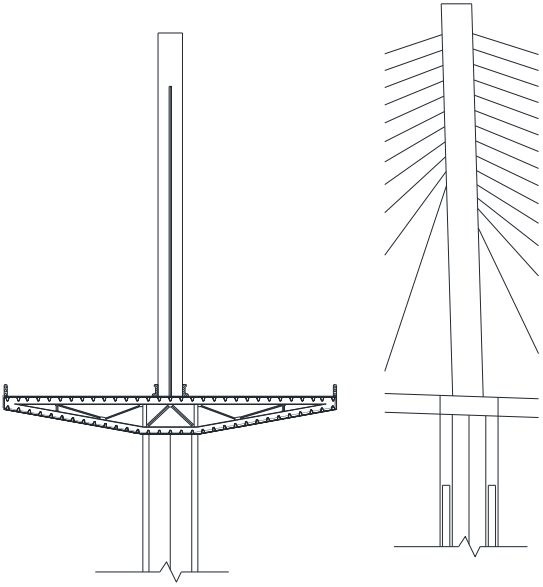
10.1 Gaya-Gaya Dalam *Pylon*

Analisa penampang *pylon* dikontrol terhadap kelangsingan kolom yang mengakibatkan tekuk sebelum mencapai keadaan limit kegagalan material atau sebelum regangan pada muka yang tertekan pada beton mencapai 0,003. Potongan penampang terhadap sumbu lokal adalah sebagai berikut :



Gambar 10.1 Penampang *Pylon*

Potongan melintang *pylon* seperti gambar diatas yang terletak pada *pylon* seperti gambar berikut :



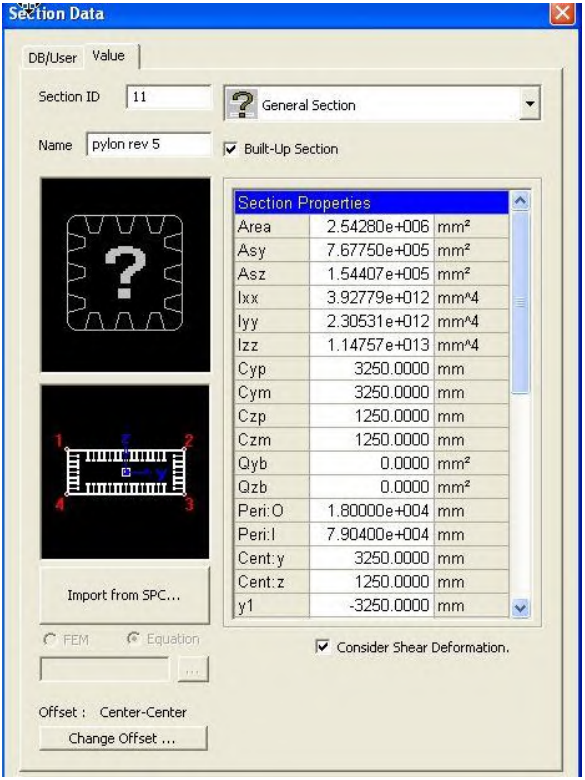
(a) (b)

Gambar 10.2 Konfigurasi *Pylon* (a)Tampak Melintang (b) Tampak Memanjang

Berikut adalah tabel gaya dalam dari beberapa kombinasi pembebanan pada penampang *pylon* dan balok pengaku :

Tabel 10.1 Gaya-gaya Dalam Pada *Pylon*

LOAD	LOCATION	AKSIAL	SHEAR - y	SHEAR - z	TORSION	MOMMENT - Y	MOMMENT - X
DL + UDL + KEL	I[54]	-137147.46	1958.27	375.73	845021.27	18187676.03	5393994.14
DL + EQx	J[17366]	1.33	29.83	2.11	21.47	66.73	1139.66
DL + UDL + KEL	I[17363]	-7002.25	-14867.77	8.95	20137.87	-85858.14	-74481390.85
DL + UDL + KEL + EQx	J[17356]	-89650.80	10858.44	470.91	941850.73	6656572.44	33435668.68
DL + UDL + KEL	I[17364]	-1557.16	-11210.83	-43.04	-96798.36	-104750.07	-35552660.04
DL + UDL + KEL + EQy	I[54]	-136348.73	2499.50	4271.80	925639.12	193858461.83	29237797.83
DL + UDL + KEL	I[17364]	-1557.16	-11210.83	-43.04	-96798.36	-104750.07	-35552660.04
DL + UDL + KEL + EQx	I[54]	-126734.88	9159.75	479.00	942047.13	23180750.67	339200628.51
DL + UDL + KEL	J[17364]	-6512.18	-14853.08	8.95	20137.87	-108253.65	-37313658.89
DL + UDL + KEL + EQy	I[54]	-136348.73	2499.50	4271.80	925639.12	193858461.83	29237797.83
DL + UDL + KEL	I[17361]	-28900.10	-5277.32	232.71	523351.85	806086.15	-102498838.50
DL + UDL + KEL + EQx	I[54]	-126734.88	9159.75	479.00	942047.13	23180750.67	339200628.51



Gambar 10.3 Index Penampang *Pylon*

dataPenampang
Area = 25428 cm^2
Iyy = 1147570000 cm^4
Ixx = 392779000 cm^4
y = 125 cm
z = 325 cm
menghitung modulus penampang Sx dan Sy

$$Sx = \frac{Ix}{x} = \frac{3927790000000}{3250} = 3530984.615\ cm^3$$

$$Sy = \frac{Iy}{y} = \frac{11475700000000}{1250} = 1844248\ cm^3$$

menghitung jari jari girasi penampang

$$r_x = \sqrt{\frac{Ix}{A}} = \sqrt{\frac{3927790000000}{2542800}} = 124.2848\ cm$$

$$r_y = \sqrt{\frac{Iy}{A}} = \sqrt{\frac{11475700000000}{2542800}} = 212.438\ cm$$

menghitung koefisien lentur dari pylon
K = 2
L = 6800 cm
E = 200000 kg/cm^2
Mutu baja = 50 ksi = 3450 kg/cm^2
Nilai dari $\frac{KL}{r}$

$$\frac{KL}{r_y} = \frac{2\ x\ 6800}{212.438} = 192.056$$

$$\frac{KL}{r_x} = \frac{2\ x\ 6800}{124.2848} = 328.278$$

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{Fy}}$$

$$C_c = \sqrt{\frac{2\ x\ \pi^2\ x\ 2000000}{3450}} =$$

$$C_c \leq \frac{KL}{r_x}$$

$33.827 \leq 192.056$ maka nilai Fa menjadi.

Fa = $\frac{12\ x\ \pi^2 x\ E}{23\ x\ \left(\frac{KL}{r}\right)^2}$

Fa = $\frac{12\ x\ \pi^2 x\ 2000000}{23\ x\ (33.827)^2}$ = 2754.167 kg/cm^2

Gaya gaya dalam yang terjadi
Aksial = 12673488 kg
Momen x = 33920062851 kg.cm
Momen y = 2318075067 kg.cm

Tegangan akibat Aksial
$f_a = \frac{P}{A} = \frac{12673488}{25428}$ = 498.407 kg/cm^2

$\frac{fa}{Fa} = \frac{498.407}{2754.167}$ = 0.181

$\frac{fa}{Fa} \geq 0.15$

0.251 ≥ 0.15 maka :

$f_{by} = \frac{M_y}{S_y} = \frac{2318075067}{3530984.615}$ = 65.649 kg/cm^2

$f_{bx} = \frac{M_x}{S_x} = \frac{33920062851}{1844248}$ = 1839.235 kg/cm^2

shingga tegangan total yang terjadi adalah;

$f_a + f_{by} + f_{bx} \leq f_{ijin}$ x 1.5 (faktor beban tidak tetap)

$\frac{P}{A} + \frac{M_y}{S_y} + \frac{M_x}{S_x} \leq \boldsymbol{f_{total}}$ **x** 1.5

498.407 + 65.649 + 1839.235 ≤ 2/3 x 3450 x 1.5 kg/cm^2
2403.291 kg/cm^2 ≤ 3450 kg/cm^2 oke!

Adapun hasil dari perhitungan keseluruhan ditampilkan sebagai berikut :

Tabel 10.1 Hasil Perhitungan Keseluruhan

LOAD	LOCATION	AKSIAL	SHEAR - y	SHEAR - z	TORSION	MOMMENT - Y	MOMMENT - X	fa	fbx	fby	total
DL + UDL + KEL	I[54]	-137147.46	1958.27	375.73	845021.27	18187676.03	5393994.14	-539.35606	29.24766	51.50879	620.11
DL + EQx	J[17366]	1.33	29.83	2.11	21.47	66.73	1139.66	0.00523	0.00618	0.00019	0.01
DL + UDL + KEL	I[17363]	-7002.25	-14867.77	8.95	20137.87	-85858.14	-74481390.85	-27.53756	-403.85778	-0.24316	431.64
DL + UDL + KEL + EQx	J[17356]	-89650.80	10858.44	470.91	941850.73	6656572.44	33435668.68	-352.56725	181.29703	18.85189	552.72
DL + UDL + KEL	I[17364]	-1557.16	-11210.83	-43.04	-96798.36	-104750.07	-35552660.04	-6.12380	-192.77592	-0.29666	199.20
DL + UDL + KEL + EQy	I[54]	-136348.73	2499.50	4271.80	925639.12	193858461.83	29237797.83	-536.21492	158.53507	549.02098	1243.77
DL + UDL + KEL	I[17364]	-1557.16	-11210.83	-43.04	-96798.36	-104750.07	-35552660.04	-6.12380	-192.77592	-0.29666	199.20
DL + UDL + KEL + EQx	I[54]	-126734.88	9159.75	479.00	942047.13	23180750.67	339200628.51	-498.40680	1839.23544	65.64954	2403.29
DL + UDL + KEL	J[17364]	-6512.18	-14853.08	8.95	20137.87	-108253.65	-37313658.89	-25.61027	-202.32452	-0.30658	228.24
DL + UDL + KEL + EQy	I[54]	-136348.73	2499.50	4271.80	925639.12	193858461.83	29237797.83	-536.21492	158.53507	549.02098	1243.77
DL + UDL + KEL	I[17361]	-28900.10	-5277.32	232.71	523351.85	806086.15	-102498838.50	-113.65463	-555.77579	2.28289	671.71
DL + UDL + KEL + EQx	I[54]	-126734.88	9159.75	479.00	942047.13	23180750.67	339200628.51	-498.40680	1839.23544	65.64954	2403.29
										max	2403.29

10.2 Analisa Anker Pada Pylon

Angker kabel yang dipasang, sesuai dengan jumlah strand kabel yang telah dihitung. Perhitungan ini meliputi cek tegangan pelat baja baja saat stressing.

Data angker yang di pakai digunakana :

Tabel 10.2 Dimensi Angker

Angker	Strand			
	31	37	61	91
Ød	160	180	200	250
ØA1 (mm)	340	370	460	550
B (mm)	480	530	660	810
ØD (mm)	280	300	380	450

Contoh perhitungan angker digunakan angker R10 yang mempunyai gaya terbesar.

Data data perencanaan :

P = 2366.15 ton
d = 250 mm
A = 550 mm
D = 450 mm (untuk angker strand = 91)
B = 810 mm (untuk angker strand = 91)
Ap' = B x B = 656100 mm^2
Ap = ¼ π (A-d)^2
= ¼ π (550-250)^2
= 70685.83 mm^2

Tegangan ijin Pelat baja saat stressing :

Pelat BJ-41: fy = 345 Mpa

$$fyp = 0.8\ fy \sqrt{\frac{Ap}{Ap'} - 0.2}$$

$$= 0.8\ 345 \sqrt{\frac{656100}{70685.83} - 0.2}$$

= 831.7596 Mpa

Tegangan di bawah pelat angker :

f_t = P/Ap

f_t = 2366.15 x 10000 / 70685.83 = 334.4721 Mpa

$f_{yp} > f_t$

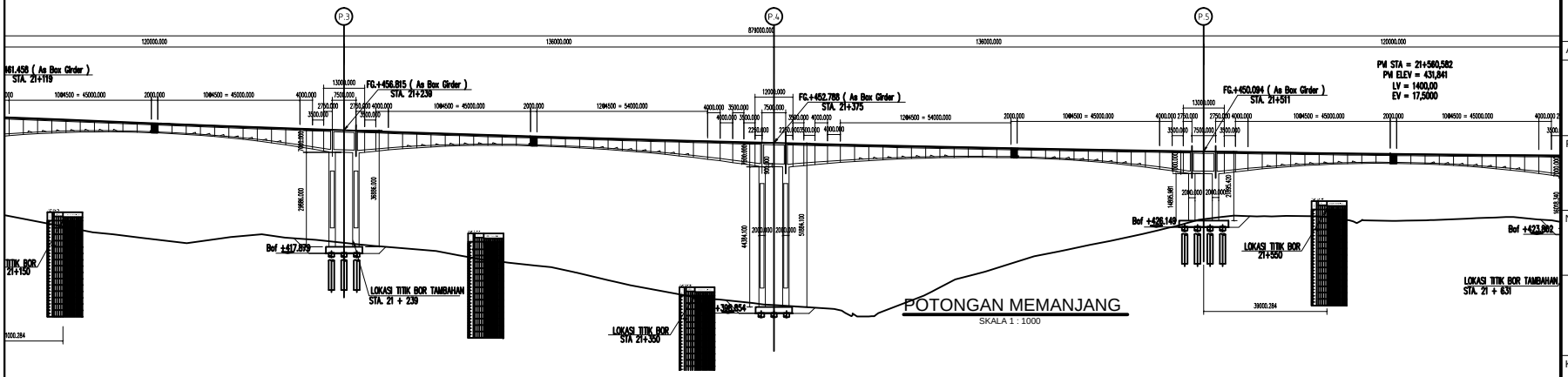
f_{yp} = 831.7596 Mpa > f_t = 334.4721 Mpa … **oke !**

adapun untuk angker yang lain di sajikan dalam bentuk tabel berikut ini:

Tabel 10.3 Tabel Perhitungan Angker Keseluruhan

Kabel	P (ton)	Strand	Ap	ft (Mpa)	AP'	fyp	Kontrol
L1	395.49	31	25446.90	155.42	230400	821.26	OKE
L2	648.23	31	25446.90	254.74	230400	821.26	OKE
L3	1541.50	61	53092.92	290.34	435600	780.86	OKE
L4	1884.56	91	70685.83	266.61	656100	831.76	OKE
L5	1858.05	91	70685.83	262.86	656100	831.76	OKE
L6	1768.35	91	70685.83	250.17	656100	831.76	OKE
L7	1624.53	91	70685.83	229.82	656100	831.76	OKE
L8	1603.60	91	70685.83	226.86	656100	831.76	OKE
L9	1650.68	91	70685.83	233.52	656100	831.76	OKE
L10	1574.69	61	53092.92	296.59	435600	780.86	OKE
L11	1376.67	61	53092.92	259.29	435600	780.86	OKE
L12	1201.38	61	53092.92	226.28	435600	780.86	OKE
L13	1023.28	61	53092.92	192.73	435600	780.86	OKE
L14	851.86	61	53092.92	160.45	435600	780.86	OKE
R1	1119.02	61	53092.92	210.77	435600	780.86	OKE
R2	1283.66	61	53092.92	241.78	435600	780.86	OKE
R3	1315.29	61	53092.92	247.73	435600	780.86	OKE
R4	1536.02	61	53092.92	289.31	435600	780.86	OKE
R5	1638.41	91	70685.83	231.79	656100	831.76	OKE
R6	1701.18	91	70685.83	240.67	656100	831.76	OKE
R7	1761.40	91	70685.83	249.19	656100	831.76	OKE
R8	1923.99	91	70685.83	272.19	656100	831.76	OKE
R9	2205.83	91	70685.83	312.06	656100	831.76	OKE
R10	2366.15	91	70685.83	334.74	656100	831.76	OKE
R11	2257.77	91	70685.83	319.41	656100	831.76	OKE
R12	1533.10	61	53092.92	288.76	435600	780.86	OKE
R13	845.91	37	28352.87	298.35	280900	859.92	OKE
R14	668.33	31	25446.90	262.64	230400	821.26	OKE

halaman sengaja dikosongkan

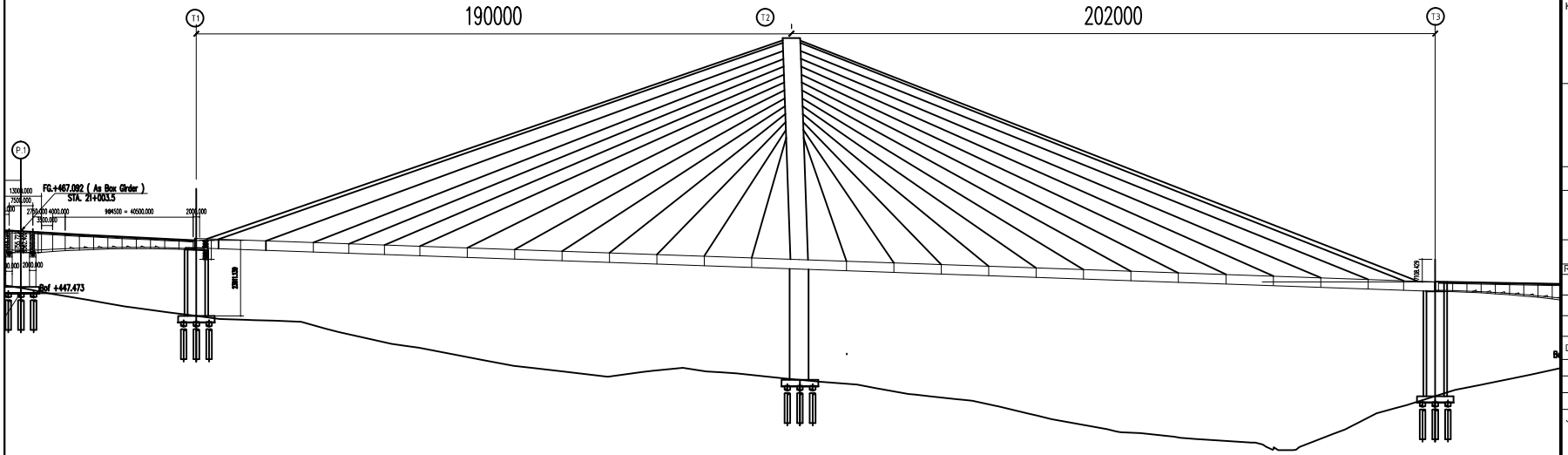


POTONGAN MEMANJANG

SKALA 1 : 1000

DENAH JEMBATAN EKSISTING

SKALA 1 : 2000



DENAH JEMBATAN RENCANA

SKALA 1 : 2000

CATATAN

Acuan Gambar No :

LEGENDA

Pemilik Proyek :

Nama Proyek :

Diketahui Oleh :

Konsultan :

Diperiksa dan Disetujui Oleh :

Kontraktor Pelaksana :

Diajukan Oleh :

General Superintendent

DRAFT	Q.S	ENG	M. ENG	PCM

KRONOLOGIS GAMBAR

Revisi	Tanggal	Uraian	Paraf

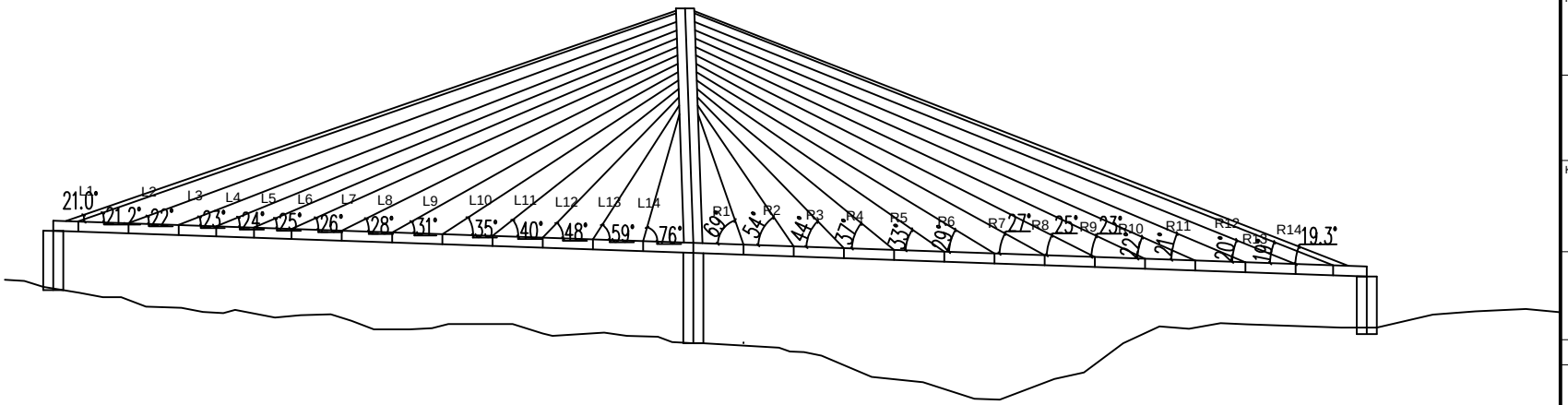
Distribusi Kepada :	Status Dokumen	Tanggal

Judul Gambar :

EKSISTING VS DESIGN

Status Gambar :

Skala	No. Gambar	Jml Lembar
1: 2000	A - 1	5



NOMENKLATUR

SKALA 1 : 2000

CATATAN

Acuan Gambar No :

LEGENDA

Pemilik Proyek :

Nama Proyek :

Diketahui Oleh :

Konsultan :

Diperiksa dan Disetujui Oleh :

Kontraktor Pelaksana :

Diajukan Oleh :

General Superintendent

DRAFT	Q.S	ENG	M. ENG	PCM

KRONOLOGIS GAMBAR

Revisi	Tanggal	Uraian	Paraf

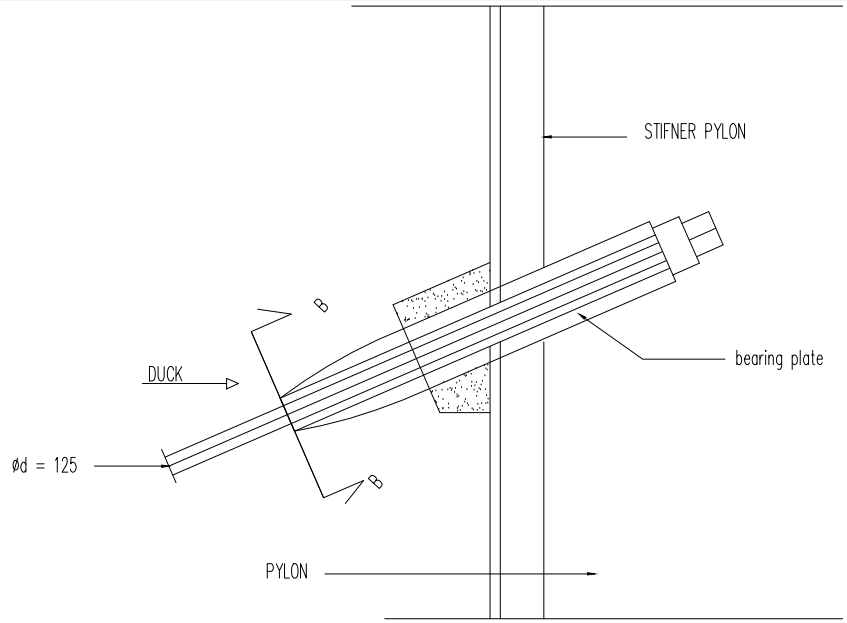
Distribusi Kepada :	Status Dokumen	Tanggal

Judul Gambar :

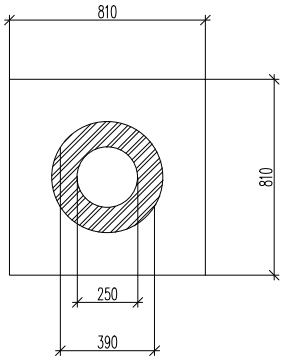
NOMENKLATUR KABEL

Status Gambar :

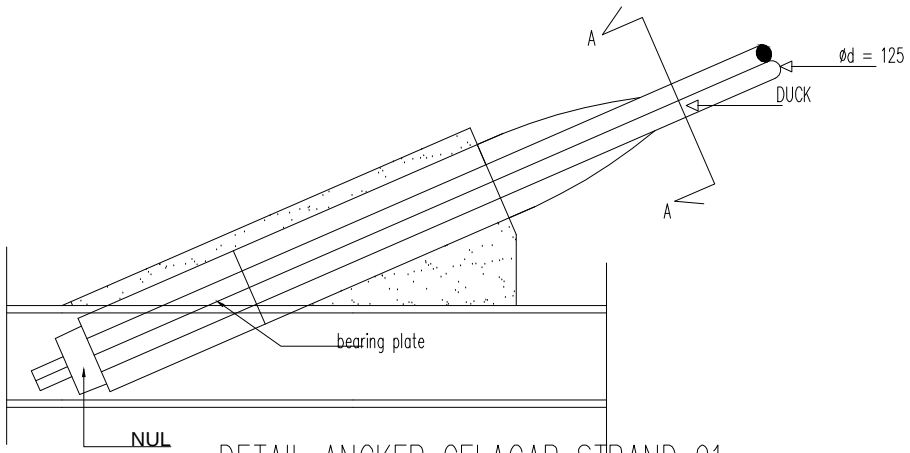
Skala	No. Gambar	Jml Lembar
1: 2000	A - 2	5



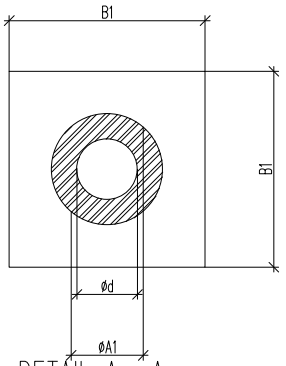
DETAIL ANGKER PYLON STRAND 91
SKALA 1 :50



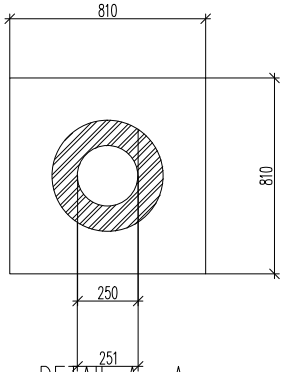
DETAIL B –B
SKALA 1 : 30



DETAIL ANGKER GELAGAR STRAND 91
SKALA 1 :50



DETAIL A –A
SKALA 1 : 30



DETAIL A –A
SKALA 1 : 30

CATATAN

Acuan Gambar No :

LEGENDA

Pemilik Proyek :

Nama Proyek :

Diketahui Oleh :

Konsultan :

Diperiksa dan Disetujui Oleh :

Kontraktor Pelaksana :

Diajukan Oleh :

General Superintendent

DRAFT	Q.S	ENG	M. ENG	PCM

KRONOLOGIS GAMBAR

Revisi	Tanggal	Uraian	Paraf

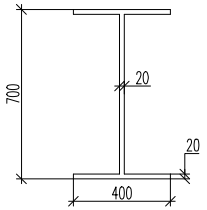
Distribusi Kepada :	Status Dokumen	Tanggal

Judul Gambar :

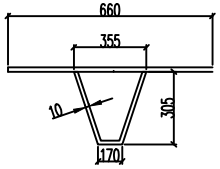
ANKER KABEL

Status Gambar :

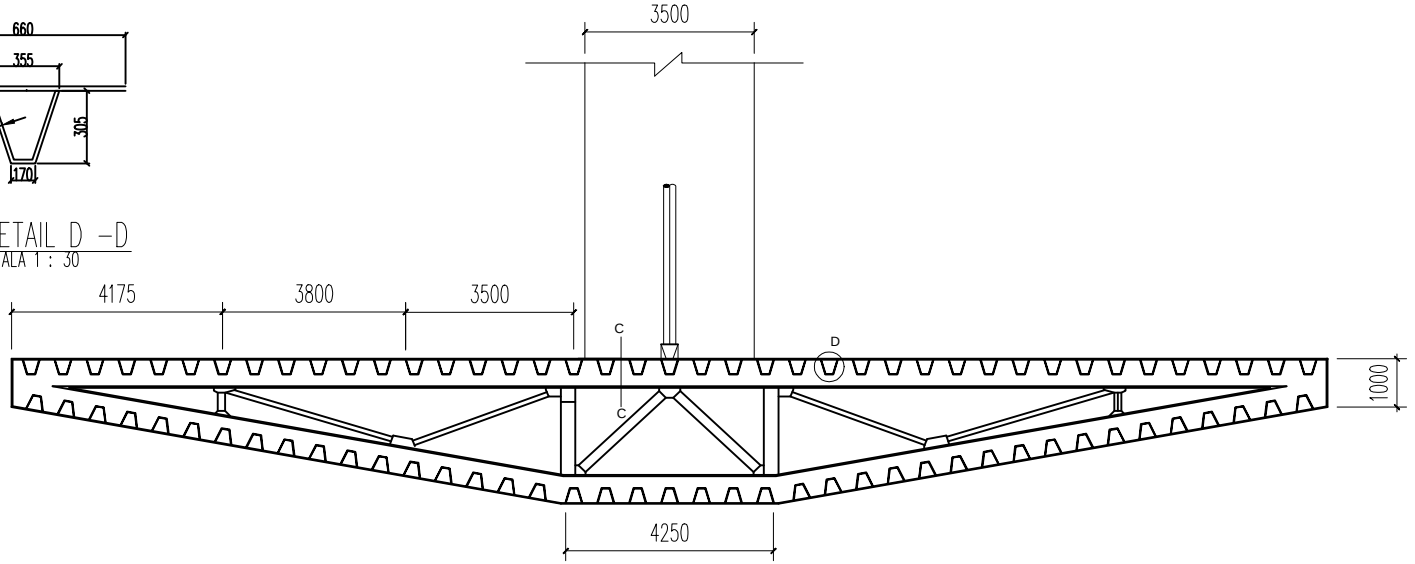
Skala	No, Gambar	Jml Lembar
1: 50 1: 30	A - 3	5



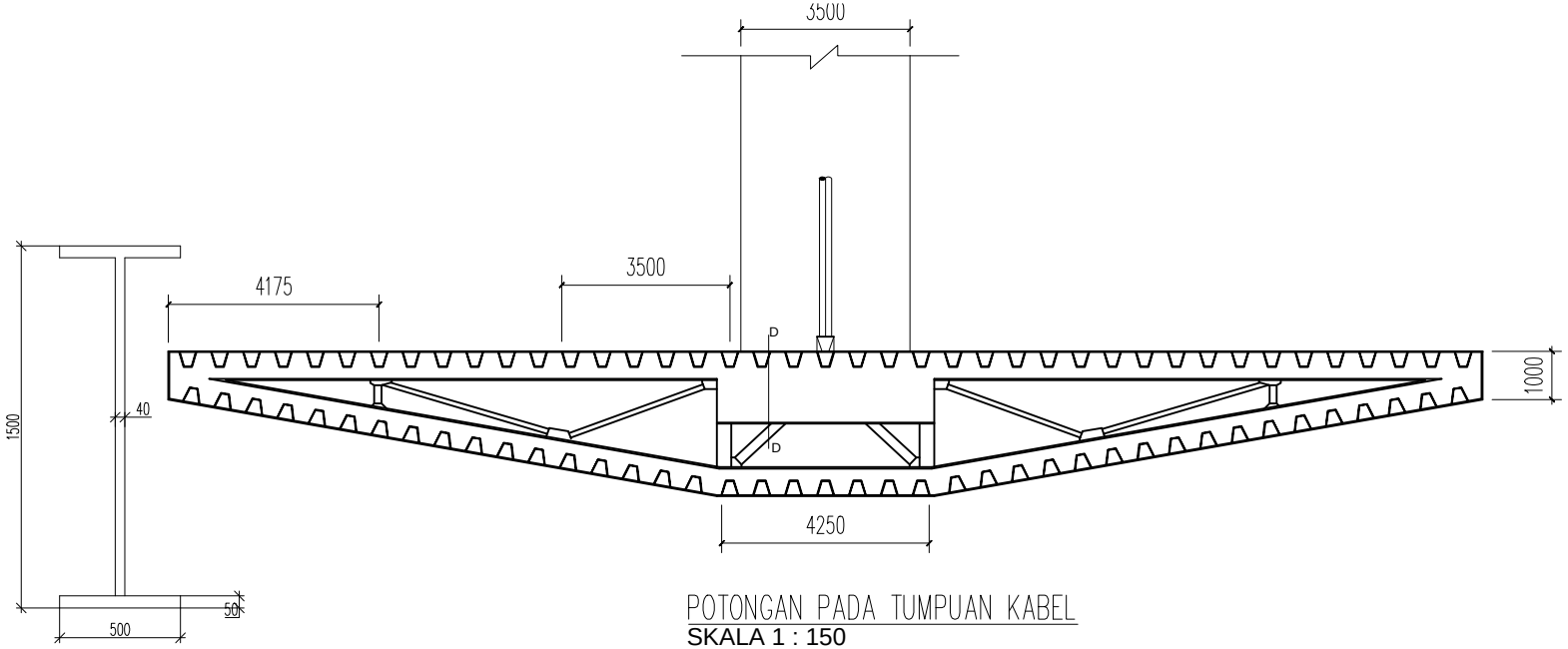
DETAIL C –C
SKALA 1 : 30



DETAIL D –D
SKALA 1 : 30



POTONGAN PADA TENGAH BENTANG
SKALA 1 : 150



POTONGAN PADA TUMPUAN KABEL
SKALA 1 : 150

DETAIL D –D
SKALA 1 : 30

CATATAN

Acuan Gambar No :

LEGENDA

Pemilik Proyek :

Nama Proyek :

Diketahui Oleh :

Konsultan :

Diperiksa dan Disetujui Oleh :

Kontraktor Pelaksana :

Diajukan Oleh :

General Superintendent

DRAFT	Q.S	ENG	M. ENG	PCM

KRONOLOGIS GAMBAR

Revisi	Tanggal	Uraian	Paraf

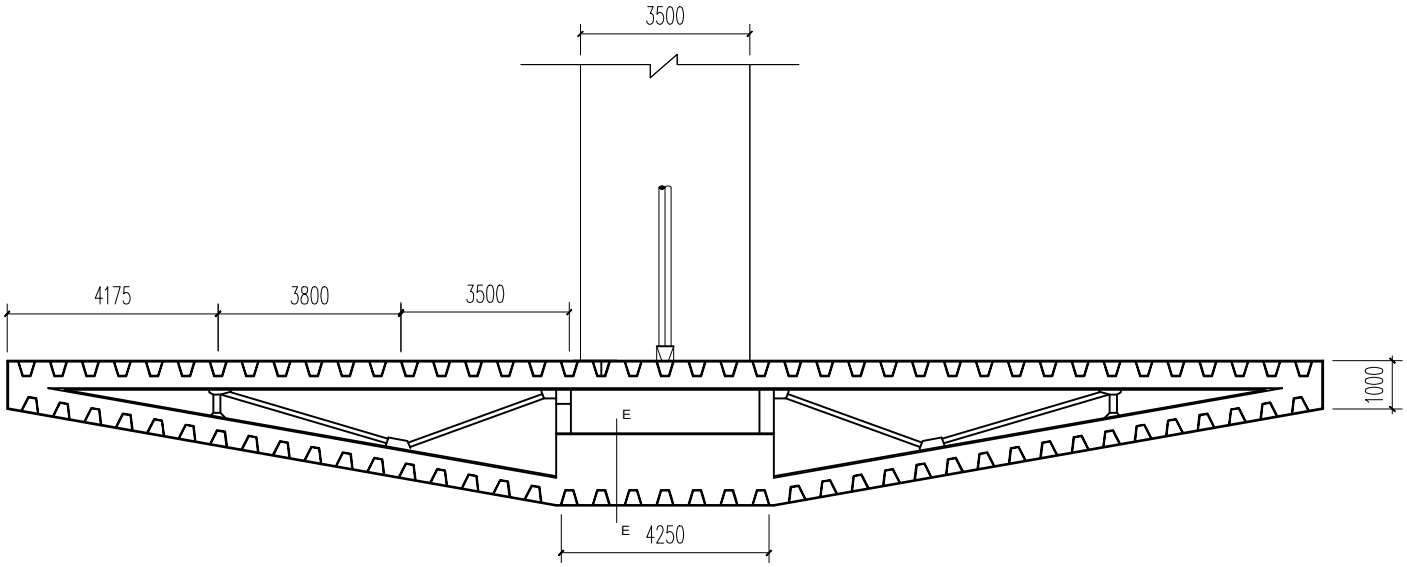
Distribusi Kepada :	Status Dokumen	Tanggal

Judul Gambar :

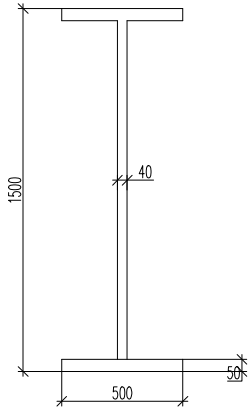
PENAMPANG MELINTANG

Status Gambar :

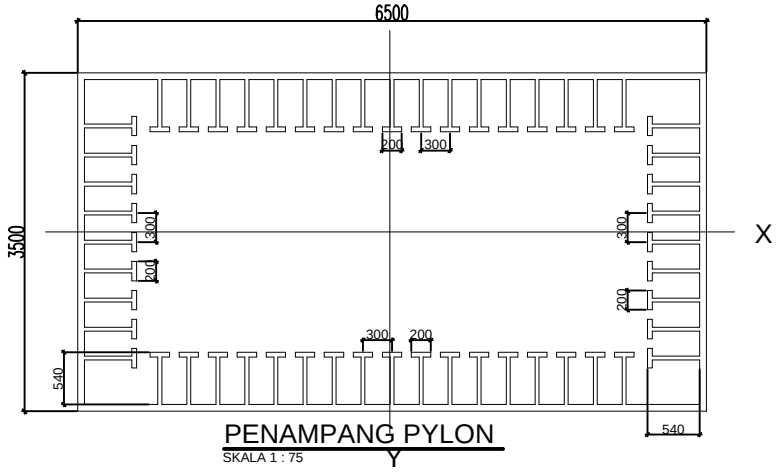
Skala	No. Gambar	Jml Lembar
1: 150 1: 30	A - 4	5



POTONGAN PADA PERLETAKAN
SKALA 1 : 150



DETAIL E –E
SKALA 1 : 30



PENAMPANG PYLON
SKALA 1 : 75

CATATAN

Acuan Gambar No :

LEGENDA

Pemilik Proyek :

Nama Proyek :

Diketahui Oleh :

Konsultan :

Diperiksa dan Disetujui Oleh :

Kontraktor Pelaksana :

Diajukan Oleh :

General Superintendent

DRAFT	Q.S	ENG	M. ENG	PCM

KRONOLOGIS GAMBAR

Revisi	Tanggal	Uraian	Paraf

Distribusi Kepada :	Status Dokumen	Tanggal

Judul Gambar :

PENAMPANG MELINTANG

Status Gambar :

Skala	No. Gambar	Jml Lembar
1: 150 1: 75	A - 5	5

DAFTAR PUSTAKA

Bridge Management System. **Peraturan Perencanaan Teknik Jembatan**. BMS 1992. Departemen PU Dirjen Bina Marga.

Gimsing, N.J. 1983. **Cable Supported Bridges: Concept and Design**. John Wiley & Sons, Inc.

MIDAS/Civil Manual. **Final and Construction Stage Analysis for a Cable Stayed Bridge**. MIDASoft Inc.

Standard Nasional Indonesia. **Standard Pembebanan untuk Jembatan**. RSNI T-02-2005. Departemen PU Dirjen Bina Marga.

Standard Nasional Indonesia. **Perencanaan Struktur Baja untuk Jembatan**. RSNI T-03-2005. Departemen PU Dirjen Bina Marga.

Standard Nasional Indonesia. **Perencanaan Beban Gempa untuk Jembatan**. Pd T-04-2004-B. Departemen PU Dirjen Bina Marga.

Standard Nasional Indonesia. **Sistem Lantai Kendaraan dengan Corrugate Steel Plate (CSP)**. Pd T-12-2005-B. Departemen PU Dirjen Bina Marga.

Standar Nasional Indonesia. **Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung**. SNI 03 – 2847 – 2002.

Troitsky, M.S. 1977. **Cable Stayed Bridges: Theory and Design.** Crosby Lockwood Staples, London.

Walther, R. 1999. **Cable Stayed Bridges**. Thomas Telford, London.