

**TUGAS AKHIR**  
**PERENCANAAN JEMBATAN DINDING RANGKA BAJA**  
**TIPE *BALTIMORE TRUSS* DI ATAS SUNGAI CIMENENG**  
**KABUPATEN CILACAP**



*Disusun Oleh :*

Nama : Agus Setiawan  
No. Mhs : 98 511 078  
Nama : Erwin Fuadi  
No. Mhs : 98 511 178

**JURUSAN TEKNIK SIPIL**  
**FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN**  
**UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA**  
**YOGYAKARTA**  
**2003**

**LEMBAR PENGESAHAN  
TUGAS AKHIR**

**PERENCANAAN JEMBATAN DINDING RANGKA BAJA  
TIPE *BALTIMORE TRUSS* DI ATAS SUNGAI CIMENENG  
KABUPATEN CILACAP**


**Diselesaikan oleh :**

**Agus Setiawan  
Erwin Fuadi**

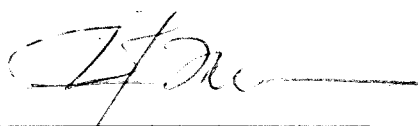
**98 511 078  
98 511 178**

**Telah diperiksa dan disetujui oleh :**

**Ir. Fatkhurrahman NS, MT  
Dosen Pembimbing I**

  
Tanggal : 8-10-2003

**Ir. Helmy Akbar Bale, MT  
Dosen Pembimbing II**

  
Tanggal : 9-10-2003

## KATA PENGANTAR



*Assalamu'alaikum Wr.Wb.*

Segala puji syukur kami panjatkan kehadiran Allah SWT yang telah melimpahkan rahmat serta karunia-Nya kepada kita semua, khususnya kepada penulis sehingga dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini, yang merupakan salah satu syarat guna memperoleh derajat kesarjanaan S-1 ( Strata Satu ) pada Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia.

Selama proses penyusunan Laporan Tugas Akhir ini, penulis mendapatkan bimbingan dan bantuan dari berbagai pihak, untuk itu dalam kesempatan ini penyusun menyampaikan terima kasih kepada :

1. Bapak Prof. Ir. H. Widodo, MSCE, PhD, selaku Dekan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia.
2. Bapak Ir. Fatkhurrahman NS, MT, selaku Dosen Pembimbing I.
3. Bapak Ir. Helmy Akbar Bale, MT, selaku Dosen Pembimbing II.
4. Bapak Ir. H. Ilman Noor, MSCE, selaku Dosen Tamu.
5. Bapak Ir. H. Munadir, MT, selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia.
6. Kedua Orang Tua dan Saudara-saudara Kami tercinta yang dengan kasih sayangnya telah membekali penulis dengan doa dan semangat.

7. Sahabat dan rekan-rekan di lingkungan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia yang tidak dapat penulis sebutkan satu-persatu.
8. Semua pihak, baik secara langsung maupun tidak langsung telah membantu tugas akhir ini hingga selesai.

Penulis menyadari sepenuhnya masih banyak kekurangan baik dari segi materi maupun susunan bahasanya yang membuat tugas akhir ini masih jauh dari sempurna. Oleh karena itu penulis mengharapkan kritik dan saran yang dapat memberikan manfaat dan dorongan bagi peningkatan kemampuan penulis.

Akhir kata, semoga tulisan yang sederhana ini sungguh-sungguh berguna bagi pembaca.

*Alhamdulillahirrabbi'l'amin*

Yogyakarta, Juli 2003

Penulis

## DAFTAR ISI

	<i>Halaman</i>
<b>HALAMAN JUDUL</b> .....	i
<b>HALAMAN PENGESAHAN</b> .....	ii
<b>KATA PENGANTAR</b> .....	iii
<b>DAFTAR ISI</b> .....	v
<b>DAFTAR GAMBAR</b> .....	ix
<b>DAFTAR TABEL</b> .....	xii
<b>DAFTAR SIMBOL</b> .....	xiii
<b>DAFTAR ISTILAH</b> .....	xv
<b>DAFTAR LAMPIRAN</b> .....	xvii
<b>ABSTRAKSI</b> .....	xx
<b>BAB I PENDAHULUAN</b>	
1.1. Latar Belakang .....	1
1.2. Tujuan Penulisan .....	3
1.3. Batasan Masalah .....	3
1.4. Manfaat Penelitian .....	4
<b>BAB II TINJAUAN PUSTAKA</b>	
<b>BAB III LANDASAN TEORI</b>	
3.1. Komponen Struktur Jembatan Rangka Baja Tipe <i>Baltimore Truss</i> .....	10

3.2. Pembebanan Menurut AASHTO-LRFD	
<i>Bridge Specification</i> .....	13
3.2.1. Beban Gravity .....	13
3.2.2. Beban Lateral .....	16
3.3. Analisis Jembatan Rangka Berdasarkan AASHTO-LRFD 1994	
.....	17
3.3.1. Asumsi .....	17
3.3.2. Kapasitas Nominal Batang Tekan .....	17
3.3.3. Menentukan Kapasitas Batang Tarik .....	21
3.3.4. Analisis Sistem Batang Pengekang ( <i>Lateral Bracing</i> ).....	23
3.3.5. Kekuatan Baut .....	25
3.3.6. Perhitungan Blok Geser ( <i>Blok Shear</i> ) .....	28
3.3.7. Perhitungan Keadaan Batas Menurut	
LRFD-AASHTO 1994 .....	28
3.3.8. Perencanaan Struktur Bawah .....	31
3.3.8.1. Perencanaan Abutment .....	31
3.3.8.2. Perencanaan Tiang Pancang .....	33

#### **BAB IV METODOLOGI PERENCANAAN**

4.1. Waktu Penulisan .....	38
4.2. Data Struktur .....	38
4.3. Variabel Penulisan .....	38
4.4. Tahap Analisa .....	38

4.5.	<i>Flow Chart</i> Perhitungan .....	40
<b>BAB V PEMBAHASAN</b>		
5.1.	Perencanaan Awal Pembebanan .....	43
5.2.	Pembebanan Menurut AASHTO-LRFD <i>Bridge Specification</i> .....	43
5.2.1.	Perhitungan Beban Hidup .....	43
5.2.2.	Perhitungan Beban Mati .....	45
5.2.2.1.	Perhitungan Pelat Lantai .....	48
5.2.2.2.	Perhitungan Gelagar Memanjang .....	54
5.2.2.3.	Perhitungan Lenturan Biaksial ( <i>Biaxial Bending</i> ) .....	56
5.3	Perhitungan Beban Angin .....	59
5.4	Perhitungan Gaya Rem .....	66
5.5	Perhitungan Kombinasi Pembebanan Berdasarkan Metode AASHTO –LRFD 1994 .....	67
5.6	Perencanaan Batang Tekan .....	68
5.7	Perencanaan Batang Tarik .....	71
5.8	Perhitungan Sambungan Joint .....	73
5.9	Perhitungan Kapasitas Ujung Jembatan Rangka Baja .....	78
5.10	Perhitungan Kapasitas Ujung Profil Pada Portal .....	79
5.11	Perhitungan Defleksi Dengan Metode <i>Virtual Work</i> .....	83
5.12	Perhitungan Beban Rangka Jembatan .....	85
5.13	Perhitungan Kontruksi Bagian bawah .....	86

4.5. <i>Flow Chart</i> Perhitungan .....	40
--	----

## **BAB V PEMBAHASAN**

5.1. Perencanaan Awal Pembebanan .....	43
5.2. Pembebanan Menurut AASHTO-LRFD <i>Bridge Specification</i> .....	43
5.2.1. Perhitungan Beban Hidup .....	43
5.2.2. Perhitungan Beban Mati .....	45
5.2.2.1. Perhitungan Pelat Lantai .....	48
5.2.2.2. Perhitungan Gelagar Memanjang .....	53
5.2.2.3. Perhitungan Lenturan Biaksial ( <i>Biaxial Bending</i> ) .....	55
5.3. Perhitungan Beban Angin .....	59
5.4. Perhitungan Gaya Rem .....	66
5.5. Perhitungan Kombinasi Pembebanan Berdasarkan Metode AASHTO –LRFD 1994 .....	67
5.6. Perencanaan Batang Tekan .....	68
5.7. Perencanaan Batang Tarik .....	71
5.8. Perhitungan Sambungan Joint .....	73
5.9. Perhitungan Kapasitas Ujung Jembatan Rangka Baja .....	78
5.10. Perhitungan Kapasitas Ujung Profil Pada Portal .....	79
5.11. Perhitungan Defleksi Dengan Metode <i>Virtual Work</i> .....	83
5.12. Perhitungan Beban Rangka Jembatan .....	85
5.13. Perhitungan Kontruksi Bagian bawah .....	86



5.13.1 Mencari Nilai Data Tanah dari Data Sondir .....	86
5.13.2 Mencari Reaksi-reaksi Pada Abutment .....	89
5.13.3 Perencanaan Penulangan Abutment .....	93
5.13.4 Perencanaan Tulangan Konsol .....	96
5.13.5 Mencari Reaksi-reaksi yang Terjadi Pada Poor (Kaki Abutment) .....	98
5.13.6 Menentukan Jumlah Tiang Pancang .....	106
5.13.7 Perhitungan Reaksi-reaksi yang Terjadi Pada Poor ..	114
5.13.8 Perencanaan Tulangan Poor .....	116
5.13.9 Mencari Momen Nominal ( $M_n$ ) Maksimum Pada Tiang Pancang .....	121
5.13.10 Perencanaan Penulangan Tiang Pancang .....	123

## **BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN**

8.1. Kesimpulan .....	126
8.2. Saran .....	127

## **DAFTAR PUSTAKA**

## **LAMPIRAN**

## DAFTAR GAMBAR

- Gambar 3.1 Bagian-bagian jembatan rangka baja pendekatan tipe *Baltimore truss*
- Gambar 3.2 Beban rencana AASHTO untuk Truk
- Gambar 3.3 Beban rencana AASHTO untuk Tandem
- Gambar 3.4 Beban rencana AASHTO untuk Beban jalur
- Gambar 3.5 Gaya-gaya yang bekerja pada saat pengereman
- Gambar 3.6 Kurva untuk desain kolom
- Gambar 3.7 Rasio batas lebar-tebal profil I
- Gambar 3.8 Pola lubang penampang pada elemen tarik
- Gambar 3.9 Distribusi angin pada *Top lateral bracing*
- Gambar 3.10 Distribusi angin pada *Bottom lateral bracing*
- Gambar 3.11 Blok geser pelelehan geser dan patah tarik
- Gambar 3.12 Blok geser pelelehan patah dan geser
- Gambar 3.13 Penampang Abutment
- Gambar 3.14 Grafik hubungan gaya horisontal ( $H_o$ ) dan momen luar ( $M_o$ )
- Gambar 3.15 Gambar momen tiang pancang pada tanah
- Gambar 5.2 Potongan tampang lintang dari jembatan rangka baja
- Gambar 5.3 Distribusi beban mati pada rangka
- Gambar 5.4 Pelat lantai dengan dukungan tepi terjepit elastis

- Gambar 5.5 Penulangan pelat lantai jembatan
- Gambar 5.6 Penampang komposit
- Gambar 5.7 Gambar bidang tekan-tarik penampang komposit
- Gambar 5.8 Profil penampang gelagar melintang
- Gambar 5.9 Tabel beban slab, aspal, girder dan kendaraan pada gelagar
- Gambar 5.10 Momen dan gaya lintang lenturan dua arah pada gelagar melintang
- Gambar 5.11 Gaya angin yang bekerja pada rangka atas dan bawah pengaku angin pada kondisi *unloaded* dan *loaded*
- Gambar 5.12 Gaya angin yang bekerja pada rangka atas pengaku angin (*Unloaded*)
- Gambar 5.13 Gaya angin yang bekerja pada rangka bawah pengaku angin (*Unloaded*)
- Gambar 5.14 Gaya angin yang bekerja pada rangka atas pengaku angina (*Loaded*)
- Gambar 5.15 Gaya angin yang bekerja pada rangka bawah pengaku angina (*Loaded*)
- Gambar 5.16 Gaya rem yang bekerja
- Gambar 5.17 Kurva untuk desain kolom
- Gambar 5.18 Penempatan gaya yang bekerja pada portal ujung struktur jembatan rangka baja
- Gambar 5.19 Portal I struktur jembatan rangka baja
- Gambar 5.20 Penempatan beban 1 kN di tengah bentang
- Gambar 5.21 Penempatan beban mati pada tiap joint

Gambar 5.22 Penampang Abutment

Gambar 5.23 Gaya-gaya pada penampang Abutment

## DAF

Gambar 5.24 Pondasi tiang pada Abutment

Gambar 5.25 Simpangan dan momen lentur ujung atas tiang tak ditahan

Gambar 5.26 Gambar penulangan tiang pancang

ak dinamik

in yang bekerj

desain dari bau

stan untuk kon

ng maksimum

ng akibat beban

r gaya dan mor

ng akibat beban

ng akibat beban

ng akibat beban

ng akibat beban

uk masing-masi

uat tekan rencan

uat tarik rencana

geser tumpu dan

n beban rangka

## DAFTAR SIMBOL

$A_b$  = Luas penampang lintang

$A_g$  = Luas penampang lintang bruto

$A_s$  = Luas tampang profil

$b$  = Setengah dari lebar sayap pada baja profil I

$b_f$  = Lebar sayap profil baja

$d$  = Diameter nominal baut

$D_c$  = Panjang badan bagian tekan pada daerah elastis

$D_{cp}$  = Panjang badan bagian tekan pada daerah elastis

$E$  = Modulus elastisitas baja

$F_c$  = Tegangan pada sayap profil

$F_n$  = Ketahanan nominal untuk tampang kompak

$F_u$  = Kekuatan tarik baja yang membentuk bagian yang disambungkan

$F_u^b$  = Kekuatan tarik bahan baut

$F_y$  = Tegangan leleh baja

$F_{yc}$  = Tegangan leleh pada sayap profil baja

$h$  = Tinggi baja profil I

$k$  = Koefisien tekuk pelat

$K$  = Faktor panjang efektif

$n$  = Banyaknya bidang geser yang terlibat pada sambungan

$M_n$  = Momen nominal

$M_p$  = Momen plastis

$P_n$  = Kekuatan nominal dari batang tekan

$P_r$  = Kekuatan nominal dari batang tekan yang telah direduksi

$P_{ny}$  = Kekuatan tarik nominal untuk leleh

$Q_i$  = Efek beban

$R_n$  = Ketahanan nominal

$t$  = Ketebalan pada bagian yang disambung

$t_f$  = Ketebalan sayap profil untuk klasifikasi tampang

$t_w$  = Tebal badan profil

$\lambda$  = Nilai kelangsingan batang tekan

$\Phi$  = Faktor ketahanan

$\Phi_f$  = Faktor ketahanan untuk lendutan

$\Phi_y$  = Faktor ketahanan untuk tegangan leleh pada batang tekan

$\pi$  = Konstanta dengan nilai 3.14159

$\eta$  = Faktor pengali beban

$\gamma_i$  = Faktor beban

## DAFTAR ISTILAH

- Fatigue load* : Beban grafitasi berupa beban lelah struktur.
- Garis Pengaruh : Garis yang menunjukkan besarnya ordinat, yang jika dikalikan dengan muatan yang pada perjalanannya berada tepat diatas ordinat tersebut mendapatkan besarnya besaran itu untuk suatu titik tertentu ( potongan tetap, muatan bergerak ).
- Windward* : Beban angin atas pada rangka pengaku angin ( pihak angin ).
- Leeward* : Beban angin bawah pada rangka pengaku angin ( sisi belakang angin ).
- Strength V* : Keadaan batas kekuatan dengan kombinasi beban utama (tetap) yang berhubungan erat dengan lalu-lintas normal yang digunakan pada perencanaan jembatan dengan kecepatan angin 90 km/jam.
- Service II* : Keadaan batas layan pada kombinasi beban yang digunakan hanya untuk elemen struktur baja, dan untuk mengontrol luasan dan slip dari slip kritis yang berhubungan tepat dengan beban lalu-lintas.
- Loaded* : Suatu keadaan terbebani.
- Unloaded* : Suatu keadaan tak terbebani.
- Top chord* : Rangka pengaku angin bagian atas.

*Bottom chord* : Rangka pengaku angin bagian bawah.

AISC : *American Institute of Steel Construction.*

ASTM : *American Society for Testing and Materials.*

AASHTO : *American Association of State Highway and Transportation  
Officials.*



## DAFTAR LAMPIRAN

### LAMPIRAN 1

1. Gambar 5.1 Garis pengaruh
2. Tabel 5.1 Tabel garis pengaruh

### LAMPIRAN 2

1. Gambar penamaan batang rangka utama
2. Gambar penamaan batang rangka angin atas
3. gambar penamaan batang rangka angin bawah
4. Tabel 5.10 Kombinasi beban rangka utama berdasarkan metode AASHTO-LRFD 1994
5. Tabel 5.12 Kekuatan batang tekan pada rangka utama (*Main Truss*)
6. Tabel 5.13 Rasio tebal batang tekan pada rangka utama (*Main Truss*)
7. Tabel 5.14 Rasio kelangsingan batang tekan pada rangka utama (*Main Truss*)
8. Tabel 5.15 Kekuatan batang tekan pada rangka atas pengaku angin (*Top Chord*)
9. Tabel 5.16 Rasio tebal batang tekan pada rangka atas pengaku angin (*Top Chord*)

10. Tabel 5.17 Rasio kelangsingan batang tekan pada rangka atas pengaku angin (*Top Chord*)
11. Tabel 5.18 Kekuatan batang tekan pada *Bottom Chord*
12. Tabel 5.19 Rasio tebal batang pada *Bottom Chord*
13. Tabel 5.20 Rasio kelangsingan batang tekan pada *Bottom Chord*
14. Tabel 5.22 Kriteria leleh batang tarik rangka utama (*Main Truss*)
15. Tabel 5.23 Rasio kelangsingan batang tarik pada rangka utama (*Main Truss*)
16. Tabel 5.24 Kriteria leleh batang tarik *Top Chord*
17. Tabel 5.25 Rasio kelangsingan batang tarik *Top Chord*
18. Tabel 5.26 Kriteria leleh batang tarik *Bottom Chord*
19. Tabel 5.27 Rasio kelangsingan batang tarik *Bottom Chord*
20. Gambar Profil Batang Rangka Utama, Angin Atas dan Angin Bawah

### **LAMPIRAN 3**

1. Tabel 5.29 Perhitungan Jumlah Baut Rangka Utama
2. Tabel 5.30 Perhitungan Jumlah Baut Pada *Top Chord*
3. Tabel 5.31 Perhitungan Jumlah Baut Pada *Bottom Chord*
4. Tabel 5.32.a.Jarak Baut Sayap Pada Rangka Utama
5. Tabel 5.32.b.Jarak Baut Badan Pada Rangka Utama
6. Tabel 5.33 Cek Kapasitas Profil Rangka Utama Terhadap Leleh dan Fracture
7. Tabel 5.34 Kapasitas Profil Pada Rangka *Top Chord*

8. Tabel 5.35 Kapasitas Profil Pada Rangka *Bottom Chord*
9. Tabel 5.36 Cek Kapasitas Profil Rangka *Top Chord*
10. Tabel 5.37 Cek kapasitas Profil Rangka *Bottom Chord*
11. Tabel 5.38 Perhitungan Blok Geser Pada Sayap Rangka Utama
12. Tabel 5.39 Perhitungan Blok Geser Pada Badan Rangka Utama
13. Tabel 5.40 Hasil Perhitungan Portal Ujung Jembatan Rangka Baja
14. Tabel 5.41 Tabel Defleksi Pada Rangka dengan Metode *Virtual Work*  
Akibat Beban Hidup
15. Tabel 5.42 Tabel Defleksi Pada Rangka dengan Metode *Virtual Work*  
Akibat Beban Hidup
16. Tabel 5.43 Tabel Defleksi Pada Rangka dengan Metode *Virtual Work*  
Akibat Beban Mati
17. Gambar 5.27 Gambar-gambar Rangka Utama, Ikatan Angin dan Struktur  
Bawah

#### **LAMPIRAN 4**

1. Lembar Kartu Peserta Tugas Akhir
2. Lembar Catatan Konsultasi Tugas Akhir
3. Tabel Pelengkap :
  1. Tabel Data Sondir
  2. Tabel *Load Combination and Load Factor*
  3. Tabel *Load Factor for Permanent Loads*
  4. Tabel *Resistance Factor for The Strength Limit State*
  5. Gambar Diagram Mn-Pn

## ABSTRAKSI

Jembatan merupakan sarana transportasi yang memudahkan masyarakat untuk mencapai suatu daerah secara mudah dan cepat. Pada bulan Desember 2002 terjadi banjir di Kabupaten Cilacap yang mengakibatkan jembatan sungai Cimeneng yang menghubungkan desa Kamulyan dan desa Bulusari runtuh karena pondasi pilar penyangga terkikis oleh air sungai Cimeneng. Untuk itu perlu dibangun jembatan baru dengan perencanaan tanpa pilar ditengah bentang untuk menghindari penggerusan disekitar pondasi pilar jembatan tersebut.

Perencanaan pembebanan berdasarkan Pedoman Perencanaan Jembatan Jalan Raya (PPPJJR) 1987, sementara dalam perkembangannya jenis Truk yang digunakan pada saat ini cenderung lebih panjang, lebih besar dan mengangkut beban lebih banyak seperti pada desain Truk menurut peraturan pembebanan AASHTO-LRFD 1994.

Penggunaan metode AASHTO-LRFD 1994 menjadi alternatif metode perencanaan, dengan tujuan merencanakan dimensi struktur rangka yang menjamin tingkat keamanan dan kegunaan yang cukup baik. Jenis struktur rangka yang banyak dicapai untuk bentang panjang umumnya menggunakan rangka baja *truss*, dengan keuntungan sesuai untuk bentang panjang dan lendutan yang terjadi relatif kecil sehingga dalam perencanaannya memungkinkan tanpa menggunakan pilar serta dapat dibangun dalam waktu yang relatif pendek. Dengan bentuk *Baltimore truss* tipe yang cukup stabil dan praktis sehingga tipe ini cocok untuk kondisi dilapangan.

Analisis pembebanan rangka dilakukan dengan perhitungan beban mati dan hidup berdasarkan spesifikasi AASHTO. Dan untuk analisis desain elemen rangka digunakan metode LRFD *Bridge Specification* dengan perencanaan keadaan batas ( *Limit State Design* ). Kondisi batas terdiri dari batas layan ( *Service Limit State* ), kondisi batas leleh ( *Fatigue Limit State* ), kondisi batas fraktur dan kekuatan ( *Strength and Fracture Limit State* ). Dari beberapa perhitungan tersebut dapat direncanakan dimensi elemen rangka sesuai dengan gaya batang maksimum. Perencanaan desain metode LRFD ini menggunakan pendekatan beban kerja rencana dikalikan dengan faktor beban, dan struktur direncanakan untuk menahan beban-beban terfaktor tersebut pada kapasitas batasnya, sehingga diperoleh dimensi elemen struktur rangka yang aman.

Untuk perencanaan struktur bawah digunakan tipe Abutment T terbalik dengan mempertimbangkan ketinggian Abutment yang telah direncanakan. Dengan kondisi tanah berlempung maka pondasi direncanakan dengan menggunakan tiang pancang berbentuk bujur sangkar.

# **BAB I**

## **PENDAHULUAN**

### **1.1 Latar Belakang**

Jembatan merupakan sarana transportasi yang memudahkan masyarakat untuk mencapai suatu daerah secara mudah dan cepat. Mengingat kondisi topografi Indonesia yang terdapat sungai atau laut maka jembatan adalah sarana transportasi yang sangat diperlukan oleh masyarakat Indonesia. Pada bulan Desember 2002 terjadi banjir di Kabupaten Cilacap yang mengakibatkan jembatan sungai Cimeneng yang menghubungkan desa Kamulyan dan desa Bulusari runtuh karena pondasi pilar penyangga terkikis oleh air sungai Cimeneng. Untuk itu perlu dibangun jembatan baru dengan perencanaan tanpa pilar ditengah bentang untuk menghindari penggerusan disekitar pondasi pilar jembatan tersebut.

Perkembangan transportasi menjadi pertimbangan perubahan sistem pembebanan pada jembatan, dimana jenis kendaraan bertambah banyak dengan berat serta ukuran yang semakin besar (dalam hal ini untuk kendaraan Truk). Jenis Truk yang digunakan untuk peraturan pembebanan di Indonesia masih menggunakan desain Truk berdasarkan Pedoman Perencanaan Jembatan Jalan Raya (PPPJJR) 1987, sementara dalam perkembangannya jenis Truk yang

digunakan pada saat ini cenderung lebih panjang, lebih besar dan mengangkut beban lebih banyak seperti pada desain Truk menurut peraturan pembebanan AASHTO-LRFD 1994.

Konstruksi rangka baja merupakan pilihan yang tepat dalam pembangunan jembatan Cimeneng, karena jenis struktur ini cukup sesuai digunakan pada jembatan Cimeneng yang bentangnya relatif panjang karena mempunyai lendutan yang terjadi relatif kecil dan pengerjaannya relatif lebih baik serta tidak memerlukan waktu yang lama. Terdapat beberapa tipe jembatan rangka baja antara lain :

1. *Warren truss*
2. *Double Warren truss*
3. *Howe truss*
4. *Curved-chord Pratt truss*
5. *Baltimore truss*
6. *Pettit truss*
7. *K-truss*

Perencanaan jembatan sungai Cimeneng ini dengan model *Baltimore truss* yang dibahas lebih lanjut dalam bab selanjutnya.

## **1.2 Tujuan Penulisan**

Tujuan penulisan tugas akhir ini adalah merencanakan desain jembatan dinding rangka baja dengan meniadakan pilar penyangga dengan metode LRFD-

AASHTO 1994, sehingga diharapkan ketika terjadi banjir struktur jembatan akan tetap stabil dan kuat.

### 1.3 Batasan Masalah

Agar penulisan tidak menyimpang dari tujuan maka diberikan batasan-batasan sebagai berikut :

1. Keseluruhan panjang bentang  $L = 60$  m dan lebar bentang  $B = 4$  m.
2. Jembatan dirancang dengan jalan kelas III A.
3. Tinggi jembatan ditentukan berdasarkan hasil wawancara dengan penduduk setempat dengan tinggi sisi bawah gelagar = 8 m.
4. Rangka jembatan direncanakan dengan tipe *Baltimore truss*.
5. Desain elemen rangka jembatan dengan metode LRFD.
6. Kontrol kekuatan sambungan ditinjau pada kekuatan baut terhadap geser dan tumpu.
7. Elemen-elemen struktur menggunakan baja profil I.
8. Analisis pembebanan menggunakan AASHTO.
9. Perencanaan struktur jembatan menggunakan program SAP 2000.
10. Perhitungan defleksi ditengah bentang ditinjau akibat beban hidup dan beban mati.
11. Perencanaan Abutment menggunakan data sondir tanah lempung dari lokasi lainnya.

#### **1.4 Manfaat Penelitian**

Manfaat dari penulisan tugas akhir ini adalah :

1. Sebagai salah satu bahan pertimbangan bagi perencana jembatan khususnya dengan menggunakan rangka baja tipe *Baltimore truss*.
2. Mensosialisasikan metode LRFD-AASHTO 1994, dimana metode ini belum banyak digunakan di Indonesia untuk perencanaan jembatan.



## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

Jembatan adalah suatu fasilitas bangunan jalan yang berfungsi mendukung lalu lintas jalan raya atau beban-beban bergerak yang terletak diatas suatu rintangan atau tempat yang rendah seperti kali, sungai, terusan, jalan raya atau rel kereta api. Jalan tersebut dapat berupa lintasan kereta api, jalan raya, jalan kecil, atau kombinasi semuanya (**Bindra,1992**).

Struktur jembatan secara umum terdiri dari 2 bagian utama yaitu struktur atas dan struktur bawah. Struktur atas adalah bagian jembatan yang mendukung beban lalu-lintas secara langsung dan meneruskan beban tersebut ke struktur bawah. Sedangkan struktur bawah adalah jembatan yang mendukung beban sari struktur atas dan meneruskan beban tersebut ke tanah dasar (**Troitsky M.S., 1994**).

Untuk rangka batang yang hanya memikul beban vertikal, pada batang tepi atas umumnya timbul gaya tekan dan pada tepi bawah umumnya timbul gaya tarik. Apabila beban-beban tersebut bekerja langsung pada batang maka akan timbul tegangan lentur pada batang tersebut, selain juga tegangan aksial tekan atau tarik yang umumnya ada pada rangka batang. ( **Schodek, 1991**).

Bagian konstruksi yang mengangkat beban transversal yang menghasilkan momen lentur dan gaya lintang dengan tahanan lentur sebagai parameter desain sering dijumpai pada balok atau gelagar (**Bowles, 1980**).

Balok dukunga sederhana yang diberi beban memiliki satu titik yang momennya maksimum. Makin besar beban yang diberikan, makin besar pula momennya. Jika beban besar, material akan terdeformasi secara cepat dan defleksinya juga semakin besar. (**Beedle, 1958**).

Dalam perencanaan struktur rangka baja, tempat pertemuan batang-batang sering diasumsikan sebagai keadaan ideal seperti keadaan sendi maupun jepit sempurna. Hal ini sangat berbeda dengan keadaan yang sesungguhnya terjadi dilapangan, sambungan pada joint dipakai sambungan las, baut, dan paku keling. Sifat dari sambungan tersebut tidak sama persis dengan keadaan ideal seperti sendi maupun jepit sempurna. (**Padosbajayo, 1991**).

Untuk membentuk struktur rangka baja diperlukan alat sambung. Salah satu alat sambung yang biasa digunakan pada struktur jembatan rangka baja adalah baut. ASTM menunjukkan dua tipe dasar baut berkekuatan tinggi yaitu A325 dan A490. (**Salmon-Johnson, 1992**).

Untuk menghasilkan ketahanan terhadap lentur secara penuh pada elemen komposit, geser horizontal harus bisa ditahan antara permukaan tampang baja dengan slab beton. Pada jembatan komposit menerus, penyambung geser sering digunakan di seluruh sepanjang jembatan. Perletakan penyambung geser pada kawasan momen negatif mencegah peralihan tiba-tiba dari keadaan komposit ke tampang non komposit dan ketidakmampuan dalam ketahanan dan kesesuaian

terhadap lentur sepanjang jembatan (**Slutter dan Fisher, 1967**). Ada dua keadaan batas ditentukan untuk ketahanan penahan penyambung geser (**Barker-Puckett, 1997**) sebagai berikut:

1. Keadaan batas kelelahan/kegagalan dapat diketahui pada level tegangan di dalam jangkauan elastis.
2. Keadaan batas kekuatan tergantung pada perilaku plastis dan redistribusi gaya geser horizontal antara penyambung.

Pada perencanaan terhadap tarik, elemen tidak selalu terkontrol dengan persamaan kekuatan tarik pada umumnya dan kekuatan baut atau las pada sambungan, kondisi mungkin dapat terkontrol dengan blok geser. Kelelahan pada elemen dapat terjadi pada titik sambungan dengan elemen struktur yang melibatkan tarik pada satu sisi dan geser pada arah tegak lurus sisi (**Mac. Cormac, 1995**). Berdasarkan spesifikasi LRFD keadaan perencanaan ketahanan blok geser ditentukan sebagai berikut:

1. Perhitungan kondisi patah tarik dan pelelehan geser.
2. Perhitungan kondisi patah geser dan pelelehan tarik.

Pembebanan pada metode AASHTO-LRFD, beban pada jembatan digolongkan menjadi dua yaitu :beban gravity dan beban lateral. Beban gravity yang terdiri dari beban tetap dan beban sementara yaitu beban kendaraan, *fatigue load*, beban pejalan kaki, beban dek, beban dinamik, dan beban rem. Beban lateral yang terdiri dari beban angin.

Struktur jembatan baja harus keamanan dan kenyamanan terhadap kemungkinan kelebihan beban (*over load*) atau kekurangan kekuatan (*under strength*). Untuk itu perlu adanya kondisi batas yaitu kondisi dibawah suatu sistem jembatan atau komponen jembatan yang bekerja untuk mencapai fungsi sesuai dengan perencanaan. Kondisi batas terdiri dari kondisi batas layan (*service limit state*), kondisi batas leleh (*fatigue limit state*), kondisi batas (*fracture*) dan kondisi batas kekuatan (*strenght limit state*). (**Puckett-Barker, 1997**).

Dalam perhitungan, kekuatan material dalam menahan beban harus lebih besar dari beban yang bekerja, bahwa kekuatan (*resistensi*) yang disediakan dalam desain paling tidak harus sama dengan pemfaktoran beban-beban yang bekerja (efek dari pembebanan).

Abutment mempunyai dua fungsi pokok. Yaitu mendukung ujung-ujung jembatan dan menyediakan dukungan lateral paling tidak bagi tanah atau batu sekitar jembatan dimana arus lalu-lintas melintas diatasnya. Oleh karena itu abutment merupakan kombinasi dari fungsi pilar dan dinding penahan tanah. (**Peck, Hanson, Thornburn, 1973**).

Plastisitas tanah lanau plastis berasal dari prosentase tinggi partikel pelapis atau zat organik yang besar. Tebal lapisan lanau, jumlah zat organiknya dipengaruhi oleh keberadaanya, misalnya terbentuk di daerah pantai, danau, lapisan karang, atau sungai kuno. Bila tanah berada di bawah permukaan air tanah dan tidak pernah kering, tanah akan lunak dan kompresibel seperti lempung yang mempunyai beban pada batas cair. Oleh karena itu lanau plastis mempunyai sifat serupa dengan lempung lunak sampai mendekati medium. Perencanaan pondasi

pada tanah lanau plastis dianggap sama dengan perencanaan pada tanah lempung. Karena pertimbangan ini, pada bab ini lempung dan lanau plastis dianggap sama.

Pada keadaan tertentu pondasi telapak, plat, sumuran, dan tiang pancang sebagai pendukung struktur, dibuat diatas tanah lempung dan lanau plastis. Untuk tiap tipe fondasi diperlukan penelitian tersendiri guna menentukan faktor aman kapasitas daya dukung fondasi dan perkiraan jumlah penurunan. (**Peck, Hanson, Thornburn, 1973**).

Ada berbagai bentuk dan jenis kepala jembatan dan pilar, tetapi dalam pemilihannya perlu dipertimbangkan tinggi, macam bangunan atas, kondisi tanah pondasi, demikian pula kondisi bangunannya. Bentuk struktur dari kepala jembatan yang umum terdiri dari tiga bentuk yaitu tipe gravitasi, tipe T terbalik, dan kepala jembatan dengan penopang. (**Kazuto Nakazawa, 1983**).

## BAB III

### LANDASAN TEORI

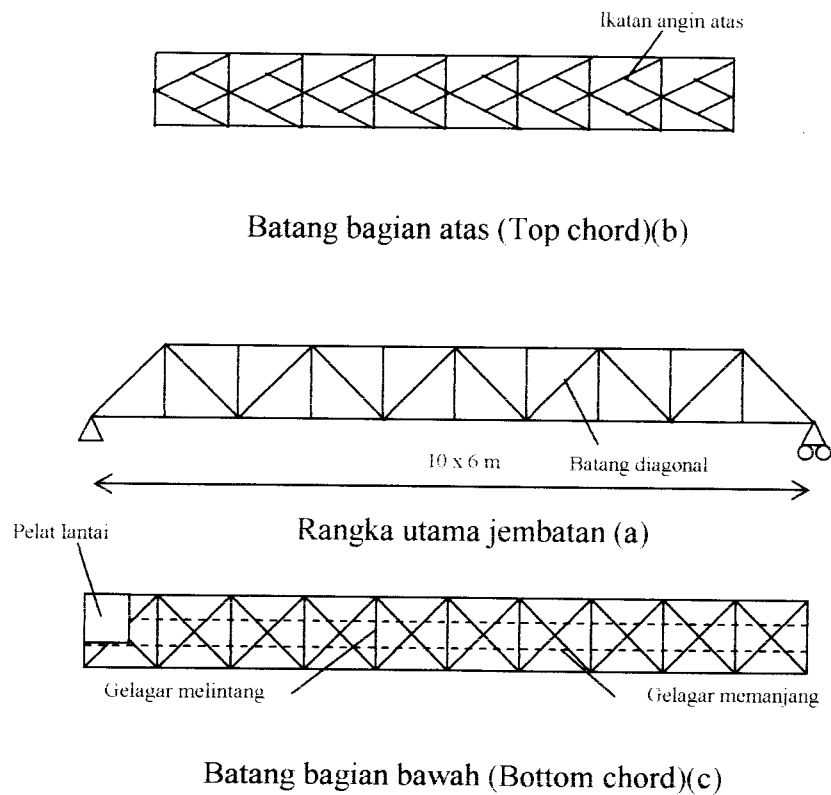
#### 3.1. Komponen Struktur Jembatan Rangka Baja Tipe *Baltimore Truss*

Perencanaan ini menggunakan tipe *Baltimore Truss* karena merupakan tipe yang cukup sederhana sehingga model ini lebih ekonomis dari segi struktur dan mengingat penerapannya yang mudah dilapangan dibandingkan tipe lainnya. Dengan asumsi teori diagram momen bahwa lendutan akan terjadi paling besar ditengah bentang dan semakin ketepi lendutannya semakin mengecil sehingga perencanaan rangka utama bagian atas dan bawah jembatan ketengah semakin besar.

Rangka batang yang dibuat dalam bentuk segitiga adalah stabil sehingga model rangka batang utama dibuat trapesium yang dapat membuat rangka tetap stabil dalam menahan gaya-gaya aksial dan lateral.

Batang-batang vertikal dan diagonal yang merupakan rangka utama dan ikatan angin atas maupun bawah berfungsi mengikat joint-joint pada batang utama yang masih labil dalam menerima gaya-gaya aksial dan lateral menjadi batang yang stabil selain itu berfungsi untuk mengurangi panjang tekuk setiap batang utama.

Gaya tarik semakin mengecil ketengah bentang sehingga batang diagonal yang merupakan batang tarik direncanakan semakin ketengah dimensinya semakin kecil, sebaliknya gaya tekan akan semakin kecil di tengah bentang sehingga batang vertikal yang merupakan batang desak direncanakan dimensinya semakin kecil. Komponen struktur jembatan rangka baja dapat dilihat pada Gambar 3.1.



**Gambar 3.1** Bagian-bagian jembatan rangka baja model *Baltimore truss*

Bagian-bagian struktural dari jembatan rangka baja adalah sebagai berikut :

a. Lapis permukaan

Lapis permukaan adalah komponen yang berhubungan langsung dengan pengguna lalu-lintas. Ketebalan lapisan ini bervariasi dari 5-10 cm.

b. Pelat Lantai

*Pelat lantai* adalah komponen struktural jembatan yang secara langsung mendukung beban lalu lintas satu arah (*one way*). Pelat ini didukung oleh balok-balok gelagar memanjang dan melintang.

c. Gelagar memanjang

Gelagar memanjang adalah balok lantai/girder yang dipasang sejajar jembatan untuk menerima beban lantai secara langsung yang kemudian ditumpu oleh gelagar melintang. Prinsip gelagar memanjang diasumsikan sebagai gelagar sederhana (*sendi-rol*).

d. Gelagar melintang

Gelagar melintang merupakan gelagar yang menerima beban dari gelagar memanjang untuk diteruskan ke gelagar induk.

e. Rangka utama

Rangka utama merupakan struktur utama yang mendukung seluruh beban yang bekerja pada struktur jembatan rangka baja, baik beban eksternal maupun beban akibat beban sendiri yang diterima batang-batang pada rangka sehingga mengalami tarikan aksial (*gaya tarik*) dan tekanan aksial (*gaya tekan*) dapat dilihat pada Gambar 3.1(a). Terdapat



dua buah rangka pada masing-masing bentang jembatan yang keduanya diikat secara lateral oleh gelagar melintang dan ikatan angin.

f. Ikatan Angin

Ikatan angin atas merupakan gaya arah lateral pada rangka yang diakibatkan oleh gaya angin atas, dimana perencanaan rangkanya disesuaikan dengan joint pada bagian atas rangka utama jembatan. Pada rangka diagonal struktur ini berupa rangka batang, diletakkan pada batang atas dan batang bawah rangka utama, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 3.1(b) dan (c).

### **3.2. Pembebanan Menurut AASHTO-LRFD *Bridge-Specification***

#### **3.2.1 Beban Gravity**

Beban gravity adalah beban-beban yang disebabkan oleh berat obyek pada jembatan. Beban-beban seperti beban tetap dan beban berjalan, dan keduanya bekerja ke arah bawah terhadap pusat bumi (Puckett-Barker, 1997).

1. Beban tetap (*Permanent Load*)

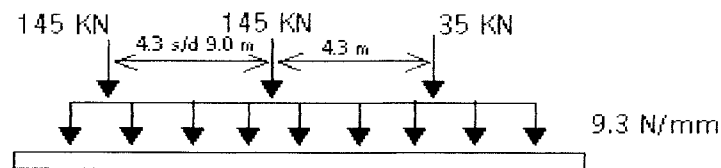
Beban-beban yang termasuk beban tetap menurut beban AASHTO 1994 yang digunakan dalam perencanaan ini adalah beban mati dari komponen struktur dan perlengkapan nonstruktur (DC).

2. Beban sementara (*Transient Load*) menurut AASHTO 1994

Beban sementara digunakan untuk perencanaan gelagar, terdiri dari beban truk rencana, beban tandem rencana, beban jalur rencana.

- Truk rencana

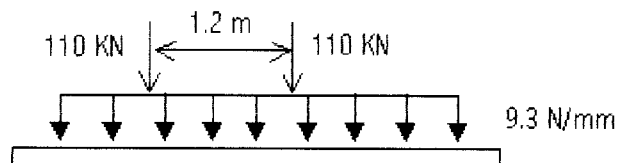
Konfigurasi pertama adalah beban Truk rencana yang diilustrasikan pada Gambar 3.2.



**Gambar 3.2** Beban rencana AASHTO untuk Truk

- Tandem rencana

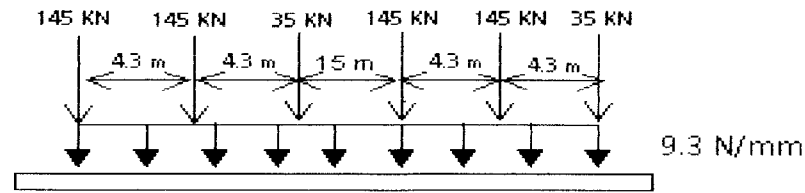
Konfigurasi kedua adalah beban tandem rencana dan diilustrasikan pada Gambar 3.3 terdiri dari 2 sumbu dengan berat 110 kN masing-masing jaraknya 1200 mm.



**Gambar 3.3** Beban rencana AASHTO untuk tandem

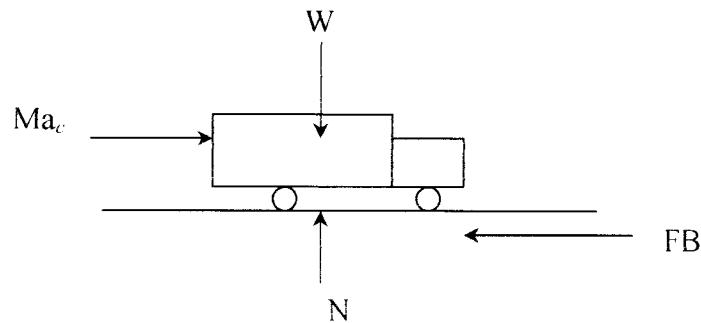
- Beban jalur rencana

Merupakan konfigurasi beban yang terdiri dari beban distribusi merata sebesar 9,3 N/mm dan diasumsikan menempati bagian 3000 mm secara melintang (Gambar 3.4)



**Gambar 3.4** Beban rencana AASHTO untuk beban jalur

- Gaya Rem (*Breaking force*)



**Gambar 3.5** Gaya-gaya yang bekerja pada saat pengereman

Dari Gambar 3.5 gaya rem (FB) adalah :

$$FB = b.W \dots\dots\dots(3.1.a)$$

$$b = \frac{1}{2} \left( \frac{V^2}{g.s} \right) \dots\dots\dots(3.1.b)$$

$v$  adalah kecepatan rencana kendaraan (m/s),  $g$  adalah percepatan gravitasi ( $m/s^2$ ),  $W$  adalah berat kendaraan (kN),  $s$  adalah jarak pengereman (m).  $Ma_c$  adalah energi kinetik karena pengaruh massa dan kecepatan truk. Untuk kecepatan rencana 90 km/h = 25 m/s dan jarak pengereman 122 m didapat  $b$  adalah 25 %.

- Beban Dinamik (*Dynamic Load*)

Beban hidup dapat bersifat statik serta memiliki efek dinamik dan diperhitungkan pada perencanaan jembatan jalan raya yaitu :

$$U_{l+1} = U_l (1 + IM) \dots \dots \dots (3.2)$$

dengan IM adalah efek beban hidup tambah beban dengan syarat dari beban dinamik, UL adalah efek beban hidup, IM adalah fraksi dari Tabel 3.1

**Tabel 3.1** Faktor Efek Dinamik

Komponen	IM (%)
Join dek-semua kondisi batas	75
Semua komponen lain	
Kondisi batas fatigue dan fracture	15
Semua kondisi batas yang lain	33

### 3.2.2 Beban Lateral

Beban lateral yang bekerja pada rangka jembatan sungai Cimeneng yang diperhitungkan adalah gaya angin. Gaya angin menurut AASHTO-LRFD 1994 dapat dilihat pada Tabel 3.2. Gaya angin juga ada pada kendaraan sebesar 1.46 N/m dengan lokasi pada 1.8 m dari permukaan jalan.

**Tabel 3.2** Beban Angin yang Bekerja Pada Rangka Baja

Komponen struktur	Beban Angin Tekan (Mpa)	Beban Angin Hisap (Mpa)
Rangka, kolom, lengkung	0,0024	0,0012
Balok	0,0024	N/A
Permukaan rata yang luas/besar	0,0019	N/A

Kombinasi beban yang digunakan menurut AASHTO-LRFD dalam perencanaan ini adalah :

- Batas Kekuatan V (*Strength Limit V*) :  $1,0 DC + 1,35 BR + 1,35 IM + 1,35 LL \pm 0,4 WL$
- Batas layan II (*Service Limit II*) : Defleksi beban kendaraan ditengah bentang  $\leq L/800$  dimana L adalah panjang bentang.

Dengan DC (*Dead loads component structure*), BR (*Breaking force*), IM (*Dinamic Load*), LL (*Vehicular live load*), WL (*Wind load on Structure*).

### **3.3 Analisis Jembatan Rangka Berdasarkan AASHTO-LRFD 1994**

#### **3.3.1 Asumsi**

Dalam analisis jembatan rangka baja, gaya aksial pada batang diasumsikan sebagai berikut (Ram Chandra,1990) :

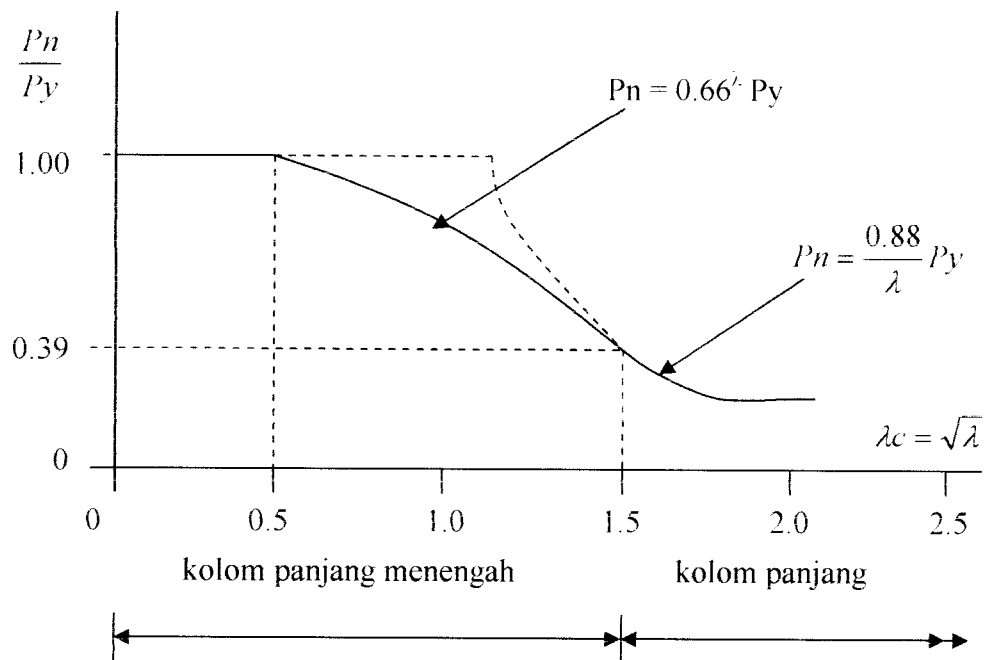
1. Semua batang dari jembatan rangka adalah lurus dan bebas berotasi pada joint.
2. Semua joint dari jembatan rangka terdapat pada pertemuan pusat gaya berat batang.
3. Semua beban termasuk berat sendiri dari batang di tempatkan pada joint.

#### **3.3.2 Kapasitas Nominal Batang Tekan**

Dalam perencanaan batang tekan terhadap dua kriteria yaitu :

- a. Kriteria Tekuk Keseluruhan (*Overall buckling*)

Tekuk menyeluruh terjadi pada penampang kompak. Untuk rumus-rumus kolom pada kriteria tekuk keseluruhan secara ringkas ditunjukkan pada Gambar 3.6



**Gambar 3.6** Kurva untuk desain kolom

Fungsi kerampingan  $\lambda_c$  diambil sebagai parameter kerampingan (sebagai ganti  $KL/r$ ) menurut spesifikasi LRFD. Parameter kerampingan  $\lambda_c$  didefinisikan sebagai :

$$\lambda_c = \lambda_c^2 = \left( \frac{KL}{\pi r} \right)^2 \frac{F_y}{E} \dots\dots\dots(3.3)$$

$$\lambda_c = 1.5 ; \lambda_c^2 = 1.5^2 = 2.25$$

LRFD bertujuan memberikan keamanan yang konstan bagi semua kolom. Bila kekuatan tersebut bervariasi menurut kerampingan, tentulah variasi ini harus dicakup dalam kekuatan nominal  $P_n$ .

Kekuatan nominal  $P_n$  dari kolom kriteria tekuk keseluruhan :

- Untuk kolom panjang menengah ( $\lambda < 2.25$ ), kekuatan nominal ( $P_n$ ) yaitu :

$$P_n = 0.66^{\lambda} F_y A_s \dots\dots\dots(3.4)$$

- Untuk panjang kolom ( $\lambda \geq 2.25$ ), kekuatan nominal yaitu :

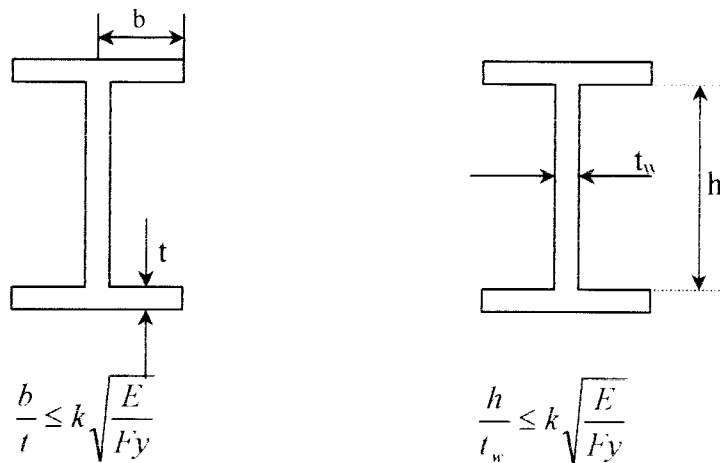
$$P_n = \frac{0.88F_y A_s}{\lambda} \dots\dots\dots(3.5)$$

Kekuatan tekan ( $P_r$ ) dari kolom ditentukan dengan mengalikan kekuatan nominal ( $P_n$ ) dengan faktor ketahanan untuk kompresi ( $\Phi_c$ ).

$$P_r = \Phi_c P_n \dots\dots\dots(3.6)$$

b. Kriteria tekuk lokal (*Local buckling*)

Untuk kolom dengan rasio lebar/tebal terlalu besar masuk dalam kriteria tekuk lokal. Batas rasio kriteria tekuk lokal di jelaskan pada Gambar 3.7.



**Gambar 3.7** Rasio batas lebar-tebal profil I

Untuk rasio lebar terhadap tebal menggunakan rumus :

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot k}{12(1 - \mu^2) \left(\frac{h}{t}\right)^2} \dots\dots\dots(3.7)$$

supaya tidak terjadi tekuk lokal maka  $F_{cr} = F_y$

$$F_y = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot k}{12(1 - \mu^2) \left(\frac{h}{t}\right)^2} \dots\dots\dots(3.8)$$

mencari nilai  $\left(\frac{h}{t}\right)^2$  persamaan 3.8

$$\left(\frac{h}{t}\right)^2 = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot k}{12(1 - \mu^2) F_y} \dots\dots\dots(3.9)$$

dengan memasukkan nilai  $\mu = 0.3$  maka persamaan 3.9 menjadi :

$$\left(\frac{h}{t}\right)^2 = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot k}{12(1 - 0,3^2) F_y} \dots\dots\dots(3.10)$$

persamaan 3.10 menjadi :

$$\left(\frac{h}{t}\right)^2 = \frac{3,14^2 \cdot E \cdot k}{10,92 \cdot F_y} \dots\dots\dots(3.11)$$

dengan menghilangkan nilai kuadrat maka persamaan 3.11 menjadi :

$$\left(\frac{h}{t}\right) = \sqrt{\frac{1 \cdot E \cdot k}{F_y}} \dots\dots\dots(3.12)$$

karena nilai k adalah konstanta maka nilai k dapat dikeluarkan menjadi

$$\left(\frac{h}{t}\right) = k \sqrt{\frac{E}{F_y}} \dots\dots\dots(3.13)$$

dengan nilai  $E = 29000$  Ksi atau  $E = 2 \cdot 10^5$  MPa



sehingga rasio lebar terhadap tebal pada sayap :

$$\frac{b}{t} \leq k \sqrt{\frac{E}{F_y}} \dots\dots\dots (3.14)$$

k koefisien tekuk plat sayap, b adalah lebar plat (mm), t adalah tebal plat (mm).

pada badan :

$$\frac{h}{t_w} \leq k \sqrt{\frac{E}{F_y}} \dots\dots\dots (3.15)$$

k adalah koefisien tekuk plat badan, h adalah tinggi dari badan (mm),  $t_w$  adalah tebal badan (mm).

- Batas rasio kelangsingan

Jika kolom menjadi terlalu ramping, maka hanya akan mempunyai kekuatan yang kecil.

- Batang yang dianjurkan untuk batang utama adalah  $(Kl/r) \leq 120$
- Batang yang dianjurkan untuk pengaku adalah  $(Kl/r) \leq 140$

### 3.3.3 Menentukan Kapasitas Batang Tarik

Kekuatan batang tarik ditentukan dengan berdasarkan dua macam kegagalan yaitu kegagalan karena pelelehan dan kegagalan fracture (Puckett-Burker,1997), yaitu :

- a. Berdasarkan pelelehan :  $\phi_y \cdot P_{ny} = \phi_y \cdot F_y \cdot A_g \dots\dots\dots (3.16)$

dimana  $\Phi_y = 0.95$ , adalah faktor resistan,  $P_{ny}$  adalah kekuatan tarik nominal untuk leleh (N),  $F_y$  adalah kekuatan leleh (Mpa),  $A_g$  adalah luas penampang melintang brutto ( $\text{mm}^2$ ).

- b. Berdasarkan kondisi fracture :  $\phi_u P_{nu} = \phi_u F_u A_e \dots \dots \dots (3.17)$

$\Phi_u = 0.80$ , adalah faktor resistan karena fracture pada batang tarik,  $P_{nu}$  adalah kekuatan tarik nominal untuk retakan (N),  $F_u$  adalah kekuatan tarik (MPa), dan  $A_e$  adalah luas efektif ( $\text{mm}^2$ ), luas efektif untuk jenis sambungan sebagai berikut :

- Luas efektif pada sambungan baut

Luas efektif pada sambungan baut dapat dijelaskan dengan persamaan :

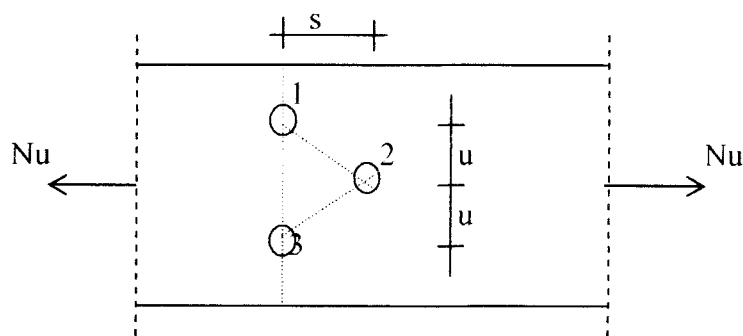
$$A_e = U \cdot A_n \dots \dots \dots (3.18)$$

$A_e$  adalah luas efektif untuk sambungan baut,  $U$  adalah koefisien reduksi akibat eksentrisitas antara pusat elemen dengan pusat elemen penghubung, koefisien reduksi untuk memperhitungkan eksentrisitas lubang dan nilai  $U$  tergantung pada bentuk profil dan jenis sambungan yang digunakan. Nilai koefisien reduksi untuk sambungan baut :

$$U = 1 - \left( \frac{x}{L} \right) \dots \dots \dots (3.19)$$

$x$  adalah jarak eksentrisitas,  $L$  adalah jarak antara lubang awal dengan lubang akhir pada satu baris, dijelaskan dalam Gambar 3.8.

Luas penampang bersih ( $A_n$ ) akibat lubang baut, secara lengkap juga dijelaskan pada Gambar 3.8 berikut :



**Gambar 3.8** Pola lubang penampang pada elemen tarik

Luas penampang bersih pada :

a. Potongan lurus

$$\text{Potongan 1-3} \quad : \quad A_n = A_g - n.d.t \dots\dots\dots(3.20)$$

b. Potongan diagonal/zig-zag

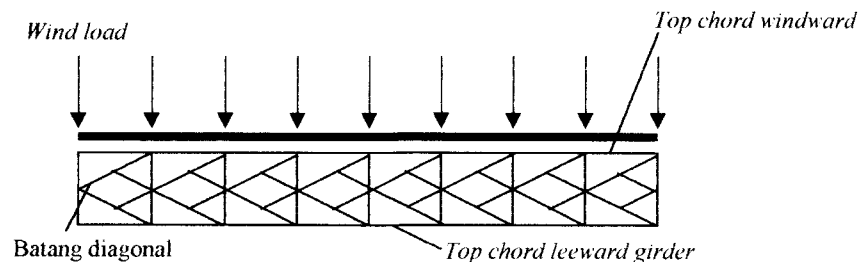
$$\text{Potongan 1-2-3} \quad : \quad A_n = A_g - n.d.t + \sum \left( \frac{s^2 t}{4u} \right) \dots\dots\dots (3.21)$$

$A_g$  adalah penampang brutto ( $\text{mm}^2$ ),  $t$  adalah tebal penampang,  $d$  adalah diameter lubang (mm),  $n$  adalah banyaknya lubang,  $s$  adalah jarak antara sumbu lubang pada arah sejajar sumbu lubang pada arah sejajar sumbu komponen struktur (mm),  $u$  adalah jarak antara sumbu lubang pada arah tegak lurus sumbu komponen struktur (mm). Nilai penampang bersih diambil yang terkecil dan dalam satu potongan jumlah luas lubang tidak boleh melebihi 15 % luas penampang utuh.

### 3.3.4 Analisis Sistem Batang Pengekang (*Lateral Bracing*)

a. Batang Pengekang Lateral Atas (*Top lateral bracing*)

Dalam analisis diasumsikan bahwa batang diagonal tertentu yang akan mengalami gaya tarik sesuai dengan arah angin (Gambar 3.9).

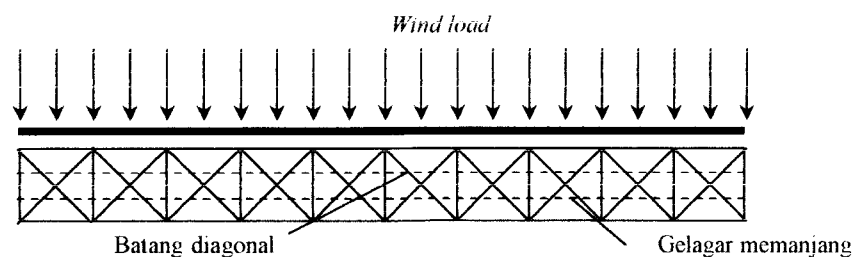


**Gambar 3.9** Distribusi angin pada *Top lateral bracing*

*Top lateral bracing* berlaku sebagai *Simply supported horizontal girder* sehingga batang atas yang terkena angin arah depan (*Top chord windward girder*) akan mengalami tekan dan batang atas yang terkena angin hisap (*Top chord leeward girder*) akan mengalami tarik.

b. Batang Pengekang Lateral Bawah (*Bottom lateral bracing*)

Beban maksimum lateral (beban angin pada *unload span* dan *loaded span*) digunakan dalam perhitungan untuk mencari gaya batang pengekang lateral bawah. Dalam analisis batang diagonal tertentu mengalami tarik tergantung dari arah angin dan batang diagonal yang lain tidak akan mengalami gaya apapun (*Dummy*). Batang diagonal didesain dengan beban lateral maksimum dari *loaded span* dan *unloaded span* (Gambar 3.10).



**Gambar 3.10** Distribusi angin pada *Bottom lateral bracing*

### 3.3.5 Kekuatan Baut

Jembatan rangka baja tipe *Baltimore truss* ini menggunakan sambungan baut. Persyaratan keamanan yang diberikan LRFD untuk sambungan baut adalah :

$$\Phi.Rn \geq \sum \gamma_i.Q_i \dots\dots\dots(3.22)$$

$$\Phi.Rn \geq Pu \dots\dots\dots(3.23)$$

$\Phi$  adalah faktor resistan,  $Rn$  adalah resistan nominal,  $\gamma_i$  adalah faktor kelebihan beban,  $Q_i$  adalah beban-beban,  $Pu$  adalah beban terfaktor.

- a. Kekuatan geser desain (Tanpa ulir pada bidang geser)

Pada struktur rangka jembatan model *Baltimore truss* digunakan baut A325 dengan ulir terpisah dari bidang geser, lihat Tabel 3.3

$$\Phi.Rn = \Phi.(0.60.F_u^b) m Ab \dots\dots\dots(3.24)$$

$\Phi = 0.65$ ,  $F_u^b$  adalah kekuatan tarik baut,  $m$  adalah banyaknya bidang geser yang terlibat,  $Ab$  adalah luas penampang lintang pada arah melintang tangkai tak berulir dari baut tersebut.

**Tabel 3.3** Kekuatan desain dari baut mutu tinggi A325

Penyambung	$F_u^b$ (Ksi)	Kekuatan tarik (ksi)	Kekuatan geser (ksi) $\Phi=0.65$
Baut A325, bila ulir terpisah dari bidang geser	120	$\Phi(0.75 F_u^b)$ $0.75(90) = 67.5$	$\Phi(0.60 F_u^b)$ $0.65(72) = 46.8$

b. Kekuatan tumpu desain

Kekuatan desain  $\Phi R_n$  bergantung pada yang terlemah dari baut atau komponen pelat yang disambung. Apabila jarak lubang tepi terdekat dengan sisi pelat dalam arah kerja gaya lebih besar daripada 1.5 kali diameter lubang, jarak antara lubang lebih besar daripada 3 kali diameter lubang, dan ada lebih dari satu baut dalam arah kerja gaya, maka kuat rencana tumpu dapat dihitung sebagai berikut :

$$R_d = \phi_f R_n = 2.4 \phi_f d_b t_p f_u \dots \dots \dots (3.25)$$

kuat tumpu yang didapat dari perhitungan di atas berlaku untuk semua jenis lubang baut. Sedangkan untuk lubang baut selot panjang tegak lurus arah kerja gaya berlaku persamaan berikut :

$$R_d = \phi_f R_n = 2.00 \phi_f d_b t_p f_u \dots \dots \dots (3.26)$$

Dengan keterangan  $\phi_f = 0,80$  adalah faktor reduksi kekuatan untuk fraktur,  $d_b$  adalah diameter baut nominal pada daerah tak berulir,  $t_p$  adalah tebal plat dan  $f_u$  adalah tegangan tarik putus yang terendah dari pelat.

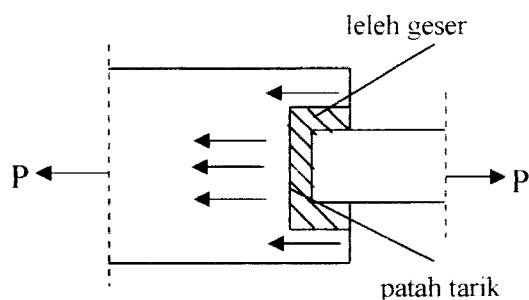
### 3.3.6 Perhitungan Blok Geser (*Block Shear*)

Menurut perencanaan LRFD, ada dua kondisi perencanaan kekuatan pada blok geser, yang ditentukan sebagai berikut :

1. Jika  $F_u A_{nt} \geq 0.6 F_y A_{nv}$  terjadi pelepasan geser dan patah tarik, digunakan persamaan dibawah ini :

$$\phi R_n = \phi(0.6 F_y A_{gv} + F_u A_{nt}) \dots \dots \dots (3.27)$$

Kondisi ini ditunjukkan pada Gambar 3.11 berikut :

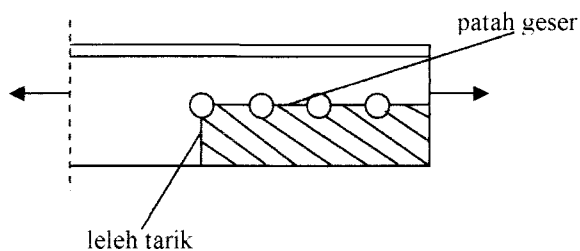


**Gambar 3.11** Blok geser pelepasan geser dan patah tarik

2.  $0.6 F_u A_{nt} > F_u A_{nt}$  terjadi pelepasan tarik dan patah tarik, digunakan persamaan dibawah ini :

$$\phi R_n = \phi(0.6 F_u A_{nv} + F_y A_{gt}) \dots \dots \dots (3.28)$$

kondisi ini ditunjukkan pada Gambar 3.12 berikut :



**Gambar 3.12** Blok shear pelepasan tarik dan geser

dimana  $\Phi = 0.8$ ,  $A_{gy}$  adalah luas brutto geser,  $A_{gt}$  adalah luas brutto untuk tarik,  $A_{ny}$  adalah luas netto untuk geser,  $A_{nt}$  adalah luas netto untuk tarik. Selain itu perlu diperiksa kuat blok plat ujung terhadap geser pada baut dengan persamaan sebagai berikut :

$$\phi T_n = \phi(0.6 f_u) A_{ns} \dots\dots\dots (3.29)$$

### 3.3.7 Perhitungan Keadaan Batas Menurut LRFD-AASHTO 1994

Jembatan struktur baja harus didesain sehingga kinerja saat pembebanan tidak diatas keadaan batas yang telah ditentukan oleh LRFD-AASHTO 1994

$$\Phi.Rn \geq \eta \sum \gamma_i Q_i \dots\dots\dots (3.30)$$

dimana  $\Phi$  adalah faktor resistan,  $Rn$  adalah nominal resistan,  $\eta$  adalah pengali beban yang berhubungan dengan daktilitas, redundan dan kepentingan operasional,  $\gamma_i$  adalah faktor beban,  $Q_i$  adalah efek beban.

#### a. Kondisi batas kekuatan (*Strength limit*).

Kondisi batas kekuatan diatur oleh kekuatan statis dari material atau stabilitas yang diberikan oleh penampang lintang.

##### - Klasifikasi penampang lintang

Bentuk tampang lintang diklasifikasikan sebagai tampang kompak, non kompak, atau langsing tergantung dari rasio lebar-tebal pada elemen tekan atau pengaku.

Tampang kompak adalah tampang yang dapat mencapai momen puntir ( $M_p$ ) sebelum tekuk torsi lateral (*lateral torsional buckling*) atau tekuk lokal (*local buckling*) yang terjadi pada sayap dan badan.



Tampang nonkompak adalah tampang yang dapat menghasilkan momen lebih besar dari  $M_y$ , tapi lebih kecil dari momen plastis ( $M_p$ ), sebelum tekuk lokal (*local buckling*) terjadi pada elemen kompresi atau tekan terjadi.

Tampang langsing adalah tampang yang bagian elemen tekan terlalu langsing sehingga akan terjadi tekuk lokal sebelum  $M_y$  tercapai.

- Keadaan Batas

Keadaan batas pada kekuatan (*Strength Limit State*):

a. Untuk tampang kompak

$$M_r = \Phi_f \cdot M_n \dots \dots \dots (3.31)$$

dimana  $\Phi_f$  adalah faktor resistensi

$$M_n = M_p \dots \dots \dots (3.32)$$

b. Untuk tampang nonkompak

$$F_r = \Phi_f \cdot F_n \dots \dots \dots (3.33)$$

dimana  $F_n$  = ketahanan nominal dari tampang nonkompak.

Dengan  $\phi_f = 1.00$ , adalah faktor resistensi dan  $F_n$  adalah ketahanan nominal dari tampang non kompak. Untuk ketahanan nominal lendutan berdasarkan profil yang akan digunakan. Dan faktor resisten dari kondisi kekuatan batas diberikan pada Tabel pada AASHTO-LRFD *Bridge Design Specifications*.

Pada struktur jembatan rangka baja sungai Cimeneng digunakan batas kekuatan (*Strength limit V*). Resistan faktor dari kondisi kekuatan batas diberikan dari Tabel 3.4

**Tabel 3.4** Faktor resistan untuk kondisi kekuatan batas

Ragam perilaku	Faktor resistan
Lendutan	$\Phi_f = 1.00$
Kompresi aksial pada baja	$\Phi_c = 0.90$
Tarik, leleh di tampang lintang	$\Phi_y = 0.95$

**b. Keadaan batas layan (*Service Limit*)**

Pada rangka jembatan sungai Cimeneng digunakan batas layan II (*Service limit II*) untuk beban kendaraan atau beban hidup. Keadaan batas layan (*Service limit*) adalah terhadap defleksi dengan syarat nilai ditengah bentang  $\leq L/800$  dimana L adalah panjang bentang jembatan.

### 3.3.8 Perencanaan Struktur Bawah

Konstruksi bagian bawah merupakan pendukung konstruksi bagian atas jembatan.

Konstruksi bagian bawah terdiri dari :

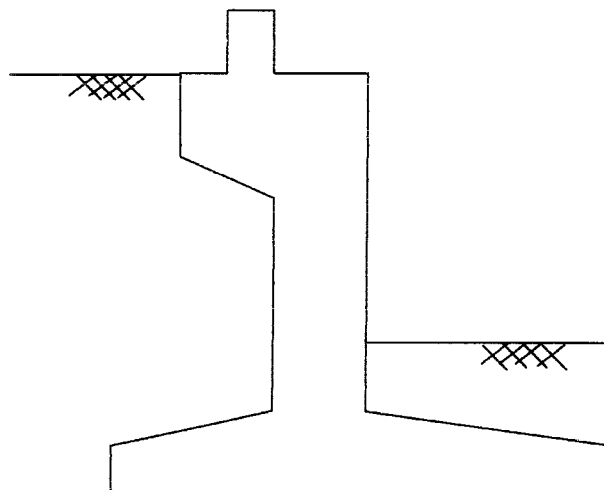
1. Pangkal jembatan.
2. Pilar jembatan.
3. Pondasi.

Beban yang bekerja :

1. Beban mati.
2. Beban hidup.
3. Tekanan tanah.
4. Gaya rem.

#### 3.3.8.1 Perencanaan Abutment

Bentuk struktur kepala jembatan pada perencanaan ini menggunakan tipe kepala jembatan tipe T terbalik sesuai dengan tinggi jembatan antara 5-12 m yang ditunjukkan pada Gambar 3.13 berikut :



**Gambar 3.13** Penampang Abutment

Gaya-gaya yang bekerja digolongkan dalam :

1. Akibat berat sendiri abutment.
2. Akibat berat tanah isian.
3. Akibat tekanan tanah.
4. Akibat beban terbagi merata.
5. Akibat kohesi tanah.
6. Akibat beban mati.
7. Akibat beban hidup.
8. Akibat gaya gesekan pada tumpuan (Gg).

Menghitung keamanan terhadap penggulingan :

$$n = \frac{\sum MV}{\sum MH} > 1,5 \dots\dots\dots (3.34)$$

dimana :  $\sum MV$  = jumlah momen dari beban vertikal.

$\sum MH$  = jumlah momen dari beban horisontal.

Keamanan terhadap penggeseran :

$$n = \frac{b \cdot \frac{2}{3} C + \sum V \cdot \text{tg} \phi}{\sum H} \dots\dots\dots (3.35)$$

dimana :  $\phi$  = besar sudut gesek tanah.

Tegangan yang terjadi :

$$e = \frac{b}{2} - \frac{\sum MV - \sum MH}{\sum V} \dots\dots\dots (3.36)$$

dimana : b = lebar pondasi.

$$\sigma_{\max} = \frac{\sum V}{A} \cdot \left( 1 + \frac{6 \cdot e}{b} \right) < \bar{\sigma}_{\text{tanah}} \dots\dots\dots (3.37)$$

$e$  = eksentrisitas pusat berat ke pusat gaya.

$A$  = luas dasar abutment.

### 3.3.8.2 Perencanaan Tiang Pancang

Kapasitas dukung ultimit dari sebuah tiang pancang dapat diketahui dengan menggunakan perhitungan sederhana dengan menjumlahkan daya dukung tanah dipusat tiang dengan total friksi dari selimut tiang pancang :

$$Q_u = Q_p + Q_s \dots\dots\dots (3.38)$$

dimana :  $Q_u$  = kapasitas daya dukung tiang.

$Q_p$  = kapasitas daya dukung tiang dipusat tiang.

$Q_s$  = kapasitas daya dukung tiang dari total friksi (gesekan) seluas selimut tiang.

Untuk mencari nilai-nilai  $Q_p$  atau  $Q_s$  menggunakan rumus :

$$Q_p = A_p \cdot q_p = A_p \cdot (c \cdot N_c^* + q' \cdot N_q^*) \dots\dots\dots (3.39)$$

dimana :  $A_p$  = luas ujung tiang.

$c$  = nilai kohesi.

$q_p$  = faktor resistansi diujung tiang.

$q'$  = gaya tekan vertikal efektif diujung tiang.

$N_c^*$ ,  $N_q^*$  = faktor kapasitas daya dukung tiang.

Untuk tiang ditanah jenuh pada kondisi *undrained* :

$$Q_p = N_c^* \cdot C_u \cdot A_p = 9 C_u \cdot A_p \dots\dots\dots (3.40)$$

dimana :  $C_u$  = kohesi *Undrained* tanah dibawah ujung pondasi.

$$Q_s = \sum P \cdot \Delta L \cdot f \dots\dots\dots (3.41)$$

dimana : P = rangkaian segmen tiang pancang.

$\Delta L$  = tinggi tiap segmen tanah.

f = nilai resistansi gesekan tiap segmen.

Nilai resistansi gesekan dihitung dengan menggunakan metode :

1. Metode  $\lambda$

$$f_{uv} = \lambda.(\bar{\sigma}' + 2C_u) \dots\dots\dots (3.42)$$

dimana :  $\bar{\sigma}'$  = tekanan vertikal efektif rata-rata.

$C_u$  = nilai rata-rata gaya geser *Undrained*.

2. Metode  $\alpha$

$$f = \alpha.C_u \dots\dots\dots (3.43)$$

dimana :  $\alpha$  = faktor empirik adhesi

Kemudian dari kedua nilai f tersebut diambil yang terkecil.

Kapasitas daya dukung ultimit (akhir) dari tiang pancang dihitung dengan cara-cara sebagai berikut :

1. Menentukan  $\sum Q_u = n_1.n_2.(Q_p + Q_s) \dots\dots\dots (3.44)$

$$Q_p = A_p.[9C_{u(p)}] \dots\dots\dots (3.45)$$

dimana :  $C_{u(p)}$  = faktor kohesi *undrained* dari tanah lempung ujung pancang.

$$Q_s = \sum \alpha_p.C_u.\Delta L \dots\dots\dots (3.46)$$

sehingga :

$$\sum Q_u = n_1.n_2.[9A_p.C_{u(p)} + \sum \alpha_p.C_u.\Delta L] \dots\dots\dots (3.47)$$

2. Menentukan asumsi kapasitas ultimit tiang-tiang pancang dalam kelompok bekerja pada daerah blok dengan dimensi  $L_g \times B_g \times L$ . Nilai resistansi selimut pada daerah blok :

$$\sum P_g.C_u.\Delta L = \sum 2.(L_g + B_g).C_u.\Delta L \dots\dots\dots(3.48)$$

Besar kapasitas daya dukung dihitung dengan rumus :

$$A_p.q_p = A_p.C_{u(p)}.N_c^* = (L_g.B_g).C_{u(p)}.N_c^* \dots\dots\dots(3.49)$$

Kemudian beban ultimit :

$$\sum Q_u = L_g.B_g.C_{u(p)}.N_c^* + \sum 2.(L_g + B_g).C_u.\Delta L \dots\dots\dots(3.50)$$

3. Menentukan  $\sum Q_u$  dengan cara NSPT

$$\sum Q_u = C.N_c \dots\dots\dots(3.51)$$

dimana :  $C$  = nilai kohesi tanah.

$N_c$  = jumlah pukulan pada uji lapangan.

4. Bandingkan ketiga nilai  $\sum Q_u$  tersebut, kemudian nilai  $\sum Q_u$  diambil yang terkecil.

Momen pada telapak tiang pancang

Total reaksi tiap tiang diperoleh dengan menjumlahkan beban sebagai berikut :

$$P = \frac{\sum V}{n} \pm \frac{\sum Md}{\sum d^2} \dots\dots\dots(3.52)$$

dimana :  $P$  = total resultan reaksi tiang pancang dan beban langsung.

$\sum V$  = jumlah beban vertikal yang terjadi pada pondasi.

$\sum M$  = jumlah momen pada pusat gravitasi grup  $\sum M$  kadang-kadang dinyatakan dengan  $\sum ve$ .

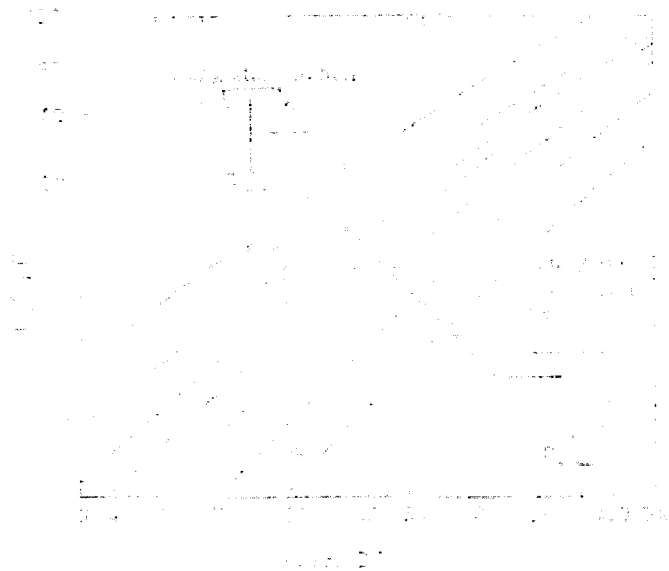
$n$  = jumlah tiang dalam grup.

$d$  = jarak dari pusat berat ke tiang.

$\sum d^2$  = jumlah kuadrat jarak tiap tiang dari pusat berat grup.

Gaya-gaya dalam di dalam tiang pancang pada tanah kohesif :

1. Kohesi rencana  $C_r$  yang diperlukan untuk perhitungan selanjutnya, dengan mengalikan kekuatan kohesi  $C_u$  dengan 0,5 (dalam  $\text{Kg/m}^2$ ).
2.  $H_0$  adalah beban horisontal akibat beban kerja yang menangkap di ujung atas tiang,  $D$  adalah diameter tiang.



**Gambar 3.14** Grafik Hubungan Gaya horisontal ( $H_0$ ) dan Momen Luar ( $M_0$ )

3.  $M_0$  adalah momen luar akibat beban kerja yang menangkap di ujung atas tiang .
4. Penulangan tiang terhadap  $M_0$  dan  $P$  dengan perencanaan kekuatan batas.
5. Kedalaman dimana momen lentur maksimum adalah  $L_1$  dan kedalaman dimana momen lentur nol adalah  $L_2$ , menurut rumus-rumus berikut :

$$L_1 = f + 1,5 D \dots\dots\dots (3.53)$$

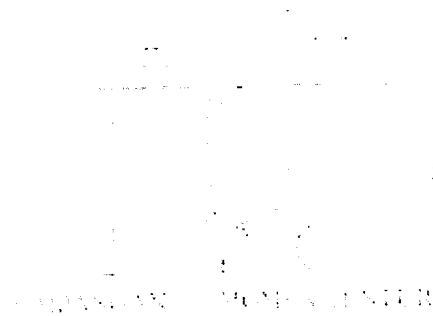


$$L_2 = 2,2 L \quad \dots\dots\dots (3.54)$$

Dimana :

$$f = \frac{H_0}{9.Cr.D} \quad \dots\dots\dots (3.55)$$

Pembagian momen lentur sepanjang tiang atau sumuran dapat didekati menurut perbandingan yang ditunjukkan dalam Gambar 3.15.



**Gambar 3.15** Gambar momen tiang pancang pada tanah

## **BAB IV**

### **METODOLOGI PERENCANAAN**

#### **4.1 Waktu Penulisan**

Waktu penulisan ini dilakukan mulai bulan Januari 2003 dan direncanakan selesai bulan Juli 2003.

#### **4.2 Data Struktur**

Dipakai rangka baja terpasang yang sudah ditentukan sebagai objek perencanaan yaitu : Rangka Baja Australia tipe *Baltimore truss*. Dengan spesifikasi mutu bahan sebagai berikut :

1. Baja profil pada struktur rangka,  $F_y = 50 \text{ Ksi} = 350 \text{ Mpa}$ .
2. Baja profil untuk rangka dan plat buhul,  $F_u = 65 \text{ Ksi} = 455 \text{ Mpa}$ .
3. Mutu beton,  $f_c' = 35 \text{ Mpa}$ .
4. Baja tulangan,  $F_y = 400 \text{ Mpa}$ .

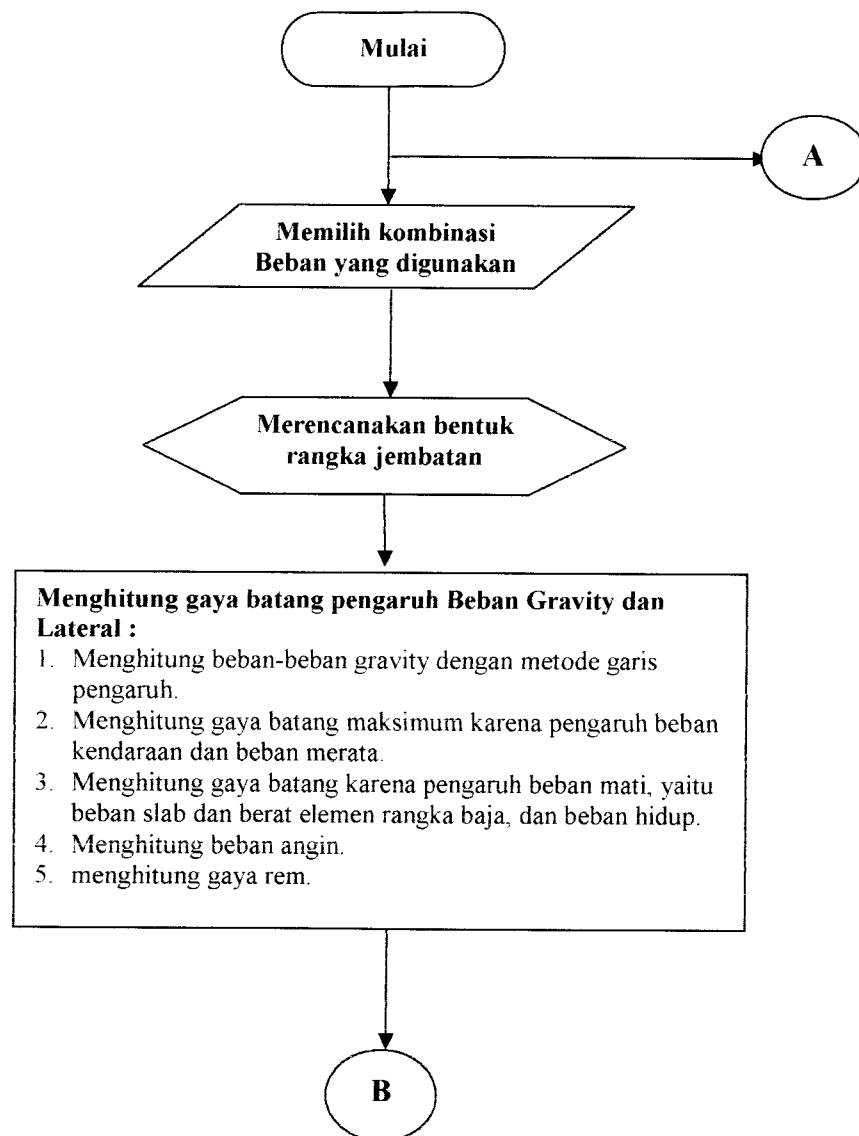
#### **4.3 Variabel Penulisan**

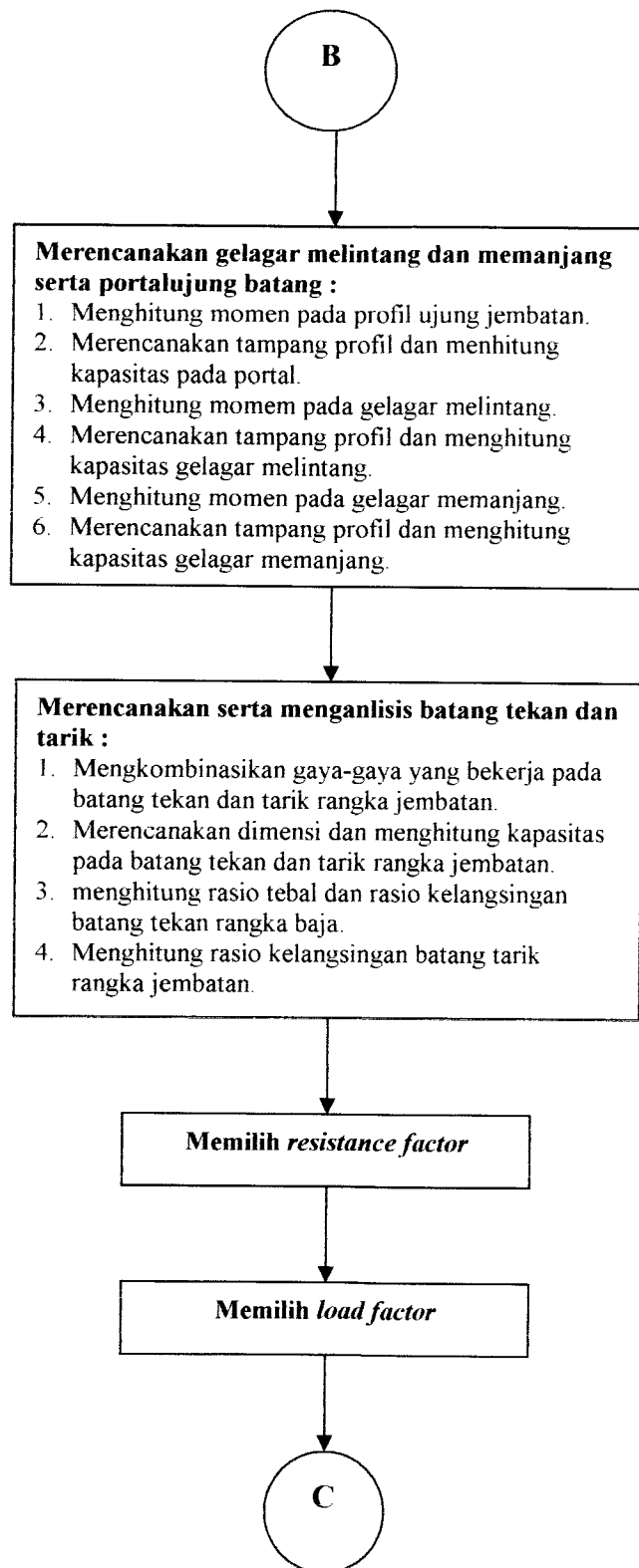
Variabel yang digunakan adalah pembebanan berdasarkan metode AASHTO-LRFD.

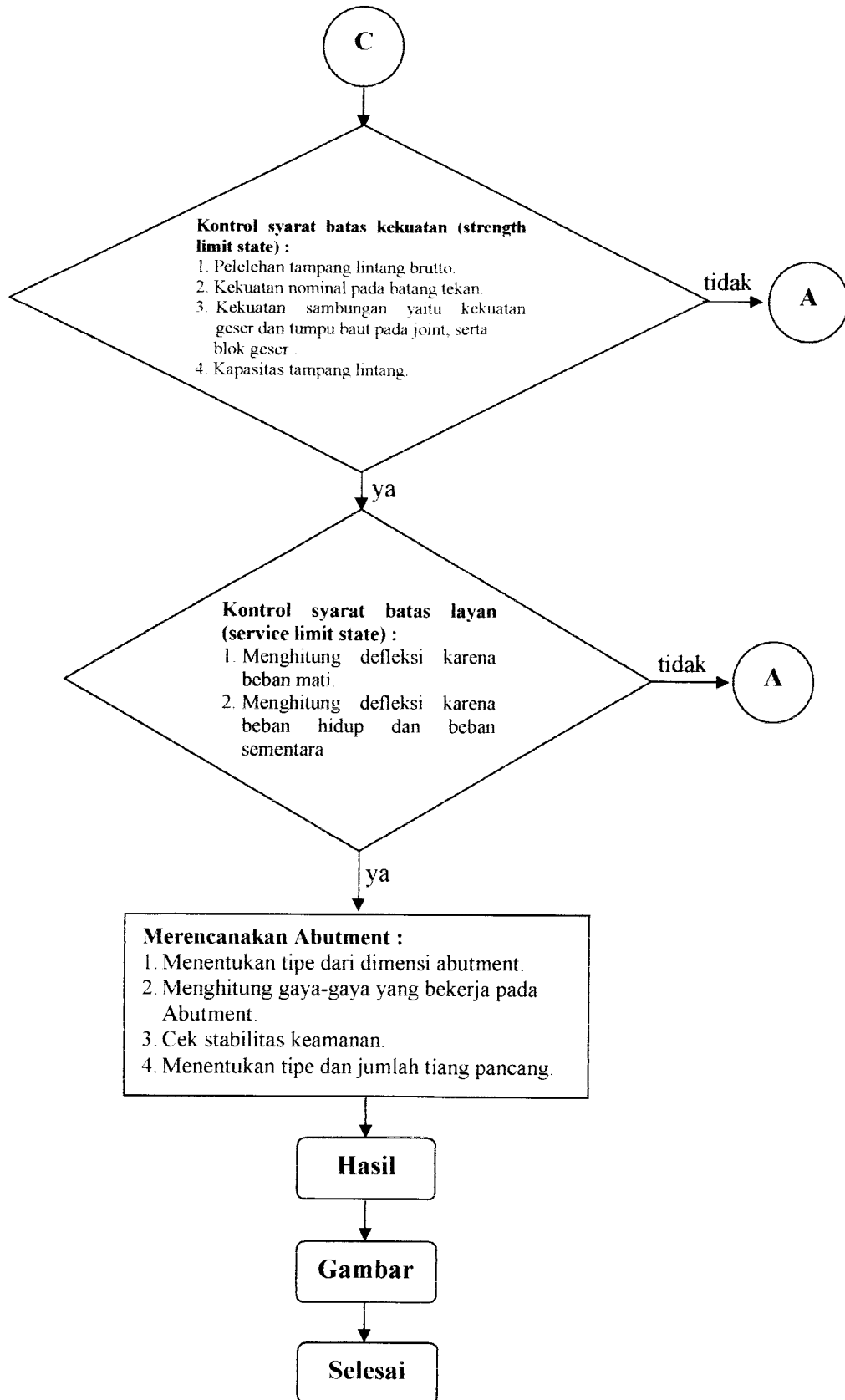
#### **4.4 Tahap Analisa**

1. Menentukan spesifikasi dan konfigurasi struktur rangka baja jembatan.
2. Menentukan beban-beban yang bekerja dengan menggunakan AASHTO.
3. Analisis struktur dengan garis pengaruh menggunakan program SAP 2000.
4. Merencanakan elemen-elemen batang struktur dengan metode LRFD.
5. Pembahasan.
6. Menyimpulkan hasil.

**FLOW CHART PENGHITUNGAN  
DINDING RANGKA BAJA PADA JEMBATAN MODEL *BALTIMORE TRUSS*  
DENGAN METODE AASHTO-LRFD**







## **BAB V**

### **PEMBAHASAN**

#### **5.1 Perencanaan Awal Pembebanan**

Perhitungan perencanaan rangka jembatan diawali dengan perencanaan pembebanan menggunakan pembebanan menurut *AASHTO-LRFD Bridge Specification*.

#### **5.2 Pembebanan Menurut *AASHTO-LRFD Bridge Specification***

##### **5.2.1 Perhitungan Beban Hidup**

1. Mencari gaya batang akibat beban bergerak

Untuk mendapatkan gaya batang pada rangka utama struktur jembatan rangka baja dilakukan dengan cara mengalikan beban rencana kendaraan ( Truk rencana, Tandem rencana dan Jalur rencana ) dengan ordinat garis pengaruh. Pada rangka utama arah horisontal dibagi menjadi 10 segmen, panjang tiap segmennya sebesar 6 meter. Garis pengaruh diperoleh dengan menggunakan program SAP 2000 dan dapat dilihat pada Gambar 5.1 lampiran 1, sedangkan hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel 5.1.

2. Gaya batang akibat beban merata diperoleh dengan cara mengalikan beban merata dengan luasan bidang garis pengaruh ( lihat garis pengaruh lampiran 1 ). Hasil perhitungan dapat dilihat pada Tabel 5.2 berikut .

**Tabel 5.2** Gaya Batang Maksimum Karena Pengaruh Beban Bergerak dan Beban Merata

No	Batang	Gaya Batang (kN)		
		Truk Rencana (kN)	Tandem Rencana (kN)	Jalur Rencana (kN)
1	1 = 10	487.4877	412.3627	614.3477
2	2 = 9	542.1836	469.2986	677.6939
3	3 = 8	1189.6103	1038.4203	1215.7403
4	4 = 7	1246.4926	1077.2276	1505.0926
5	5 = 6	1447.3140	1236.6990	1547.7490
6	11=29	-708.5110	-629.0110	-899.1910
7	12=28	167.7955	230.1898	258.9638
8	13=27	595.0650	519.6400	615.2800
9	14=26	7.2760	5.9210	7.4325
10	15=25	-482.9530	-422.988	-532.1280
11	16=24	234.3850	257.6850	277.8024
12	17=23	313.5680	349.2780	401.2630
13	18=22	5.0007	4.1657	5.2889
14	19=21	-325.1920	-265.3020	-335.1970
15	20	229.7875	246.4175	270.0325
16	30=37	-904.6420	-788.7070	-992.4570
17	31=36	-878.8990	-797.0240	-994.8040
18	32=35	-1331.1120	-1175.4900	1490.4420
19	33=34	-1339.8210	-1189.9560	-1448.1210

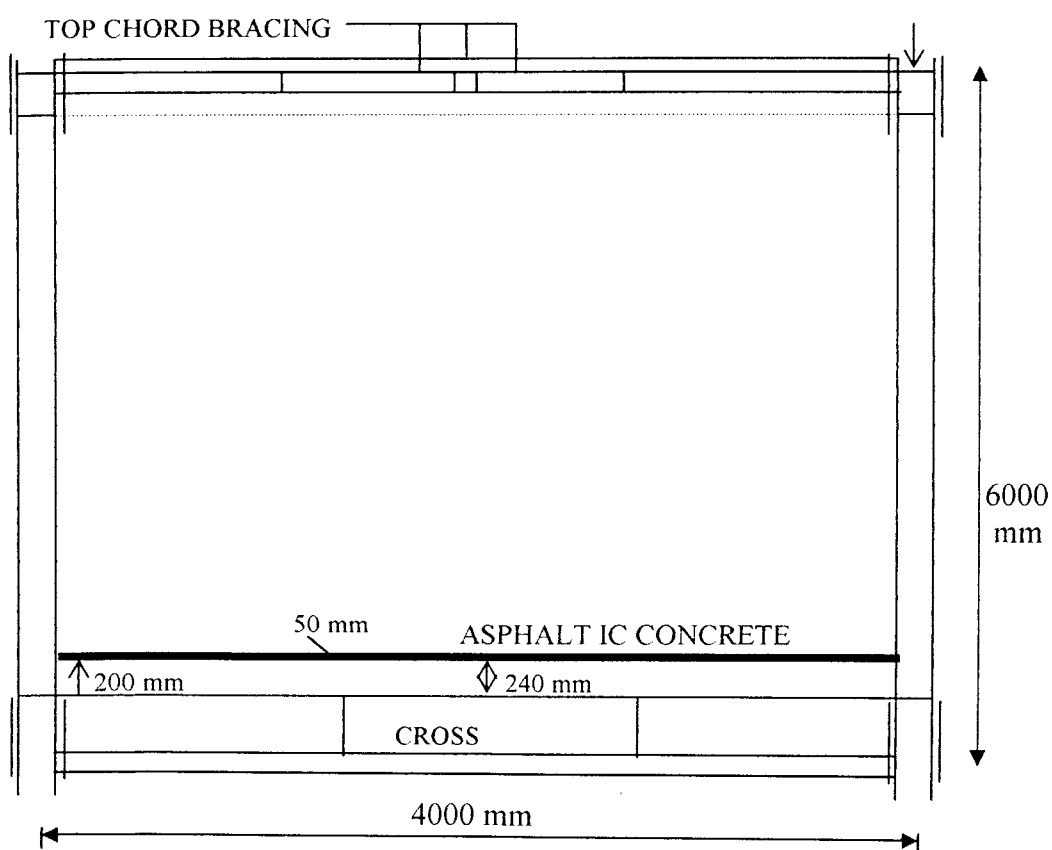
Dari Tabel 5.2 dapat dilihat bahwa gaya batang maksimum yang terbesar untuk beban hidup adalah yang diakibatkan oleh beban jalur rencana. Maka dalam analisis untuk batang tekan dan tarik digunakan beban hidup akibat beban jalur rencana.



### 5.2.2 Perhitungan Beban Mati

#### 1. Beban mati struktur dan perlengkapan non struktur (DC)

Perhitungan beban mati adalah beban mati dari komponen struktur dan perlengkapan non struktur seperti berat slab, berat aspal dan berat elemen struktur jembatan rangka baja yang dapat dilihat pada gambar berikut:



**Gambar 5.2** Potongan tampang lintang dari jembatan rangka baja

- Berat Slab Beton per meter Panjang

$$\begin{aligned} \text{Luas penampang Slab beton} &= \left( \frac{200\text{mm} + 240\text{mm}}{2} \times 4000\text{mm} \right) \\ &= 880.000 \text{ mm}^2 = 0,88 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Berat Slab beton per meter panjang} &= 0,88 \text{ m}^2 \times 24 \text{ kN/m}^3 \\ &= 21,12 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Berat Slab beton per meter panjang untuk satu sisi rangka} &= \frac{21,12 \text{ kN/m}}{2} \\ &= 10,56 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

- Berat Aspal per meter panjang

$$\begin{aligned}\text{Luas penampang aspal} &= 4000 \text{ mm} \times 50 \text{ mm} \\ &= 200000 \text{ mm}^2 = 0,20 \text{ m}^2\end{aligned}$$

$$\text{Berat Aspal per meter panjang} = 0,2 \text{ m}^2 \times 22,50 \text{ kN/m}^3 = 4,5 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned}\text{Berat Aspal per meter panjang untuk satu sisi rangka} &= \frac{4,5 \text{ kN/m}}{2} \\ &= 2,25 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

- Berat rangka dengan asumsi pendekatan = 26 kN/m, berat alat sambung (baut) = 10 % x 26 = 2,6 kN/m. Dipakai asumsi berat untuk satu sisi rangka = 28,6 kN/m

- Beban gelagar

$$\text{Gelagar memanjang tepi} = \frac{3 \text{ m} \cdot 3 \cdot 1,634 \text{ kN/m}}{2} = 7,355 \text{ kN}$$

$$\text{Tengah} = \frac{6 \text{ m} \cdot 3 \cdot 1,634 \text{ kN/m}}{2} = 14,710 \text{ kN}$$

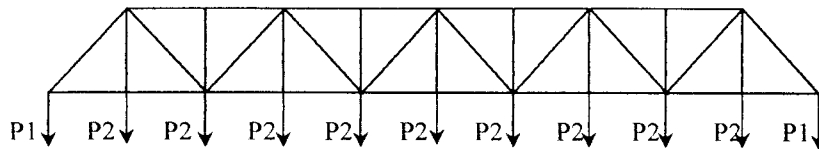
$$\text{Gelagar melintang tepi} = \frac{4 \text{ m} \cdot 1,5914 \text{ kN/m}}{2} = 3,183 \text{ kN}$$

$$\text{Tengah} = \frac{4 \text{ m} \cdot 1,5914 \text{ kN/m}}{2} = 3,183 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}P1 \text{ tepi} &= (10,56 + 2,25 + 28,6) \text{ kN/m} \cdot 3 \text{ m} + (7,355 \text{ kN} + 3,183 \text{ kN}) \\ &= 134,768 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P2 \text{ tengah} &= (10,56 + 2,25 + 28,6) \text{ kN/m} \cdot 6 \text{ m} + (14,710 \text{ kN} + 3,183 \text{ kN}) \\
 &= 266,353 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Setelah dihitung beban maka seluruh beban merata diperhitungkan menjadi beban titik, sehingga yang mengenai rangka pada perhitungan mekanika adalah beban titik, dijelaskan sebagai berikut :



**Gambar 5.3** Distribusi beban mati pada rangka

Perhitungan gaya batang akibat beban mati dilakukan dengan program SAP 2000 dan hasilnya dapat dilihat pada Tabel 5.3 sebagai berikut :

**Tabel 5.3** Gaya batang akibat beban mati

atang	Gaya Batang	Batang	Gaya Batang
1	729.61688	21	-126.49265
2	734.78583	22	1.85052
3	1702.63464	23	387.70193
4	1705.98083	24	198.53172
5	2029.14600	25	-641.31384
6	2029.14600	26	3.92327
7	1705.98083	27	899.04144
8	1702.63464	28	201.17813
9	734.78583	29	-1166.58655
10	729.61688	30	-1296.21643
11	-1166.58655	31	-1301.64954
12	201.17813	32	-1948.35120
13	899.04144	33	-1950.05603
14	3.92327	34	-1950.05603
15	-641.31384	35	-1948.35120
16	198.53172	36	-1301.64954
17	387.70193	37	-1296.21643
18	1.85052		
19	-126.49265		
20	198.39922		

### 5.2.2.1 Perhitungan Pelat Lantai

1. Menghitung beban-beban yang bekerja dengan faktor beban

$$qD \text{ beton} = 0,22 \cdot 24 = 5,28 \text{ kN/m}^2$$

$$qD \text{ aspal} = 0,05 \cdot 22,5 = 1,125 \text{ kN/m}^2$$

$$qD \text{ air} = 1 \text{ kN/m}^2$$

$$qD \text{ total} = 7,405 \text{ kN/m}^2$$

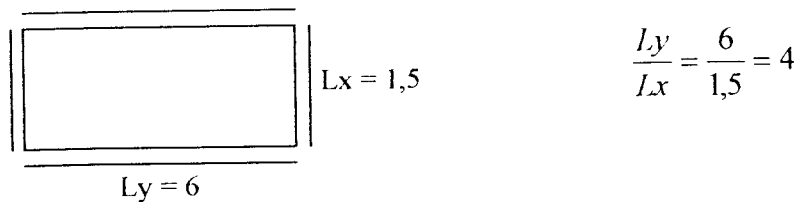
$$qL = 154,3 \text{ kN/m}^2$$

$$q_u = 1,2 \cdot qD + 1,6 \cdot qL$$

$$= 1,2 \cdot 7,405 + 1,6 \cdot 154,3$$

$$= 255,766 \text{ kN/m}^2$$

Pelat dianggap terjepit elastis pada keempat sisinya :



**Gambar 5.4** Pelat lantai sebagai pelat satu arah

Koefisien momen (C) pada tabel 13.3.2 halaman 203 PBI 1971 NI-2 Nilai koefisien momen untuk  $l_y/l_x = 4$  adalah sebagai berikut :

	Kefisien momen pelat (C)
$M_{lx} = -M_{tx}$	63
$M_{ly}$	13
$-M_{ty}$	38

Digunakan tulangan pokok D16 mm.

Penutup beton ( Pb) digunakan 20 mm.

Tinggi manfaat tulangan pelat lantai :

$$\begin{aligned} \text{Arah x ; } dx &= h - Pb - 1/2.Dtul \\ &= 200 - 20 - 1/2.16 \\ &= 172 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Arah y ; } dy &= h - Pb - Dtulx - 1/2.Dtuly \\ &= 200 - 20 - 16 - 1/2.12 \\ &= 158 \text{ mm} \end{aligned}$$

Momen-momen yang bekerja pada pelat :

$$\begin{aligned} Mu_x &= -Mut_x = 0,001.qU.lx^2.63 \\ &= 0,001.255,766.1,5^2.63 = 36,255 \text{ kNm} \end{aligned}$$

1. Perencanaan tulangan lx dan tx

$$Mu_x = -Mut_x = 36,255 \text{ kNm}$$

$$Mu/\phi = 36,255/0,8 = 45,318 \text{ kNm}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,008(fc' - 30) = 0,85 - 0,008(35 - 30) = 0,81$$

$$\rho_b = \frac{0,85.fc'}{Fy} \beta_1 \left( \frac{600}{600 + Fy} \right) = \frac{0,85.35}{400} 0,81 \left( \frac{600}{600 + 400} \right) = 0,0446$$

$$\rho_{\max} = 0,75.\rho_b = 0,75.0,0446 = 0,0335$$

$$Rn = \frac{Mu/\phi}{b.d^2} = \frac{45,318.10^6}{1000.(172)^2} = 1,532 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0,85.fc'} = \frac{400}{0,85.35} = 13,445$$

Tinggi manfaat tulangan pelat lantai :

$$\begin{aligned} \text{Arah x ; } dx &= h - Pb - 1/2.Dtul \\ &= 200 - 20 - 1/2.16 \\ &= 172 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Arah y ; } dy &= h - Pb - Dtulx - 1/2.Dtuly \\ &= 200 - 20 - 16 - 1/2.12 \\ &= 158 \text{ mm} \end{aligned}$$

Momen-momen yang bekerja pada pelat :

$$\begin{aligned} Mu_x &= -Mu_y = 0,001.qU.lx^2.63 \\ &= 0,001.255,766.1,5^2.63 = 36,255 \text{ kNm} \end{aligned}$$

1. Perencanaan tulangan lx dan tx

$$Mu_x = -Mu_y = 36,255 \text{ kNm}$$

$$Mu/\phi = 36,255/0,8 = 45,318 \text{ kNm}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{fy} = 1,4/400 = 0,0035$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,008(fc' - 30) = 0,85 - 0,008(35 - 30) = 0,81$$

$$\rho_b = \frac{0,85.fc'}{fy} \beta_1 \left( \frac{600}{600 + I'y} \right) = \frac{0,85.35}{400} 0,81 \left( \frac{600}{600 + 400} \right) = 0,0446$$

$$\rho_{\max} = 0,75.\rho_b = 0,75.0,0446 = 0,0335$$

$$Rn = \frac{Mu/\phi}{b.d^2} = \frac{45,318.10^6}{1000.(172)^2} = 1,532 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0,85.fc'} = 400/0,85.35 = 13,445$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot Rn}{f_y}} \right] = \frac{1}{13,445} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 13,445 \cdot 1,532}{400}} \right]$$

$$= 0,0039 > \rho_{\min} = 0,0035 \text{ dan } < \rho_{\max} = 0,0335$$

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} \dots\dots\dots \rho_{\text{pakai}} = \rho = 0,0039$$

$$A_{sp} = \rho_{\text{pakai}} \cdot b \cdot d \geq 0,002 \cdot b \cdot h$$

$$= 0,0039 \cdot 1000 \cdot 172 \geq 0,002 \cdot 1000 \cdot 200$$

$$= 670,8 \geq 400 \text{ mm}^2$$

$$\text{dipakai } A_{sp} = 670,8 \text{ mm}^2$$

digunakan tulangan pokok D16 mm.

$$\text{sehingga } A_{D16} = \frac{1}{4} \pi \cdot d^2 = \frac{1}{4} \pi \cdot 16^2 = 200,96 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan (s)} &= \frac{A_{D16} \cdot b}{A_{sp}} \\ &= \frac{200,96 \cdot 1000}{670,8} = 299,58 \text{ mm} \approx 280 \text{ mm} \end{aligned}$$

dipakai  $s = 280$ , maka tulangan pokok D16-280

$$A_{S_{\text{ada}}} = \frac{A_{D16} \cdot b}{s} = \frac{200,96 \cdot 1000}{280} = 717,714 \text{ mm}^2$$

Kontrol kapasitas lentur pelat (arah x)

$$a = \frac{A_{S_{\text{ada}}} \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{717,719 \cdot 400}{0,85 \cdot 35 \cdot 1000} = 9,65 \text{ mm}$$

$$Mn = A_{S_{\text{ada}}} \cdot f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \geq \frac{Mu}{\phi}$$

$$= 717,714 \cdot 400 \cdot \left( 172 - \frac{9,65}{2} \right) \geq 45,318 \text{ kNm}$$

$$= 47,994 \geq 45,318 \text{ kNm} \dots\dots\dots \text{Ok}$$

dipakai tulangan pokok D16-280

- Perencanaan Tulangan Susut :

$$A_{s_{susut}} = 0,002 \cdot b \cdot h$$

$$= 0,002 \cdot 1000 \cdot 200 = 400 \text{ mm}^2$$

digunakan tulangan susut  $\emptyset 12$  mm, sehingga :

$$A_1 \phi = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 12^2 = 113,097 \text{ mm}^2$$

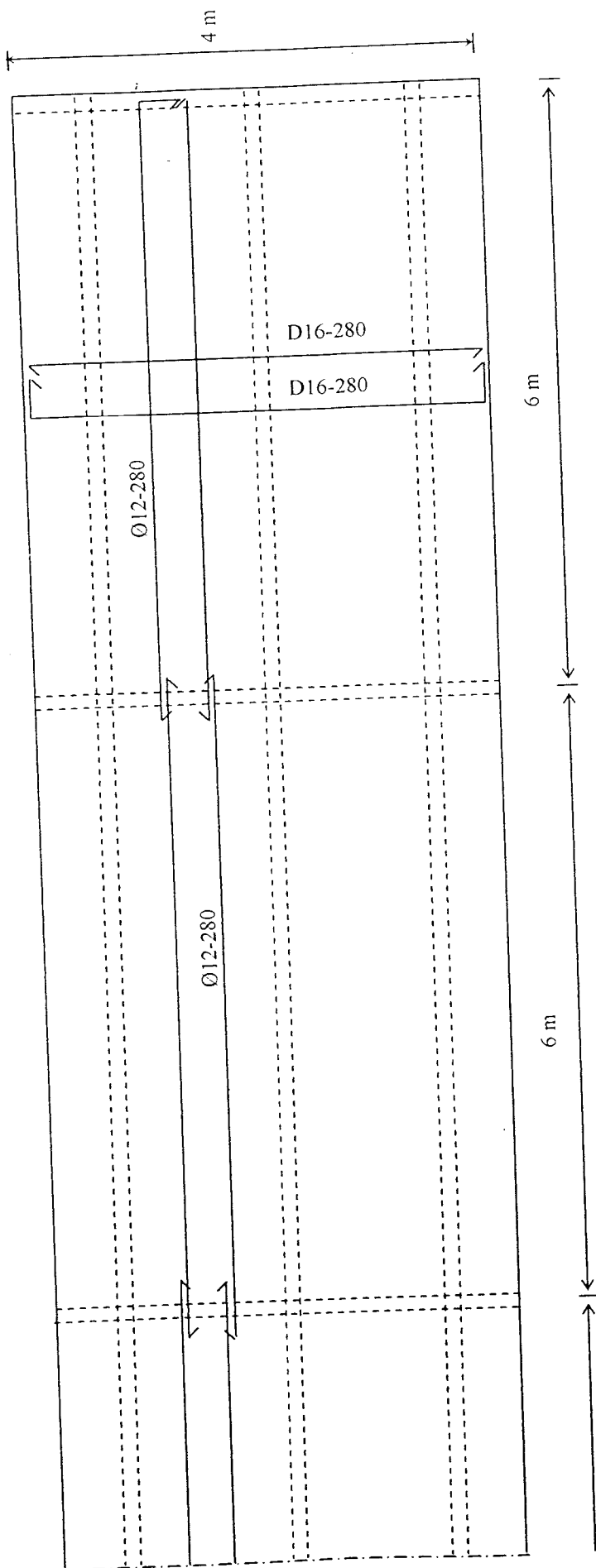
$$\text{jarak tulangan susut (s)} = \frac{A_1 \phi \cdot b}{A_{s_{susut}}}$$

$$= \frac{113,097 \cdot 1000}{400} = 282,7425 \text{ mm}$$

dipakai s susut = 280 mm.

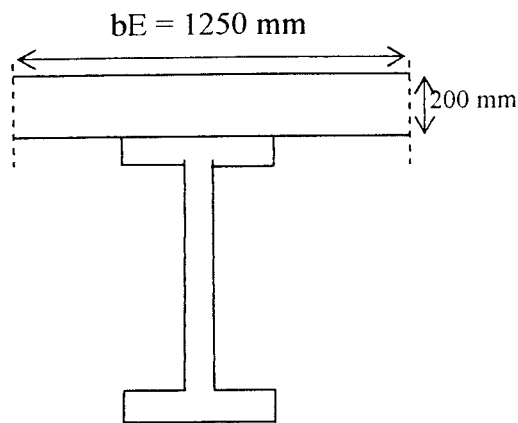
dipakai tulangan susut  $\emptyset 12$ -280





Gambar 5.5 Penulangan Pelat Lantai

### 5.2.2.2 Perhitungan Gelagar Memanjang



Profil W10x112  
 $A_s = 21225,764 \text{ mm}^2$   
 $d = 288,544 \text{ mm}$   
 $t_f = 31,75 \text{ mm}$   
 $t_w = 19,177 \text{ mm}$   
 $b_f = 264,541 \text{ mm}$   
 $F_y = 350 \text{ Mpa}$   
 $F_c' = 35 \text{ MPa}$

**Gambar 5.6** Penampang komposit

$$bE \leq L/4 = 6/4 = 1,5 \text{ m}$$

$$bE \leq b_o = 1,5 \text{ m}$$

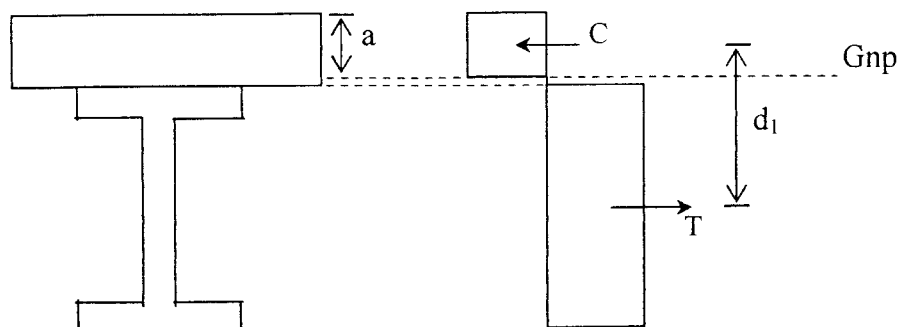
$$bE \leq \frac{1}{2} b_o + b_1 = \frac{1}{2} \cdot 1,5 + 0,5 = 1,25 \text{ m}$$

$$bE = 1250 \text{ mm}$$

$$\frac{h_c}{t_w} = \frac{288,544 - 2 \cdot 31,75}{19,177} = 11,735 < \frac{640}{\sqrt{F_y}} = \frac{640}{\sqrt{350}} = 34,210$$

$M_n \longrightarrow$  dicari dengan distribusi tegangan plastis dengan  $\phi_b = 0,85$

$$a = \frac{A_s \cdot F_y}{0,85 \cdot F_c' \cdot bE} = \frac{21225,764 \cdot 350}{0,85 \cdot 35 \cdot 1250} = 199,772 \text{ mm} < t_s, \text{ gnp berada di beton.}$$



**Gambar 5.7** Gambar bidang tekan-tarik penampang komposit

$$\text{Gaya desak} = C = 0,85 \cdot F_c' \cdot A_c = 0,85 \cdot 35 \cdot (1250 \cdot 199,722) = 7427161,875 \text{ N}$$

$$M_n = C \cdot d_1 = 7427161,875 \cdot 244,411$$

$$= 1815280061 \text{ Nmm.}$$

$$\phi M_n = 0,85 \cdot 1815280061 = 1542988052 \text{ Nmm} = 1542,988 \text{ kNm.}$$

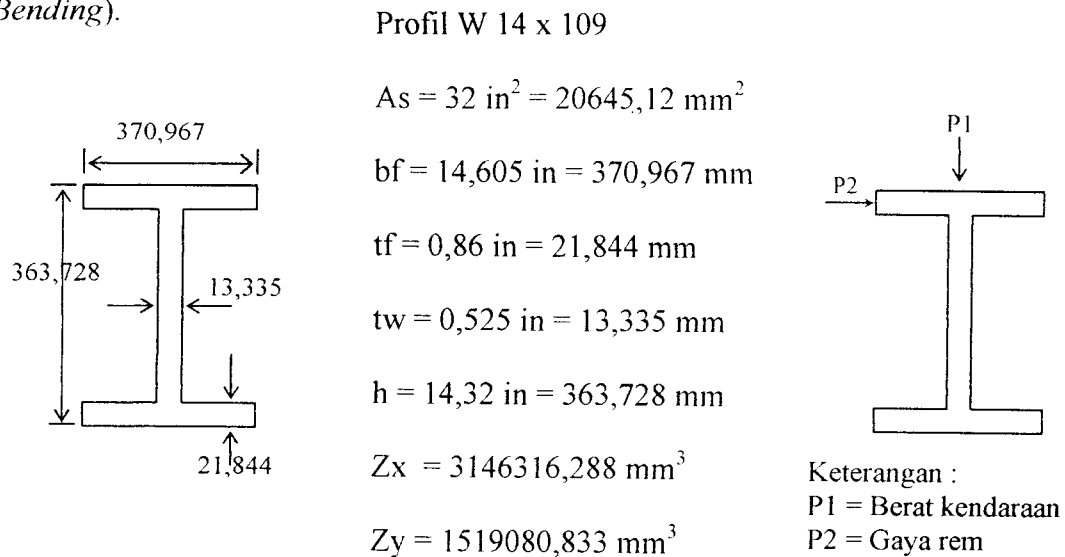
Untuk perhitungan  $M_u$  diperoleh dengan program SAP 2000 Tabel 5.4 Lampiran

1, nilai  $M_u = 421,063 \text{ kNm}$ .

$$M_u < M_n = 421,063 \text{ kNm} < 1542,988 \text{ kNm} \dots \dots \dots \text{Aman!}$$

### 5.2.2.3 Perhitungan Lenturan Biaksial ( *Biaxial Bending* )

Gelagar melintang menerima gaya akibat beban gravity dan beban lateral (gaya rem) yang saling tegak lurus maka terjadi lenturan dua arah (*Biaxial Bending*).



**Gambar 5.8** Profil penampang gelagar melintang

Urutan perhitungan Biaxial Bending adalah sebagai berikut :

- Mencari Mn (momen nominal) dimana penempatan beban seperti pada gambar

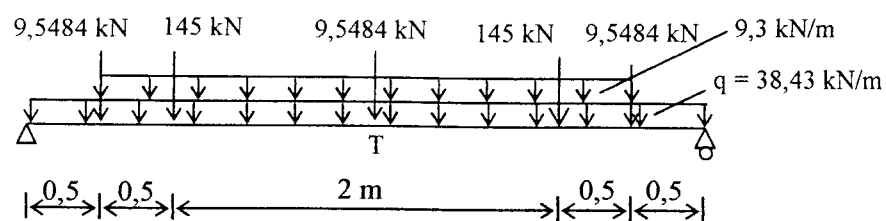
$$\text{Slab} : 6 \text{ m} \times 0,22 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m}^2 = 31,68 \text{ kN/m}$$

$$\text{Aspal} : 6 \text{ m} \times 0,05 \text{ m} \times 22,5 \text{ kN/m}^2 = 6,75 \text{ kN/m}$$

---


$$38,43 \text{ kN/m}$$

$$\text{Girder} : 6 \text{ m} \times 1,5914 \text{ kN/m} = 9,5484 \text{ kN}$$



**Gambar 5.9** Penempatan beban slab, aspal, girder dan kendaraan pada gelagar

$$\sum Fy = 145 + 145 + 3.9,5484 + 9,3.3 + 38,43.4 = 500,265 \text{ kN}$$

$$RA = RB = \frac{500,265}{2} = 250,133 \text{ kN}$$

Momen tengah atau Momen nominal

$$= RA(0,5 + 1,5) - 145.1 - \frac{1}{2}.9,3.1,5^2 - \frac{1}{2}.38,34.2^2 - 9,5484.1,5$$

$$= 253,62 \text{ kNm}$$

- Cek klasifikasi elemen :

1. Cek kompak pada badan :

$$\frac{h}{tw} \leq 1,49 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$\left( \frac{363,728 - 2.21,844}{13,336} \right) \leq 1,49 \sqrt{\frac{200000}{350}}$$

$$23,998 \leq 35,618 \dots \dots \dots \text{OK}$$

2. Cek kompak pada sayap :

$$\frac{bf}{2tf} \leq 0,56 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$\frac{370,967}{2.21,844} \leq 0,56 \sqrt{\frac{200000}{350}}$$

$$8,491 \leq 13,387 \dots \dots \dots \text{OK}$$

Sehingga klasifikasi tampang termasuk tampang kompak dimana :

$$Mn = Mp$$

$$Mn = Mp = Z.Fy$$

$$Mpx = Zx.Fy$$

$$M_{py} = Z_y \cdot F_y$$

$$M_{px} = Z_x \cdot F_y$$

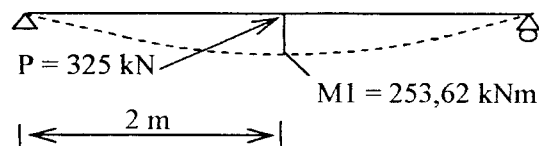
$$= 3146316,288.350$$

$$= 1101210701 \text{ Nmm} = 1101,211 \text{ kNm}$$

$$M_{py} = Z_y \cdot F_y$$

$$= 1519080,833.350$$

$$= 531678291,6 \text{ Nmm} = 531,678 \text{ kNm}$$



**Gambar 5.10** Momen dan gaya rem lenturan dua arah pada gelagar melintang.

Dari nilai hasil perhitungan momen nominal ditengah bentang gelagar melintang dan gaya rem lalu dikontrol terhadap syarat keamanan *biaksial bending* dengan perhitungan sebagai berikut :

- Momen tengah bentang ( M1 ) = 253,62 kNm
- Momen horizontal ( M2 )

$$M2 = 164,5 \cdot (0,5 + 1,5) = 325 \text{ kNm}$$

Menurut metode LRFD :

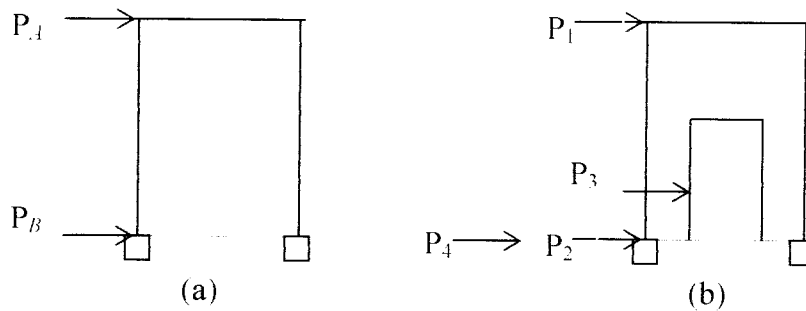
$$\left[ \frac{M1}{\phi_b \cdot M_{px}} \right]^{1.6} + \left[ \frac{M2}{\phi_b \cdot M_{py}} \right]^{1.6} \leq 1$$

$$\left[ \frac{254,015}{0,9 \cdot 110,211} \right]^{1.6} + \left[ \frac{325}{0,9 \cdot 531,678} \right]^{1.6} \leq 1$$

$$0,651 \leq 1 \dots\dots\dots \text{Aman}$$

### 5.3 Perhitungan Beban Angin

Perhitungan beban angin adalah pada rangka atas dua pengekang angin (*Top Chord*) dan rangka bawah pengekang angin (*Bottom Chord*) yang menerima beban lateral akibat angin. Beban angin yang bekerja dapat dilihat pada Gambar 5.11 (a) dan (b)



**Gambar 5.11** Gaya Angin yang bekerja pada rangka atas dan bawah pengekang angin pada kondisi *unloaded* (a) dan *loaded* (b)

a. Saat jembatan dalam kondisi *Unloaded* :

- Beban angin pada *windward* girder

1. Beban angin pada batang atas pengekang angin :

$$(6 \text{ m} \times 8 \times 0.4 \text{ m} \times 2.4 \text{ kN/m}^2) = 46.08 \text{ kN}$$

2. Beban angin pada batang bawah pengekang angin :

$$(6 \text{ m} \times 10 \times 0.4 \text{ m} \times 2.4 \text{ kN/m}^2) = 57.60 \text{ kN}$$

3. Beban angin pada batang rangka tengah :

$$(8,485 \times 10 + 6 \times 8) \times 0.3 \text{ m} \times 2.4 \text{ kN/m}^2 = 95,652 \text{ kN}$$

4. Beban angin pada *Top Gusset* :

$$(0.5 \text{ m} \times 9 \times 2.4 \text{ kN/m}^2) = 10.80 \text{ kN}$$

5. Beban angin pada *Bottom*

$$(0.5 \text{ m} \times 11 \times 2.4 \text{ kN/m}^2) = 13.20 \text{ kN}$$

- Beban angin pada *leeward girder*

1. Beban angin pada batang atas pengaku angin

$$(6 \text{ m} \times 8 \times 0.4 \text{ m} \times 1.2 \text{ kN/m}^2) = 23.04 \text{ kN}$$

2. Beban angin pada batang bawah pengaku angin

$$(6 \text{ m} \times 10 \times 0.4 \text{ m} \times 1.2 \text{ kN/m}^2) = 28.80 \text{ kN}$$

3. Beban angin pada batang rangka tengah

$$(8.485 \times 10 + 8 \times 6) \times 0.3 \text{ m} \times 1.2 \text{ kN/m}^2 = 47,826 \text{ kN}$$

4. Beban angin pada *Top Gusset*

$$(0.5 \text{ m} \times 9 \times 1.2 \text{ kN/m}^2) = 5.40 \text{ kN}$$

5. Beban angin pada *Bottom Gusset*

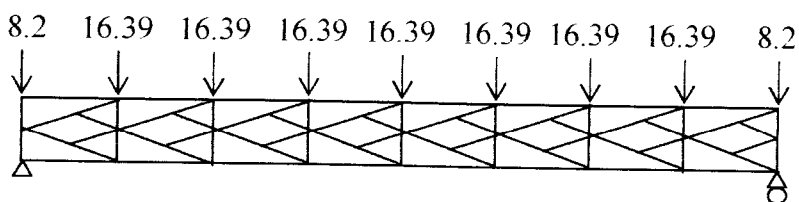
$$(0.5 \text{ m} \times 11 \times 1.2 \text{ kN/m}^2) = 6.6 \text{ kN}$$

- Beban angin yang bekerja pada batang atas (Gambar 5.12)

$$P_a = P_1 + 0.5 P_3 + P_4$$

$$= (46.08 + 23.04) + 0.5 (95,652 + 47,826) + (10.80 + 5.40)$$

$$= 131.14 \text{ kN}$$



**Gambar 5.12** Gaya Angin yang bekerja pada rangka atas pengaku angin

(*Unloaded*)



**Tabel 5.5** Gaya batang akibat beban angin pada rangka atas (UNLOADED)

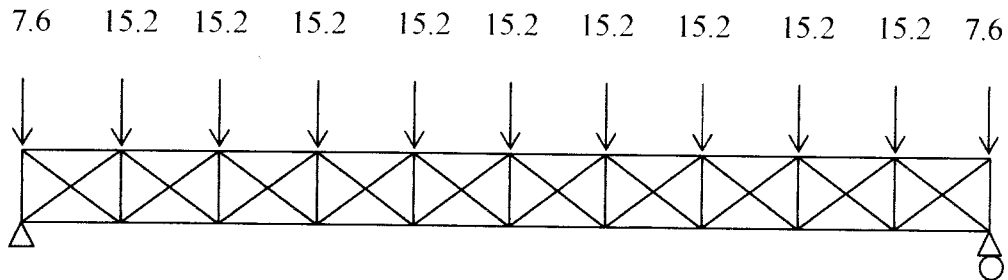
Batang	Gaya Batang	Batang	Gaya Batang
1	5.264	42	-76.310
2	86.502	43	7.549
3	144.335	44	-61.038
4	178.474	45	1.378
5	188.904	46	-43.661
6	175.625	47	-3.987
7	138.698	48	-24.602
8	78.567	49	-8.177
9	82.119	50	-3.772
10	61.520	51	-11.209
11	39.629	52	18.824
12	17.013	53	-13.105
13	-6.336	54	43.213
14	-30.386	55	-14.127
15	-54.870	56	69.517
16	-79.561	57	-10.934
17	-64.123	58	-9.523
18	-25.890	59	9.621
19	-19.659	60	3.464
20	-13.231	61	-3.007
21	-6.439	62	-9.797
22	0.686	63	-16.925
23	8.182	64	-24.381
24	15.712	65	-32.162
25	-39.882	66	-33.102
26	76.002	67	-82.352
27	-7.709	68	-61.745
28	60.737	69	-39.761
29	-1.524	70	-17.145
30	43.462	71	6.208
31	3.850	72	30.312
32	24.403	73	55.411
33	8.040	74	78.181
34	3.573	75	-4.968
35	11.069	76	-86.209
36	-19.022	77	-144.141
37	12.904	78	-178.279
38	-43.449	79	-188.709
39	13.247	80	-175.425
40	-70.826	81	-138.388
41	10.753	82	-77.328

- Beban angin yang bekerja pada batang bawah ( Gambar 5.13)

$$P_b = P_2 + 0.5 P_3 + P_5$$

$$= ( 57.60 + 28.80 ) + 0.5 ( 95.652 + 47.826 ) + ( 13.20 + 6.6 )$$

$$= 152.02 \text{ kN}$$



**Gambar 5.13** Gaya angin yang bekerja pada rangka bawah pengaku angin  
(*Unloaded*)

**Tabel 5.6** Gaya batang akibat beban angin pada rangka bawah (UNLOADED)

Batang	Gaya Batang	Batang	Gaya Batang
1	53.73484	37	-6.15196
2	140.40494	38	-6.15071
3	207.49255	39	-6.21102
4	252.13637	40	-4.63088
5	274.46033	41	-39.18266
6	274.46033	42	55.33978
7	252.13637	43	-66.07745
8	207.49255	44	43.82654
9	140.40494	45	-51.17129
10	53.73484	46	28.76348
11	-64.09232	47	-39.05786
12	57.60055	48	14.33134
13	-45.94215	49	-26.36354
14	49.01188	50	0.32838
15	-31.20910	51	-13.23649
16	36.61665	52	-13.23649
17	-16.76204	53	0.32838
18	23.93247	54	-26.36354
19	-2.75964	55	14.33134
20	10.80526	56	-39.05786
21	10.80526	57	28.76348
22	-2.75964	58	-51.17129
23	23.93247	59	43.82654
24	-16.76204	60	-66.07745

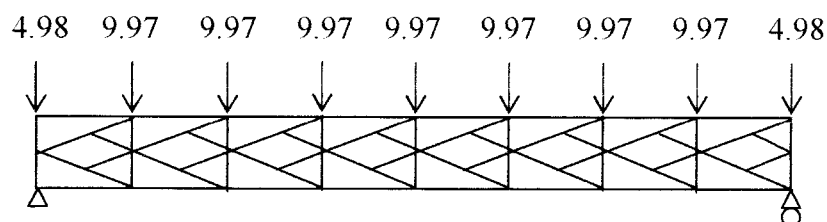
25	36.61665	61	55.33978
26	-31.20910	62	-46.70565
27	49.01188	63	-138.67383
28	-45.94215	64	-205.52783
29	57.60055	65	-250.17979
30	-64.09232	66	-272.50366
31	-39.18266	67	-272.50366
32	-4.63088	68	-250.17979
33	-6.21102	69	-205.52783
34	-6.15071	70	-138.67383
35	-6.15196	71	-46.70565
36	-6.15206		

b. Saat jembatan dalam kondisi *loaded*

Tekanan angin  $1.46 \text{ N/mm}^2 = 1.46 \text{ kN/m}^2$

1. Beban angin yang bekerja pada batang atas (Gambar 5.14) :

$$P1' = \left( \frac{Pa \times \text{tekanan angin}}{2.4} \right) = \frac{131.14 \times 1.46}{2.4} = 79.7768 \text{ kN}$$



**Gambar 5.14** Gaya angin yang bekerja pada rangka atas pengaku angin  
(*loaded*)

**Tabel 5.7** Gaya batang akibat beban angin pada rangka atas (LOADED)

Batang	Gaya Batang	Batang	Gaya Batang
1	3.2023	42	-46.4193
2	52.6190	43	4.5923
3	87.7989	44	-37.1291
4	108.5654	45	0.8385
5	114.9100	46	-26.5588
6	106.8325	47	-2.4252
7	84.3696	48	-14.9654
8	47.7918	49	-4.9739

9	49.9529	50	-2.2946
10	37.4227	51	-6.8185
11	24.1062	52	11.4505
12	10.3488	53	-7.9720
13	-3.8542	54	26.2866
14	-18.4836	55	-8.5936
15	-33.3775	56	42.2869
16	-48.3964	57	-6.6514
17	-38.9977	58	-5.7850
18	-15.7489	59	5.8522
19	-11.9583	60	2.1073
20	-8.0481	61	-1.8289
21	-3.9168	62	-5.9593
22	0.4175	63	-10.2952
23	4.9772	64	-14.8308
24	9.5577	65	-19.5638
25	-24.2521	66	-20.1278
26	46.2318	67	-50.0945
27	-4.6895	68	-37.5593
28	36.9462	69	-24.1865
29	-0.9268	70	-10.4292
30	26.4380	71	3.7762
31	2.3422	72	18.4389
32	14.8442	73	33.7066
33	4.8907	74	47.5578
34	2.1737	75	-3.0218
35	6.7330	76	-52.4409
36	-11.5713	77	-87.6804
37	7.8493	78	-108.4465
38	-26.4300	79	-114.7911
39	8.0580	80	-106.7105
40	-43.0830	81	-84.1813
41	6.5413	82	-47.0383

2. Beban angin yang bekerja pada batang bawah :

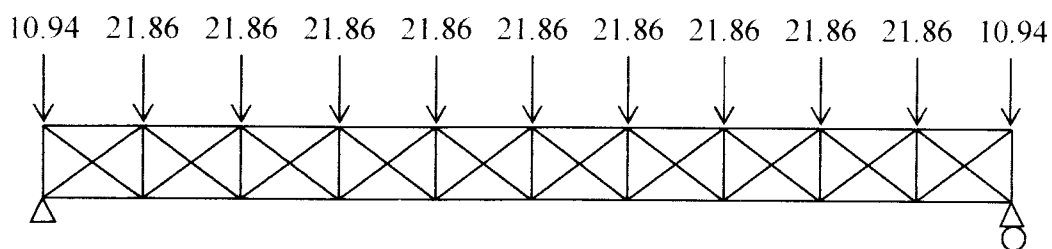
$$P2' = \frac{(P_b \times \text{Tekanan angin})}{2.4} = \frac{(152.02 \times 1.46)}{2.4} = 92.4788 \text{ kN}$$

3. Beban angin pada saat Truk bergerak melewati jembatan :

$$P3' = 28.8 \times 1.46 \times 3 = 126.144 \text{ kN}$$

Beban angin yang bekerja pada batang bawah saat Truk lewat ( Gambar 5.15 )

$$P4' = P2' + P3' = 92.4788 + 126.144 = 218.6228 \text{ kN}$$



**Gambar 5.15** Gaya Angin bekerja pada rangka bawah pengaku angin (*loaded*)

**Tabel 5.8** Gaya batang akibat beban angin pada rangka bawah (*LOADED*)

Batang	Gaya Batang	Batang	Gaya Batang
1	77.2799	37	-8.8475
2	201.9244	38	-8.8457
3	298.4070	39	-8.9324
4	362.6119	40	-6.6595
5	394.7173	41	-56.3603
6	394.7173	42	79.5864
7	362.6119	43	-95.0307
8	298.4070	44	63.0295
9	201.9244	45	-73.5924
10	77.2799	46	41.3664
11	-92.1758	47	-56.1714
12	82.8378	48	20.6107
13	-66.0720	49	-37.9149
14	70.4869	50	0.4723
15	-44.8836	51	-19.0362
16	52.6605	52	-19.0362
17	-24.1065	53	0.4723
18	34.4187	54	-37.9149
19	-3.9688	55	20.6107
20	15.5397	56	-56.1714
21	15.5397	57	41.3664
22	-3.9688	58	-73.5924
23	34.4187	59	63.0295
24	-24.1065	60	-95.0307
25	52.6605	61	79.5864
26	-44.8836	62	-67.1694
27	70.4869	63	-199.4349
28	-66.0720	64	-295.5815
29	82.8378	65	-359.7980
30	-92.1758	66	-391.9033
31	-56.3603	67	-391.9033
32	-6.6595	68	-359.7980
33	-8.9324	69	-295.5815
34	-8.8457	70	-199.4349
35	-8.8475	71	-67.1694
36	-8.8476		

#### 5.4 Perhitungan Gaya Rem

Gaya rem yang bekerja pada struktur jembatan rangka baja merupakan gaya tekan yang ditransfer ke batang tepi atas pada rangka utama ( Gambar 5.16 ).

Besar gaya rem yang bekerja adalah sebagai berikut :

$$P = \text{gaya rem}$$

$$P = b \cdot W$$

$$= 0,25 \cdot 650$$

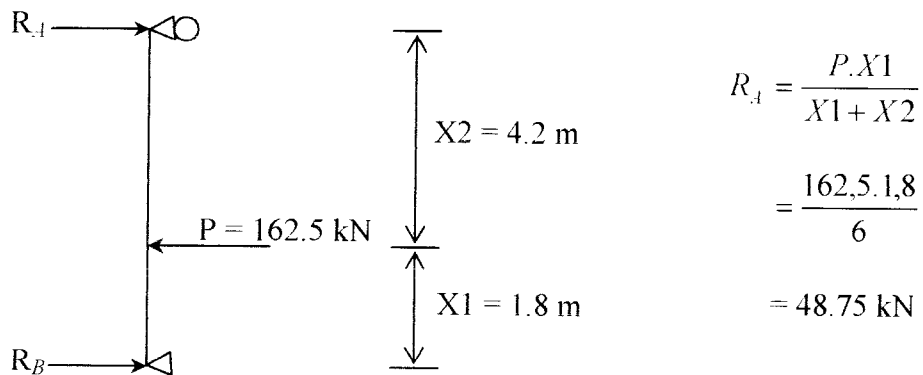
$$= 162.5 \text{ kN}$$

b adalah faktor gaya rem terdapat berat kendaraan sebesar 0.25

$$W = \text{berat kendaraan}$$

$$= 145 + 145 + 35 + 145 + 145 + 35$$

$$= 650 \text{ kN}$$



**Gambar 5.16** Gaya rem yang bekerja

## 5.5 Perhitungan Kombinasi Beban Berdasarkan Metode AASHTO-LRFD 1994

Untuk menentukan gaya batang terbesar gaya batang terbesar sebagai dasar perencanaan desain profil yang akan digunakan, digunakan kombinasi gaya batang akibat beban DC, beban jalur, gaya rem, impact dan gaya angin.

Kombinasi pembebanan untuk variasi kombinasi beban tetap (*Permanent loads*) dan beban bergerak (*Transient load*) berdasarkan kondisi elemen rangka, ditentukan sebagai berikut :

1. Kondisi Batas Kekuatan (*Strength Limit State*)

$$\text{Strength V : } P_u = \eta (DC + 1,35 LL + 1,35 IM + 0,4 WL + 1,35 BR)$$

2. Kondisi Batas Layan (*Service Limit State*)

$$\text{Service II : } P_u = \eta (DC + 1,3 LL + 1,3 IM + 1,3 BR)$$

3. Kondisi Batas Gagal dan Patah (*Fatigue and Fracture Limit State*)

$$\text{Fatigue : } P_u = \eta (0,75 LL + IM)$$

4. Kondisi Beban Ekstrim (*Extreme Event Limit State*)

$$\text{Exteme event I : } P_u = \eta (1,25 DC + 0,5 (LL + IM) + 0,5 BR)$$

Dengan nilai  $\eta$  untuk masing-masing kondisi pada Tabel 5.8 berikut :

**Tabel 5.9** Tabel nilai  $\eta$  untuk masing-masing kondisi batas

Kondisi	Strength V	Service II	E.Event	Fatigue
$\eta$	1	1	1	0,95

Secara lengkap hasil kombinasi pembebanan rangka jembatan dapat ditulis di Tabel 5.10 pada lampiran 2.

## 5.6 Perencanaan Batang Tekan

Rumus AASHTO-LRFD digunakan untuk perencanaan komponen struktur tekan pada jembatan jalan raya. Dengan perhitungan salah satu batang tekan pada rangka utama sebagai berikut :

1. Setelah nilai  $P_u$  diperoleh dari kombinasi pembebanan, maka diperoleh gaya tekan maksimal rencana ( $P_u$ ), dengan panjang  $L$ (mm), tegangan leleh ( $F_y$ ), serta elastisitas ( $E$ )
2. Menganalisa kuat tekan rencana, dengan menentukan :
  - a. Gaya nominal yang terjadi ( $P_n$ ), pada batang 32 ( $P_u = 4820.435$  kN)
  - b. Menentukan  $i$  minimum perlu ( $i_{xmin} = i_{ymin}$ )

$$i_{min} = \frac{L1}{200} = \frac{6000}{200} = 30 \text{ mm} = 1.181 \text{ in}$$

3. Memilih Profil yang memiliki  $i$  minimum  $>$   $i$  perlu

Dipilih profil W14 x 176 dengan  $i$  min = 4.02 in = 102.11 mm

Cek kestabilan elemen :

$$\lambda = \frac{L}{i_{min}} = \frac{6000}{102.11} = 58,760 \leq 120 \dots\dots\dots(\text{OK})$$

**Tabel 5.11** Tabel analisis kuat tekan rencana

No	Batang	L (mm)	$P_u$ (kN)	$P_n$ perlu	L pakai (mm)	$i$ min (mm)	$i$ min (inc)
1	11=29	8485	2846.896	3163.218	8485	42.43	1.67
2	15=25	8485	1596.750	1774.167	8485	42.43	1.67
3	19=21	8485	728.339	809.266	8485	42.43	1.67
4	30=37	6000	3147.181	3496.868	6000	30.00	1.18
5	31=36	6000	3209.093	3565.659	6000	30.00	1.18
6	32=35	6000	4729.116	5254.573	6000	30.00	1.18
7	33=34	6000	4820.435	5356.039	6000	30.00	1.18



4. Menentukan k (Faktor Panjang Efektif), ditentukan nilai k = 1
5. Untuk kriteria tekuk keseluruhan digunakan fungsi kerampingan  $\lambda_c$  sebagai parameter kerampingan, sebagai berikut :

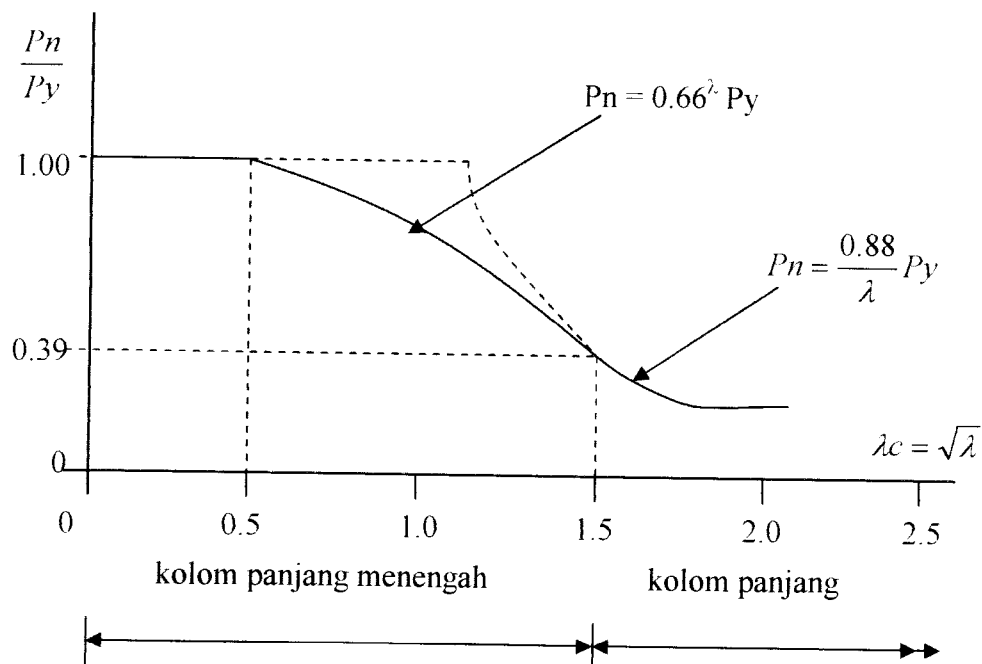
$$\lambda = \lambda_c^2 = \left( \frac{KL}{\pi} \right)^2 \frac{I_y}{E} = \left( \frac{1.6000}{3,14.102.11} \right)^2 \frac{350}{200000} = 0.6129$$

Dengan r = 102.11 mm; As = 33419.29 mm<sup>2</sup>

6. Menghitung Kekuatan nominal

Dengan nilai  $\lambda = 0,6129$  termasuk kolom panjang menengah

( $\lambda < 2,25$ ) dengan Pn:



**Gambar 3.17** Kurva untuk desain kolom

$$P_n = 0,66^{\lambda} F_y \cdot A_s = 0,66^{0,6129} \cdot 350 \cdot 33419,29 = 90671.451 \text{ kN}$$

7. Menghitung kekuatan tekan dari elemen

$$P_r = \phi_c \cdot P_n = 0,9 \cdot 90671.451 = 81604.435 \text{ N}$$

8. Cek rasio kuat tekan rencana dengan kuat tekan elemen yang terjadi

$$\text{Rasio} = \frac{Pu}{Pr} = \frac{4820,435}{8160,435} = 0,591 \leq 1 \dots\dots\dots \text{Aman}$$

9. Cek kriteria tekuk lokal dengan profil W14x176 :

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq k1 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = \frac{397,51}{2.33,274} \leq 0,56 \sqrt{\frac{200000}{350}} = 5,973 < 13,387 \dots\dots \text{Aman}$$

$$\frac{d}{t_w} \leq k2 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = \frac{320,04}{21,082} \leq 1,49 \sqrt{\frac{200000}{350}} = 15,1807 < 35,618 \dots\dots \text{Aman}$$

10. Cek rasio kelangsingan :

a. Batang utama =  $\frac{KL}{r} = \frac{1.8485}{102,11} = 83,0967 \leq 120 \dots\dots\dots \text{Aman}$

b. Batang pengaku  $(KL/r) < 140$

Dapat disimpulkan bahwa batang elemen 32 aman terhadap tekan. Untuk perhitungan batang selanjutnya untuk batang rangka utama (*Main Truss*) dan batang pengaku angin (*Top Chord*) dan (*Bottom Chord*) dapat dilihat pada Tabel 12 – 20 pada lampiran 3.

### 5.7 Perencanaan Batang Tarik

Setelah diperoleh gaya batang maksimum pembebanan menurut AASHTO-LRFD *Bridge Specification*, dilanjutkan dengan analisis kuat tarik dengan tahapan analisis sebagai berikut :

1. Mencari beban maksimal dari kombinasi pembebanan yang ada ( $N_u$ ), pada elemen-elemen tarik, didapat nilai maksimum gaya batang 5 = 6 = 5075.800 kN
2. Mencari nilai  $i$  min,  $A_g$  perlu, dan luas efektif ( $A_e$  perlu), berikut :

$$a. \ i \text{ min perlu} = \frac{L}{240} = \frac{6000}{240} = 25 \text{ mm, dengan } F_u = 36 \text{ Ksi} = 455 \text{ Mpa}$$

$$b. \ A_g \text{ perlu} = \frac{N_u}{\phi \cdot F_y} = \frac{5075,800 \cdot 1000}{0,9 \cdot 350} = 16113,650 \text{ mm}^2$$

$$c. \ A_e \text{ perlu} = \frac{N_u}{\phi \cdot F_u} = \frac{5075,800 \cdot 1000}{0,8 \cdot 455} = 13944,510 \text{ mm}^2$$

Dengan hasil perhitungan  $i$  min rencana,  $A_g$ perlu, dan  $A_e$ perlu keseluruhan pada Tabel 5.21 berikut :

No	Btg	L (mm)	Gaya Btg (kN)	$i$ min prl (mm)	$i$ min prl (inc)	$A_g$ prl (mm <sup>2</sup> )	$A_g$ prl (inc <sup>2</sup> )	$A_e$ perlu (mm <sup>2</sup> )	$A_e$ perlu (inc <sup>2</sup> )
1	1=10	6000	1885.084	25.00	0.98425	5984.39	9.276	5178.80	8.027
2	2=9	6000	2088.517	25.00	0.98425	6630.21	10.277	5737.68	8.893
3	3=8	6000	4087.856	25.00	0.98425	12977.32	20.115	11230.37	17.407
4	4=7	6000	4657.274	25.00	0.98425	14785.00	22.917	12794.71	19.832
5	5=6	6000	5075.800	25.00	0.98425	16113.65	24.976	13944.51	21.614
6	12=28	6000	696.148	25.00	0.98425	2209.99	3.425	1912.49	2.964
7	13=27	8485	2003.777	35.35	1.39189	6361.20	9.860	5504.88	8.533
8	14=26	6000	17.268	25.00	0.98425	54.82	0.085	47.44	0.074
9	16=24	6000	692.326	25.00	0.98425	2197.86	3.407	1901.99	2.948
10	17=23	8485	1108.170	35.35	1.39189	3518.00	5.453	3044.42	4.719
11	18=22	6000	11.347	25.00	0.98425	36.02	0.056	31.17	0.048

**Tabel 5.21** Tabel Analisis Kuat Tarik Rencana

3. Memilih profil yang memiliki  $(i \text{ min, Ag, Ae}) \geq (i \text{ min, Ag rencana, Ag perlu, Ae perlu})$ , dipilih profil I.
4. Cek rasio kelangsingan batang dengan ketentuan sebagai berikut :
  - a. Komponen utama :

$$Rasio = \frac{L}{r} \leq 240 = \frac{6000}{100,584} = 59,682 \leq 240 \dots\dots\dots(\text{Ok})$$

- b. Komponen sekunder : (untuk pengaku angin)

$$Rasio = \frac{L}{r} \leq 300 = \frac{3605}{62,23} = 57,930 \leq 300 \dots\dots\dots(\text{Ok})$$

5. Setelah cek rasio kelangsingan maka batang aman, untuk hasil perhitungan keseluruhan batang utama dan pengaku dapat dilihat pada Tabel 5.22 – 5.27 pada lampiran 3.

## 5.8 Perhitungan Sambungan Joint

Pada elemen tarik penggunaan sambungan baut digunakan pada perencanaan ini. Dengan tahapan sebagai berikut :

1. Mencari gaya yang paling menentukan dari kombinasi pembebanan yang ada ( $N_u$ ), diperoleh kombinasi gaya batang berdasarkan AASHTO-LRFD 1994, misal pada batang 5, didapat nilai batang = 5075.800 kN
2. Mencari  $i\eta$  ( $i$  minimum) perlu

$$i\eta = \frac{L}{240} = \frac{6000}{240} = 25 \text{ mm}$$

3. Mencari luas ( $A_g$ ) perlu :  $A_g$  perlu = 16113.650 mm<sup>2</sup> (perhitungan pada perencanaan batang tarik halaman 74).
4. Mencari luas efektif ( $A_e$ ) perlu :  $A_e$  perlu = 13944.510 mm<sup>2</sup> (perhitungan pada perencanaan batang tarik halaman 74).
5. Pilih profil yang memiliki ( $i\eta, A_g, A_e$ )  $\geq$  ( $i\eta, A_g, A_e$ ) perlu  
Pakai profil I dengan keterangan properties pada lampiran 3.
6. Perhitungan kekuatan baut :

- a. Kekuatan geser desain (tanpa ulir pada bidang geser)

$$V_d = \phi_f V_n = \phi_f f_u^b m A_b, \quad A_b = \frac{1}{4} \pi D^2 = \frac{1}{4} \pi (25,4)^2 = 506,707 \text{ mm}^2$$

$$V_d = 0,8 \cdot 827,4 \cdot 1,506,707 = 335399,497 \text{ N} = 335,3995 \text{ kN}$$

- b. Kekuatan tumpu desain

$$R_d = \phi_t R_n = 2,4 \phi_t d_b t_p f_u \quad ; \quad f_u \text{ plat} = 65 \text{ ksi} = 455 \text{ Mpa}, \quad t_p = 25,4 \text{ mm}$$

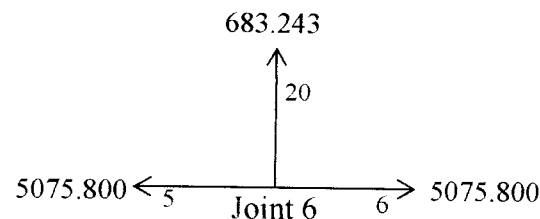
$$R_d = 2,4 \cdot 0,8 \cdot 25,4 \cdot 25,4 \cdot 455 = 563,612 \text{ kN}$$

Dipakai desain kekuatan baut yang terlemah = 335.3995 kN, dan untuk penggunaan baut diameter 1, 1/2 dapat dilihat pada Tabel 5.28 sebagai berikut :

**Tabel 5.28** Tabel kekuatan geser tumpu dan tumpu desain dengan variasi diameter baut

Diameter	Mutu Baut	Fu	Vd (kN)	Rd (kN)
1	A325	827.4	335.3995	563.613
1/2	A325	827.4	85.127	315.870

7. Perhitungan sambungan pada joint 6



$$P_{sayap} = \frac{A_{g \text{ sayap}}}{A_{g \text{ total}}} \times P_u \text{ tarik} = \frac{16,895}{42,7} \times 5075,800 = 2008,329 \text{ kN}$$

$$\text{- Banyak baut sayap (n)} = \frac{1984,141}{Rd} = \frac{2008,329}{335,3995} = 5.988 \text{ pakai 12 buah}$$

$$P_{badan} = \frac{A_{g \text{ Badan}}}{A_{g \text{ total}}} \times 5075,800 = \frac{8,568}{42,7} \times 5075,800 = 1018,488 \text{ kN}$$

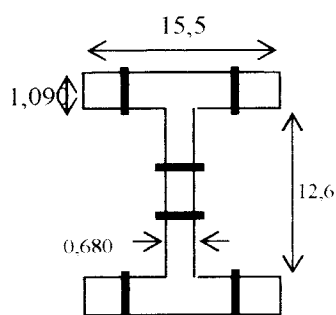
$$\text{- Banyak baut badan (n)} = \frac{1018,48}{Rd} = \frac{1018,48}{335,3995} = 3.037 \text{ pakai 4 buah}$$

Untuk perhitungan keseluruhan penggunaan baut pada masing-masing elemen pada rangka utama serta rangka pengaku angin dapat dilihat pada Tabel 5.29 – 5.31 pada lampiran 3.

Penentuan jarak baut pada rangka utama, dalam bentuk Tabel 5.32 untuk kelengkapan gambar detail joint, keseluruhan jumlah sambungan baut pada rangka utama serta rangka pengaku angin lengkap dengan mutu baut, diameter pada tabel 5.32 – 5.33 ( lampiran 3).

8. Perhitungan luas efektif ( $A_e$ ) pada batang 5 (n baut sayap 1 sisi = 24 buah)

a. Pada Sayap :



Profil W14x145 :

$$A_g \text{ sayap} = 15,5 \times 1,090 = 16,895 \text{ in}^2$$

$$= 10899,978 \text{ mm}^2$$

$$A_g \text{ badan} = 12,6 \times 0,68 = 8568 \text{ in}^2 = 5527,731 \text{ mm}^2$$

$$A_m = A_g - n \cdot d \cdot t = 16,895 - \{2(1+0,125) \cdot 1,09\} = 14,443 \text{ inc}^2 = 9317,723 \text{ mm}^2$$

$A_m = 9317,723 \text{ mm}^2$  (untuk satu sisi), U untuk profil I digunakan  $U = 0,9$

dan untuk profil berdasarkan AISC digunakan :

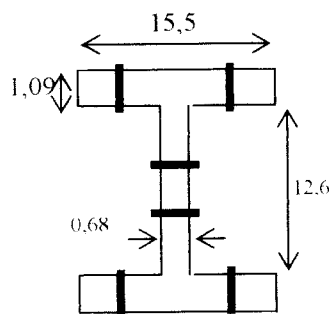
$$U = 1 - \left( \frac{x}{L} \right), \text{ dan untuk batang 5 dipakai } U = 0,9$$

$$A_e = U \cdot A_m = 0,9 \cdot 9317,723 = 8385,951 \text{ mm}^2 \geq A_e \text{ perlu} = 5517,38 \text{ mm}^2$$

$$A_e \text{ perlu} = \frac{P_{\text{sayap}} \cdot 1000}{\phi \cdot F_y} \quad P_{\text{sayap}} = \frac{16,865}{42,7} \times 5075,800 = 2008,329 \text{ kN}$$

$$A_e \text{ perlu} = \frac{2008,329 \cdot 1000}{0,8 \cdot 455} = 5517,387 \text{ mm}^2$$

b. Pada badan



Profil W14x145 :

$$A_g \text{ sayap} = 15,5 \times 1,09 = 16,895 \text{ in}^2 \\ = 10899,978 \text{ mm}^2$$

$$A_g \text{ badan} = 12,6 \times 0,68 = 8,568 \text{ in}^2 = 5527,731 \text{ mm}^2$$

$$A_m = A_g - n \cdot d \cdot t = 8,568 - \{2 \cdot (1 + 0,125) \cdot 0,68\} = 4540,637 \text{ mm}^2$$

$$A_m = 4540,637 \text{ mm}^2 \text{ (untuk satu sisi), } U \text{ untuk profil I digunakan } U = 0,9$$

dan untuk profil berdasarkan AISC digunakan :

$$U = 1 - \left( \frac{x}{I} \right), \text{ dan untuk batang 5 dipakai } U = 0,9$$

$$A_e = U \cdot A_m = 0,9 \cdot 4540,637 = 4086,573 \text{ mm}^2 \geq A_e \text{ perlu} = 2798,044 \text{ mm}^2$$

$$A_{e \text{ perlu}} = \frac{P_{\text{badan}} \cdot 1000}{\phi \cdot F_y} \quad P_{\text{badan}} = \frac{8,568}{42,7} \times 5075800 = 1018488 \text{ kN}$$

$$A_{e \text{ perlu}} = \frac{1018489 \cdot 1000}{0,8 \cdot 455} = 2798044 \text{ mm}^2$$

9. Cek kapasitas profil pada sayap batang 5:

a. Kriteria leleh :  $\phi \cdot P_n = \phi \cdot A_g \cdot F_y$

$$\phi \cdot P_n = 0,95 \cdot 10899,978 \cdot 350 = 3624,243 \text{ kN} \geq P_u \text{ perlu}$$

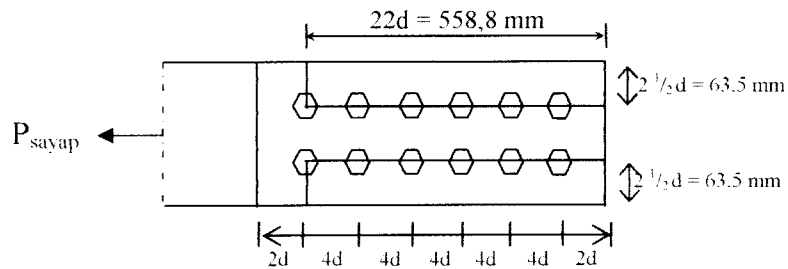
b. Kriteria fracture :  $\phi \cdot P_n = \phi \cdot A_e \cdot F_u$

$$\phi \cdot P_n = 0,8 \cdot 8385,951 \cdot 455 = 3052,486 \text{ kN} \geq P_u \text{ perlu}$$

Dipakai  $\Phi \cdot P_n = 3052,486 \text{ kN}$  (penggunaan 24 baut, untuk 2 sisi sayap dan badan)



### 9. Perhitungan Blok Geser pada sayap



Reaksi nominal 1 baris :

Diameter lubang = 1" = 25,4 mm.

$A_{gv}$  = Luasan brutto pelelehan geser

$$= 27,686 \cdot (2 \cdot 558,8) = 3094,178 \text{ mm}^2$$

$A_{gt}$  = Luas brutto leleh tarik

$$= 27,686 \cdot (2 \cdot 63,5) = 3516,122 \text{ mm}^2$$

$A_{nt}$  = Luas netto fraktur tarik

$$= (2 \cdot 63,5 - (1 \cdot 25,4)) \cdot 27,686 = 2812,898 \text{ mm}^2$$

$A_{ns}$  = Luas netto fraktur geser

$$= (2 \cdot 558,8 - (11 \cdot 25,4)) \cdot 27,686 = 23206,405 \text{ mm}^2$$

Reaksi nominal :

$0,6 F_u \cdot A_{ns} > F_u \cdot A_{nt}$  ; terjadi pelelehan tarik dan patah geser

$$0,6 \cdot 455 \cdot 23206,405 > 455 \cdot 2812,898$$

$$6335,349 \text{ kN} > 1279,868 \text{ kN}, \text{ maka}$$

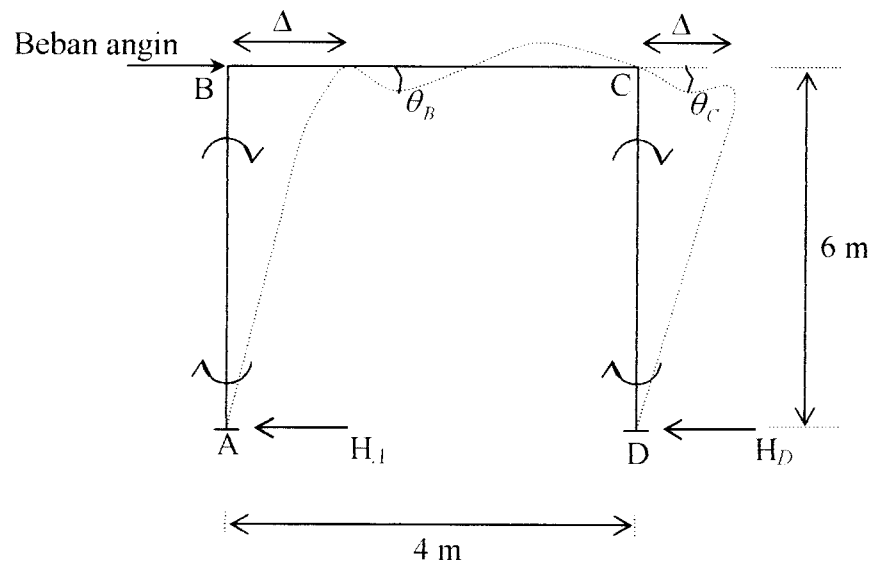
$$\phi R_n = 0,8 (0,6 F_u \cdot A_{ns} + F_y A_{gt})$$

$$= 0,8 ((0,6 \cdot 455 \cdot 23206,405) + 350 \cdot 3516,122) = 6052,793 \text{ kN}$$

$$\phi R_n = 6052,793 \text{ kN} > 2008,329 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{Aman}$$

### 5.9 Perhitungan Kapasitas Ujung Jembatan Rangka Baja

Portal ujung jembatan menerima gaya lateral akibat beban angin (nilai  $P_a$  pada perhitungan beban angin) yang bekerja pada batang atas pada saat *Unloaded* Gambar (5.18).

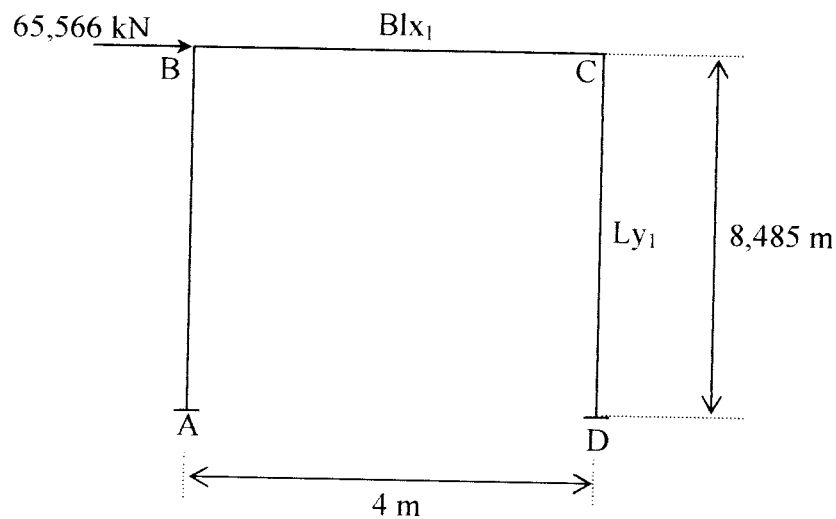


**Gambar 5.18** Penempatan gaya yang bekerja pada Portal Ujung Struktur Jembatan Rangka Baja

Dengan adanya beban lateral akibat beban angin maka portal ujung terjadi momen. Dengan perhitungan portal ujung menggunakan program SAP 2000 serta gaya batang dan momen dapat dilihat pada Tabel 5.40.

### 5.10 Perhitungan Kapasitas Profil Pada Portal

Kapasitas profil pada portal dihitung dengan metode “Balok-Kolom” yaitu untuk mengontrol kapasitas profil dalam menahan gaya aksial dan momen (Gambar 5.19).



**Gambar 5.19** Portal I struktur jembatan rangka baja

#### 1. Kapasitas aksial

- Batang Ly 1

$$\lambda = \left( \frac{K.L}{\pi.r} \right)^2 \frac{F_y}{E} = \left( \frac{1.8485}{3,14.95,5} \right)^2 \frac{350}{200000} = 1,401 \leq 2,25, \text{ maka } P_n :$$

$$P_n = 0,66^\lambda \cdot F_y \cdot A_s = 0,66^{1,401} \cdot 350 \cdot 25032,21 = 4894,950 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot P_n = P_r = 0,9 \cdot 4894,950 = 4405,455 \text{ kN}$$

$$P_r = 4450,455 \text{ kN} > P_u \text{ Batang 11} = 2849,896 + 65,325 = 2912,231 \text{ kN} \dots \text{Ok}$$

- Batang Blx 1

$$\lambda = \left( \frac{K.L}{\pi.r} \right)^2 \frac{F_y}{E} = \left( \frac{1.4000}{3,14.53,848} \right)^2 \frac{350}{200000} = 0,979 \leq 2,25, \text{ maka } P_n :$$

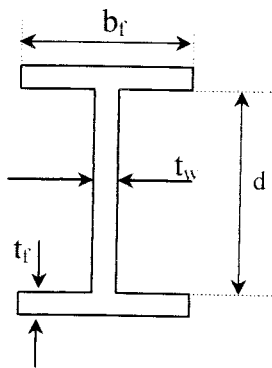
$$P_n = 0,66^{\lambda} \cdot F_y \cdot A_s = 0,66^{0,979} \cdot 350 \cdot 12709,652 = 2961,660 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot P_n = P_r = 0,9 \cdot 2961,660 = 2665,494 \text{ kN}$$

$$P_r = 2665,494 \text{ kN} > P_u \text{ batang angin atas (btg 17)} = 64,123 + 32,949 = 97,072 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{Ok}$$

## 2. Kapasitas Momen

- Batang Ly 1 dengan L = 8485 mm



W14 x 132, keterangan properties :

$$b_f = 376,02 \text{ mm} \quad t_w = 16,382 \text{ mm}$$

$$t_f = 30,162 \text{ mm} \quad r_y = 95,5 \text{ mm}$$

$$d = 320,04 \text{ mm} \quad A_s = 25032,21 \text{ mm}^2$$

$$Z_x = 3834572,976 \text{ mm}^3$$

Cek kriteria kompak pada sayap :

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} \leq \lambda_p = 0,56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}; \lambda = \frac{376,02}{2 \cdot 30,162} \leq \lambda_p = 0,56 \sqrt{\frac{200000}{350}}$$

$$\lambda = 6,233 \leq \lambda_p = 13,487 \dots\dots\dots (\text{Ok})$$

Cek kriteria kompak pada badan :

$$\lambda = \frac{d}{t_w} \leq \lambda_p = 1,49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}; \lambda = \frac{320,04}{16,382} \leq \lambda_p = 1,49 \sqrt{\frac{200000}{350}}$$

$$\lambda = 19,537 \leq \lambda_p = 35,618, \dots\dots\dots(\text{Ok})$$

Penampang Kompak :  $M_n = M_p$

$$M_n = M_p = Z_x \cdot F_y$$

$$M_p = 3834572,976 \cdot 350 = 1247367471,7 \text{ Nmm} = 1247,368 \text{ kNm}$$

Dari Tabel hasil perhitungan portal ujung jembatan didapat  $M_{ux} = 184,416$  kNm.

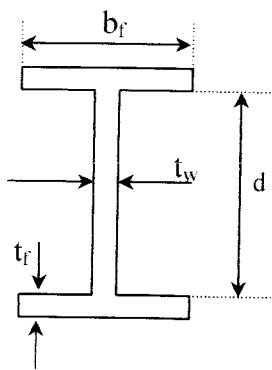
$M_{nx} = 1247,368$  kNm,  $P_u = 2912,221$  kN dan  $\Phi_b P_n = 4405,455$  kN, perhitungan Balok-Kolom batang 11 dengan metode LRFD :

$$\frac{P_u}{\phi_b \cdot P_n} = \frac{2912,221}{4405,455} = 0,661 > 0,2$$

$$\frac{P_u}{\phi_b \cdot P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b \cdot M_{nx}} \right)$$

$$0,661 + \frac{8}{9} \left( \frac{184,416}{0,9 \cdot 1247,368} \right) = 0,807 \leq 1 \dots\dots\dots \text{Aman.}$$

- Batang Blx 1 dengan  $L = 4000$  mm



W8 x 67, keterangan properties :

$$b_f = 210,312 \text{ mm} \quad t_w = 14,478 \text{ mm}$$

$$t_f = 23,749 \text{ mm} \quad r_y = 53,848 \text{ mm}$$

$$d = 181,102 \text{ mm} \quad A_s = 12709,652 \text{ mm}^2$$

$$Z_x = 1150371,893 \text{ mm}^3$$

Cek kriteria kompak pada sayap :

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} \leq \lambda_p = 0,56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}; \lambda = \frac{210,312}{2 \cdot 23,749} \leq \lambda_p = 0,56 \sqrt{\frac{200000}{350}}$$

$$\lambda = 4,429 \leq \lambda_p = 13,487 \dots\dots\dots(\text{Ok})$$

Cek kriteria kompak pada badan :

$$\lambda = \frac{d}{tw} \leq \lambda_p = 1,49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}; \lambda = \frac{181,102}{14,478} \leq \lambda_p = 1,49 \sqrt{\frac{200000}{350}}$$

$$\lambda = 12,509 \leq \lambda_p = 35,618 \dots\dots\dots(\text{Ok})$$

Penampang Kompak :  $M_n = M_p$

$$M_n = M_p = Z_x \cdot F_y$$

$$M_p = 1150371,893 \cdot 350 = 297688705,65 \text{ Nmm} = 297,689 \text{ kNm}$$

Dari Tabel hasil perhitungan portal ujung jembatan didapat  $M_{ux} = 95,159$  kNm.

$M_{nx} = 297,689$  kNm,  $P_u = 97,072$  kN dan  $\Phi_b P_n = 2665,494$  kN, perhitungan Balok-Kolom batang 17 dengan metode LRFD :

$$\frac{P_u}{\phi \cdot P_n} = \frac{97,072}{2665,494} = 0,036 < 0,2$$

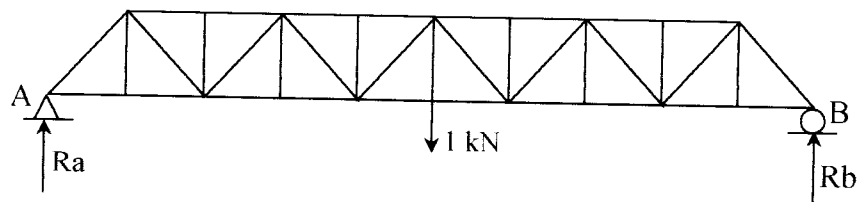
$$\frac{P_u}{2 \cdot \phi \cdot P_n} + \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b \cdot M_{nx}} \right)$$

$$0,018 + \left( \frac{95,159}{0,9 \cdot 297,689} \right) = 0,373 \leq 1 \dots\dots\dots \text{Aman.}$$

### 5.11 Perhitungan Defleksi Dengan Metode Virtual Work

Keadaan batas layan (*Service Limit*) adalah mengontrol lendutan atau defleksi pada batang tengah. Contoh perhitungan defleksi dengan metode *Virtual Work* adalah sebagai berikut :

- Perhitungan gaya batang dengan penempatan beban sebesar 1 kN ditengah bentang rangka (Gambar 5.20)



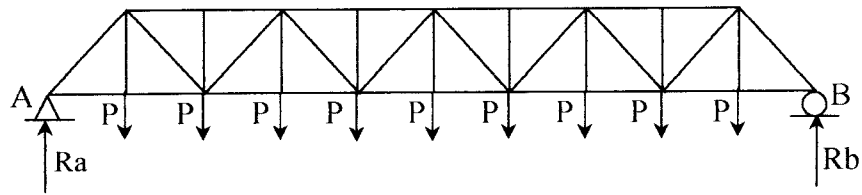
**Gambar 5.20** Penempatan beban 1 kN ditengah bentang

Dengan nilai  $R_a = R_b = \frac{1}{2}$  kN, maka akan diperoleh besarnya gaya batang.

- Perhitungan gaya batang dengan penempatan beban mati pada tiap joint (Gambar 5.21).
- Perhitungan defleksi akibat beban mati, dengan persamaan sebagai berikut :

$$\delta = \sum n \frac{u.S.L}{A.E} \text{ dan defleksi pada tengah bentang } (\delta) = \frac{L}{800}$$

dengan  $n$  = banyaknya elemen,  $L$  = panjang bentang,  $S$  = gaya batang maksimum karena beban mati,  $U$  = gaya batang karena pengaruh beban virtual sebesar 1 kN di tengah bentang,  $A$  = luasan profil yang digunakan,  $E$  = elastisitas baja.



**Gambar 5.21** Penempatan Beban Mati Pada Tiap Joint

Ketentuan aman :  $\delta = \sum n \frac{u.S.L}{A.E} < (\delta) = \frac{L}{800}$

- Perhitungan defleksi akibat beban hidup, dengan persamaan sebagai berikut

:  $\delta = \sum n \frac{u.S.L}{A.E}$  dan defleksi pada tengah bentang  $(\delta) = \frac{L}{800}$

dengan  $n$  = banyaknya elemen,  $L$  = panjang bentang,  $S$  = gaya batang maksimum karena jalur rencana,  $U$  = gaya batang karena pengaruh beban virtual sebesar 1 kN di tengah bentang,  $A$  = luasan profil yang digunakan,  $E$  = elastisitas baja.

Perhitungan defleksi secara lengkap dapat dilihat pada Tabel 5.43-5.44 pada Lampiran 3.



### 5.12 Perhitungan Beban Rangka Jembatan

Setelah didesain berdasarkan pembebanan AASHTO-LRFD 1994, telah diperoleh dimensi penampang elemen rangka. Selanjutnya perhitungan beban rangka, agar beban yang diakibatkan rangka melebihi batas asumsi pada perencanaan. Perhitungan beban dijelaskan pada Tabel 5.45 berikut :

**Tabel 5.45 Tabel Perhitungan Beban Rangka**

No	Batang	L(M)	A(m <sup>2</sup> )	V	Bj	W	W(KN)	Profil	W(KN/m)
<b>B.Bwh</b>	1=2 ; 9=10	24	0.023	0.545	7850	4276.680	41.911	W14x120	1.746
	3=4 ; 7=8	24	0.025	0.600	7850	4710.000	46.158	W14x132	1.923
	5=6	12	0.028	0.330	7850	2594.268	25.424	W14x145	2.119
<b>B.Dgl</b>	13=27	16.971	0.019	0.317	7850	2491.193	24.414	W14x99	1.439
	17=23	16.971	0.017	0.290	7850	2277.609	22.321	W14x90	1.315
	11=29	16.971	0.025	0.424	7850	3330.472	32.639	W14x132	1.923
	15=25	16.971	0.021	0.350	7850	2744.309	26.894	W14x109	1.585
	19=21	16.971	0.017	0.288	7850	2264.721	22.194	W14x99	1.308
<b>B.Vrtrl</b>	12=28	12	0.014	0.169	7850	1324.452	12.980	W14x74	1.082
	14=26	12	0.013	0.155	7850	1215.180	11.909	W14x68	0.992
	16=24	12	0.012	0.138	7850	1087.068	10.653	W14x61	0.888
	18=22	12	0.010	0.121	7850	947.652	9.287	W14x53	0.774
	20	6	0.009	0.055	7850	428.422	4.199	W14x48	0.700
<b>B.Atas</b>	30=31;36=37	24	0.031	0.747	7850	5864.698	57.474	W14x159	2.395
	32=33;34=35	24	0.033	0.802	7850	6296.194	61.703	W14x176	2.571
<b>Bottom Chord</b>		144.22	0.004	0.535	7850	4199.818	41.158	L6x6x1/2	0.285
<b>Top Chord</b>		115.79	0.004	0.463	7850	3635.806	35.631	L6x6x1/2	0.307
		36	0.013	0.457	7850	3591.563	35.196	W8x67	0.977
								Total	<b>24.023</b>

Dengan total berat rangka (tanpa berat alat sambung) = 24.023 kN/m

Berat rangka asumsi = 26 kN/m

Total berat rangka = 24.023 kN/m < 26 kN/m .....(OK)

### 5.13 Perhitungan Konstruksi Bagian Bawah

Konstruksi bagian bawah merupakan pendukung konstruksi bagian atas jembatan.

Konstruksi bagian bawah terdiri :

1. Pangkal jembatan.
2. Pilar jembatan.
3. Pondasi.

Beban yang bekerja :

1. Beban mati
2. Beban hidup
3. Tekanan tanah
4. Gaya rem
5. Gaya akibat gesekan tumpuan (Gg)

#### 5.13.1 Mencari Nilai Data Tanah dari Data Sondir :

Lapisan 1 :

$$\gamma_s = 25,702 \text{ kN} / \text{m}^3$$

$$W_{opt} = 44\%$$

$$\phi = 15^\circ$$

$$\gamma_b = 17,266 \text{ kN} / \text{m}^3$$

$$\gamma_k = \frac{\gamma_b}{1+w} = \frac{17,266}{1+0.44} = 12,115 \text{ kN} / \text{m}^3$$

$$n = (1 - \gamma_k / \gamma_s) \cdot 100\% = (1 - 12,115 / 25,702) \cdot 100\% = 52,86\%$$

$$\gamma_{sat} = \gamma_k + n = 12,115 + 0,5286 \cdot 9,81 = 17,301 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma' = \gamma_{sat} - 9,81 = 17,301 - 9,81 = 7,491 \text{ kN/m}^3$$

$$K_a = \text{tg}^2(45 - \phi/2) = \text{tg}^2(45 - 15/2) = 0.589$$

Lapisan 2 :

$$\gamma_s = 25,506 \text{ kN/m}^3$$

$$W_{opt} = 43\%$$

$$\phi = 15^\circ$$

$$\gamma_b = 17,266 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_k = \frac{\gamma_b}{1+w} = \frac{17,266}{1+0.43} = 12,361 \text{ kN/m}^3$$

$$n = (1 - \gamma_k / \gamma_s) \cdot 100\% = (1 - 12,361 / 25,506) \cdot 100\% = 48,46\%$$

$$\gamma_{sat} = \gamma_k + n = 12,361 + 0,4846 \cdot 9,81 = 17,417 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma' = \gamma_{sat} - 9,81 = 17,417 - 9,81 = 7,607 \text{ kN/m}^3$$

$$K_a = \text{tg}^2(45 - \phi/2) = \text{tg}^2(45 - 15/2) = 0.589$$

Lapisan 3 :

$$\gamma_s = 25,506 \text{ kN/m}^3$$

$$W_{opt} = 46\%$$

$$\phi = 15^\circ$$

$$\gamma_b = 16,971 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_k = \frac{\gamma_b}{1+w} = \frac{16,971}{1+0.46} = 12,066 \text{ kN/m}^3$$

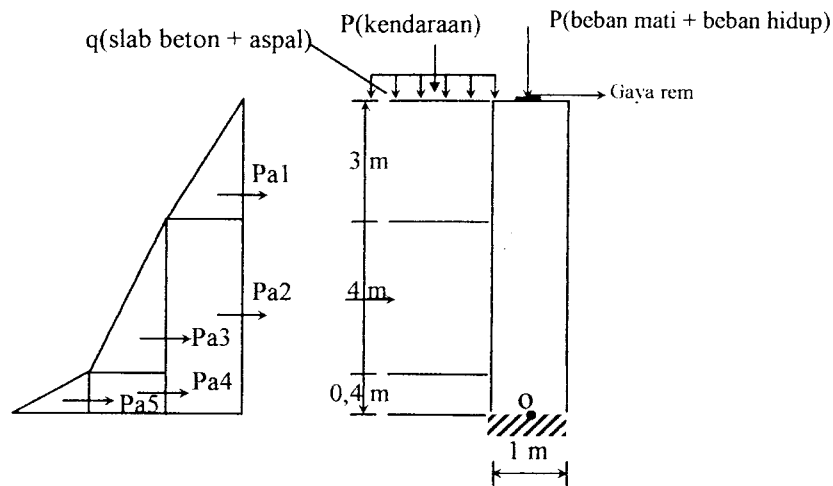
$$n = (1 - \gamma_k / \gamma_s) \cdot 100\% = (1 - 12,066 / 25,506) \cdot 100\% = 52,69\%$$

$$\gamma_{sat} = \gamma_k + n = 12,066 + 0,5269 \cdot 9,81 = 17,235 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma' = \gamma_{sat} - 9,81 = 17,235 - 9,81 = 7,425 \text{ kN/m}^3$$

$$Ka = \operatorname{tg}^2(45 - \phi/2) = \operatorname{tg}^2(45 - 15/2) = 0.589$$

### 5.13.2 Mencari Reaksi – reaksi Pada Abutment



1. Akibat tekanan tanah (1 m tegak lurus bidang gambar) :

$$Pa1 = 0,5 \cdot Ha1^2 \cdot \gamma_1' \cdot Ka = 0,5 \cdot 3^2 \cdot 7,491 \cdot 0,589 = 19,855 \text{ kN}$$

$$Pa2 = (Ha1 \cdot \gamma_1' \cdot Ka1) \cdot Ha(2 + 3) = (3 \cdot 7,491 \cdot 0,589) \cdot 4,4 = 58,241 \text{ kN}$$

$$Pa3 = 0,5 \cdot Ha^2 \cdot \gamma_2' \cdot Ka2 = 0,5 \cdot 4^2 \cdot 7,607 \cdot 0,589 = 35,844 \text{ kN}$$

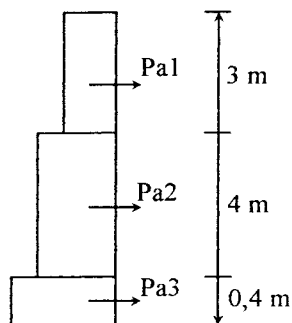
$$Pa4 = (Ha_2 \cdot \gamma_2' \cdot Ka_2) \cdot Ha_3 = 4 \cdot 7,607 \cdot 0,589 \cdot 0,4 = 7,169 \text{ kN}$$

$$Pa5 = 0,5 \cdot Ha_3^2 \cdot \gamma_3' \cdot Ka_3 = 0,5 \cdot 0,4^2 \cdot 7,425 \cdot 0,589 = 0,35 \text{ kN}$$

Bag	Gaya akibat tkn tanah (kN)	Y (m)	My (kNm)
1	19,855	5,4	107,217
2	58,241	2,2	128,130
3	35,844	1,73	62,010
4	7,169	0,2	1,434
5	0,35	0,133	0,047
	$\Sigma Ta = 121,459$		$\Sigma My = 298,838$

$$\text{Letak titik berat terhadap O} = \frac{\Sigma My}{\Sigma Ta} = \frac{298,838}{121,298} = 2,460 \text{ m (keatas)}$$

2. Akibat beban terbagi merata (1 m tegak lurus bidang gambar) :



$$Pa1 = Q.Ha_1.Ka_1 = 18,908.3.0,589 = 33,410 \text{ kN}$$

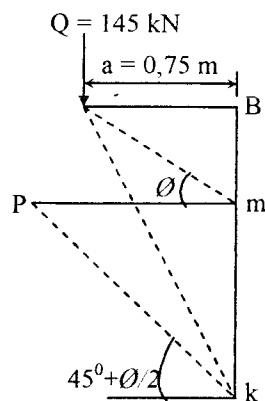
$$Pa2 = Q.Ha_2.Ka_2 = 18,908.4.0,589 = 44,547 \text{ kN}$$

$$Pa3 = Q.Ha_3.Ka_3 = 18,908.0,4.0,589 = 4,455 \text{ kN}$$

Bag	Beban terbagi rata (kN)	Y (m)	My (kNm)
1	33,410	5,9	197,119
2	44,547	2,4	106,913
3	4,455	0,2	0,891
	$\Sigma Ta = 92,412$		$\Sigma My = 304,923$

$$\text{Letak titik berat terhadap O} = \frac{\Sigma My}{\Sigma Ta} = \frac{304,923}{92,412} = 3,30 \text{ m (keatas)}$$

3. Akibat beban titik kendaraan

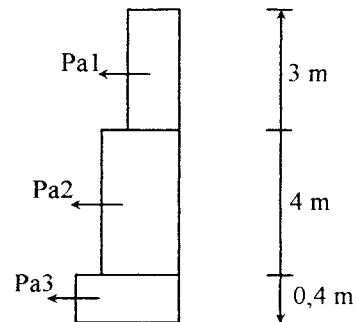


$$Pa = \frac{1}{2} \cdot 0,779 \cdot 219,268 = 85,405 \text{ kN}$$

$$Y = 6,939 \text{ m}$$

$$Mpa = 85,405 \cdot 6,939 = 592,284 \text{ kNm}$$

4. Akibat kohesi tanah (1 m tegak lurus bidang gambar) :



$$Pa1 = 2.C_1.Ha_1.\sqrt{Ka_1} = 2.14,7153.3.\sqrt{0,589} = 67,817 \text{ kN}$$

$$Pa2 = 2.C_2.Ha_2.\sqrt{Ka_2} = 2.14,715.4.\sqrt{0,589} = 90,3458 \text{ kN}$$

$$Pa3 = 2.C_3.Ha_3.\sqrt{Ka_3} = 2.14,715.0,4.\sqrt{0,589} = 9,035 \text{ kN}$$

Bag	Gaya Akibat kohesi Tanah = $Ta$ ( kN )	Y (m)	My( kNm )
1	67,817	5,9	400,12
2	90,346	2,4	216,830
3	9,035	0,2	1,807
	$\Sigma Ta = 167,198$		$\Sigma My = 618,757$

$$\text{Letak titik berat terhadap O} = \frac{\Sigma My}{\Sigma Ta} = \frac{618,757}{167,198} = 3,701 \text{ m (keatas)}$$

Gaya Vertikal :

1. Beban Mati dan Beban Hidup

$$V_{mh} = 3333,319 + 3251,5$$

$$= 6584,819 \text{ kN}$$

Gaya Horizontal :

1. Tekanan tanah

$$H_t = 132,078 \cdot 1,25 \cdot 5,4 = 591,527 \text{ kN}$$

$$Y = 2,25 \text{ m}$$

$$M_{H_t} = 591,527 \cdot 2,25 = 2005,936 \text{ kNm}$$

2. Gaya rem

$$H_r = 162,5 \cdot 1,75 = 284,375 \text{ kN}$$

$$Y = 7,4 + 1,8 = 9,2 \text{ m}$$

$$M_{H_r} = 284,375 \cdot 9,2 = 2616,25 \text{ kNm}$$

3. Gaya gesekan tumpuan

$$H_f = 10\% \cdot \text{Beban Mati} = 10\% \cdot 3333,319 = 333,332 \text{ kN}$$

$$Y = 7,4 \text{ m}$$

$$M_{H_f} = 333,332 \cdot 7,4 = 2466,709 \text{ kNm}$$

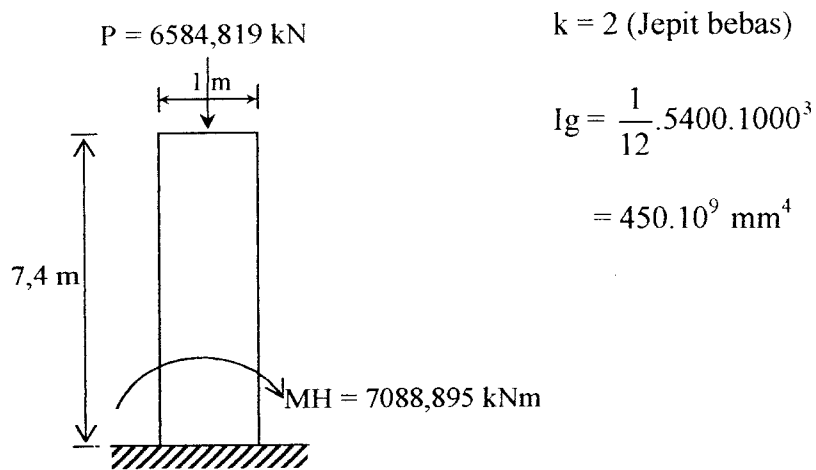
$$\sum H = H_t + H_r + H_f = 591,527 + 284,375 + 333,332 = 1509,234 \text{ kN}$$

$$\sum M_H = M_{H_t} + M_{H_r} + M_{H_f} = 2005,936 + 2616,25 + 2466,709$$

$$= 7088,895 \text{ kNm}$$



### 5.13.3 Perencanaan Penulangan Abutment



$$\frac{k.l_u}{r} = \frac{2.7400}{0,3.1000} = 49,330 > 22 \text{ , kolom langsing.}$$

$$E_c = 4700 \sqrt{f_c'} = 4700 \sqrt{35} = 27805,755 \text{ Mpa}$$

$$EI = \frac{E_c \cdot I_g}{2,5(1 + \beta_d)} = \frac{27805,755 \cdot (450 \cdot 10^9)}{2,5 \cdot (1 + 0,25)} = 4004028,72 \text{ kN/m}^2$$

$$P_c = \frac{\pi^2 \cdot EI}{(KL)^2} = \frac{3,14^2 \cdot 4004028,72}{(2.7,4)^2} = 180232,476 \text{ kN}$$

Kolom bergoyang  $C_m = 1,0$

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_c}} = \frac{1,0}{1 - \frac{6584,819}{0,65 \cdot 180232,476}} = 1,059$$

$$M_c = \delta_b \cdot M_u = 1,059 \cdot 7088,895 = 7507,14 \text{ kNm}$$

$$\frac{P_u}{\phi} = \frac{6584,819}{0,65} = 10130,491 \text{ kN}$$

$$\frac{M_c}{\phi} = \frac{7507,14}{0,65} = 11549,446 \text{ kNm}$$

$$e = \frac{Mc}{Pu} = \frac{\phi 11549,446}{\phi 10130,491} = 1,140\text{m} = 1140 \text{ mm}$$

Dari grafik Mn-Pn untuk badan abutment (5400x1000), maka diperoleh prosentase tulangan yang dibutuhkan sebesar 1 %.

$$As = 0,01 \cdot 5400 \cdot 1000 = 54.000 \text{ mm}^2$$

Cek kapasitas :

Termasuk patah tarik digunakan persamaan Whitney :

$$Pn = 0,85 \cdot fc' \cdot b \cdot d \left[ \left( 1 - \frac{e'}{d} \right) + \sqrt{\left( 1 - \frac{e'}{d} \right)^2 + 2m\rho \left( 1 - \frac{d'}{d} \right)} \right]$$

$$e' = e + \left( d - \frac{h}{2} \right) = 1140 + \left( 900 - \frac{1000}{2} \right) = 1540 \text{ mm}, d' = 100 \text{ mm}$$

$$d = h - d' = 1000 - 100 = 900 \text{ mm}$$

$$\rho = \frac{As}{b \cdot d} = \frac{54000}{5400 \cdot 900} = 0,01$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \cdot fc'} = \frac{400}{0,85 \cdot 35} = 13,445$$

$$Pn = 0,85 \cdot 35 \cdot 5400 \cdot 900 \cdot$$

$$\left[ \left( 1 - \frac{1540}{900} \right) + \sqrt{\left( 1 - \frac{1540}{900} \right)^2 + 2 \cdot 13,445 \cdot 0,01 \cdot \left( 1 - \frac{100}{900} \right)} \right]$$

$$= 21980,204 \text{ kN} > \frac{Pu}{\phi} = 10130,491 \text{ kN} \dots\dots\dots\text{OK}$$

$$\text{Dipakai tulagn } D_{25} \rightarrow AD_{25} = 490,625 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah tulangan perlu} = \frac{As_{\text{perlu}}}{AD_{25}} = \frac{54000}{490,625} = 108,76 \approx 110 \text{ batang}$$

Untuk jumlah tulangan 1 sisi =  $\frac{110}{2} = 55$  batang sepanjang 7400 mm

$$\text{Jarak tulangan } S = \frac{5400}{55} = 98,18 \text{ mm} \approx 90 \text{ mm}$$

Dipakai tulangan tumpuan/pokok = 55D25-90 mm (1 sisi)

Perencanaan tulangan susut :

$$\text{As tulangan susut} = 0,002 \cdot b \cdot h = 0,002 \cdot 1000 \cdot 5400 = 10800 \text{ mm}^2$$

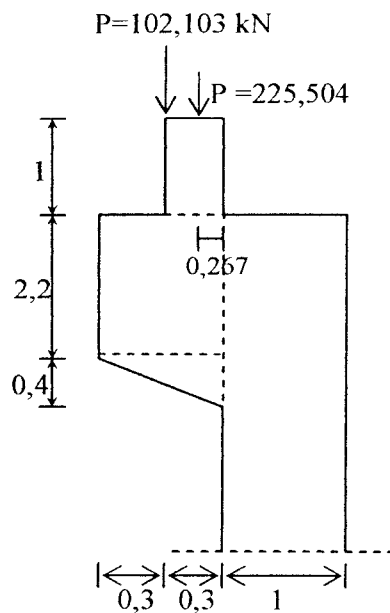
Dipakai tulangan  $\phi_{16} \rightarrow A \phi_{16} = 200,960 \text{ mm}^2$

$$\text{Jarak tulangan (S)} = \frac{A \phi_{16} \cdot 7400}{10800} = \frac{200,960 \cdot 7400}{10800} = 137,695 \text{ mm} \approx 130 \text{ mm}$$

$$\text{Asbaru} = \frac{A \phi_{16} \cdot 7400}{130} = \frac{200,960 \cdot 7400}{130} = 11439,262 \text{ mm}^2 > \text{As tulangan susut}$$

perlu = 10800 mm<sup>2</sup> ..... OK

### 5.13.4 Perencanaan Penulangan Konsol



$$P \text{ beton} = 1,74.5,4.24 = 225,504 \text{ kN}$$

$$q \text{ beban merata} = 18,908 \text{ kN/m}$$

$$P \text{ perkerasan} = 18,908.5,4 = 102,103 \text{ kN}$$

$$V_u = 225,504 + 102,103 = 327,607 \text{ kN}$$

$$h = 2600 \text{ mm}$$

$$d = h - 100 = 2600 - 100 = 2500 \text{ mm}$$

$$V_u = 327,607 \text{ kN}$$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{327,607}{0,6} = 546,012 \text{ kN}$$

$$V_c = 0,20 \cdot f_c' \cdot b_w \cdot d = 0,2 \cdot 35 \cdot 600 \cdot 2500 \cdot 10^{-3} = 10500 \text{ kN}$$

$$= 10500 \text{ kN} > V_n = 546,012 \text{ kN}$$

Menentukan momen penulangan geser friksi :

$$\mu = 1,4$$

$$A_{vf} = \frac{V_n}{f_y \cdot \mu} = \frac{546,012 \cdot 10^3}{400 \cdot 1,4} = 975,021 \text{ mm}^2$$

Hubungan antara badan abutment non monolit :

$$\mu = 1$$

$$A_{vf} = \frac{V_n}{f_y \cdot \mu} = \frac{546,012 \cdot 10^3}{400 \cdot 1} = 1365,03 \text{ mm}^2$$

dipakai nilai  $A_{vf}$  terbesar = 1365,03 mm<sup>2</sup>

Menentukan luas tulangan lentur karena gaya horisontal

$Nuc$  tidak ada ketentuannya, digunakan  $Nuc$  min

$$Nuc \text{ min} = 0,2.Vu = 0,2.327,607 = 65,521 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} A_f &= \frac{Mu}{\phi.fy.X(\text{lengan})} = \frac{Vu.a + Nuc.(h-d)}{\phi.fy.X(\text{lengan})} \\ &= \frac{102,103.10^3.300 + 225,504.10^3.267 + 65,54.10^3.100}{0,65.400.(0,85.2500)} = 176,276 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_n = \frac{Nuc}{\phi.fy} = \frac{65,21.10^3}{0,65.400} = 252 \text{ mm}^2$$

Menentukan tulangan pokok  $A_s$

$$A_s = \frac{2}{3} A_{vf} + A_n = \frac{2}{3}.1365,03 + 252 = 1162,024 \text{ mm}^2$$

$$A_s = A_f + A_n = 176,276 + 252 = 428,276 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 0,04. \frac{f_c'}{f_y}. b.d = 0,04. \frac{35}{400}. 600.2500 = 5250 \text{ mm}^2$$

dipakai  $A_s = 5250 \text{ mm}^2$

$$A_h = \frac{1}{2}(A_s - A_n) = \frac{1}{2}(5250 - 252) = 2499 \text{ mm}^2$$

Menentukan diameter tulangan :

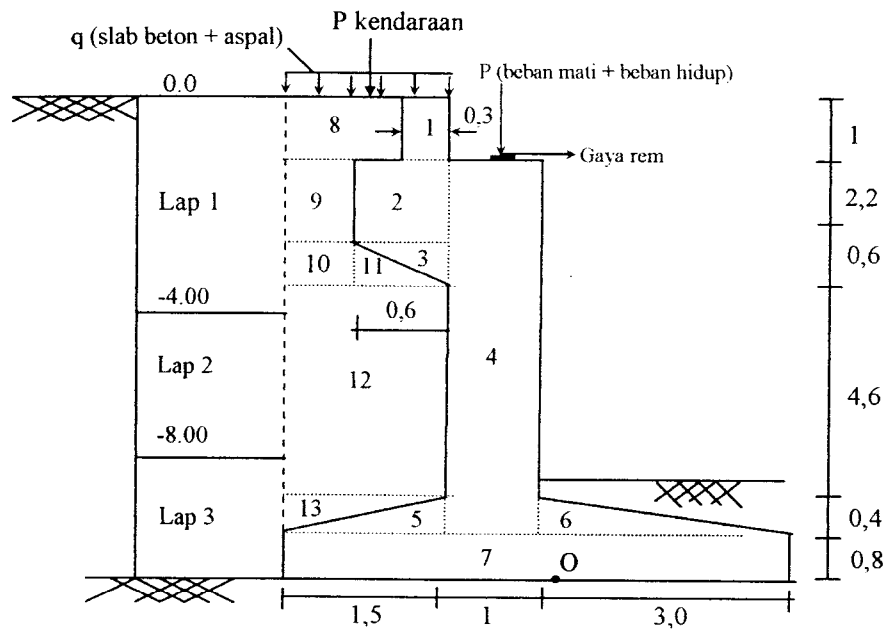
$A_s$  perlu =  $5250 \text{ mm}^2$  ; digunakan 14D22 =  $5321,858 \text{ mm}^2$

$A_h$  perlu =  $2499 \text{ mm}^2$  ; digunakan 13D16 =  $2613,805 \text{ mm}^2$

Dipasang sepanjang  $2/3 d = 1666,6 \text{ mm}$  (vertikal)

Sebagai rangka dipasang tulangan 14D16.

### 5.13.5 Mencari Reaksi – reaksi yang Terjadi Pada Poor ( Kaki Pondasi )



**Gambar 5.22** Penampang Struktur Bawah

Gaya-gaya Yang Bekerja Sepanjang 1 meter :

1. Akibat berat sendiri pada Poor dan Abutment

Gaya yang Bekerja Pada Poor Akibat Berat Sendiri dan Abutment :

Bag	Gaya Vertikal = $V_a$ ( kN )	X	$M_x$ ( kNm )
1	$1.0 \cdot 3.1 \cdot 24 = 7,2$	1,4	10,08
2	$2,2 \cdot 0,6 \cdot 1.24 = 31,68$	1,55	49,104
3	$0,5 \cdot 0,4 \cdot 0,6 \cdot 1.24 = 28,8$	1,45	41,76
4	$1.7 \cdot 8.1.24 = 187,2$	0,75	140,4
5	$0,5 \cdot 1,5 \cdot 0,4 \cdot 1.24 = 7,2$	1,75	12,6
6	$0,5 \cdot 3 \cdot 0,4 \cdot 1.24 = 14,4$	-0,75	-10,8
7	$5,5 \cdot 0,8 \cdot 1.24 = 105,6$	0	0
	$\sum V_a = 356,16$		$\sum M_x = 243,144$

Jarak terhadap titik tangkap O :

$$X = \frac{\sum Mx}{\sum Va} = \frac{243,144}{356,16} = 0,683 \text{ m}$$

2. Akibat berat tanah isian.

Gaya-gaya Yang Bekerja Akibat Tanah Isian :

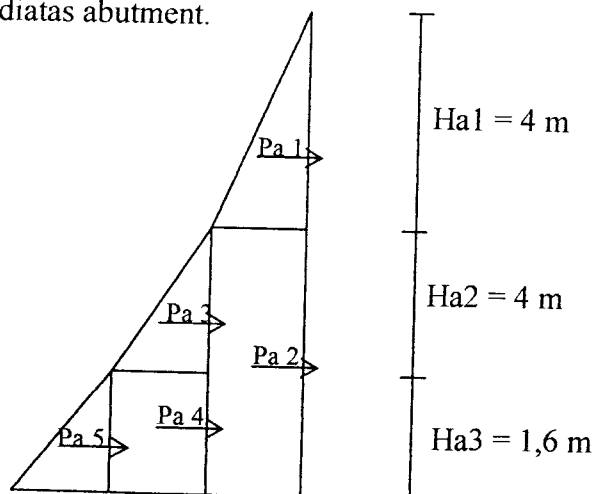
Bag	Gaya Vetikal = Va ( kN )	X	Mx ( kNm )
8	$1,2 \cdot 1 \cdot 1,7,4136 = 8,896$	2,15	19,126
9	$2,2 \cdot 0,9 \cdot 1,7,4136 = 14,679$	2,3	33,762
10	$0,4 \cdot 0,9 \cdot 1,7,4136 = 2,669$	2,3	6,139
11	$0,5 \cdot 0,6 \cdot 0,6 \cdot 1,7,4136 = 1,334$	1,65	2,201
12	$1,5 \cdot 4,6 \cdot 1,7,4299 = 51,266$	2,0	102,532
13	$0,5 \cdot 1,5 \cdot 0,4 \cdot 7,1536 = 2,146$	2,25	4,828
	$\sum Va = 80,99$		$\sum Mx = 168,589$

Jarak terhadap titik O :

$$X = \frac{\sum Mx}{\sum Va} = \frac{168,589}{80,99} = 2,082 \text{ m}$$

3. Akibat Tekanan Tanah.

Tekanan tanah yang pasif diabaikan untuk memperbesar angka aman akibat muatan lalu lintas diatas abutment.



$$Pa1 = 0,5.Ha1^2.\gamma'_1.Ka = 0,5.4^2.7,491.0,589 = 35,298 \text{ kN}$$

$$Pa2 = (Ha1.\gamma'_1.Ka1).Ha(2 + 3) = (4.7,607.0,589).5,6 = 100,364 \text{ kN}$$

$$Pa3 = 0,5.Ha^2.\gamma'_2.Ka2 = 0,5.4^2.7,607.0,589 = 35,844 \text{ kN}$$

$$Pa4 = (Ha_2.\gamma'_2.Ka_2).Ha_3 = 4.7,425.0,589.1,6 = 27,989 \text{ kN}$$

$$Pa5 = 0,5.Ha_3^2.\gamma'_3.Ka_3 = 0,5.1,6^2.7,425.0,589 = 5,598 \text{ kN}$$

Bag	Gaya Akibat Tek. Tanah Aktif = Ta ( kN )	Y(m)	My( kNm)
1	35,298	6,9333	242,201
2	100,364	2,8	274,476
3	35,844	2,9333	102,695
4	27,989	0,8	21,573
5	5,598	0,5333	2,876
	$\Sigma Ta = 205,093$		$\Sigma My = 656,246$

Jarak terhadap titik O :

$$\text{Letak titik berat} = \frac{\Sigma My}{\Sigma Ta} = \frac{656,246}{205,093} = 3,20 \text{ m (keatas)}$$

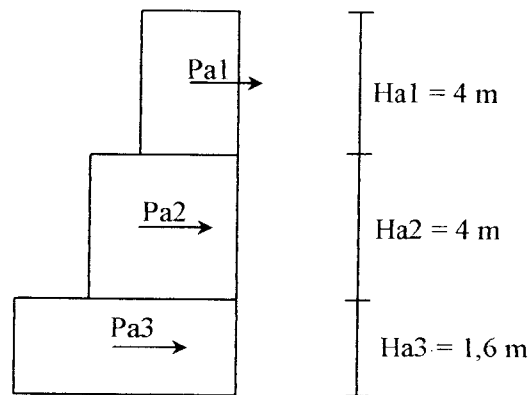
4. Akibat Beban Terbagi Rata diatas tanah dari slab beton dan aspal sebesar :

$$Q = Q \text{ slab beton} + Q \text{ aspal} + Q \text{ kendaraan}$$

$$= 0,22.1,5.24 + 0,05.1,5.22,5 + 9,3$$

$$= 18,908 \text{ kN/m}$$





$$Pa1 = Q.Ha_1.Ka_1 = 18,908.4.0,589 = 44,547 \text{ kN}$$

$$Pa2 = Q.Ha_2.Ka_2 = 18,908.4.0,589 = 44,547 \text{ kN}$$

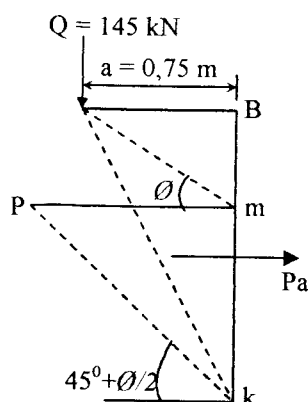
$$Pa3 = Q.Ha_3.Ka_3 = 18,908.1,6.0,589 = 17,819 \text{ kN}$$

Bag	Gaya Akibat Beban Merata = $Ta$ ( kN )	Y (m)	$My$ (kNm)
1	44,547	7,6	338,557
2	44,547	3,6	160,369
3	17,819	0,8	14,255
	$\Sigma Ta = 106,913$		$\Sigma My = 513,181$

Jarak terhadap titik O :

$$\text{Letak titik berat} = \frac{\Sigma My}{\Sigma Ta} = \frac{513,181}{106,913} = 4,80 \text{ m (keatas)}$$

#### 5. Akibat beban titik dari kendaraan



$$Bm = a.tgn \emptyset$$

$$= 0,75.tgn 15^0 = 0,201 \text{ m}$$

$$Bk = a.tgn.(45 + \emptyset/2)$$

$$= 0,75.tgn(45 + 15/2) = 0,977 \text{ m}$$

$$Pa = \frac{1}{2}.(mk).(mp)$$

$$mk = Bk - Bm$$

$$= 0,977 - 0,201 = 0,776 \text{ m}$$

$$m_p = \frac{2 \cdot Q \cdot K_a}{m k}$$

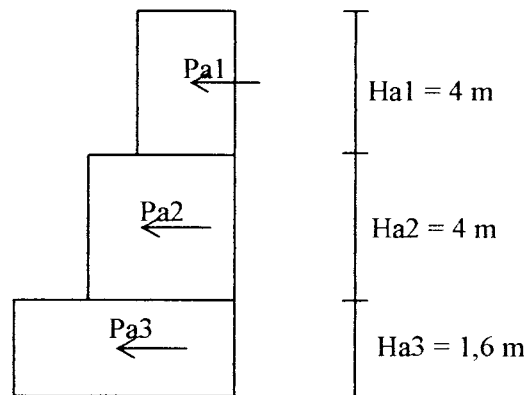
$$= \frac{2 \cdot 145 \cdot 0,589}{0,776} = 220,116 \text{ kN/m}$$

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot 0,779 \cdot 219,268 = 85,405 \text{ kN}$$

$$Y = 9,135 \text{ m}$$

$$M_{Pa} = 780,545 \text{ kNm}$$

#### 6. Akibat Kohesi Tanah :



$$Pa1 = 2 \cdot C_1 \cdot Ha_1 \cdot \sqrt{Ka_1} = 2 \cdot 14,715 \cdot 4 \cdot \sqrt{0,589} = 90,3458 \text{ kN}$$

$$Pa2 = 2 \cdot C_2 \cdot Ha_2 \cdot \sqrt{Ka_2} = 2 \cdot 14,715 \cdot 4 \cdot \sqrt{0,589} = 90,3458 \text{ kN}$$

$$Pa3 = 2 \cdot C_3 \cdot Ha_3 \cdot \sqrt{Ka_3} = 2 \cdot 14,715 \cdot 1,6 \cdot \sqrt{0,589} = 36,1383 \text{ kN}$$

Bag	Gaya Akibat kohesi Tanah = Ta ( kN )	Y (m)	My( kNm )
1	90,3458	7,6	686,6281
2	90,3458	3,6	325,2449
3	36,1383	0,8	28,9106
	$\Sigma Ta = 216,8298$		$\Sigma My = 1040,7836$

Jarak terhadap titik O :

$$\text{Letak titik berat} = \frac{\sum My}{\sum Ta} = \frac{1040,7836}{216,8298} = 4,80 \text{ m (keatas)}$$

7. Akibat Beban Mati

$$2666,713 \cdot 1,25 = 3333,391 \text{ kN.}$$

8. Akibat Beban Hidup

$$1858 \cdot 1,75 = 3251,5 \text{ kN.}$$

9. Gaya Rem

$$R_m = 162,5 \cdot 1,75 = 284,375 \text{ kN.}$$

10. Gaya Gesekan Pada Tumpuan (Gg)

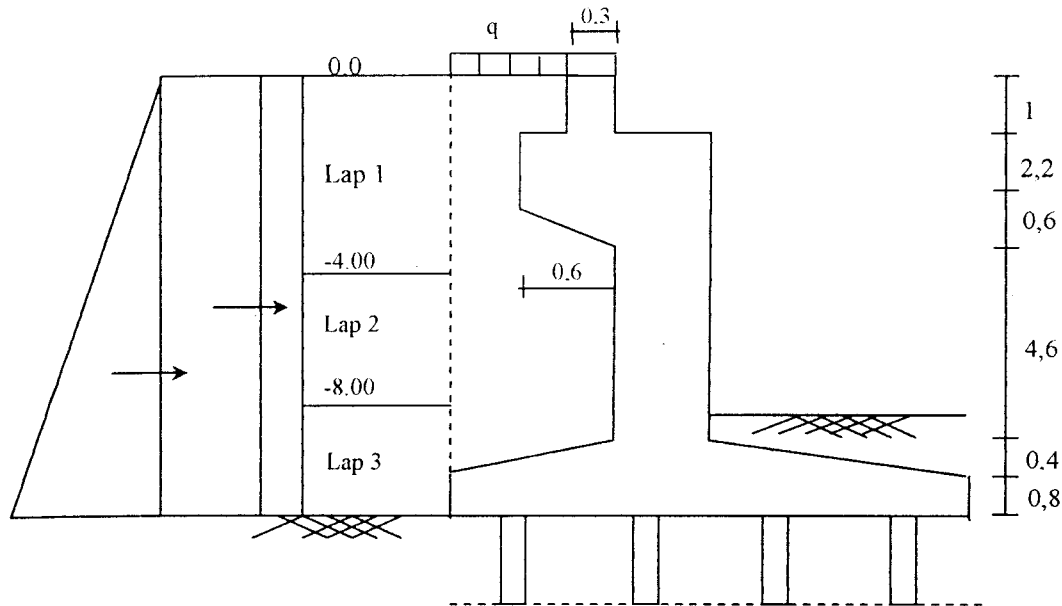
Digunakan tumpuan karet dengan baja dan beton

$$Gg = 10\% \cdot \text{Beban mati}$$

$$= 10\% \cdot 3333,391 = 333,339 \text{ kN.}$$

11. Gaya Tekanan Tanah :

$$180,581 \cdot 1,25 = 225,727 \text{ kN.}$$



**Gambar 5.23** Gaya - gaya yang terjadi

Gaya-gaya yang bekerja sepanjang 5,4 m :

- Gaya Vertikal

a. Beban keseluruhan struktur Badan dan Poor :

$$V_a = 356,16 \cdot 5,4 \cdot 1,25 = 2404,08 \text{ kN.}$$

$$\text{Lengan kerja terhadap O} = 0,683 \text{ m.}$$

$$M_{V_a} = 2404,08 \cdot 0,683 = 1641,987 \text{ kNm.}$$

b. Beban Tanah Isian =  $V_t$ .

$$V_t = 80,99 \cdot 5,4 \cdot 1,25 = 546,683 \text{ kN.}$$

$$\text{Lengan kerja terhadap O} = 2,082 \text{ m.}$$

$$M_{V_t} = 546,683 \cdot 2,082 = 1138,193 \text{ kNm.}$$

c. Beban mati dan beban hidup =  $V_{mh}$

$$V_{mh} = 3333,391 + 3251,5 = 6584,891 \text{ kN.}$$

$$\text{Lengan kerja terhadap O} = 0,75 \text{ m.}$$

$$M_{mh} = 6584,891 \cdot 0,75 = 4938,668 \text{ kNm.}$$

Total beban vertikal :

$$\sum V = Va + Vt + Vmh = 2404,08 + 546,683 + 6584,891 = 9535,654 \text{ kN}$$

Momen vertikal :

$$\begin{aligned} \sum Mv &= MVa + MVt + Mmh = 1641,987 + 1138,193 + 4938,668 \\ &= 7718,848 \text{ kNm.} \end{aligned}$$

- Gaya horisontal :

a. Gaya tekanan tanah =  $H_t$

$$H_t = 225,727 \cdot 5,4 = 1218,926 \text{ kN}$$

$$Y_1 = 5,035 \text{ m.}$$

$$M_{Ht} = 1218,926 \cdot 5,035 = 6137,291 \text{ kNm.}$$

b. Gaya rem dan traksi

$$H_r = 284,375 \text{ kN.}$$

$$Y_2 = 8,6 + 1,8 = 10,4 \text{ m.}$$

$$M_{Hr} = 284,375 \cdot 10,4 = 2957,5 \text{ kNm.}$$

c. Gaya gesekan tumpuan =  $H_f$

$$H_f = 500,009 \text{ kN.}$$

$$Y_3 = 9,6 - 1 = 8,6 \text{ m.}$$

$$M_{Hf} = 500,009 \cdot 8,6 = 4300,077 \text{ kNm.}$$

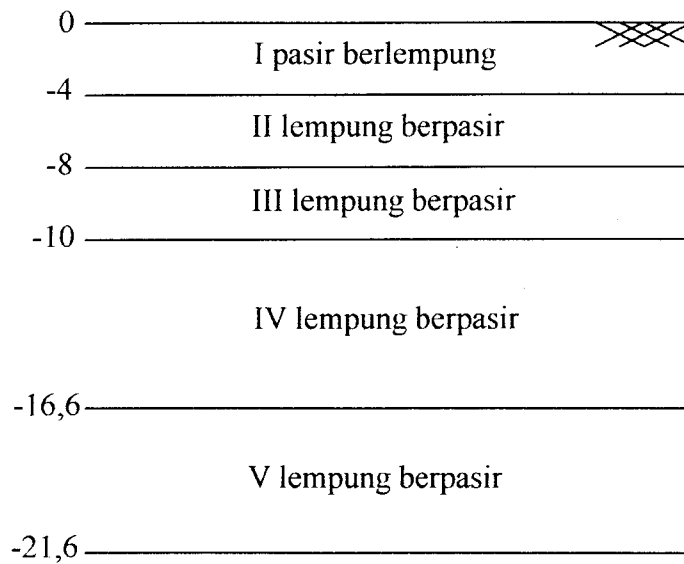
Beban horisontal :

$$\sum H = H_t + H_r + H_f = 1218,926 + 284,375 + 500,009 = 2003,31 \text{ kN.}$$

Momen horisontal :

$$\begin{aligned} \sum MH &= M_{Ht} + M_{Hr} + M_{Hf} = 6137,291 + 2957,5 + 4300,07 \\ &= 13394,866 \text{ kNm} \end{aligned}$$

### 5.13.6 Menentukan Jumlah Tiang Pancang



Adapun data-data tanah tiap lapisan adalah sebagai berikut :

Lap 1 : $G = 25,702 \text{ kN/m}^3$	Lap 4 : $G = 25,604 \text{ kN/m}^3$
$\emptyset = 15^0$	$\emptyset = 6,5^0$
$\gamma_b = 17,266 \text{ kN/m}^3$	$\gamma_b = 17,462 \text{ kN/m}^3$
$\gamma' = 7,491 \text{ kN/m}^3$	$\gamma' = 7,685 \text{ kN/m}^3$
Lap 2 : $G = 25,506 \text{ kN/m}^3$	Lap 5 : $G = 25,604 \text{ kN/m}^3$
$\emptyset = 15^0$	$\emptyset = 6,5^0$
$\gamma_b = 17,266 \text{ kN/m}^3$	$\gamma_b = 17,462 \text{ kN/m}^3$
$\gamma' = 7,607 \text{ kN/m}^3$	$\gamma' = 7,685 \text{ kN/m}^3$
Lap 3 : $G = 25,506 \text{ kN/m}^3$	
$\emptyset = 15^0$	
$\gamma_b = 17,266 \text{ kN/m}^3$	
$\gamma' = 7,425 \text{ kN/m}^3$	



15,1	24	73
15,6	27	78
16,1	27	82
16,6	27	84
17,6	28	85
19,6	28	85
22,8	28	87

$$q_c \text{ rata-rata} = 76,75 \text{ kg/cm}^2 = 7529,175 \text{ kN/m}^2$$

b. Metode CPT

$$Q_p = A_p \cdot q_c = (0,4 \cdot 0,4) \text{ m}^2 \cdot 7529,175 \text{ kN/m}^2 = 1254,668 \text{ kN.}$$

$$N \text{ value rata-rata} = 27$$

$$Q = A_p \cdot Q \cdot L$$

$$= A_p \cdot (40 \cdot N) \frac{Lb}{D} \leq A_p \cdot (400 \cdot N)$$

$$= (0,4 \cdot 0,4) \cdot (40 \cdot 27) \frac{12}{0,4} \leq 0,4 \cdot 0,4 \cdot (400 \cdot 27)$$

$$= 4416 \text{ kN} > 1728 \text{ kN}$$

$$Q_p = 1728 \text{ kN.}$$

Dari hasil perhitungan diambil nilai yang terkecil ( CPT ) = 1254,668 kN.

2. Daya Dukung Gesekan Tiang Sepanjang Badan ( Friction ) :

a. Data Laboratorium

- Cara  $\alpha$  ( Tomlinson, 1971 )

$$f = \alpha \cdot C_u \quad ; \quad \alpha = \text{faktor adhesi ( grafik )}$$

$$= \alpha \cdot S_u \quad C_u = \text{kohesi undrained}$$

$$S_u = \text{undrained shear strength}$$

$$Q_s = A_s \cdot f = A_s \cdot \alpha \cdot C_u (\text{kN})$$



Perhitungan  $Q_s$  :

Kedalaman(m)	$A_s = P.\Delta L$ (m <sup>2</sup> )	$\alpha$	$C_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	$Q_s = A_s.\alpha.C_u$ (kN)
9,6 – 11,6	$1,6.2 = 3,2$	1	14,715	47,088
11,6 – 13,6	$1,6.2 = 3,2$	1	14,715	47,088
13,6 – 15,6	$1,6.2 = 3,2$	1	14,715	47,088
15,6 – 17,6	$1,6.2 = 3,2$	1	14,715	47,088
17,6 – 19,6	$1,6.2 = 3,2$	1	14,715	47,088
19,6 – 21,6	$1,6.2 = 3,2$	1	14,715	47,088

$P = \text{keliling tiang} = 40 \text{ cm} \times 4 = 160 \text{ cm} = 1,6 \text{ m}$ .

$\alpha$  didapat dari grafik, berdasarkan  $C_u = S_u$

$Q_s = 282,528 \text{ kN}$ .

b. Cara  $\lambda =$  ( Vijayvergiya dan Focht, 1972 )

$$f_{av} = \lambda(\sigma' + 2.C_u) \text{ atau } f_s = \lambda(\sigma' + 2.S_u)$$

dimana :  $f_s =$  koefisien friksi rata-rata

$\lambda =$  koefisien kapasitas rata-rata

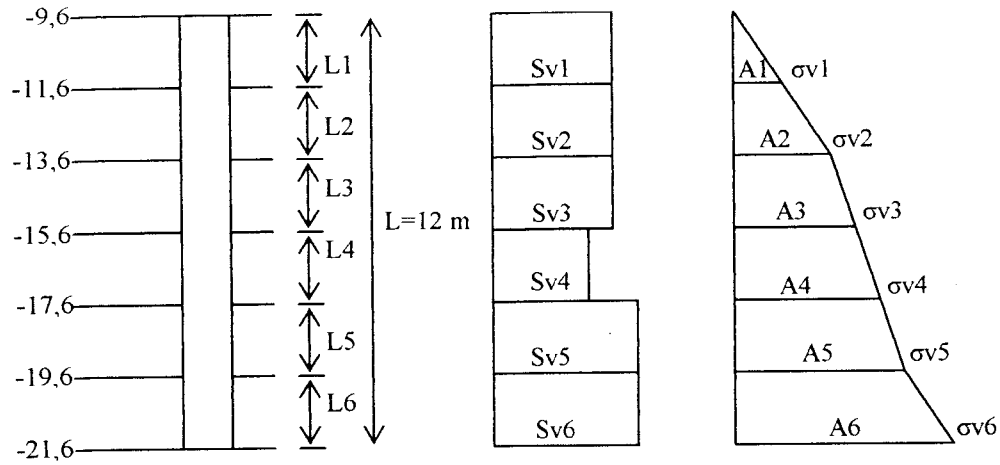
$\sigma' =$  tegangan efektif rata-rata

$S_u =$  Undrained Shear Strength rata-rata

$C_u =$  Undrained cohesion ; (  $C_u = S_u$  )

$$S_u = \frac{S_{u1}.L1 + S_{u2}.L2 + \dots}{L}$$

$$\sigma' = \frac{A1 + A2 + A3}{L}$$



$$S_u = \frac{14,715.2 + 14,715.2 + 14,715.2 + 14,715.2 + 14,715.2 + 14,71.2}{12} = 14,715 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_{v1} = 2 \text{ m} \cdot 3,176 \text{ kN/m}^3 = 6,352 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{v2} = 6,352 + 2 \cdot 3,176 = 12,704 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{v3} = 12,704 + 2 \cdot 3,176 = 19,056 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{v4} = 19,056 + 2 \cdot 3,176 = 25,408 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{v5} = 25,408 + 2 \cdot 3,176 = 31,760 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{v6} = 31,760 + 2 \cdot 3,176 = 38,112 \text{ kN/m}^2$$

$$A1 = \frac{1}{2} \cdot 6,352 \cdot 2 = 6,352 \text{ kN/m}$$

$$A2 = \frac{1}{2} \cdot (6,352 + 12,704) \cdot 2 = 19,056 \text{ kN/m}$$

$$A3 = \frac{1}{2} \cdot (12,704 + 19,056) \cdot 2 = 31,760 \text{ kN/m}$$

$$A4 = \frac{1}{2} \cdot (19,056 + 25,408) \cdot 2 = 44,464 \text{ kN/m}$$

$$A5 = \frac{1}{2} \cdot (25,408 + 31,760) \cdot 2 = 57,168 \text{ kN/m}$$

$$A6 = \frac{1}{2} \cdot (31,760 + 38,112) \cdot 2 = 69,872 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_v' = \frac{\sum A_t}{L} = \frac{218,672}{12} = 18,223 \text{ kN/m}^2$$

Mencari  $\lambda$  dari grafik hubungan koefisien gesek dinding ( $\lambda$ ) dengan kedalaman penetrasi tiang ( Vijay Vergiya dan Facht,1972 ). Di dapat dengan  $L = 12 \text{ m}$  ;  $\lambda = 0,22$ .

$$\begin{aligned} f_s &= \lambda(\sigma_v' + 2.S_u) \\ &= 0,22.( 18,223 + 2.14,715) \\ &= 14,296 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_s &= P.\Delta L.f_s \\ &= ( 0,4.4).12.15,246 \\ &= 274,481 \text{ kN.} \end{aligned}$$

dari hasil perhitungan dengan metode  $\alpha$  dan  $\lambda$  maka daya dukung gesekan tiang sepanjang badan (friction)  $Q_s = 274,481 \text{ kN}$ .

$$\begin{aligned} Q_v &= Q_p + Q_s \\ &= 1254,668 + 274,481 = 1529,149 \text{ kN.} \end{aligned}$$

$$Q_{all} = \frac{Q_v}{SF} = \frac{1529,149}{2,5} = 611,660 \text{ kN.}$$

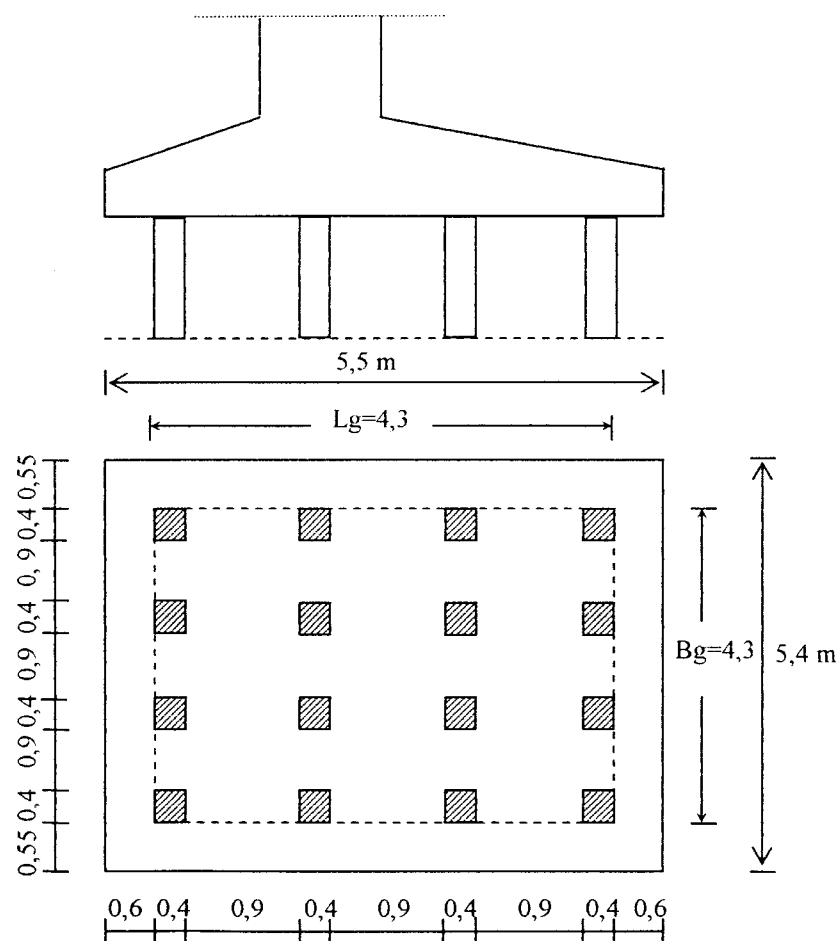
- Estimasi Kapasitas Tiang Kelompok

Berdasarkan kapasitas tiang tunggal, maka jumlah tiang yang dibutuhkan :

$$n = \frac{P}{Q_{all}} = \frac{9535,654}{611,660} = 15,590 \approx 16 \text{ buah.}$$

Gambar rencana penempatan tiang dalam *pile cap* :

1. Susunan tiang dibuat simetris sehingga pusat berat kelompok tiang dan pusat berat pile cap terletak pada satu garis.
2. Jarak minimum antara tiang =  $2 \cdot D = 2 \cdot 0,4 = 0,8 \approx 0,9$  m
3. Jarak tiang ketepi poer =  $1,25 \cdot D = 1,25 \cdot 0,4 = 0,5 \approx 0,6$  m



**Gambar 5.24** Pondasi tiang pada Poor

Kapasitas Kelompok Tiang :

1. Jumlah total kapasitas kelompok tiang

$$\sum Quq = m.n.(Qp + Qs)$$

dengan :  $m$  = jumlah tiang dalam kolom

$n$  = jumlah tiang dalam baris

$Q_p$  = daya dukung ujung tiang

$Q_s$  = daya dukung selimut tiang

$\Delta L$  = panjang segmen

$$\sum Q_{uq} = 4.4.(1254,668 + 274,481) = 24466,384 \text{ kN.}$$

2. Blok berukuran  $L_G \times B_G \times \Delta L$

$$\sum Q_{uq} = L_G \cdot B_G \cdot C_u \cdot N_c + \sum 2 \cdot L_G \cdot B_G \cdot C_u \cdot \Delta L$$

$$\frac{L_G}{B_G} = \frac{12}{4,3} = 2,791$$

$$\frac{L_G}{B_G} = \frac{4,3}{4,3} = 1$$

Nilai dari grafik lampiran didapat  $N_c = 64,678$ .

$$\sum Q_{uq} = 4,3 \cdot 4,3 \cdot 14,715 \cdot 64,678 + 2 \cdot 4,3 \cdot 4,3 \cdot 14,715 \cdot 12 = 24127,541 \text{ kN.}$$

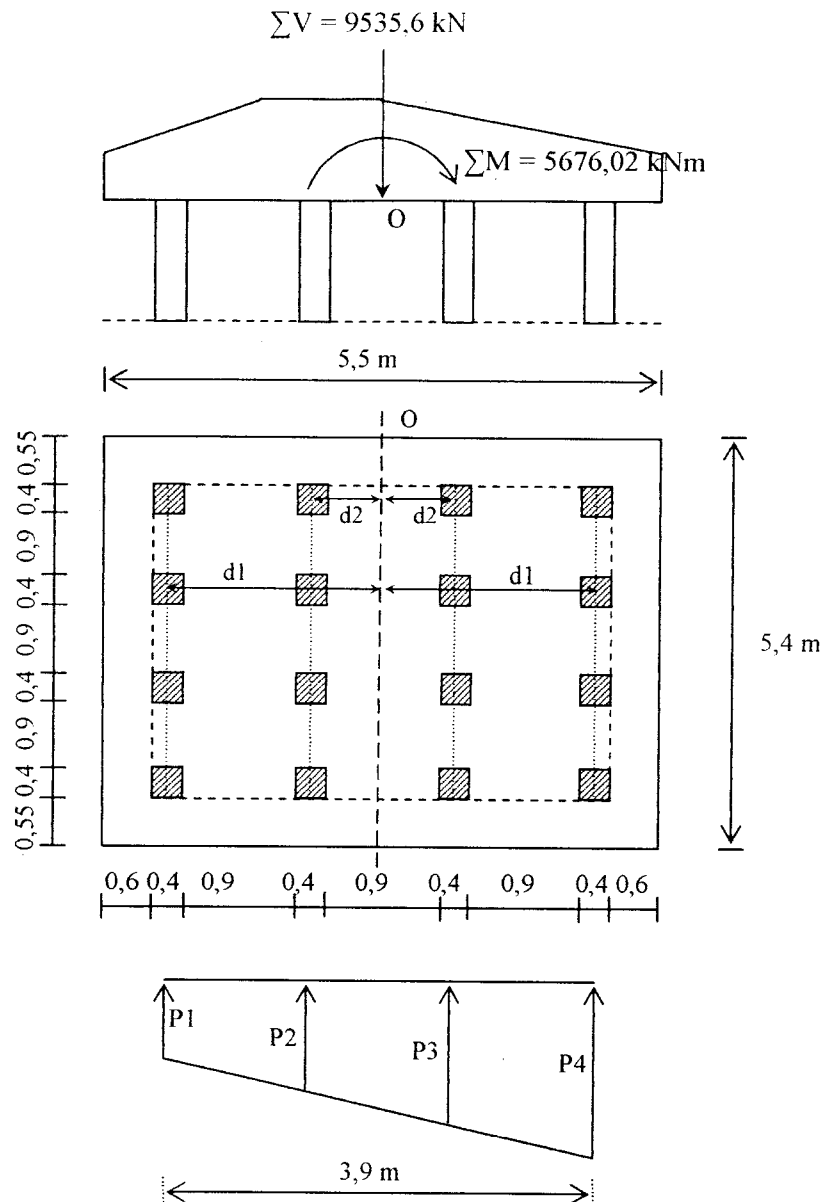
Dipakai  $Q_{uq} = 24127,541 \text{ kN.}$

$$Q_{all} = \frac{Q_{ug}}{SF} = \frac{24127,541}{2,5} = 9651,017 \text{ kN.}$$

$$Q_{all} = 9651,017 \text{ kN} > \sum V = 9535,654 \text{ kN.}$$

### 5.13.7 Perhitungan Reaksi-reaksi yang Terjadi Pada Poor

- Mencari gaya aksial nominal ( $P_n$ ) maksimum :



$$P = \frac{\sum V}{n} + \frac{\sum M \cdot d1}{\sum d^2}$$

$$\begin{aligned}\sum d^2 &= 8.(d_1^2 + d_2^2) \\ &= 8.(1,95^2 + 0,65^2) = 33,8 \text{ m}\end{aligned}$$

Momen terhadap sumbu berat pondasi O

$$\begin{aligned}\sum M &= \sum MH - \sum MV \\ &= 133994,868 - 77718,848 \\ &= 5676,02 \text{ kNm (arah kekanan)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}P_{\max} &= \frac{9535,6}{16} + \frac{5676,02 \cdot 1,95}{33,8} \\ &= 923,438 \text{ kN.}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}P_{\min} &= \frac{9535,6}{16} - \frac{5676,02 \cdot 1,95}{33,8} \\ &= 268,512 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$P_1 = 268,512 \text{ kN}$$

$$\frac{1,3}{x_2} = \frac{3,9}{923,438 - 268,512}$$

$$x_2 = 218,309$$

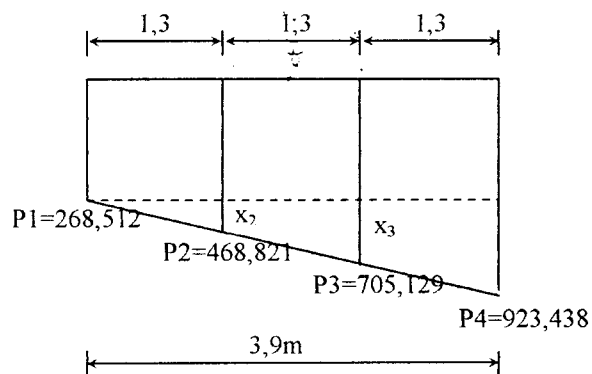
$$P_2 = 268,512 + 218,309 = 486,821 \text{ kN}$$

$$\frac{2,6}{x_3} = \frac{3,9}{923,438 - 268,512}$$

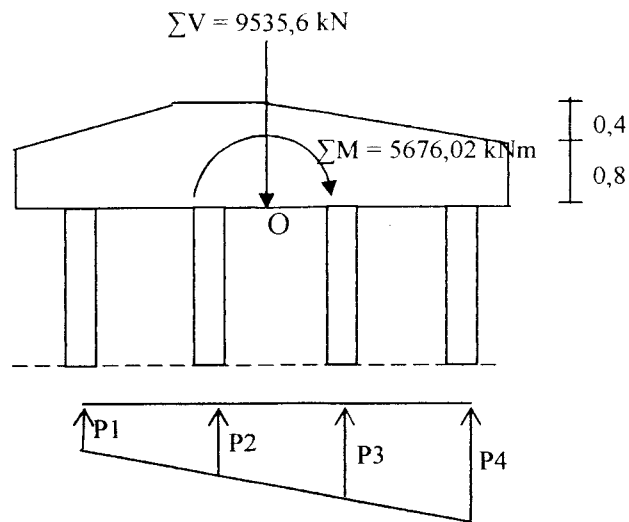
$$x_3 = 436,617$$

$$P_3 = 268,512 + 436,617 = 705,129 \text{ kN}$$

$$P_4 = 923,438 \text{ kN}$$

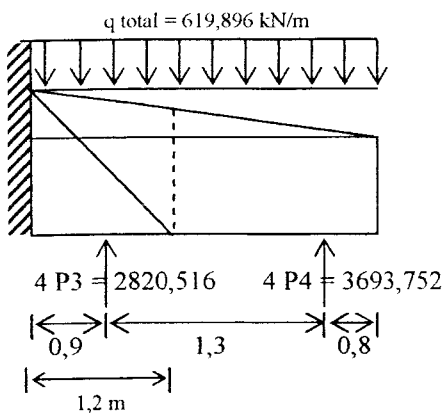


### 5.13.8 Perencanaan Penulangan Poor :



Perencanaan penulangan Poor dihitung dengan membagi luasan menjadi dua bagian yaitu bagian Telapak dan Tumpukan sebagai berikut :

#### Perencanaan Telapak :



Perhitungan beban diatas Telapak selebar 5,4 m tegak lurus bidang gambar :

$$q_{\text{tanah}} = 1,5,4,7,607 + 0,5,0,4,5,4,7,609$$

$$= 49,296 \text{ kN/m.}$$

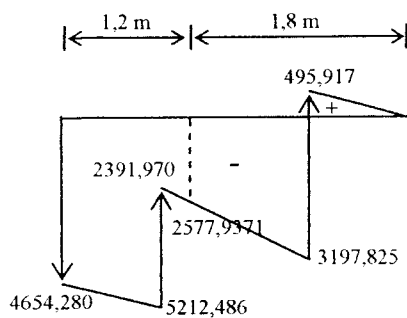
$$q_{\text{beton}} = 0,5,0,4,5,4,24 + 5,4,0,8,24$$

$$= 129,6 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{total}} = 619,896 \text{ kN/m.}$$



Kontrol geser



Dari SFD diperoleh  $V_u = 2557,937 \text{ kN}$

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d \\
 &= \frac{1}{6} \sqrt{35} \cdot 5400 \cdot (1000 - 100) \\
 &= 4792024,624 \text{ N} \\
 &= 4792,025 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$\phi V_c = 0,6 \cdot 4792,025 = 2875,215 \text{ kN} > V_u = 2557,937 \text{ kN}$  (tidak perlu tulangan geser).

Perencanaan Tulangan Lentur :

Momen selebar 5,4 m tegak lurus bidang gambar :

$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= 2820,516 \cdot 0,9 + 3693,752 \cdot 2,2 - 0,5 \cdot 619,896 \cdot 3^2 \\
 &= 7875,187 \text{ kNm.}
 \end{aligned}$$

Momen selebar 1 m ( $b = 1000 \text{ mm}$ )

$$M_u = \frac{7875,187}{5,4} = 1458,368 \text{ kNm.}$$

$$\frac{M_u}{\phi} = \frac{1458,368}{0,8} = 1822,96 \text{ kNm.}$$

$$d = h - 100 = 1000 - 100 = 900$$

$$Jd = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 900 = 810$$

$$A_{s\text{perlu}} = \frac{M_u / \phi}{Jd \cdot F_y} = \frac{1822,96 \cdot 10^6}{810 \cdot 400} = 5626,420 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\text{min}} = \frac{1,4}{F_y} \cdot b \cdot d = \frac{1,4}{400} \cdot 1000 \cdot 900 = 3150 \text{ mm}^2$$

Dipakai  $A_s \text{ perlu} = 5626,420 \text{ mm}^2$

$$\text{Dipakai tulangan } S = \frac{A_{\phi 25} \cdot b}{A_{\text{pakai}}} = \frac{490,625 \cdot 1000}{5626,420} = 87,20 \approx 85 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ baru} = \frac{A_s \cdot \phi 25 \cdot b}{S} = \frac{490,625 \cdot 1000}{85} = 5772,059 \text{ mm}^2$$

Kontrol Mn :

$$a = \frac{A_s \cdot F_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{5772,059 \cdot 400}{0,85 \cdot 35 \cdot 1000} = 77,608 \text{ mm}$$

$$M_n = A_s \cdot F_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) = 5772,059 \cdot 350 \cdot \left( 900 - \frac{77,608}{2} \right)$$

$$= 1988,350 \text{ kNm} > \frac{M_u}{\phi} = 1822,96 \text{ kNm} \dots\dots\dots \text{OK.}$$

Tulangan Susut :

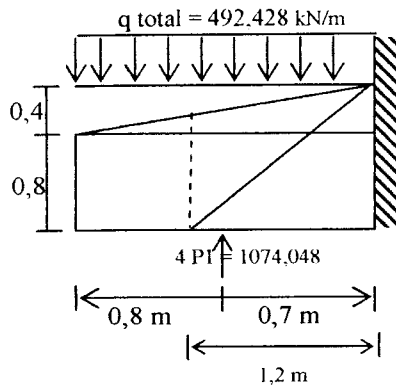
$$A_s \text{ tulangan susut} = 0,002 \cdot b \cdot h = 0,002 \cdot 1000 \cdot 1000 = 2000 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dipakai tulangan } D_{19} = A_{D19} = 283,385 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jarak tulangan (S)} = \frac{A_{D19} \cdot 1000}{2000} = 141,69 \text{ mm} \approx 140 \text{ mm}$$

$$A_s \text{ baru} = \frac{A_{D19} \cdot b}{S} = \frac{283,385 \cdot 1000}{140} = 2024,18 \text{ mm}^2 > 2000 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{OK.}$$

### Perencanaan Tulangan Tumpuan :



Perhitungan beban diatas Tumpuan selebar 5,4 m

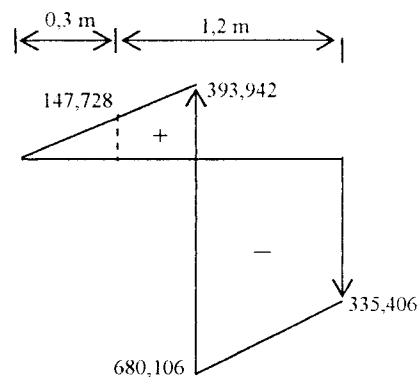
tegak lurus bidang gambar :

$$\begin{aligned}
 q \text{ tanah} &= 1.5,4.7,491 + 2,2.5,4.7,491 + \\
 &0,6,5,4,7,491 + 0,5,0,6,5,4,7,491 + \\
 &4,6,5,4,7,607 + 0,5,0,4,5,4,7,425 \\
 &= 362,828 \text{ kN/m.}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q \text{ beton} &= 0,5,0,4,5,4,24 + 0,8,5,4,24 \\
 &= 129,6 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$q \text{ total} = 492,428 \text{ kN/m}$$

### Kontrol Geser



Dari SFD diperoleh  $V_u = 147,728 \text{ kN}$

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d \\
 &= \frac{1}{6} \sqrt{35} \cdot 5400 \cdot (1000 - 100) \\
 &= 2792024,624 \text{ N} \\
 &= 4792,025 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$\phi V_c = 0,6 \cdot 4792,025 = 2875,215 \text{ kN} > V_u = 147,728 \text{ kN}$  (tidak perlu tulangan geser)

### Perencanaan Tulangan Lentur :

Momen untuk selebar 5,4 m tegak lurus bidang gambar :

$$M_u \text{ max} = 1074,048 \cdot 0,7 - 0,5 \cdot 492,428 \cdot 1,5^2 = 197,852 \text{ kNm.}$$

Momen untuk selebar 1 m ( $b = 1000 \text{ mm}$ )

$$Mu = \frac{197,852}{5,4} = 36,640 \text{ kNm.}$$

$$\frac{Mu}{\phi} = \frac{36,640}{0,8} = 45,80 \text{ kNm.}$$

$$Asperlu = \frac{Mu/\phi}{Jd.Fy} = \frac{45,80 \cdot 10^6}{810 \cdot 400} = 141,358 \text{ mm}^2$$

$$As \text{ min} = \frac{1,4}{Fy} \cdot b \cdot d = \frac{1,4}{400} \cdot 1000 \cdot 900 = 3150 \text{ mm}^2$$

Dipakai  $As \text{ min} = 3150 \text{ mm}^2$

Dipakai tulangan  $AD_{25} = 490,625 \text{ mm}^2$

$$\text{Jarak tulangan } S = \frac{A.D_{25} \cdot b}{Aspakai} = \frac{490,625 \cdot 1000}{3150} = 155,754 \text{ mm} \approx 150 \text{ mm}$$

$$As \text{ baru} = \frac{As.D_{25} \cdot b}{S} = \frac{490,625 \cdot 1000}{150} = 3270,833 \text{ mm}^2$$

Kontrol Mn :

$$a = \frac{As \cdot Fy}{0,85 \cdot fc' \cdot b} = \frac{490,625 \cdot 400}{0,85 \cdot 35 \cdot 1000} = 43,978 \text{ mm}$$

$$Mn = As \cdot Fy \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) = 3270,833 \cdot 400 \cdot \left( 900 - \frac{43,978}{2} \right)$$

$$= 1177,480 \text{ kNm} > \frac{Mu}{\phi} = 45,80 \text{ kNm} \dots \dots \dots \text{OK}$$

Sehingga untuk tulangan dipakai  $D_{25} - 150$ .

Perencanaan tulangan susut tumit sama dengan tulangan susut telapak.

Perencanaan tulangan Poor ditentukan dari perencanaan tulangan Telapak &

Tumit yang mempunyai jarak minimum yaitu Tulangan Pokok  $D_{25} - 85 \text{ mm}$

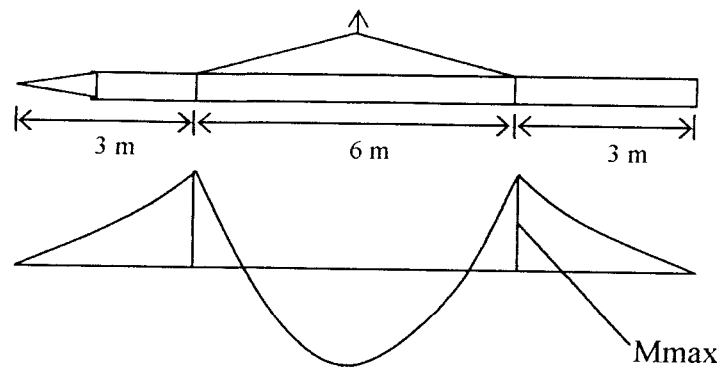
dan Tulangan Susut  $D_{19} - 140 \text{ mm}$ .

### 5.13.9 Mencari Momen Nominal ( Mn ) Maksimum Pada Tiang Pancang

1. Berdasarkan Pengangkatan.

a. Pengangkatan Tahap Pertama

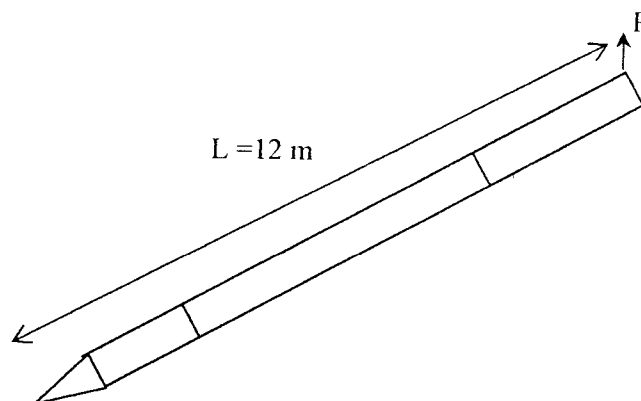
Diangkat pada jarak  $0,25 L$  dari ujung. ( $L = 12 \text{ m}$ )



$$M_{\max} = \frac{1}{32} q \cdot L^2, \quad q = 0,4 \times 0,4 \times 24 = 3,84 \text{ kN/m}$$

$$M_{\max} = \frac{1}{32} 3,84 \cdot 12^2 = 17,28 \text{ kNm}$$

b. Pengangkatan Tahap Ke-2



$$M_{\max} = \frac{1}{8} q \cdot L^2 = \frac{1}{8} 3,84 \cdot 12^2 = 69,12 \text{ kNm}$$

2. Berdasarkan Pemancangan

Dari data tanah nilai  $C_u$  pada kedalaman pondasi tiang =  $14,715 \text{ kN/m}^3$

$$C_r = 0,5.C_u = 0,5.14,715 = 7,3575 \text{ kN/m}^3$$

$$H_o = \frac{225,727}{16} = 14,108 \text{ kN}$$

$$\frac{H_o}{C_r.D} = \frac{14,108}{7,3575.0,4} = 4,794$$

dengan  $e/D = 0$  dan ujung atas tak ditahan.

Dari Gambar B-3 tiang pancang, Pedoman Perencanaan untuk Struktur Beton Bertulang Biasa dan Struktur Tembok Bertulang untuk Gedung 1983 :

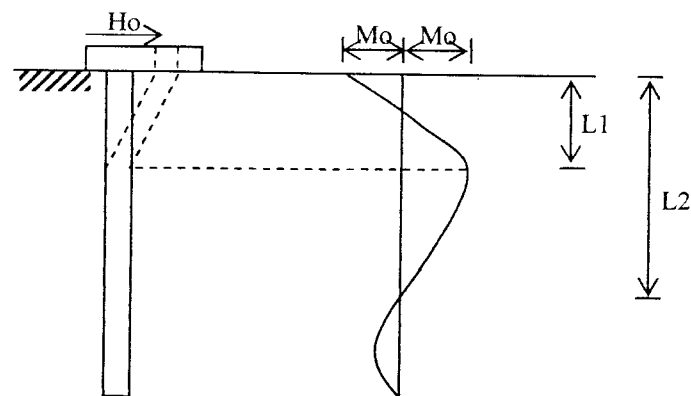
$$\frac{M_o}{C_r.D^2} = 4$$

$$M_o = 4.C_r.D^2 = 4.7,3575.0,4^2 = 4,709 \text{ kNm}$$

$$f = \frac{H_o}{9.C_r.D} = \frac{14,108}{9.7,3575.0,4} = 0,533 \text{ m}$$

$$L_1 = f + 1,5D = 0,533 + 1,5.0,4 = 1,133 \text{ m}$$

$$L_2 = 2,2.L_1 = 2,2.1,133 = 2,493 \text{ m} < L \text{ sesungguhnya} = 12 \text{ m} = \text{tiang panjang}$$



**Gambar 5.25** Simpangan dan momen lentur ujung atas tiang tak ditahan

### 5.13.10 Perencanaan Penulangan Tiang Pancang

- Momen dan beban rencana :

$$P_n = \frac{P_u}{\phi} = \frac{923,438}{0,65} = 1420,674 \text{ kN}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{69,12}{0,65} = 106,338 \text{ kNm}$$

$$e = \frac{M_n}{P_n} = \frac{106,338 \cdot 10^3}{1420,674} = 74,85 \text{ mm}$$

Ukuran tiang 400 mm x 400 mm dengan jumlah penulangan 1%.

$$\rho = \rho' = \frac{A_s}{b \cdot d} = 0,01 \text{ dengan } d' = 70 \text{ mm.}$$

$$A_{st} = 0,01 \cdot 400 \cdot 330 = 1320 \text{ mm}^2$$

$$A_s = A_{s'} = \frac{1}{2} \cdot A_{st} = 660 \text{ mm}^2$$

Dicoba dengan 3D19 pada masing-masing sisi kolom ( $A_s = 850,586 \text{ mm}^2$ )

$$\rho = \frac{850,586}{400 \cdot 330} = 0,0064$$

Pemeriksaan  $P_u$  terhadap beban seimbang :

$$d = 400 - 70 = 330 \text{ mm}$$

$$Cb = \frac{600 \cdot 330}{600 + 400} = 198$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,008(35 - 30) = 0,81$$

$$cb' = \beta_1 \cdot Cb = 0,81 \cdot 198 = 160,4 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s' = \frac{198 - 70}{198} \cdot 0,003 = 0,0019 < f_y / E_s$$

$$f_s' = E_s \cdot \epsilon_s' = 200000 \cdot 0,0019 = 387,9 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned}
 P_{ub} &= (0,85 \cdot f_c' \cdot c \cdot b' \cdot b + A_s' \cdot f_s' - A_s \cdot f_y) \\
 &= (0,85 \cdot 35 \cdot 160 \cdot 4 \cdot 400 + 850 \cdot 586 \cdot 387,9 - 850 \cdot 586 \cdot 400) \cdot 10^{-3} \\
 &= 1898,468 \text{ kN} > \frac{P_u}{\phi} = 1420,674 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dengan demikian kolom akan mengalami patah tarik.

Memeriksa kekuatan penampang :

Termasuk patah tarik digunakan persamaan Whitney :

$$P_n = 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot d \left[ \left( 1 - \frac{e'}{d} \right) + \sqrt{\left( 1 - \frac{e'}{d} \right)^2 + 2m\rho \left( 1 - \frac{d'}{d} \right)} \right]$$

$$e' = e + \left( d - \frac{h}{2} \right) = 74,85 + \left( 330 - \frac{400}{2} \right) = 204,85 \text{ mm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{400}{0,85 \cdot 35} = 13,445$$

$$\left( 1 - \frac{e'}{d} \right) = \left( 1 - \frac{204,85}{330} \right) = 0,379 \quad ; \quad \left( 1 - \frac{d'}{d} \right) = \left( 1 - \frac{70}{330} \right) = 0,788$$

$$P_n = 0,85 \cdot 35 \cdot 400 \cdot 330 \cdot \left[ 0,379 + \sqrt{0,379^2 + 2 \cdot 13,445 \cdot 0,0064 \cdot 0,788} \right]$$

$$= 3563,531 \text{ kN} > \frac{P_u}{\phi} = 1420,674 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{OK}$$

### Perencanaan tulangan sengkang

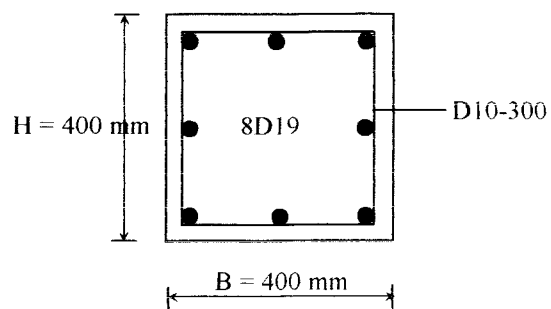
Dengan menggunakan batang tulangan D10, jarak spasi sengkang ditentukan nilai terkecil dari ketentuan-ketentuan berikut ini :

- a. 16 x dimensi tulangan memanjang (D19) = 16 x 19 = 304 mm
- b. 48 x dimensi tulangan sengkang (D10) = 48 x 10 = 480 mm



c. dimensi terkecil kolom = 400 mm

Jarak sengkang dipakai D10-300 mm



**Gambar 5.26** Gambar penulangan tiang pancang

## BAB VI

### KESIMPULAN DAN SARAN

#### 6.1. Kesimpulan

Berdasarkan hasil analisis dan perencanaan struktur rangka jembatan dengan metode AASHTO-LRFD 1994, maka dapat ditarik kesimpulan :

1. Ada beberapa elemen yang mengalami tarik dan tekan. Maka elemen harus direncanakan aman terhadap tarik dan harus aman juga terhadap tekan serta aman terhadap blok geser yang terjadi pada jarak tertentu.
2. Batang atas sebagai batang tekan dan batang bawah sebagai batang tarik semakin ketengah dimensinya semakin besar, batang diagonal dan batang vertikal semakin ketengah dimensinya semakin kecil.
3. Defleksi dari struktur rangka jembatan di tengah bentang akibat beban mati dan beban hidup memenuhi syarat .
4. Struktur bawah menggunakan Abutment tipe T terbalik dengan menggunakan tiang pancang yang stabilitasnya telah didesain aman terhadap guling dan geser .

## 6.2 Saran

Berdasarkan perhitungan pada tugas akhir ini, perencanaan jembatan tipe *Baltimore truss* secara kelengkapan elemen struktur dapat dikatakan lengkap namun secara fungsional kurang memadai, maka penulis menyarankan adanya kelanjutan perencanaan berupa :

1. Dicoba profil lainnya untuk rangka utama seperti profil sayap lebar (WF) agar didapat perbandingan yang lebih ekonomis.
2. Untuk struktur ikatan angin atas dicoba menggunakan bentuk struktur lainnya.
3. Analisis keamanan struktur dari segi yang lebih khusus seperti gempa dan banjir.

## DAFTAR PUSTAKA

1. Salmon, Charles G, 1992, STRUKTUR BAJA, DESAIN DAN PERILAKU, jilid I dan II, Gramedia Pustaka Utama.
2. Richard M, Barker and Jay A, Puckett, 1997, DESIGN OF HIGHWAY BRIDGES : Based on AASHTO-LRFD Bridge Design Specifications, John Willey and Son, Inc.
3. S.P. Bindra, 1992, PRINCIPLE AND PRACTICE OF BRIDGE ENGINEERING, Dhatpat and Son, Inc, New Delhi.
4. Frederich S. Merrit, 1997, STRUCTURAL STEEL DESIGNERS HANDBOOK, Mc Graw-Hill Book Company.
5. Akbar R. Tamboli, 1997, STEEL DESIGN HANDBOOK LRFD METHOD, Mc Graw-Hill Book Company.
6. Ram Chandra, 1971, DESIGN OF STEEL STRUCTURE, Published by Rajinder Kumar Jain.
7. Joseph E. Bowles, 1995, DESAIN BAJA KONSTRUKSI, Erlangga, Jakarta.
8. PADOSBAJAYO, 1992, PENGETAHUAN DASAR STRUKTUR BAJA.
9. -----, 1995, Manual of Steel Construction, AISC. Inc
10. -----, 1995, Pedoman Praktik Kerja dan Tugas Akhir, Jurusan Teknik Sipil FTSP UII, Yogyakarta.
11. Istimawan Dipohusodo, Struktur Beton Bertulang, PT Gramedia, Jakarta.
12. Ir. Sudarmoko, M.Sc, PERENCANAAN STRUKTUR PELAT BETON

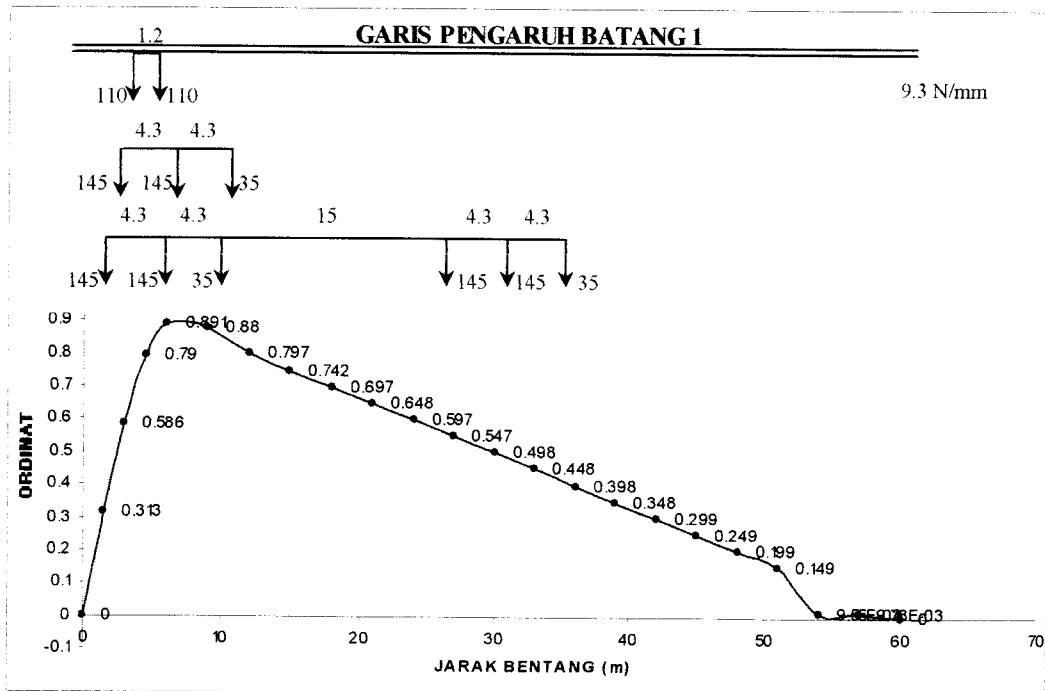
13. Kazuto Nakazawa, 1983, MEKANIKA TANAH DAN TEKNIK PONDASI, Terjemahan PT. PRADNYA PARAMITA, JAKARTA.
14. Peck, Hanson, Thornburn, 1973, TEKNIK PONDASI, Terjemahan Gadjah Mada University Press, Yogyakarta.
15. Departemen Pekerjaan Umum, 1983, PEDOMAN PERENCANAAN UNTUK STRUKTUR BETON BERTULANG BIASA DAN STRUKTUR TEMBOK BERTULANG UNTUK GEDUNG.
16. M.J. Tomlinson, 1975, FOUNDATION DESIGN AND CONSTRUCTION.
17. Luwes Purwo Resmi dan Nanang Arifianto, 2002, Tugas Akhir Kontrol Struktur Jembatan Rangka Baja Terpasang Terhadap Pembebanan AASHTO 1994, Jurusan Teknik Sipil UII, Yogyakarta.
18. Yuli Wasiati dan Retno, 2002, PERENCANAAN STRUKTUR JEMBATAN RANGKA BAJA TIPE *ARCH BRIDGE* DENGAN METODE AASHTO-LRFD 1994.

LAMPIRAN

# LAMPIRAN 1

GARIS PENGARUH PADA BATANG 1

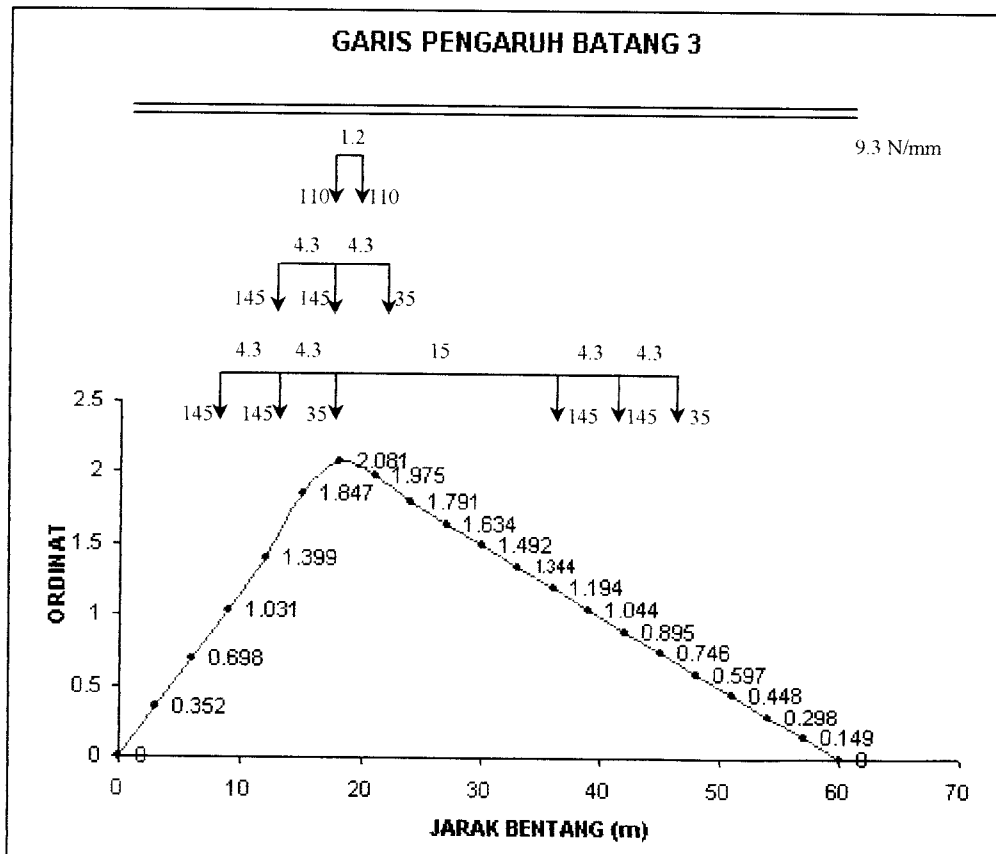
FRAME	STATION	DISTANCE	VALUE
1	6	0	0
1	4.5	1.5	0.313
1	3	3	0.586
1	1.5	4.5	0.79
2	6	6	0.891
2	3	9	0.88
3	6	12	0.797
3	3	15	0.742
4	6	18	0.697
4	3	21	0.648
5	6	24	0.597
5	3	27	0.547
6	6	30	0.498
6	3	33	0.448
7	6	36	0.398
7	3	39	0.348
8	6	42	0.299
8	3	45	0.249
9	6	48	0.199
9	3	51	0.149
10	6	54	9.55E-03
10	3	57	9.78E-03
10	0	60	0





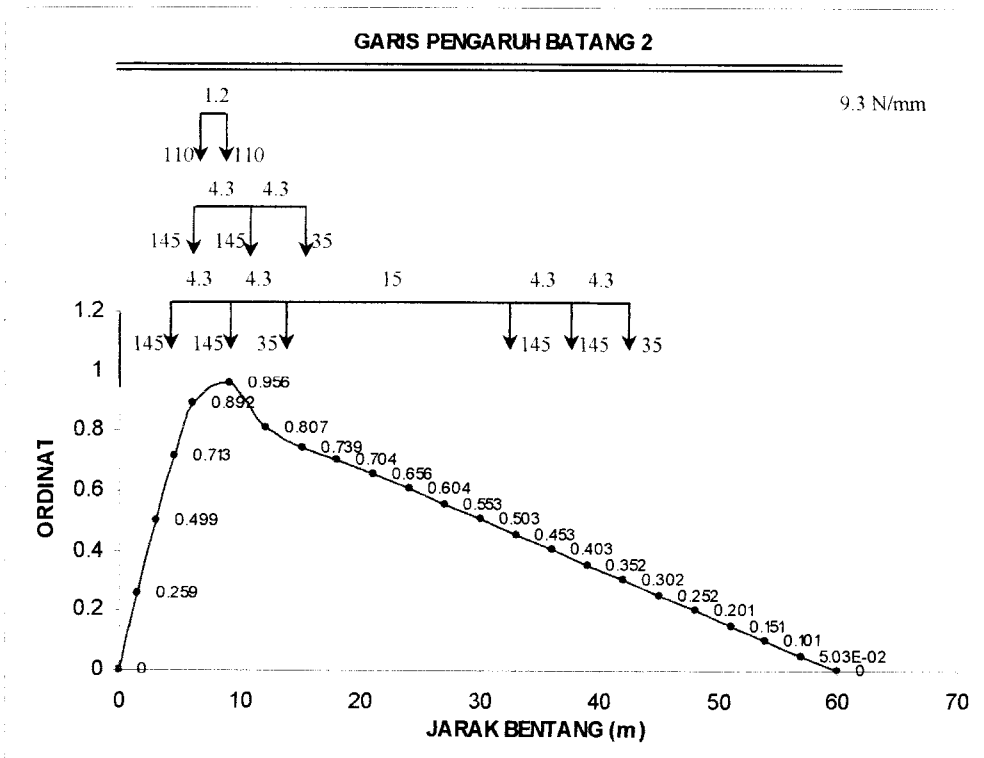
### GARIS PENGARUH PADA BATANG 3

FRAME	STATION	DISTANCE	VALUE
1	6	0	0
1	3	3	0.352
2	6	6	0.698
2	3	9	1.031
3	6	12	1.399
3	3	15	1.847
4	6	18	2.081
4	3	21	1.975
5	6	24	1.791
5	3	27	1.634
6	6	30	1.492
6	3	33	1.344
7	6	36	1.194
7	3	39	1.044
8	6	42	0.895
8	3	45	0.746
9	6	48	0.597
9	3	51	0.448
10	6	54	0.298
10	3	57	0.149
10	0	60	0



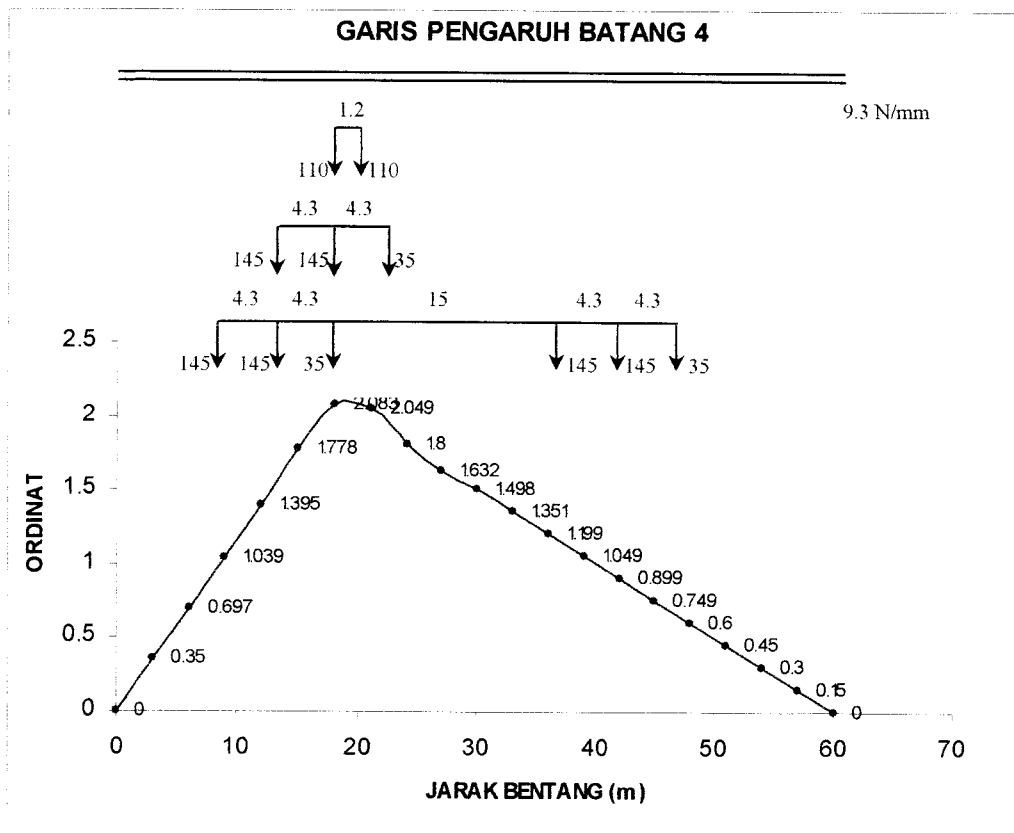
### GARIS PENGARUH PADA BATANG 2

FRAME	STATION	DISTANCE	VALUE
1	6	0	0
1	4.5	1.5	0.259
1	3	3	0.499
1	1.5	4.5	0.713
2	6	6	0.892
2	3	9	0.956
3	6	12	0.807
3	3	15	0.739
4	6	18	0.704
4	3	21	0.656
5	6	24	0.604
5	3	27	0.553
6	6	30	0.503
6	3	33	0.453
7	6	36	0.403
7	3	39	0.352
8	6	42	0.302
8	3	45	0.252
9	6	48	0.201
9	3	51	0.151
10	6	54	0.101
10	3	57	5.03E-02
10	0	60	0



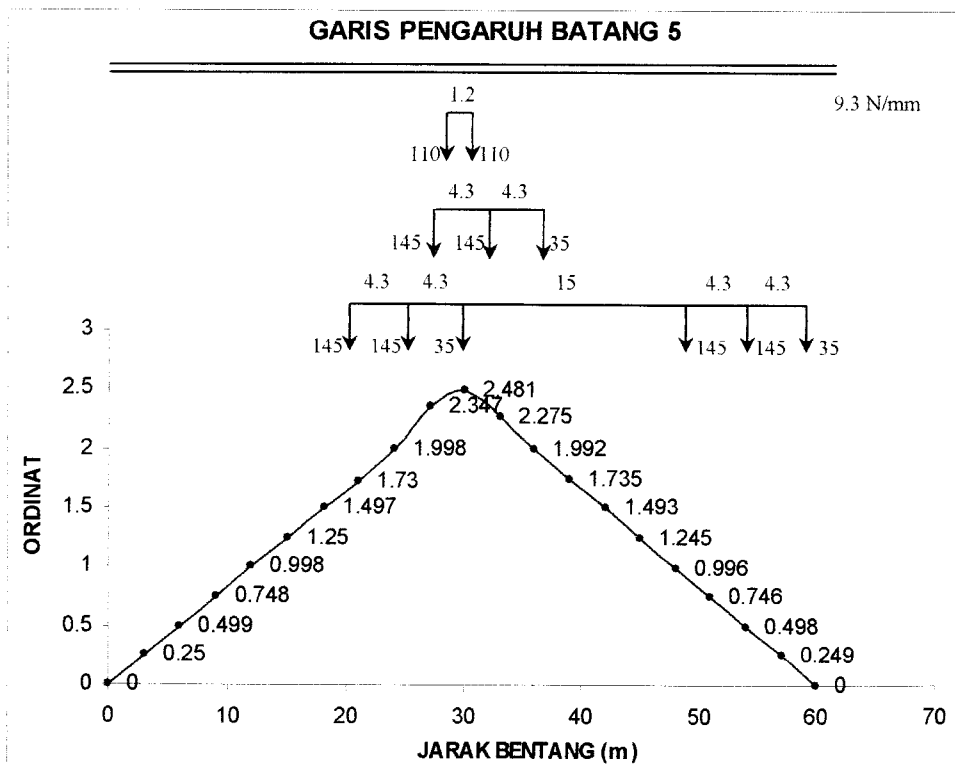
### GARIS PENGARUH PADA BATANG 4

FRAME	STATION	DISTANCE	VALUE
1	6	0	0
1	3	3	0.35
2	6	6	0.697
2	3	9	1.039
3	6	12	1.395
3	3	15	1.778
4	6	18	2.083
4	3	21	2.049
5	6	24	1.8
5	3	27	1.632
6	6	30	1.498
6	3	33	1.351
7	6	36	1.199
7	3	39	1.049
8	6	42	0.899
8	3	45	0.749
9	6	48	0.6
9	3	51	0.45
10	6	54	0.3
10	3	57	0.15
10	0	60	0



GARIS PENGARUH PADA BATANG 5

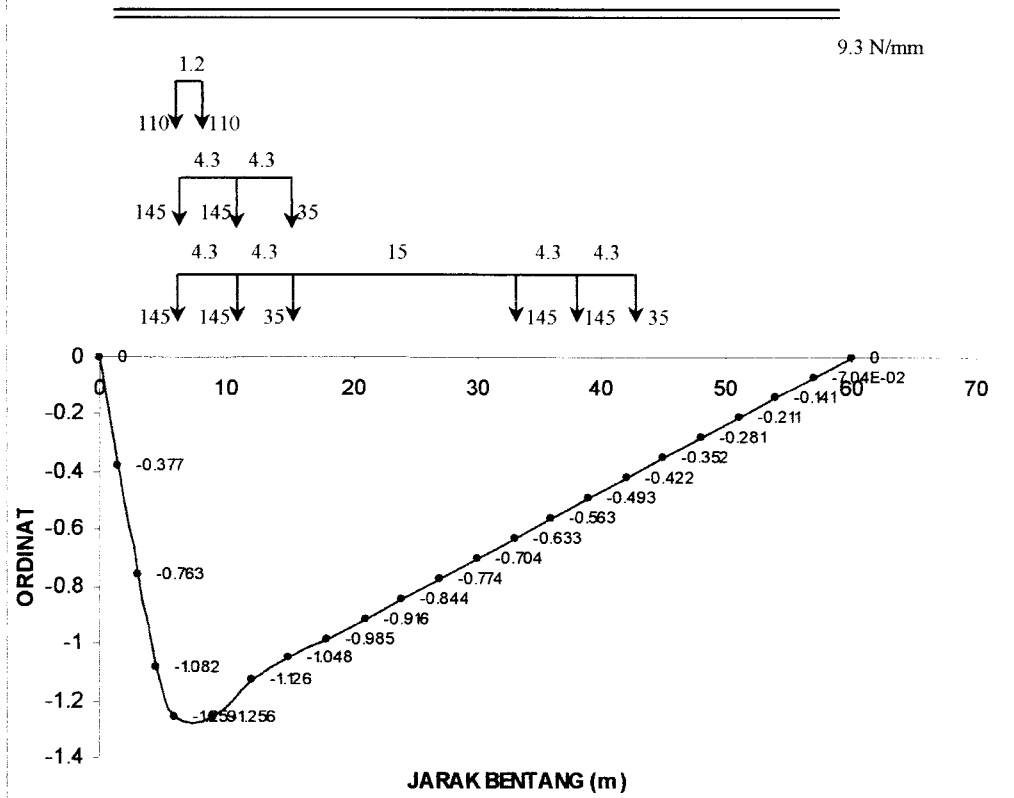
FRAME	STATION	DISTANCE	VALUE
1	6	0	0
1	3	3	0.25
2	6	6	0.499
2	3	9	0.748
3	6	12	0.998
3	3	15	1.25
4	6	18	1.497
4	3	21	1.73
5	6	24	1.998
5	3	27	2.347
6	6	30	2.481
6	3	33	2.275
7	6	36	1.992
7	3	39	1.735
8	6	42	1.493
8	3	45	1.245
9	6	48	0.996
9	3	51	0.746
10	6	54	0.498
10	3	57	0.249
10	0	60	0



GARIS PENGARUH PADA BATANG 11

FRAME	STATION	DISTANCE	VALUE
1	6	0	0
1	4.5	1.5	-0.377
1	3	3	-0.763
1	1.5	4.5	-1.082
2	6	6	-1.259
2	3	9	-1.256
3	6	12	-1.126
3	3	15	-1.048
4	6	18	-0.985
4	3	21	-0.916
5	6	24	-0.844
5	3	27	-0.774
6	6	30	-0.704
6	3	33	-0.633
7	6	36	-0.563
7	3	39	-0.493
8	6	42	-0.422
8	3	45	-0.352
9	6	48	-0.281
9	3	51	-0.211
10	6	54	-0.141
10	3	57	-7.04E-02
10	0	60	0

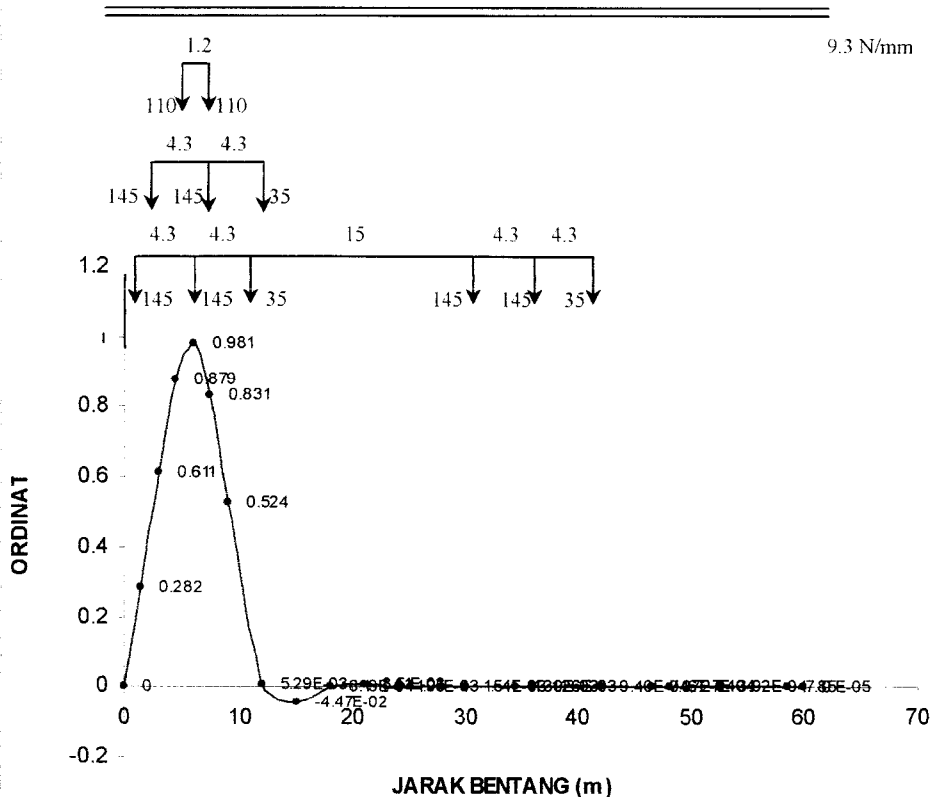
GARIS PENGARUH BATANG 11



GARIS PENGARUH PADA BATANG 12

FRAME	STATION	DISTANCE	VALUE
1	6	0	0
1	4.5	1.5	0.282
1	3	3	0.611
1	1.5	4.5	0.879
2	6	6	0.981
2	4.5	7.5	0.831
2	3	9	0.524
3	6	12	5.29E-03
3	3	15	-4.47E-02
4	6	18	6.19E-04
4	3	21	8.51E-03
5	6	24	1.95E-03
6	6	30	1.54E-03
6	1.5	34.5	1.39E-03
7	6	36	1.26E-03
8	6	42	9.40E-04
8	1.5	46.5	7.07E-04
9	6	48	6.27E-04
9	1.5	52.5	3.92E-04
10	1.5	58.5	7.85E-05
10	0	60	0

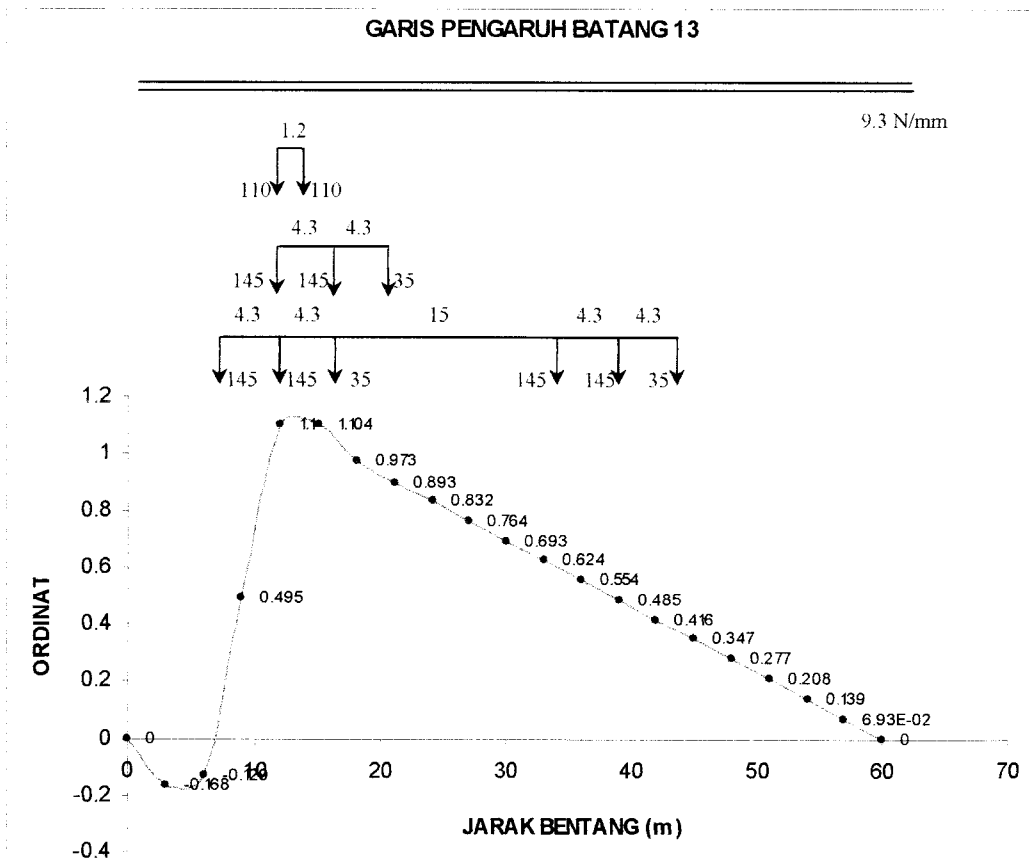
GARIS PENGARUH BATANG 12



### GARIS PENGARUH PADA BATANG 13

FRAME	STATION	DISTANCE	VALUE
1	6	0	0
1	3	3	-0.168
2	6	6	-0.129
2	3	9	0.495
3	6	12	1.1
3	3	15	1.104
4	6	18	0.973
4	3	21	0.893
5	6	24	0.832
5	3	27	0.764
6	6	30	0.693
6	3	33	0.624
7	6	36	0.554
7	3	39	0.485
8	6	42	0.416
8	3	45	0.347
9	6	48	0.277
9	3	51	0.208
10	6	54	0.139
10	3	57	6.93E-02
10	0	60	0

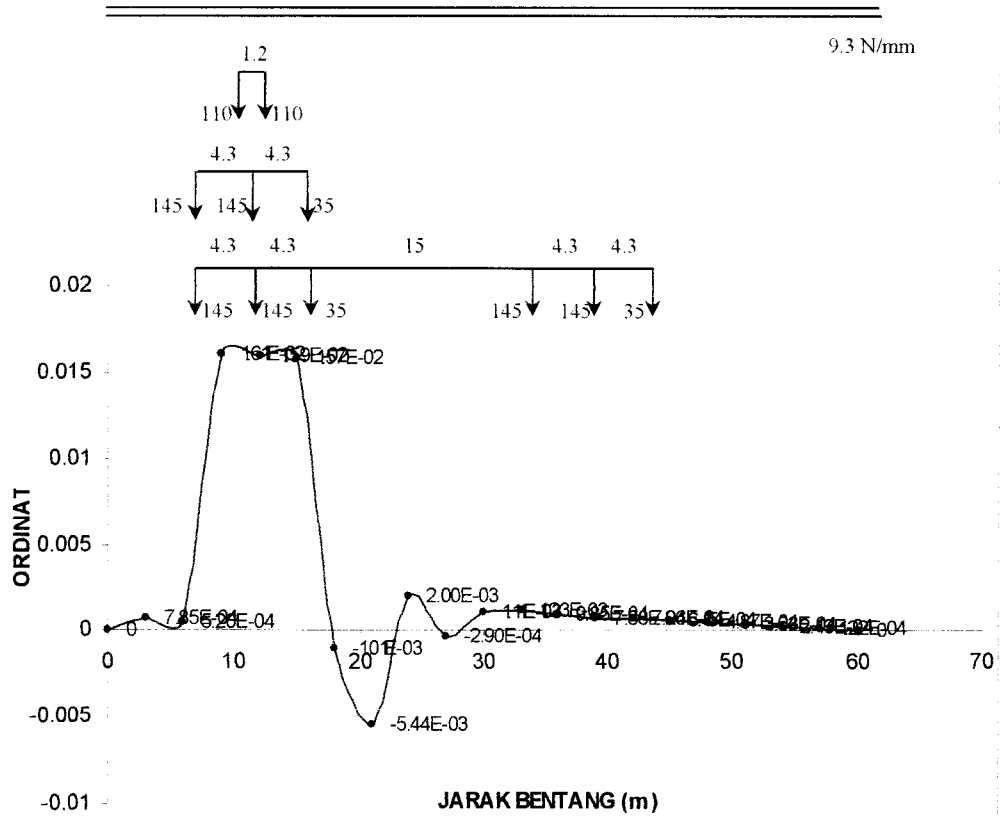
### GARIS PENGARUH BATANG 13



GARIS PENGARUH PADA BATANG 14

FRAME	STATION	DISTANCE	VALUE
1	6	0	0
1	3	3	7.85E-04
2	6	6	5.20E-04
2	3	9	1.61E-02
3	6	12	1.59E-02
3	3	15	1.57E-02
4	6	18	-1.01E-03
4	3	21	-5.44E-03
5	6	24	2.00E-03
5	3	27	-2.90E-04
6	6	30	1.11E-03
6	3	33	1.23E-03
7	6	36	9.85E-04
7	3	39	7.88E-04
8	6	42	7.26E-04
8	3	45	6.15E-04
9	6	48	4.87E-04
9	3	51	3.63E-04
10	6	54	2.43E-04
10	3	57	1.22E-04
10	0	60	0

GARIS PENGARUH BATANG 14

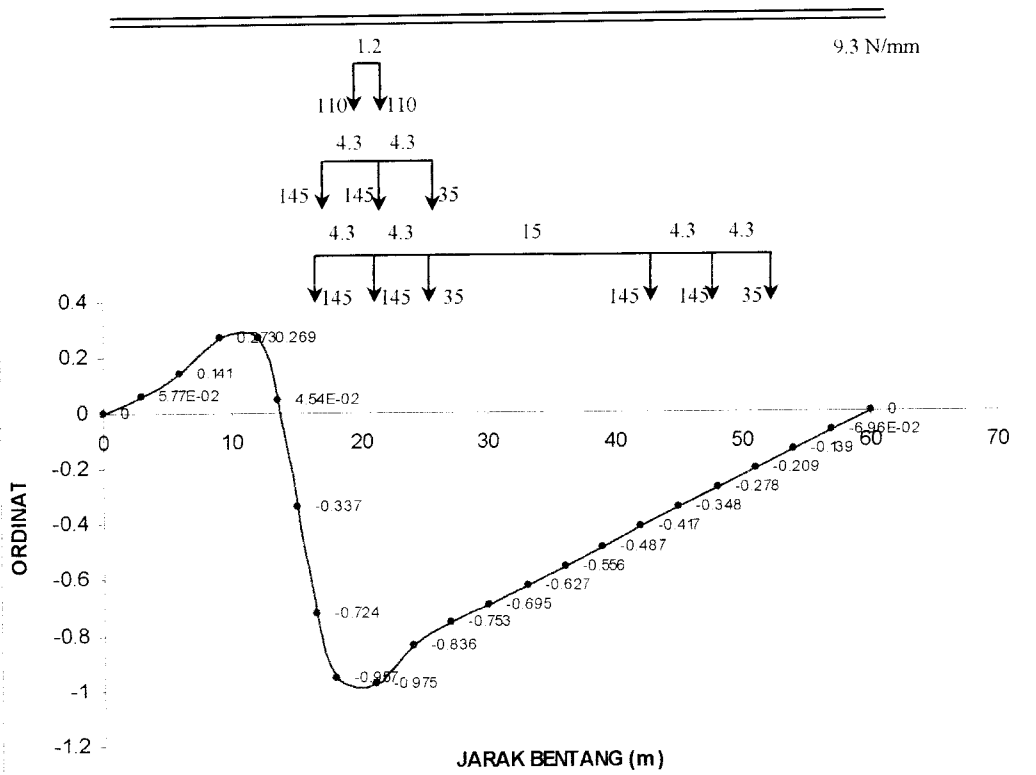




### GARIS PENGARUH PADA BATANG 15

FRAME	STATION	DISTANCE	VALUE
1	6	0	0
1	3	3	5.77E-02
2	6	6	0.141
2	3	9	0.273
2	0	12	0.269
3	4.5	13.5	4.54E-02
3	3	15	-0.337
3	1.5	16.5	-0.724
4	6	18	-0.957
4	3	21	-0.975
5	6	24	-0.836
5	3	27	-0.753
6	6	30	-0.695
6	3	33	-0.627
7	6	36	-0.556
7	3	39	-0.487
8	6	42	-0.417
8	3	45	-0.348
9	6	48	-0.278
9	3	51	-0.209
10	6	54	-0.139
10	3	57	-6.96E-02
10	0	60	0

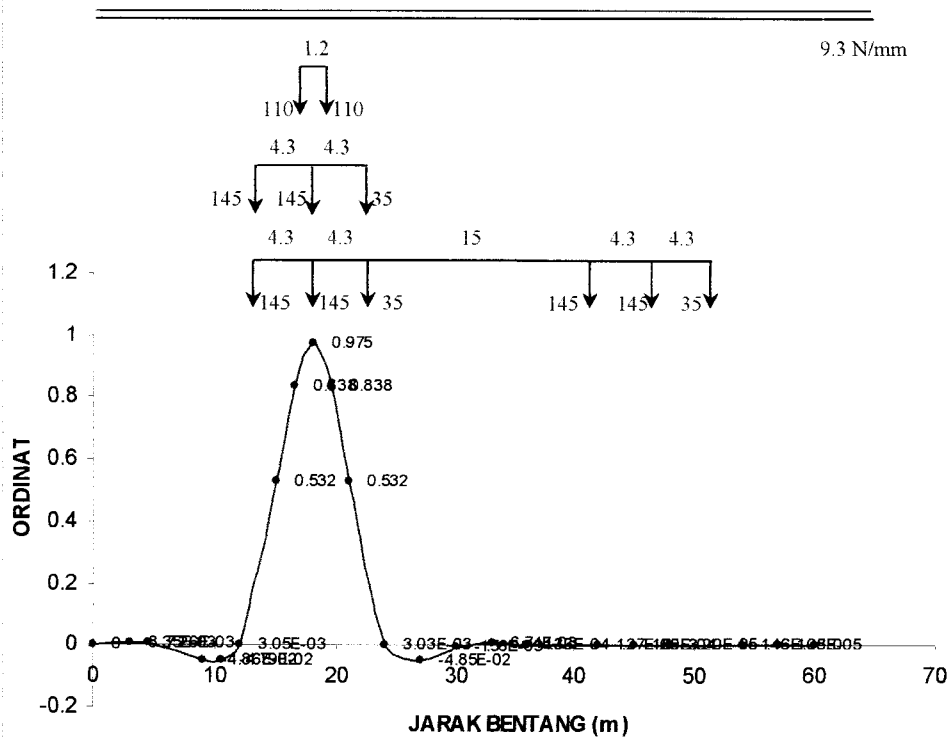
### GARIS PENGARUH BATANG 15



GARIS PENGARUH PADA BATANG 16

FRAME	STATION	DISTANCE	VALUE
1	6	0	0
1	3	3	8.35E-03
1	1.5	4.5	7.26E-03
2	3	9	-4.86E-02
2	1.5	10.5	-4.79E-02
3	6	12	3.05E-03
3	3	15	0.532
3	1.5	16.5	0.838
4	6	18	0.975
4	4.5	19.5	0.838
4	3	21	0.532
5	6	24	3.03E-03
5	3	27	-4.85E-02
5	0	30	-1.56E-03
6	6	30	-1.56E-03
6	3	33	6.74E-03
7	6	36	1.33E-04
7	0	42	1.27E-05
8	3	45	1.59E-04
8	0	48	3.20E-05
9	0	54	1.46E-05
10	3	57	1.08E-05
10	0	60	0

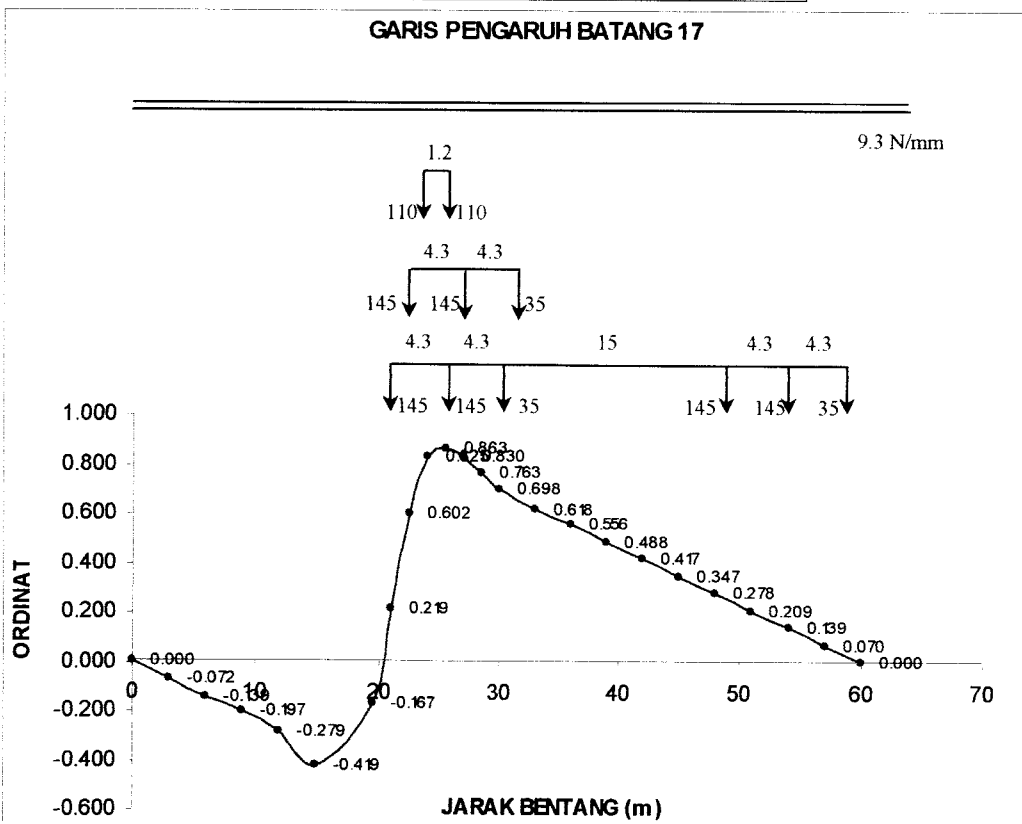
GARIS PENGARUH BATANG 16



GARIS PENGARUH PADA BATANG 17

FRAME	STATION	DISTANCE	VALUE
1	6	0	0.000
1	3	3	-0.072
2	6	6	-0.139
2	3	9	-0.197
3	6	12	-0.279
3	3	15	-0.419
4	4.5	19.5	-0.167
4	3	21	0.219
4	1.5	22.5	0.602
5	6	24	0.825
5	4.5	25.5	0.863
5	3	27	0.830
5	1.5	28.5	0.763
6	6	30	0.698
6	3	33	0.618
7	6	36	0.556
7	3	39	0.488
8	6	42	0.417
8	3	45	0.347
9	6	48	0.278
9	3	51	0.209
10	6	54	0.139
10	3	57	0.070
10	0	60	0.000

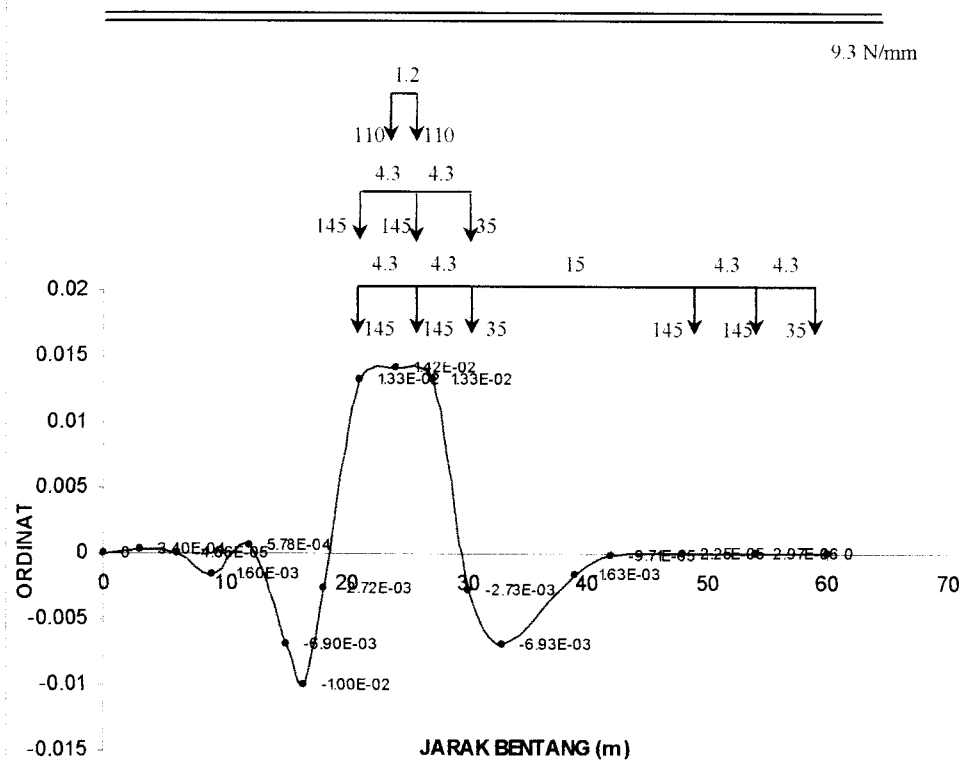
GARIS PENGARUH BATANG 17



GARIS PENGARUH PADA BATANG 18

FRAME	STATION	DISTANCE	VALUE
1	6	0	0
1	3	3	3.40E-04
2	6	6	-4.66E-05
2	3	9	-1.60E-03
3	6	12	5.78E-04
3	3	15	-6.90E-03
3	1.5	16.5	-1.00E-02
4	6	18	-2.72E-03
4	3	21	1.33E-02
5	6	24	1.42E-02
5	3	27	1.33E-02
6	6	30	-2.73E-03
6	3	33	-6.93E-03
7	3	39	-1.63E-03
7	0	42	-9.71E-05
9	6	48	2.25E-05
10	6	54	2.97E-06
10	0	60	0

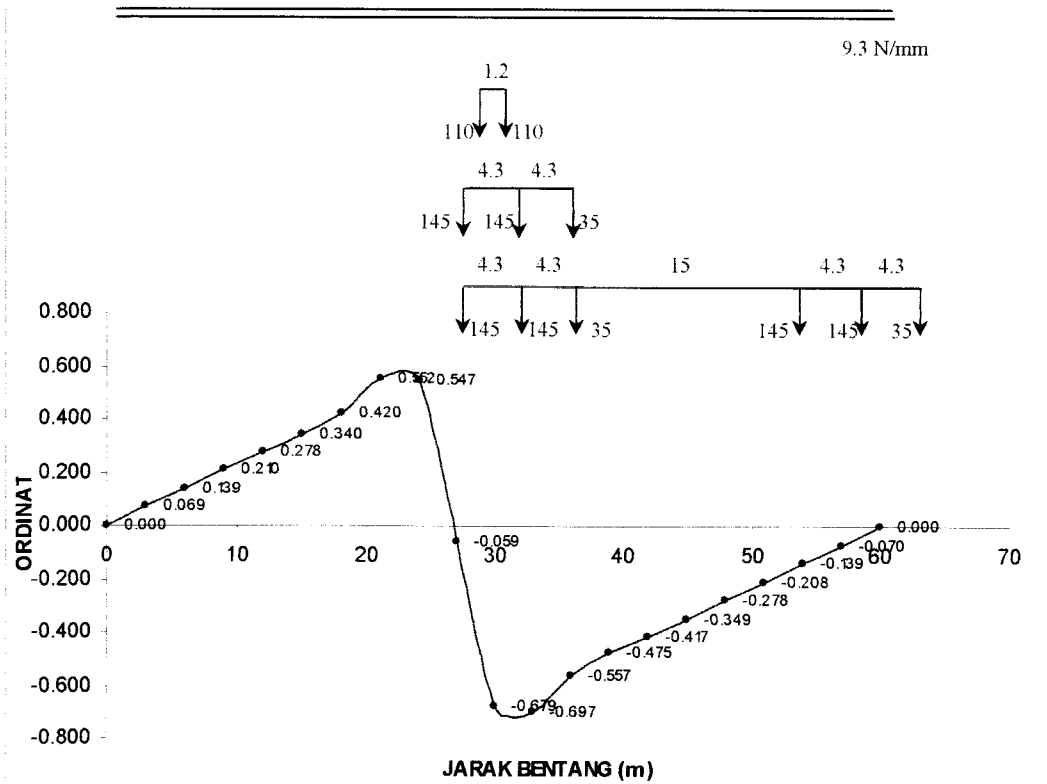
GARIS PENGARUH BATANG 18



### GARIS PENGARUH PADA BATANG 19

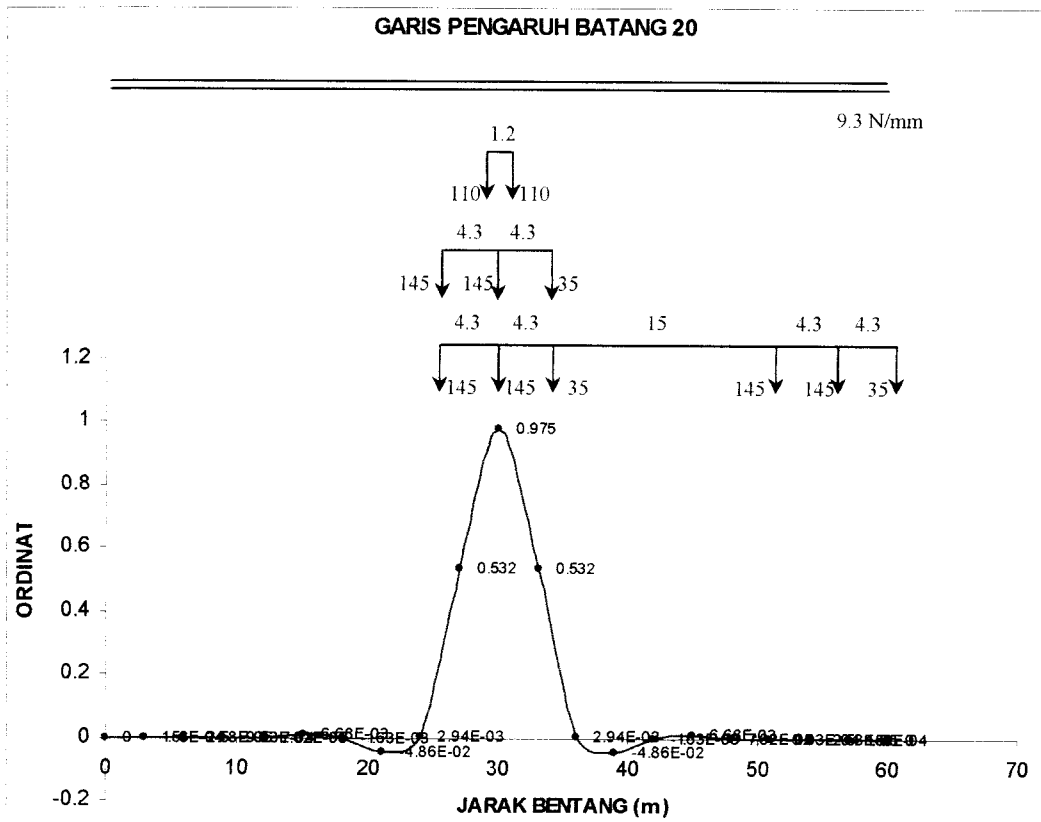
FRAME	STATION	DISTANCE	VALUE
1	6	0	0.000
1	3	3	0.069
2	6	6	0.139
2	3	9	0.210
3	6	12	0.278
3	3	15	0.340
4	6	18	0.420
4	3	21	0.552
5	6	24	0.547
5	3	27	-0.059
6	6	30	-0.679
6	3	33	-0.697
7	6	36	-0.557
7	3	39	-0.475
8	6	42	-0.417
8	3	45	-0.349
9	6	48	-0.278
9	3	51	-0.208
10	6	54	-0.139
10	3	57	-0.070
10	0	60	0.000

### GARIS PENGARUH BATANG 19



GARIS PENGARUH PADA BATANG 20

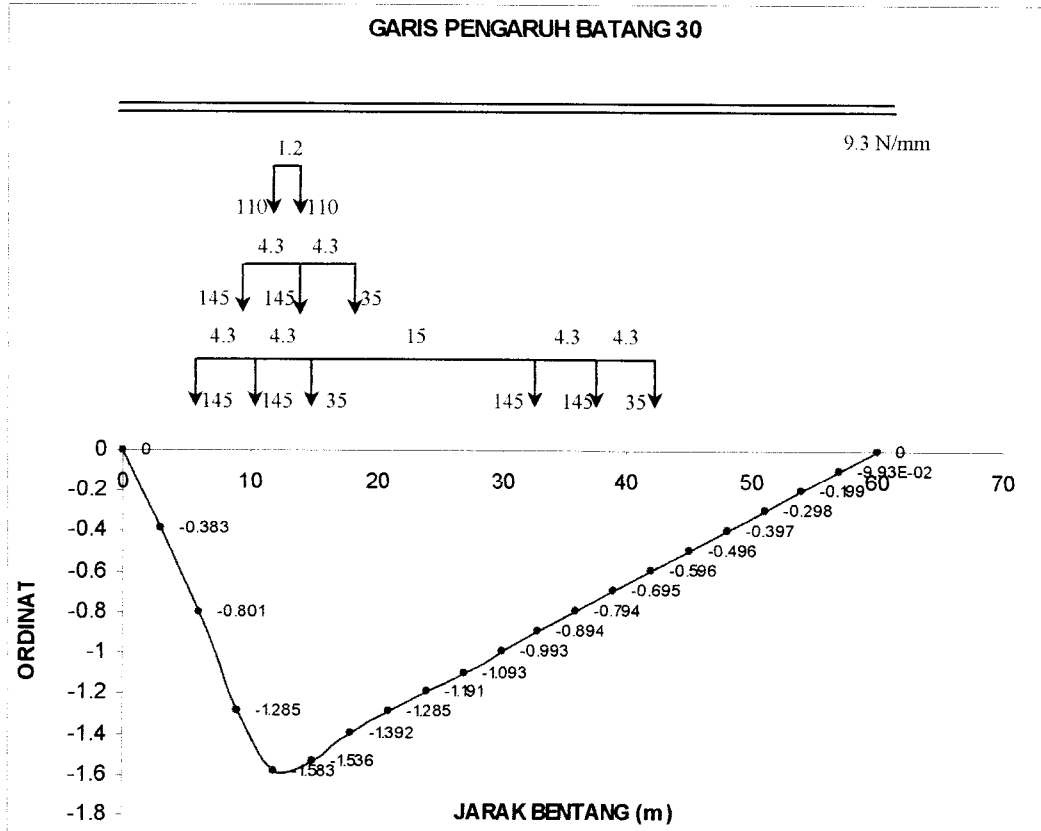
FRAME	STATION	DISTANCE	VALUE
1	6	0	0
1	3	3	1.58E-04
2	6	6	-2.58E-05
2	3	9	-9.03E-04
3	6	12	7.62E-05
3	3	15	6.68E-03
4	6	18	-1.63E-03
4	3	21	-4.86E-02
5	6	24	2.94E-03
5	3	27	0.532
6	6	30	0.975
6	3	33	0.532
7	6	36	2.94E-03
7	3	39	-4.86E-02
8	6	42	-1.63E-03
8	3	45	6.68E-03
9	6	48	7.62E-05
9	3	51	-9.03E-04
10	6	54	-2.58E-05
10	3	57	1.58E-04
10	0	60	0



GARIS PENGARUH PADA BATANG 30

FRAME	STATION	DISTANCE	VALUE
1	6	0	0
1	3	3	-0.383
2	6	6	-0.801
2	3	9	-1.285
3	6	12	-1.583
3	3	15	-1.536
4	6	18	-1.392
4	3	21	-1.285
5	6	24	-1.191
5	3	27	-1.093
6	6	30	-0.993
6	3	33	-0.894
7	6	36	-0.794
7	3	39	-0.695
8	6	42	-0.596
8	3	45	-0.496
9	6	48	-0.397
9	3	51	-0.298
10	6	54	-0.199
10	3	57	-9.93E-02
10	0	60	0

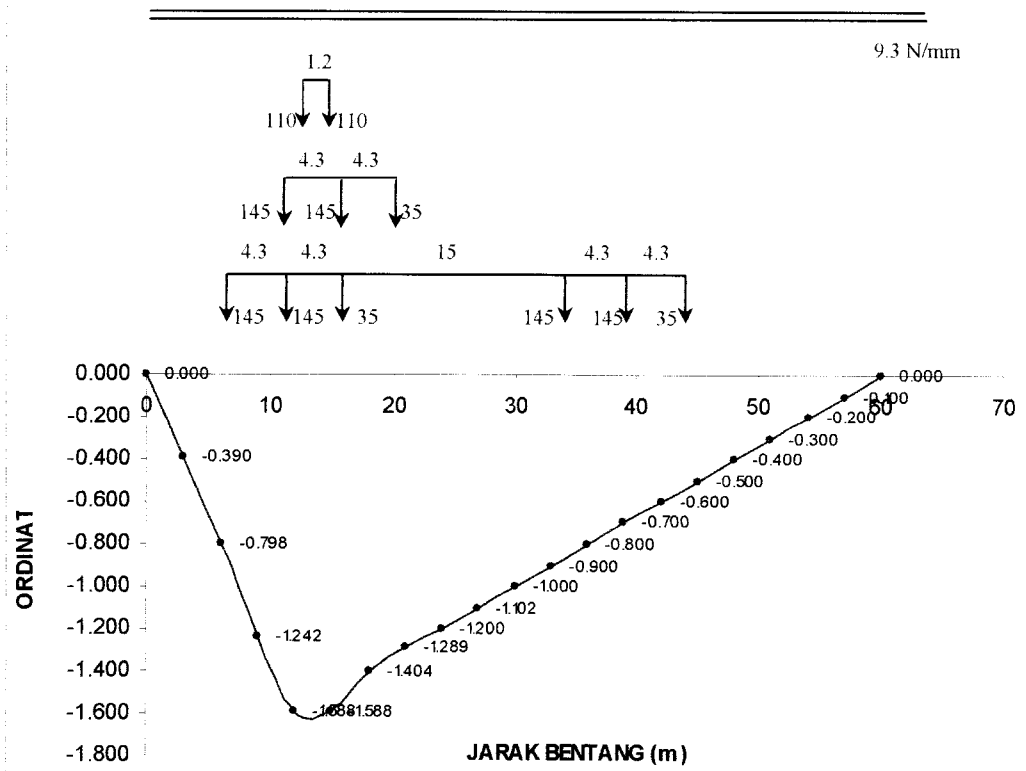
GARIS PENGARUH BATANG 30



GARIS PENGARUH PADA BATANG 31

FRAME	STATION	DISTANCE	VALUE
1	6	0	0.000
1	3	3	-0.390
2	6	6	-0.798
2	3	9	-1.242
3	6	12	-1.588
3	3	15	-1.588
4	6	18	-1.404
4	3	21	-1.289
5	6	24	-1.200
5	3	27	-1.102
6	6	30	-1.000
6	3	33	-0.900
7	6	36	-0.800
7	3	39	-0.700
8	6	42	-0.600
8	3	45	-0.500
9	6	48	-0.400
9	3	51	-0.300
10	6	54	-0.200
10	3	57	-0.100
10	0	60	0.000

GARIS PENGARUH BATANG 31

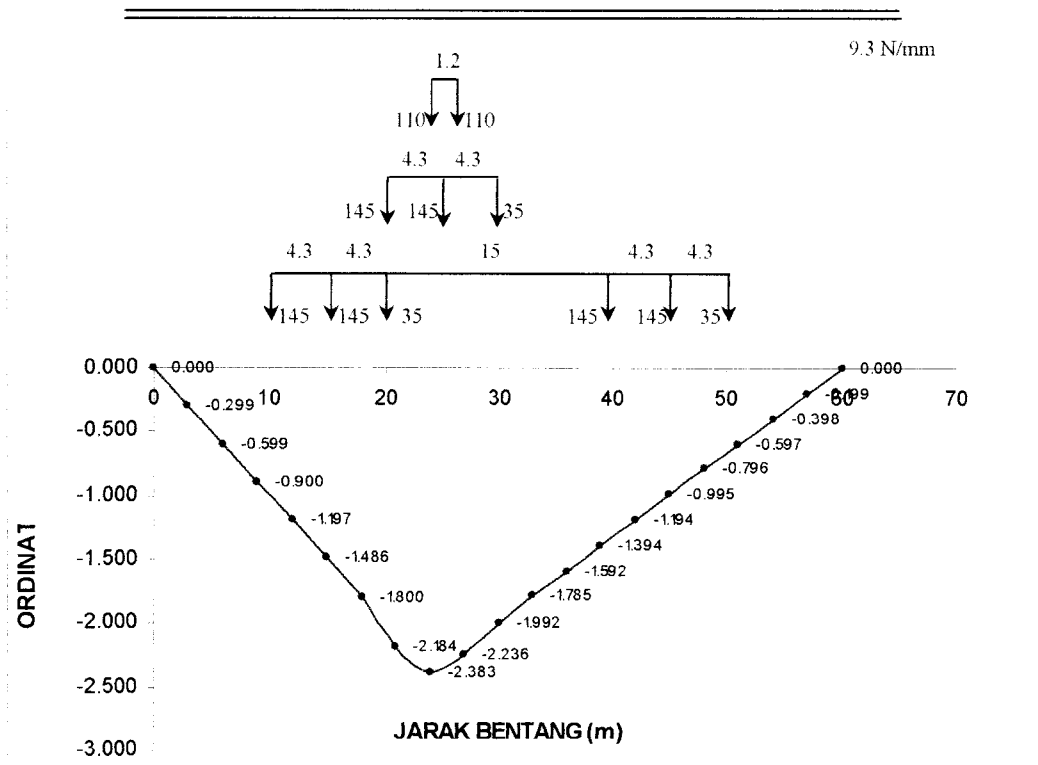




GARIS PENGARUH PADA BATANG 32

FRAME	STATION	DISTANCE	VALUE
1	6	0	0.000
1	3	3	-0.299
2	6	6	-0.599
2	3	9	-0.900
3	6	12	-1.197
3	3	15	-1.486
4	6	18	-1.800
4	3	21	-2.184
5	6	24	-2.383
5	3	27	-2.236
6	6	30	-1.992
6	3	33	-1.785
7	6	36	-1.592
7	3	39	-1.394
8	6	42	-1.194
8	3	45	-0.995
9	6	48	-0.796
9	3	51	-0.597
10	6	54	-0.398
10	3	57	-0.199
10	0	60	0.000

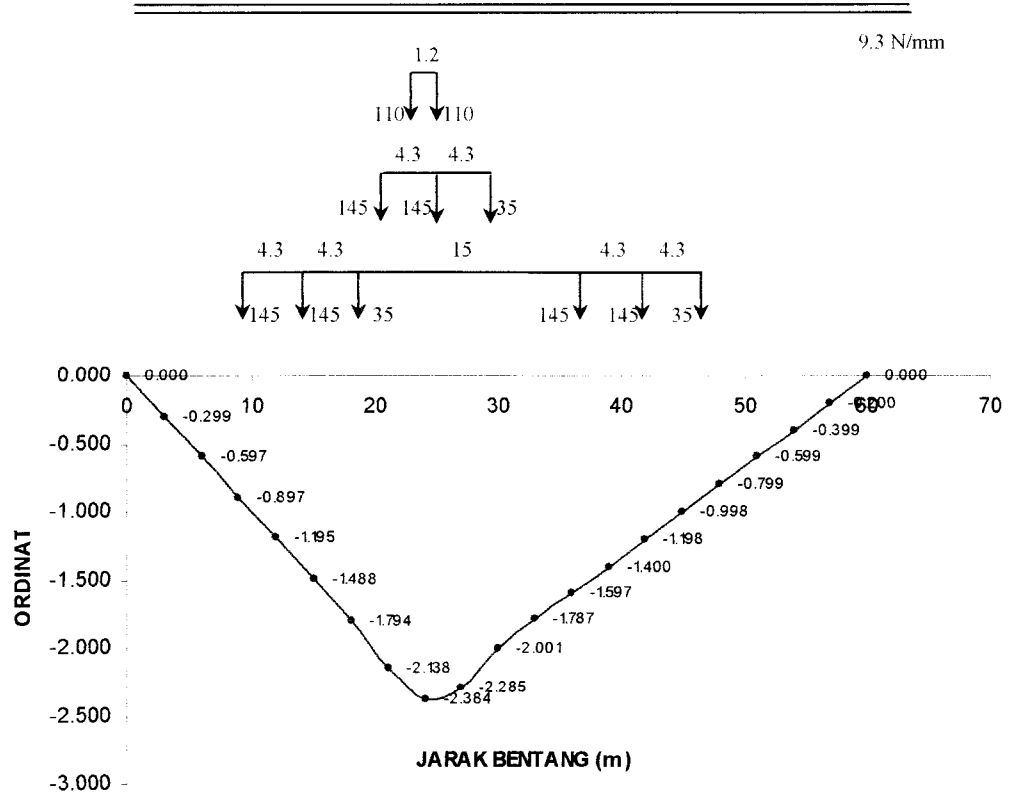
GARIS PENGARUH BATANG 32



### GARIS PENGARUH PADA BATANG 33

FRAME	STATION	DISTANCE	VALUE
1	6	0	0.000
1	3	3	-0.299
2	6	6	-0.597
2	3	9	-0.897
3	6	12	-1.195
3	3	15	-1.488
4	6	18	-1.794
4	3	21	-2.138
5	6	24	-2.384
5	3	27	-2.285
6	6	30	-2.001
6	3	33	-1.787
7	6	36	-1.597
7	3	39	-1.400
8	6	42	-1.198
8	3	45	-0.998
9	6	48	-0.799
9	3	51	-0.599
10	6	54	-0.399
10	3	57	-0.200
10	0	60	0.000

### GARIS PENGARUH BATANG 33



## GAYA BATANG 1

Gaya batang karena beban Axle lane design

Yi	Ordinat	Beban Axle (kN)	Gaya Batang (kN)
Y1	0.586	145	84.970
Y2	0.893	145	129.485
Y3	0.796	35	27.860
Y4	0.536	145	77.720
Y5	0.448	145	64.960
Y6	0.378	35	13.230
$\Sigma P =$			398.225

Gaya batang karena pengaruh beban Axle dari Truck Design

Yi	Ordinat	Beban Axle (kN)	Gaya Batang (kN)
Y1	0.790	145	114.550
Y2	0.892	145	129.340
Y3	0.785	35	27.475
$\Sigma P =$			271.365

Gaya batang karena pengaruh beban Axle dari Tandem Design

Yi	Ordinat	Beban Axle (kN)	Gaya Batang (kN)
Y1	0.894	110	98.340
Y2	0.890	110	97.900
$\Sigma P =$			196.240

Gaya batang karena pengaruh beban merata

No	Luas	Beban Merata (kN/m)	Gaya Batang (kN)
1	3.124	9.3	29.053
2	20.115	9.3	187.070
$\Sigma P =$			216.123

## GAYA BATANG 2

Gaya batang karena beban Axle lane design

Yi	Ordinat	Beban Axle (kN)	Gaya Batang (kN)
Y1	0.789	145	114.4050
Y2	0.943	145	136.7350
Y3	0.750	35	26.2500
Y4	0.487	145	70.6150
Y5	0.392	145	56.8400
Y6	0.302	35	10.5700
$\Sigma P =$			415.4150

Gaya batang karena pengaruh beban Axle dari Truck Design

Yi	Ordinat	Beban Axle (kN)	Gaya Batang (kN)
Y1	0.892	145	129.340
Y2	0.860	145	124.700
Y3	0.739	35	25.865
$\Sigma P =$			279.905

Gaya batang karena pengaruh beban Axle dari Tandem Design

Yi	Ordinat	Beban Axle (kN)	Gaya Batang (kN)
Y1	0.926	110	101.860
Y2	0.956	110	105.160
			$\Sigma P = 207.020$

Gaya batang karena pengaruh beban merata

No	Luas	Beban Merata (kN/m)	Gaya Batang (kN)
1	4.302	9.3	40.009
2	23.900	9.3	222.270
			$\Sigma P = 262.279$

### GAYA BATANG 3

Gaya batang karena beban Axle lane design

Yi	Ordinat	Beban Axle (kN)	Gaya Batang (kN)
Y1	0.989	145	143.405
Y2	0.578	145	83.810
Y3	2.081	35	72.835
Y4	1.194	145	173.130
Y5	0.895	145	129.775
Y6	0.643	35	22.505
			$\Sigma P = 625.460$

Gaya batang karena pengaruh beban Axle dari Truck Design

Yi	Ordinat	Beban Axle (kN)	Gaya Batang (kN)
Y1	1.620	145	234.900
Y2	2.081	145	301.745
Y3	1.791	35	62.685
			$\Sigma P = 599.330$

Gaya batang karena pengaruh beban Axle dari Tandem Design

Yi	Ordinat	Beban Axle (kN)	Gaya Batang (kN)
Y1	2.080	110	228.800
Y2	1.994	110	219.340
			$\Sigma P = 448.140$

Gaya batang karena pengaruh beban merata

No	Luas	Beban Merata (kN/m)	Gaya Batang (kN)
1	18.729	9.3	174.180
2	44.742	9.3	416.101
			$\Sigma P = 590.280$

#### GAYA BATANG 4

Gaya batang karena beban Axle lane design

Yi	Ordinat	Beban Axle (kN)	Gaya Batang (kN)
Y1	0.857	145	124.265
Y2	1.496	145	216.920
Y3	2.083	35	72.905
Y4	1.199	145	173.855
Y5	1.899	145	275.355
Y6	0.687	35	24.045
			$\Sigma P = 887.345$

Gaya batang karena pengaruh beban Axle dari Truck Design

Yi	Ordinat	Beban Axle (kN)	Gaya Batang (kN)
Y1	1.778	145	257.810
Y2	2.083	145	302.035
Y3	1.940	35	67.900
			$\Sigma P = 627.745$

Gaya batang karena pengaruh beban Axle dari Tandem Design

Yi	Ordinat	Beban Axle (kN)	Gaya Batang (kN)
Y1	2.083	110	229.130
Y2	2.085	110	229.350
			$\Sigma P = 458.480$

Gaya batang karena pengaruh beban merata

No	Luas	Beban Merata (kN/m)	Gaya Batang (kN)
1	18.747	9.3	174.347
2	47.785	9.3	444.401
			$\Sigma P = 618.748$

#### GAYA BATANG 5

Gaya batang karena beban Axle lane design

Yi	Ordinat	Beban Axle (kN)	Gaya Batang (kN)
Y1	1.674	145	242.730
Y2	2.233	145	323.785
Y3	2.481	35	86.835
Y4	0.896	145	129.920
Y5	0.498	145	72.210
Y6	0.002	35	0.070
			$\Sigma P = 855.550$

Gaya batang karena pengaruh beban Axle dari Truck Design

Yi	Ordinat	Beban Axle (kN)	Gaya Batang (kN)
Y1	2.476	145	359.020
Y2	2.275	145	329.875
Y3	1.892	35	66.220
			$\Sigma P = 755.115$

Gaya batang karena pengaruh beban Axle dari Tandem Design

Yi	Ordinat	Beban Axle (kN)	Gaya Batang (kN)
Y1	2.476	110	272.360
Y2	2.474	110	272.140
			$\Sigma P = 544.500$

Gaya batang karena pengaruh beban merata

No	Luas	Beban Merata (kN/m)	Gaya Batang (kN)
1	37.215	9.3	346.100
2	37.215	9.3	346.100
			$\Sigma P = 692.199$

## GAYA BATANG 11

Gaya batang karena beban Axle lane design

Yi	Ordinat	Beban Axle (kN)	Gaya Batang (kN)
Y1	-1.259	145	-182.555
Y2	-1.126	145	-163.270
Y3	-1.002	35	-35.070
Y4	-0.595	145	-86.275
Y5	-0.472	145	-68.440
Y6	-0.352	35	-12.320
			$\Sigma P = -547.930$

Gaya batang karena pengaruh beban Axle dari Truck Design

Yi	Ordinat	Beban Axle (kN)	Gaya Batang (kN)
Y1	-1.094	145	-158.630
Y2	-1.126	145	-163.270
Y3	-1.010	35	-35.350
			$\Sigma P = -357.250$

Gaya batang karena pengaruh beban Axle dari Tandem Design

Yi	Ordinat	Beban Axle (kN)	Gaya Batang (kN)
Y1	-1.266	110	-139.260
Y2	-1.259	110	-138.490
			$\Sigma P = -277.750$

Gaya batang karena pengaruh beban merata

No	Luas	Beban Merata (kN/m)	Gaya Batang (kN)
1	-3.777	9.3	-35.126
2	-33.993	9.3	-316.135
			$\Sigma P = -351.261$

## GAYA BATANG 12

Gaya batang karena beban Axle lane design

Yi	Ordinat	Beban Axle (kN)	Gaya Batang (kN)
Y1	0.327	145	47.415
Y2	0.981	145	142.245
Y3	0.416	35	14.560
Y4	0.000015	145	0.002175
Y5	0.000001	145	0.000145
Y6	1.2E-06	35	0.000042
			$\Sigma P = 204.223$

Gaya batang karena pengaruh beban Axle dari Truck Design

Yi	Ordinat	Beban Axle (kN)	Gaya Batang (kN)
Y1	0.146	145	21.170
Y2	0.981	145	142.245
Y3	0.125	35	4.375
			$\Sigma P = 167.790$

Gaya batang karena pengaruh beban Axle dari Tandem Design

Yi	Ordinat	Beban Axle (kN)	Gaya Batang (kN)
Y1	0.861	110	94.710
Y2	0.734	110	80.740
			$\Sigma P = 175.450$

Gaya batang karena pengaruh beban merata

No	Luas	Beban Merata (kN/m)	Gaya Batang (kN)
1	3.924	9.3	36.4932
2	1.962	9.3	18.2466
			$\Sigma P = 54.7398$

### GAYA BATANG 13

Gaya batang karena beban Axle lane design

Yi	Ordinat	Beban Axle (kN)	Gaya Batang (kN)
Y1	-0.129	145	-18.705
Y2	1.102	145	159.790
Y3	0.997	35	34.895
Y4	0.576	145	83.520
Y5	0.465	145	67.425
Y6	0.347	35	12.145
			$\Sigma P = 339.070$

Gaya batang karena pengaruh beban Axle dari Truck Design

Yi	Ordinat	Beban Axle (kN)	Gaya Batang (kN)
Y1	1.076	145	156.020
Y2	0.927	145	134.415
Y3	0.812	35	28.420
			$\Sigma P = 318.855$

Gaya batang karena pengaruh beban Axle dari Tandem Design

Yi	Ordinat	Beban Axle (kN)	Gaya Batang (kN)
Y1	1.100	110	121.000
Y2	1.113	110	122.430
			$\Sigma P = 243.430$

Gaya batang karena pengaruh beban merata

No	Luas	Beban Merata (kN/m)	Gaya Batang (kN)
1	2.200	9.3	20.460
2	27.500	9.3	255.750
			$\Sigma P = 276.210$



### GAYA BATANG 14

Gaya batang karena beban Axle lane design

Yi	Ordinat	Beban Axle (kN)	Gaya Batang (kN)
Y1	0.0070	145	1.01500
Y2	0.0160	145	2.82000
Y3	0.0120	35	0.42000
Y4	0.0010	145	0.14500
Y5	0.0003	145	0.04350
Y6	0.0002	35	0.00735
			$\Sigma P = 4.45085$

Gaya batang karena pengaruh beban Axle dari Truck Design

Yi	Ordinat	Beban Axle (kN)	Gaya Batang (kN)
Y1	0.014	145	2.030
Y2	0.015	145	2.175
Y3	0.016	35	0.560
			$\Sigma P = 4.765$

Gaya batang karena pengaruh beban Axle dari Tandem Design

Yi	Ordinat	Beban Axle (kN)	Gaya Batang (kN)
Y1	0.016	110	1.760
Y2	0.015	110	1.650
			$\Sigma P = 3.410$

Gaya batang karena pengaruh beban merata

No	Luas	Beban Merata (kN/m)	Gaya Batang (kN)
1	0.225	9.3	2.093
2	0.045	9.3	0.419
			$\Sigma P = 2.511$

### GAYA BATANG 15

Gaya batang karena beban Axle lane design

Yi	Ordinat	Beban Axle (kN)	Gaya Batang (kN)
Y1	-0.337	145	-48.865
Y2	-0.975	145	-141.375
Y3	-0.742	35	-25.970
Y4	-0.406	145	-58.870
Y5	-0.278	145	-40.310
Y6	-0.198	35	-6.930
			$\Sigma P = -322.320$

Gaya batang karena pengaruh beban Axle dari Truck Design

Yi	Ordinat	Beban Axle (kN)	Gaya Batang (kN)
Y1	-0.727	145	-105.415
Y2	-0.975	145	-141.375
Y3	-0.753	35	-26.355
			$\Sigma P = -273.145$

Gaya batang karena pengaruh beban Axle dari Tandem Design

Yi	Ordinat	Beban Axle (kN)	Gaya Batang (kN)
Y1	-0.968	110	-106.480
Y2	-0.970	110	-106.700
			$\Sigma P = -213.180$

Gaya batang karena pengaruh beban merata

No	Luas	Beban Merata (kN/m)	Gaya Batang (kN)
1	-3.360	9.3	-31.248
2	-19.200	9.3	-178.560
			$\Sigma P = -209.808$

### GAYA BATANG 16

Gaya batang karena beban Axle lane design

Yi	Ordinat	Beban Axle (kN)	Gaya Batang (kN)
Y1	0.471	145	68.2950
Y2	0.975	145	141.3750
Y3	0.392	35	13.7200
Y4	0.000013	145	0.0019
Y5	0.000032	145	0.0046
Y6	0.000026	35	0.0009
			$\Sigma P = 223.3974$

Gaya batang karena pengaruh beban Axle dari Truck Design

Yi	Ordinat	Beban Axle (kN)	Gaya Batang (kN)
Y1	0.217	145	31.465
Y2	0.975	145	141.375
Y3	0.204	35	7.140
			$\Sigma P = 179.980$

Gaya batang karena pengaruh beban Axle dari Tandem Design

Yi	Ordinat	Beban Axle (kN)	Gaya Batang (kN)
Y1	0.884	110	97.240
Y2	0.964	110	106.040
			$\Sigma P = 203.280$

Gaya batang karena pengaruh beban merata

No	Luas	Beban Merata (kN/m)	Gaya Batang (kN)
1	5.85	9.3	54.405
			$\Sigma P = 54.405$

## GAYA BATANG 17

Gaya batang karena beban Axle lane design

Yi	Ordinat	Beban Axle (kN)	Gaya Batang (kN)
Y1	0.219	145	31.755
Y2	0.863	145	125.135
Y3	0.682	35	23.870
Y4	0.273	145	39.585
Y5	0.139	145	20.155
Y6	0.007	35	0.245
			$\Sigma P = 240.745$

Gaya batang karena pengaruh beban Axle dari Truck Design

Yi	Ordinat	Beban Axle (kN)	Gaya Batang (kN)
Y1	0.781	145	113.245
Y2	0.771	145	111.795
Y3	0.421	35	14.735
			$\Sigma P = 239.775$

Gaya batang karena pengaruh beban Axle dari Tandem Design

Yi	Ordinat	Beban Axle (kN)	Gaya Batang (kN)
Y1	0.856	110	94.160
Y2	0.860	110	94.600
			$\Sigma P = 188.760$

Gaya batang karena pengaruh beban merata

No	Luas	Beban Merata (kN/m)	Gaya Batang (kN)
1	17.260	9.3	160.518
			$\Sigma P = 160.518$

### GAYA BATANG 18

Gaya batang karena beban Axle lane design

Yi	Ordinat	Beban Axle (kN)	Gaya Batang (kN)
Y1	0.01300	145	1.8850
Y2	0.01400	145	2.0300
Y3	0	35	0.0000
Y4	0.00024	145	0.0348
Y5	0.00023	145	0.0334
Y6	0	35	0.0000
			$\Sigma P = 3.9832$

Gaya batang karena pengaruh beban Axle dari Truck Design

Yi	Ordinat	Beban Axle (kN)	Gaya Batang (kN)
Y1	0.013	145	1.885
Y2	0.012	145	1.740
Y3	0.002	35	0.070
			$\Sigma P = 3.695$

Gaya batang karena pengaruh beban Axle dari Tandem Design

Yi	Ordinat	Beban Axle (kN)	Gaya Batang (kN)
Y1	0.013	110	1.430
Y2	0.013	110	1.430
			$\Sigma P = 2.860$

Gaya batang karena pengaruh beban merata

No	Luas	Beban Merata (kN/m)	Gaya Batang (kN)
1	0.1400	9.3	1.302
2	0.0004	9.3	0.004
			$\Sigma P = 1.306$

### GAYA BATANG 19

Gaya batang karena beban Axle lane design

Yi	Ordinat	Beban Axle (kN)	Gaya Batang (kN)
Y1	-0.679	145	-98.455
Y2	-0.664	145	-96.28
Y3	-0.475	35	-16.625
Y4	-0.069	145	-10.005
Y5	0	145	0
Y6	0	35	0
			$\Sigma P = -221.365$

Gaya batang karena pengaruh beban Axle dari Truck Design

Yi	Ordinat	Beban Axle (kN)	Gaya Batang (kN)
Y1	-0.679	145	-98.455
Y2	-0.664	145	-96.280
Y3	-0.475	35	-16.625
			$\Sigma P = -211.360$

Gaya batang karena pengaruh beban Axle dari Tandem Design

Yi	Ordinat	Beban Axle (kN)	Gaya Batang (kN)
Y1	-0.680	110	-74.800
Y2	-0.697	110	-76.670
			$\Sigma P = -151.470$

Gaya batang karena pengaruh beban merata

No	Luas	Beban Merata (kN/m)	Gaya Batang (kN)
1	-12.24	9.3	-113.832
			$\Sigma P = -113.832$

## GAYA BATANG 20

Gaya batang karena beban Axle lane design

Yi	Ordinat	Beban Axle (kN)	Gaya Batang (kN)
Y1	0.42100	145	61.04500
Y2	0.97500	145	141.37500
Y3	0.53200	35	18.62000
Y4	0	145	0.00000
Y5	0.00015	145	0.02175
Y6	0.00001	35	0.00035
			$\Sigma P = 221.06210$

Gaya batang karena pengaruh beban Axle dari Truck Design

Yi	Ordinat	Beban Axle (kN)	Gaya Batang (kN)
Y1	0.215	145	31.175
Y2	0.975	145	141.375
Y3	0.340	35	11.900
			$\Sigma P = 184.45$

Gaya batang karena pengaruh beban Axle dari Tandem Design

Yi	Ordinat	Beban Axle (kN)	Gaya Batang (kN)
Y1	0.868	110	95.480
Y2	0.960	110	105.600
			$\Sigma P = 201.080$

Gaya batang karena pengaruh beban merata

No	Luas	Beban Merata (kN/m)	Gaya Batang (kN)
1	4.875	9.3	45.338
			$\Sigma P = 45.338$

### GAYA BATANG 30

Gaya batang karena beban Axle lane design

Yi	Ordinat	Beban Axle (kN)	Gaya Batang (kN)
Y1	-0.428	145	-62.060
Y2	-1.285	145	-186.325
Y3	-1.536	35	-53.760
Y4	-0.876	145	-127.020
Y5	-0.695	145	-100.775
Y6	-0.596	35	-20.860
			$\Sigma P = -550.800$

Gaya batang karena pengaruh beban Axle dari Truck Design

Yi	Ordinat	Beban Axle (kN)	Gaya Batang (kN)
Y1	-1.285	145	-186.325
Y2	-1.572	145	-227.940
Y3	-1.392	35	-48.720
			$\Sigma P = -462.985$

Gaya batang karena pengaruh beban Axle dari Tandem Design

Yi	Ordinat	Beban Axle (kN)	Gaya Batang (kN)
Y1	-1.580	110	-173.800
Y2	-1.575	110	-173.250
			$\Sigma P = -347.050$

Gaya batang karena pengaruh beban merata

No	Luas	Beban Merata (kN/m)	Gaya Batang (kN)
1	-9.498	9.3	-88.331
2	-37.992	9.3	-353.326
			$\Sigma P = -441.657$

### GAYA BATANG 31

Gaya batang karena beban Axle lane design

Yi	Ordinat	Beban Axle (kN)	Gaya Batang (kN)
Y1	-0.421	145	-61.045
Y2	-1.242	145	-180.090
Y3	-1.508	35	-52.780
Y4	-0.876	145	-127.020
Y5	-0.695	145	-100.775
Y6	-0.582	35	-20.370
			$\Sigma P = -542.080$

Gaya batang karena pengaruh beban Axle dari Truck Design

Yi	Ordinat	Beban Axle (kN)	Gaya Batang (kN)
Y1	-1.242	145	-180.090
Y2	-1.386	145	-200.970
Y3	-1.289	35	-45.115
			$\Sigma P = -426.175$

Gaya batang karena pengaruh beban Axle dari Tandem Design

Yi	Ordinat	Beban Axle (kN)	Gaya Batang (kN)
Y1	-1.568	110	-172.480
Y2	-1.562	110	-171.820
			$\Sigma P = -344.300$

Gaya batang karena pengaruh beban merata

No	Luas	Beban Merata (kN/m)	Gaya Batang (kN)
1	-9.728	9.3	-90.470
2	-38.952	9.3	-362.254
			$\Sigma P = -452.724$

### GAYA BATANG 32

Gaya batang karena beban Axle lane design

Yi	Ordinat	Beban Axle (kN)	Gaya Batang (kN)
Y1	-0.725	145	-105.125
Y2	-1.986	145	-287.970
Y3	-1.807	35	-63.245
Y4	-1.394	145	-202.130
Y5	-0.995	145	-144.275
Y6	-0.624	35	-21.840
			$\Sigma P = -825.585$

Gaya batang karena pengaruh beban Axle dari Truck Design

Yi	Ordinat	Beban Axle (kN)	Gaya Batang (kN)
Y1	-1.800	145	-261.000
Y2	-2.364	145	-342.780
Y3	-1.785	35	-62.475
			$\Sigma P = -666.255$

Gaya batang karena pengaruh beban Axle dari Tandem Design

Yi	Ordinat	Beban Axle (kN)	Gaya Batang (kN)
Y1	-2.260	110	-248.600
Y2	-2.382	110	-262.020
			$\Sigma P = -510.620$

Gaya batang karena pengaruh beban merata

No	Luas	Beban Merata (kN/m)	Gaya Batang (kN)
1	-29.787	9.3	-277.019
2	-41.703	9.3	-387.838
			$\Sigma P = -664.857$

### GAYA BATANG 33

Gaya batang karena beban Axle lane design

Yi	Ordinat	Beban Axle (kN)	Gaya Batang (kN)
Y1	-0.693	145	-100.485
Y2	-1.488	145	-215.760
Y3	-1.794	35	-62.790
Y4	-1.407	145	-204.015
Y5	-1.186	145	-171.970
Y6	-0.799	35	-27.965
			$\Sigma P = -782.985$

Gaya batang karena pengaruh beban Axle dari Truck Design

Yi	Ordinat	Beban Axle (kN)	Gaya Batang (kN)
Y1	-1.786	145	-258.970
Y2	-2.384	145	-345.680
Y3	-2.001	35	-70.035
			$\Sigma P = -674.685$

Gaya batang karena pengaruh beban Axle dari Tandem Design

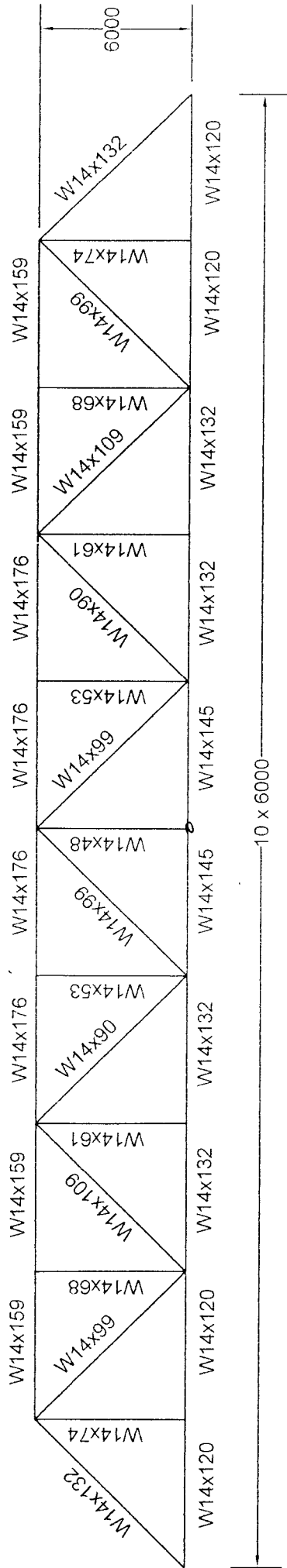
Yi	Ordinat	Beban Axle (kN)	Gaya Batang (kN)
Y1	-2.380	110	-261.800
Y2	-2.382	110	-262.020
			$\Sigma P = -523.820$

Gaya batang karena pengaruh beban merata

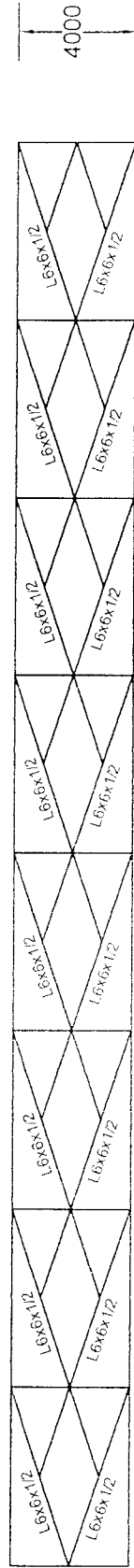
No	Luas	Beban Merata (kN/m)	Gaya Batang (kN)
1	-29.800	9.3	-277.140
2	-41.720	9.3	-387.996
			$\Sigma P = -665.136$



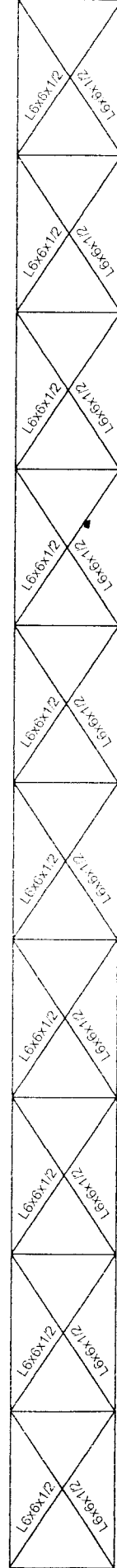
# LAMPIRAN 2



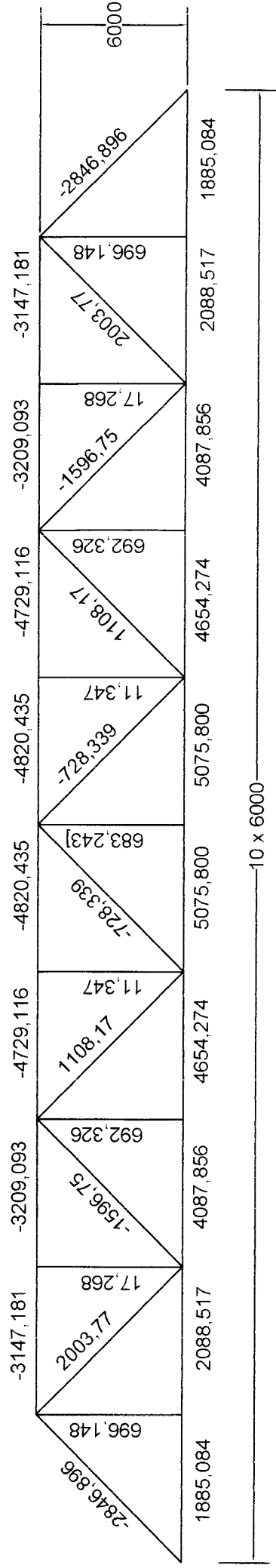
GAMBAR PROFIL BATANG RANGKA UTAMA



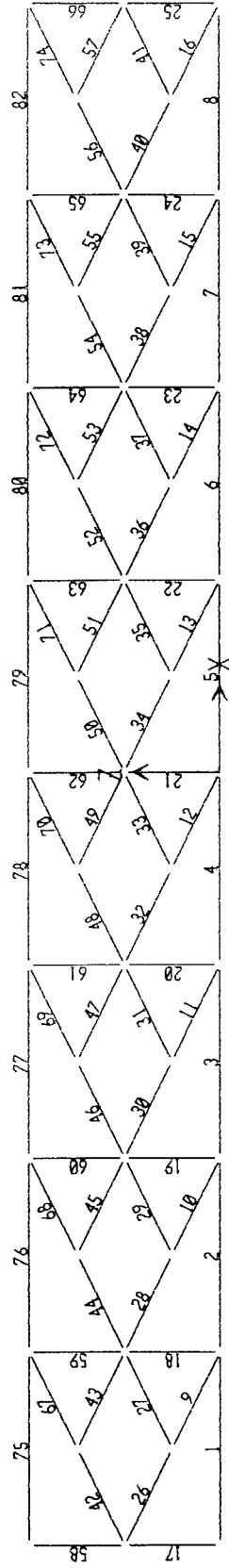
GAMBAR PROFIL BATANG RANGKA ANGIN ATAS

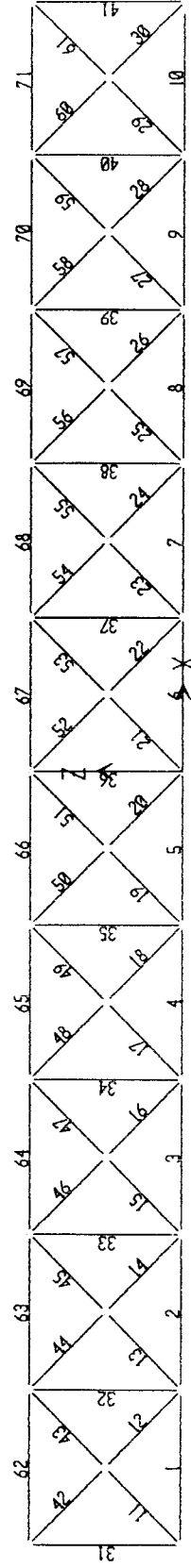


GAMBAR PROFIL BATANG RANGKA ANGIN BAWAH



GAMBAR GAYA-GAYA BATANG





**Tabel 5.4** Tabel besar gaya dan momen penampang komposit

Elemen	LOAD	STATION	V2	V3	M2	M3
1	COMB1	0	-388.033	5.17E-14	2.62E-14	4.97E-15
1	COMB1	1.5	-57.413	1.16E-14	-1.4E-14	276.085
1	COMB1	3	41.206	-3.2E-16	-2.3E-14	288.240
1	COMB1	4.5	139.826	-1.2E-14	-1.3E-14	152.466
1	COMB1	6	470.446	-5.2E-14	4.78E-14	-409.638
2	COMB1	0	-262.830	2.88E-14	3.64E-14	-409.638
2	COMB1	1.5	-164.210	1.69E-14	2.07E-15	-89.358
2	COMB1	3	-65.591	4.94E-15	-1.4E-14	82.993
2	COMB1	4.5	89.029	-1.4E-14	-3.3E-15	29.014
2	COMB1	6	187.649	-2.6E-14	2.64E-14	-178.494
3	COMB1	0	-195.371	2.38E-14	2.31E-14	-178.494
3	COMB1	1.5	-96.751	1.19E-14	-3.7E-15	40.597
3	COMB1	3	1.869	-8.3E-17	-1.3E-14	111.759
3	COMB1	4.5	100.489	-1.2E-14	-3.4E-15	34.991
3	COMB1	6	199.108	-2.4E-14	2.36E-14	-189.707
4	COMB1	0	-187.756	2.35E-14	2.35E-14	-189.707
4	COMB1	1.5	-89.136	1.15E-14	-2.7E-15	17.962
4	COMB1	3	9.484	-4.2E-16	-1.1E-14	77.701
4	COMB1	4.5	108.103	-1.2E-14	-1.4E-15	-10.489
4	COMB1	6	206.723	-2.4E-14	2.61E-14	-246.609
5	COMB1	0	-461.946	5.65E-14	3.34E-14	-246.609
5	COMB1	1.5	-131.326	1.65E-14	-3.1E-15	47.545
5	COMB1	3	-32.706	4.56E-15	-1.9E-14	170.569
5	COMB1	4.5	297.913	-3.5E-14	-1.4E-14	122.464
5	COMB1	6	396.533	-4.7E-14	4.82E-14	-398.371
6	COMB1	0	-313.191	3.73E-14	4.6E-14	-398.371
6	COMB1	1.5	-214.571	2.54E-14	-1.1E-15	-2.550
6	COMB1	3	-59.951	6.67E-15	-2.8E-14	228.542
6	COMB1	4.5	270.668	-3.3E-14	-6.7E-15	58.904
6	COMB1	6	369.288	-4.5E-14	5.23E-14	-421.063
7	COMB1	0	-377.582	4.51E-14	4.96E-14	-421.063
7	COMB1	1.5	-278.963	3.31E-14	-9E-15	71.346
7	COMB1	3	51.657	-6.9E-15	-2.2E-14	183.825
7	COMB1	4.5	150.277	-1.9E-14	-2.3E-15	32.374
7	COMB1	6	248.897	-3.1E-14	3.49E-14	-267.006
8	COMB1	0	-271.909	3.15E-14	2.81E-14	-267.006
8	COMB1	1.5	-117.289	1.27E-14	-2E-15	-0.308
8	COMB1	3	-18.669	7.94E-16	-1.2E-14	101.661
8	COMB1	4.5	79.950	-1.1E-14	-4.3E-15	55.700
8	COMB1	6	178.570	-2.3E-14	2.13E-14	-138.190
9	COMB1	0	-156.189	2.21E-14	2.12E-14	-138.190
9	COMB1	1.5	-57.569	1.01E-14	-2.9E-15	22.129
9	COMB1	3	41.050	-1.8E-15	-9.1E-15	34.518
9	COMB1	4.5	139.670	-1.4E-14	2.53E-15	-101.022
9	COMB1	6	238.290	-2.6E-14	3.21E-14	-384.492
10	COMB1	0	-365.721	3.89E-14	4.42E-14	-384.492
10	COMB1	1.5	-267.102	2.7E-14	-5.2E-15	90.126
10	COMB1	3	-168.482	1.5E-14	-3.7E-14	416.813
10	COMB1	4.5	162.138	-2.5E-14	-1.7E-14	317.171
10	COMB1	6	260.758	-3.7E-14	2.98E-14	1.03E-13

Tabel 5.10 Kombinasi Beban Rangka Utama Berdasarkan Metode AASHTO-LRFD 1994

No	Btg	Pu (KN)						Kombinasi Gaya Batang						Beban Rencana			
		DC		B. Jalur		BR		G. Angin		ULL+IM (all other)	ULL+IM (fatigue)	ST II(Pu) (KN)	Service II Pu (KN)	E.Event I Pu (KN)	Fatigue (KN)	Tekan (KN)	Tarik(KN)
		DC	B. Jalur	Ra	WL	WS	WL	WS									
1	1=10	729.6169	614.3477	0	77.2799	53.735	817.082	706.500	1885.084	1791.824	1320.562	503.381	-	1885.084			
2	2=9	734.7858	677.6939	0	201.9244	140.405	901.333	779.348	2088.517	1906.519	1369.149	555.285	-	2088.517			
3	3=8	1702.6346	1215.7403	0	298.4070	207.493	1616.935	1398.101	4087.856	3804.650	2936.761	996.147	-	4087.856			
4	4=7	1705.9808	1505.0926	0	362.6119	252.136	2001.773	1730.856	4654.274	4308.286	3133.363	1233.235	-	4654.274			
5	5=6	2029.1460	1547.7490	0	394.7173	274.460	2058.506	1779.911	5075.800	4705.204	3565.686	1268.187	-	5075.800			
6	11=29	-1166.5865	-899.1910	-48.75	0	0	-1195.924	-1034.070	-2846.896	-2784.663	-2080.570	-736.775	-2846.896	-			
7	12=28	201.1781	258.9638	0	0	0	344.422	297.808	666.148	648.927	423.684	212.188	-	696.148			
8	13=27	899.0414	615.2800	0	0	0	818.322	707.572	2003.777	1962.861	1532.963	504.145	-	2003.777			
9	14=26	3.9233	7.4325	0	0	0	9.885	8.547	17.268	16.774	9.847	6.090	-	17.268			
10	15=25	-641.3138	-532.1280	0	0	0	-707.730	-611.947	-1596.750	-1561.363	-1155.507	-436.012	-1596.750	-			
11	16=24	198.5317	277.8024	0	0	0	369.477	319.473	697.326	678.852	432.903	227.624	-	692.326			
12	17=23	387.7019	401.2630	0	0	0	533.680	461.452	1108.170	1081.486	751.467	328.785	-	1108.170			
13	18=22	1.8505	5.2889	0	0	0	7.034	6.082	11.347	10.995	5.830	4.334	-	11.347			
14	19=21	-126.4926	-335.1970	0	0	0	-445.812	-385.477	-728.339	-706.048	-381.022	-274.652	-728.339	-			
15	20	198.3992	270.0325	0	0	0	359.143	310.537	683.243	665.285	427.571	221.258	-	683.243			
16	30=37	-1296.2164	-992.4570	-48.75	-3.022	-4.968	-1319.968	-1141.326	-3147.181	-3075.550	-2304.629	-813.194	-3147.181	-			
17	31=36	-1301.6495	-994.8040	-48.75	-52.441	-86.209	-1323.089	-1144.025	-3209.093	-3085.041	-2312.982	-815.118	-3209.093	-			
18	32=35	-1948.3512	-1460.4420	-48.75	-87.680	-144.141	-1942.388	-1679.508	-4729.116	-4536.830	-3431.008	-1196.650	-4729.116	-			
19	33=34	-1950.0560	-1498.1210	-48.75	-108.447	-178.279	-1992.501	-1722.839	-4820.435	-4603.682	-3458.196	-1227.523	-4820.435	-			

Tabel 5.12 Kekuatan Batang Tekan Pada Rangka Utama (Main Truss)

No	Btg	L (mm)	Profil	K	E	Fy (Mpa)	As (mm <sup>2</sup> )	r (mm)	π	λ	Pn (N)		Φc	Pr = Φc.Pn (kN)	Pu (kN)	Rasio	Ket
											λ ≤ 2.25	λ ≥ 2.25					
1	11=29	8485.281	W14x132	1	200000	350	25032.21	95.50	3.14	1.401097	4894753	-	4405.2781	2846.896	0.64625	Aman	
2	15=25	8485.281	W14x109	1	200000	350	20645.12	95.00	3.14	1.416122	4011786	-	3610.6070	1597.750	0.44252	Aman	
3	19=21	8485.281	W14x 99	1	200000	350	18774.16	94.74	3.14	1.423725	3636710	-	3273.0389	728.339	0.22253	Aman	
4	30=31	6000.000	W14x159	1	200000	350	30128.97	101.60	3.14	0.619005	8153597	-	7338.2372	3209.093	0.43731	Aman	
5	32=33	6000.000	W14x176	1	200000	350	33419.29	102.11	3.14	0.612861	9067150	-	8160.4354	4820.435	0.59071	Aman	
	34=35																

Tabel 5.13 Rasio Tebal Batang Tekan Pada Rangka Utama (Main Truss)

No	Batang	Profil	bf (mm)	d (mm)	tw (mm)	tf (mm)	k1	k2	E	Fy (Mpa)	b/2t	d/tw	A	B	C	D
1	11=29	W14x132	376.02	320.04	16.383	30.162	0.56	1.49	200000	350	12.46651	19.53488	13.38656	35.61781	Aman	Aman
2	15=25	W14x109	373.51	320.04	13.082	37.274	0.56	1.49	200000	350	10.02066	24.46415	13.38656	35.61781	Aman	Aman
3	19=21	W14x 99	369.95	320.04	12.319	19.812	0.56	1.49	200000	350	18.67308	25.97938	13.38656	35.61781	Aman	Aman
4	30=31	W14x159	395.35	320.04	18.923	30.226	0.56	1.49	200000	350	13.07983	16.91275	13.38656	35.61781	Aman	Aman
5	32=33	W14x176	397.51	320.04	21.082	33.274	0.56	1.49	200000	350	11.94656	15.18072	13.38656	35.61781	Aman	Aman
	34=35															

Keterangan :

- Untuk kolom panjang ( $\lambda \geq 2.25$ ), maka  $P_n = \frac{0.88 F_y A_s}{\lambda}$
  - Untuk kolom panjang menengah ( $\lambda \leq 2.25$ ), maka  $P_n = 0.66^2 F_y A_s$
  - Rasio =  $\frac{P_u}{Pr} \leq 1$  ..... Aman
- $$A = k1 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$
- $$B = k2 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$
- $$C = \frac{b}{t_f} \leq k1 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$
- $$D = \frac{h}{t_w} \leq k2 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$



**Tabel 5.14** Rasio Kelangsingan Batang Tekan Pada Rangka Utama (Main Truss)

No	Batang	K	L (mm)	r (mm)	KL/r	KL/r ≤ 120
1	11=29	1	8485.281	95.50	88.8474	Aman
2	15=25	1	8485.281	95.00	89.3225	Aman
3	19=21	1	8485.281	94.74	89.5620	Aman
4	30=31 36=37	1	6000.000	101.60	59.0551	Aman
5	32=33 34=35	1	6000.000	102.11	58.7613	Aman

Tabel 5.15 Kekuatan batang tekan pada rangka atas pengaku angin (Top Chord)

No	Btg	L (mm)	Profil	K	E	Fy (Mpa)	As (mm <sup>2</sup> )	r (mm)	π	λ	Pn (N)		Φc	Pr = Φc.Pn (kN)	Pu (kN)	Rasio	Ket
											λ ≤ 2.25	λ ≥ 2.25					
1	13	3163	L 6x6x1/2	1	200000	350	3064.51	24.97	3.14	2.848	-	331.367	0.9	298.230	6.34	0.021	Aman
2	14	3163	L 6x6x1/2	1	200000	350	3064.51	24.97	3.14	2.848	-	331.367	0.9	298.230	30.39	0.102	Aman
3	15	3163	L 6x6x1/2	1	200000	350	3064.51	24.97	3.14	2.848	-	331.367	0.9	298.230	54.87	0.184	Aman
4	16	3163	L 6x6x1/2	1	200000	350	3064.51	24.97	3.14	2.848	-	331.367	0.9	298.230	79.56	0.267	Aman
5	17	2000	L 6x6x1/2	1	200000	350	3064.51	24.97	3.14	1.139	668.217	-	0.9	601.396	64.12	0.107	Aman
6	18	2000	L 6x6x1/2	1	200000	350	3064.51	24.97	3.14	1.139	668.217	-	0.9	601.396	25.89	0.043	Aman
7	19	2000	L 6x6x1/2	1	200000	350	3064.51	24.97	3.14	1.139	668.217	-	0.9	601.396	19.66	0.033	Aman
8	20	2000	L 6x6x1/2	1	200000	350	3064.51	24.97	3.14	1.139	668.217	-	0.9	601.396	13.23	0.022	Aman
9	21	2000	L 6x6x1/2	1	200000	350	3064.51	24.97	3.14	1.139	668.217	-	0.9	601.396	6.44	0.011	Aman
10	25	2000	L 6x6x1/2	1	200000	350	3064.51	24.97	3.14	1.139	668.217	-	0.9	601.396	39.88	0.066	Aman
11	27	3163	L 6x6x1/2	1	200000	350	3064.51	24.97	3.14	2.848	-	331.367	0.9	298.230	7.71	0.026	Aman
12	29	3163	L 6x6x1/2	1	200000	350	3064.51	24.97	3.14	2.848	-	331.367	0.9	298.230	1.52	0.005	Aman
13	36	3163	L 6x6x1/2	1	200000	350	3064.51	24.97	3.14	2.848	-	331.367	0.9	298.230	19.02	0.064	Aman
14	38	3163	L 6x6x1/2	1	200000	350	3064.51	24.97	3.14	2.848	-	331.367	0.9	298.230	43.45	0.146	Aman
15	40	3163	L 6x6x1/2	1	200000	350	3064.51	24.97	3.14	2.848	-	331.367	0.9	298.230	70.83	0.237	Aman
16	42	3163	L 6x6x1/2	1	200000	350	3064.51	24.97	3.14	2.848	-	331.367	0.9	298.230	76.31	0.256	Aman
17	44	3163	L 6x6x1/2	1	200000	350	3064.51	24.97	3.14	2.848	-	331.367	0.9	298.230	61.04	0.205	Aman
18	45	3163	L 6x6x1/2	1	200000	350	3064.51	24.97	3.14	2.848	-	331.367	0.9	298.230	43.66	0.146	Aman
19	46	3163	L 6x6x1/2	1	200000	350	3064.51	24.97	3.14	2.848	-	331.367	0.9	298.230	3.99	0.013	Aman
20	47	3163	L 6x6x1/2	1	200000	350	3064.51	24.97	3.14	2.848	-	331.367	0.9	298.230	24.60	0.082	Aman
21	48	3163	L 6x6x1/2	1	200000	350	3064.51	24.97	3.14	2.848	-	331.367	0.9	298.230	8.18	0.027	Aman
22	49	3163	L 6x6x1/2	1	200000	350	3064.51	24.97	3.14	2.848	-	331.367	0.9	298.230	3.77	0.013	Aman
24	51	3163	L 6x6x1/2	1	200000	350	3064.51	24.97	3.14	2.848	-	331.367	0.9	298.230	11.21	0.038	Aman
25	53	3163	L 6x6x1/2	1	200000	350	3064.51	24.97	3.14	2.848	-	331.367	0.9	298.230	13.11	0.044	Aman

26	55	3163	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	1	200000	350	3064.51	24.97	3.14	2.848	-	331.367	0.9	298.230	14.13	0.047	Aman
27	57	3163	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	1	200000	350	3064.51	24.97	3.14	2.848	-	331.367	0.9	298.230	10.93	0.037	Aman
28	58	2000	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	1	200000	350	3064.51	24.97	3.14	1.139	668.217	-	0.9	601.396	9.52	0.016	Aman
29	61	2000	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	1	200000	350	3064.51	24.97	3.14	1.139	668.217	-	0.9	601.396	3.01	0.005	Aman
30	62	2000	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	1	200000	350	3064.51	24.97	3.14	1.139	668.217	-	0.9	601.396	9.80	0.016	Aman
31	63	2000	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	1	200000	350	3064.51	24.97	3.14	1.139	668.217	-	0.9	601.396	16.93	0.028	Aman
32	64	2000	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	1	200000	350	3064.51	24.97	3.14	1.139	668.217	-	0.9	601.396	24.38	0.041	Aman
33	65	2000	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	1	200000	350	3064.51	24.97	3.14	1.139	668.217	-	0.9	601.396	32.16	0.053	Aman
34	66	2000	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	1	200000	350	3064.51	24.97	3.14	1.139	668.217	-	0.9	601.396	33.10	0.055	Aman
35	67	3163	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	1	200000	350	3064.51	24.97	3.14	2.848	-	331.367	0.9	298.230	82.35	0.276	Aman
36	68	3163	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	1	200000	350	3064.51	24.97	3.14	2.848	-	331.367	0.9	298.230	61.75	0.207	Aman
37	69	3163	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	1	200000	350	3064.51	24.97	3.14	2.848	-	331.367	0.9	298.230	39.76	0.133	Aman
38	70	3163	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	1	200000	350	3064.51	24.97	3.14	2.848	-	331.367	0.9	298.230	17.15	0.057	Aman

Tabel 5.16 Rasio tebal batang tekan pada rangka atas pengaku angin (Top Chord)

No	Batang	Profil	b(mm)	h(mm)	tf(mm)	tw(mm)	tf(mm)	k1	k2	E	Fy (Mpa)	b/t	h/tw	A	B	C	D
1	13	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	152.40	139.70	12.70	12.70	12.70	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
2	14	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	152.40	139.70	12.70	12.70	12.70	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
3	15	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	152.40	139.70	12.70	12.70	12.70	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
4	16	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	152.40	139.70	12.70	12.70	12.70	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
5	17	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	152.40	139.70	12.70	12.70	12.70	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
6	18	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	152.40	139.70	12.70	12.70	12.70	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
7	19	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	152.40	139.70	12.70	12.70	12.70	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
8	20	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	152.40	139.70	12.70	12.70	12.70	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
9	21	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	152.40	139.70	12.70	12.70	12.70	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
10	25	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	152.40	139.70	12.70	12.70	12.70	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
11	27	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	152.40	139.70	12.70	12.70	12.70	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman



**Tabel 5.17** Rasio kelangsingan batang tekan pada rangka atas pengaku angin (*Top Chord*)

No	Batang	K	L (mm)	r (mm)	KL/r	KL/r < 140	No	Batang	K	L (mm)	r (mm)	KL/r	KL/r < 140
1	13	1	3163	29.97	105.5318	Aman	21	48	1	3163	29.97	105.5318	Aman
2	14	1	3163	29.97	105.5318	Aman	22	49	1	3163	29.97	105.5318	Aman
3	15	1	3163	29.97	105.5318	Aman	23	51	1	3163	29.97	105.5318	Aman
4	16	1	3163	29.97	105.5318	Aman	24	53	1	3163	29.97	105.5318	Aman
5	17	1	2000	29.97	66.7289	Aman	25	55	1	3163	29.97	105.5318	Aman
6	18	1	2000	29.97	66.7289	Aman	26	57	1	3163	29.97	105.5318	Aman
7	19	1	2000	29.97	66.7289	Aman	27	58	1	2000	29.97	66.7289	Aman
8	20	1	2000	29.97	66.7289	Aman	28	61	1	2000	29.97	66.7289	Aman
9	21	1	2000	29.97	66.7289	Aman	29	62	1	2000	29.97	66.7289	Aman
10	25	1	2000	29.97	66.7289	Aman	30	63	1	2000	29.97	66.7289	Aman
11	27	1	3163	29.97	105.5318	Aman	31	64	1	2000	29.97	66.7289	Aman
12	29	1	3163	29.97	105.5318	Aman	32	65	1	2000	29.97	66.7289	Aman
13	36	1	3163	29.97	105.5318	Aman	33	66	1	2000	29.97	66.7289	Aman
14	38	1	3163	29.97	105.5318	Aman	34	67	1	3163	29.97	105.5318	Aman
15	40	1	3163	29.97	105.5318	Aman	35	68	1	3163	29.97	105.5318	Aman
16	42	1	3163	29.97	105.5318	Aman	36	69	1	3163	29.97	105.5318	Aman
17	44	1	3163	29.97	105.5318	Aman	37	70	1	3163	29.97	105.5318	Aman
18	45	1	3163	29.97	105.5318	Aman							
19	46	1	3163	29.97	105.5318	Aman							
20	47	1	3163	29.97	105.5318	Aman							

Tabel 5.18 Kekuatan batang tekan pada Bottom Chord

No	Btg	L(mm)	Profil	K	E	Fy(Mpa)	As(mm <sup>2</sup> )	r(mm)	π	λ	Pn(N)		Φc	Pr = Φc.Pn (kN)	Pu (kN)	Rasio	Ket
											λ ≤ 2.25	λ ≥ 2.25					
1	11	3606	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	1	200000	350	3709.67	29.97	3.14	2.569	-	444.721	0.9	400.249	92.176	0.230	Aman
2	13	3606	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	1	200000	350	3709.67	29.97	3.14	2.569	-	444.721	0.9	400.249	66.072	0.165	Aman
3	15	3606	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	1	200000	350	3709.67	29.97	3.14	2.569	-	444.721	0.9	400.249	44.884	0.112	Aman
4	17	3606	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	1	200000	350	3709.67	29.97	3.14	2.569	-	444.721	0.9	400.249	24.107	0.060	Aman
5	19	3606	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	1	200000	350	3709.67	29.97	3.14	2.569	-	444.721	0.9	400.249	3.969	0.010	Aman
6	22	3606	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	1	200000	350	3709.67	29.97	3.14	2.569	-	444.721	0.9	400.249	3.969	0.010	Aman
7	24	3606	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	1	200000	350	3709.67	29.97	3.14	2.569	-	444.721	0.9	400.249	24.107	0.060	Aman
8	26	3606	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	1	200000	350	3709.67	29.97	3.14	2.569	-	444.721	0.9	400.249	44.884	0.112	Aman
9	28	3606	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	1	200000	350	3709.67	29.97	3.14	2.569	-	444.721	0.9	400.249	66.072	0.165	Aman
10	30	3606	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	1	200000	350	3709.67	29.97	3.14	2.569	-	444.721	0.9	400.249	92.176	0.230	Aman
11	43	3606	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	1	200000	350	3709.67	29.97	3.14	2.569	-	444.721	0.9	400.249	95.031	0.237	Aman
12	45	3606	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	1	200000	350	3709.67	29.97	3.14	2.569	-	444.721	0.9	400.249	73.592	0.184	Aman
13	47	3606	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	1	200000	350	3709.67	29.97	3.14	2.569	-	444.721	0.9	400.249	56.171	0.140	Aman
14	49	3606	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	1	200000	350	3709.67	29.97	3.14	2.569	-	444.721	0.9	400.249	37.915	0.095	Aman
15	51	3606	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	1	200000	350	3709.67	29.97	3.14	2.569	-	444.721	0.9	400.249	19.036	0.048	Aman
16	52	3606	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	1	200000	350	3709.67	29.97	3.14	2.569	-	444.721	0.9	400.249	19.036	0.048	Aman
17	54	3606	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	1	200000	350	3709.67	29.97	3.14	2.569	-	444.721	0.9	400.249	37.915	0.095	Aman
18	56	3606	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	1	200000	350	3709.67	29.97	3.14	2.569	-	444.721	0.9	400.249	56.171	0.140	Aman
19	58	3606	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	1	200000	350	3709.67	29.97	3.14	2.569	-	444.721	0.9	400.249	73.592	0.184	Aman
20	60	3606	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	1	200000	350	3709.67	29.97	3.14	2.569	-	444.721	0.9	400.249	95.031	0.237	Aman

**Tabel 5.19** Rasio tebal batang tekan pada Bottom Chord

No	Batang	Profil	bf(mm)	h(mm)	tw(mm)	tf(mm)	k1	k2	E	Fy (Mpa)	b/t	h/tw	A	B	C	D
1	11	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	152.40	139.70	12.70	12.70	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
2	13	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	152.40	139.70	12.70	12.70	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
3	15	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	152.40	139.70	12.70	12.70	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
4	17	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	152.40	139.70	12.70	12.70	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
5	19	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	152.40	139.70	12.70	12.70	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
6	22	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	152.40	139.70	12.70	12.70	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
7	24	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	152.40	139.70	12.70	12.70	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
8	26	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	152.40	139.70	12.70	12.70	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
9	28	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	152.40	139.70	12.70	12.70	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
10	30	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	152.40	139.70	12.70	12.70	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
11	43	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	152.40	139.70	12.70	12.70	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
12	45	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	152.40	139.70	12.70	12.70	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
13	47	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	152.40	139.70	12.70	12.70	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
14	49	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	152.40	139.70	12.70	12.70	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
15	51	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	152.40	139.70	12.70	12.70	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
16	52	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	152.40	139.70	12.70	12.70	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
17	54	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	152.40	139.70	12.70	12.70	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
18	56	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	152.40	139.70	12.70	12.70	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
19	58	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	152.40	139.70	12.70	12.70	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
20	60	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	152.40	139.70	12.70	12.70	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman

**Tabel 5.20** Rasio kelangsingan batang tekan pada Bottom Chord

No	Batang	K	L(mm)	r(mm)	KL/r	KL/r ≤ 140	No	Batang	K	L(mm)	r(mm)	KL/r	KL/r ≤ 140
1	11	1	3606	29.97	120.3123	Aman	11	43	1	3606	29.97	120.3123	Aman
2	13	1	3606	29.97	120.3123	Aman	12	45	1	3606	29.97	120.3123	Aman
3	15	1	3606	29.97	120.3123	Aman	13	47	1	3606	29.97	120.3123	Aman
4	17	1	3606	29.97	120.3123	Aman	14	49	1	3606	29.97	120.3123	Aman
5	19	1	3606	29.97	120.3123	Aman	15	51	1	3606	29.97	120.3123	Aman
6	22	1	3606	29.97	120.3123	Aman	16	52	1	3606	29.97	120.3123	Aman
7	24	1	3606	29.97	120.3123	Aman	17	54	1	3606	29.97	120.3123	Aman
8	26	1	3606	29.97	120.3123	Aman	18	56	1	3606	29.97	120.3123	Aman
9	28	1	3606	29.97	120.3123	Aman	19	58	1	3606	29.97	120.3123	Aman
10	30	1	3606	29.97	120.3123	Aman	20	60	1	3606	29.97	120.3123	Aman



**Tabel 5.22** Kriteria Leleh Batang Tarik Rangka Utama (Main Truss)

No Batang	Profil	Fy (Mpa)	Ag(mm <sup>2</sup> )	Φy	Φy.Pny=Φy.Fy.Ag(kN)	Pu (kN)	Rasio	Keterangan
1	1=2 9=10	350	22774.15	0.95	7572.4042	1885.084	0.44890	Aman
2	3=4 7=8	350	25032.21	0.95	8323.2092	4087.856	0.64380	Aman
3	5=6	350	27548.33	0.95	9159.8204	5075.800	0.77325	Aman
4	12=28	350	14064.49	0.95	4676.4423	666.148	0.34260	Aman
5	14=26	350	12903.20	0.95	4290.3140	17.268	0.20402	Aman
6	16=24	350	11548.36	0.95	3839.8310	697.326	0.43560	Aman
7	18=22	350	10064.50	0.95	3346.4449	11.347	0.58930	Aman
8	20	350	9096.76	0.95	3024.6714	683.243	0.67241	Aman
9	13=27	350	18774.16	0.95	6242.4069	2003.777	0.52099	Aman
10	17=23	350	17096.74	0.95	5684.6661	1108.170	0.38216	Aman

**Tabel 5.23** Rasio Kelangsingan Batang Tarik Pada Rangka Utama (Main Truss)

No Batang	K	L(mm)	r(mm)	KL/r	KL/r ≤ 140
1	1	6000.000	95.00	63.1606	Aman
2	1	6000.000	95.50	62.8246	Aman
3	1	6000.000	101.09	59.3519	Aman
4	1	6000.000	62.99	95.2502	Aman
5	1	6000.000	62.48	96.0246	Aman
6	1	6000.000	62.23	96.4165	Aman
7	1	6000.000	48.77	123.0315	Aman
8	1	6000.000	48.51	123.6756	Aman
9	1	8485.281	93.98	90.2882	Aman
10	1	8485.281	93.98	90.2882	Aman

Tabel 5.24 Kriteria leleh batang tarik Top Chord

No	Batang	Profil	Fy (Mpa)	Ag(mm <sup>2</sup> )	Φy	Φy Pny=Φy Fy Ag(kN)	Pu (kN)	Rasio	Keterangan
1	9	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	350	3064.51	0.95	1018.950	82.119	0.081	Aman
2	10	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	350	3064.51	0.95	1018.950	61.520	0.060	Aman
3	11	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	350	3064.51	0.95	1018.950	39.629	0.039	Aman
4	12	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	350	3064.51	0.95	1018.950	17.013	0.017	Aman
5	22	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	350	3064.51	0.95	1018.950	0.686	0.001	Aman
6	23	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	350	3064.51	0.95	1018.950	8.182	0.008	Aman
7	24	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	350	3064.51	0.95	1018.950	15.712	0.015	Aman
8	26	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	350	3064.51	0.95	1018.950	76.002	0.075	Aman
9	28	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	350	3064.51	0.95	1018.950	60.730	0.060	Aman
10	30	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	350	3064.51	0.95	1018.950	43.462	0.043	Aman
11	31	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	350	3064.51	0.95	1018.950	3.850	0.004	Aman
12	32	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	350	3064.51	0.95	1018.950	24.403	0.024	Aman
13	33	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	350	3064.51	0.95	1018.950	8.040	0.008	Aman
14	34	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	350	3064.51	0.95	1018.950	3.573	0.004	Aman
15	35	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	350	3064.51	0.95	1018.950	11.069	0.011	Aman
16	37	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	350	3064.51	0.95	1018.950	12.904	0.013	Aman
17	39	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	350	3064.51	0.95	1018.950	13.247	0.013	Aman
18	41	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	350	3064.51	0.95	1018.950	10.753	0.011	Aman
19	43	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	350	3064.51	0.95	1018.950	7.549	0.007	Aman
20	45	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	350	3064.51	0.95	1018.950	1.378	0.001	Aman
21	52	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	350	3064.51	0.95	1018.950	18.824	0.018	Aman
22	54	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	350	3064.51	0.95	1018.950	43.213	0.042	Aman
23	56	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	350	3064.51	0.95	1018.950	69.517	0.068	Aman
24	59	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	350	3064.51	0.95	1018.950	9.621	0.009	Aman

25	60	L 6x6x $\frac{1}{2}$	350	3064.51	0.95	1018.950	3.464	0.003	Aman
26	71	L 6x6x $\frac{1}{2}$	350	3064.51	0.95	1018.950	6.208	0.006	Aman
27	72	L 6x6x $\frac{1}{2}$	350	3064.51	0.95	1018.950	30.312	0.030	Aman
28	73	L 6x6x $\frac{1}{2}$	350	3064.51	0.95	1018.950	55.410	0.054	Aman
29	74	L 6x6x $\frac{1}{2}$	350	3064.51	0.95	1018.950	78.181	0.077	Aman

**Tabel 5.25** Rasio kelangsingan batang tarik Top Chord

No	Batang	K	L (mm)	r (mm)	KL/r	KL/r < 240	No	Batang	K	L (mm)	r (mm)	KL/r	KL/r < 240
1	9	1	3163	24.97	126.681	Aman	16	37	1	3163	24.97	126.681	Aman
2	10	1	3163	24.97	126.681	Aman	17	39	1	3163	24.97	126.681	Aman
3	11	1	3163	24.97	126.681	Aman	18	41	1	3163	24.97	126.681	Aman
4	12	1	3163	24.97	126.681	Aman	19	43	1	3163	24.97	126.681	Aman
5	22	1	2000	24.97	80.102	Aman	20	45	1	3163	24.97	126.681	Aman
6	23	1	2000	24.97	80.102	Aman	21	52	1	3163	24.97	126.681	Aman
7	24	1	2000	24.97	80.102	Aman	22	54	1	3163	24.97	126.681	Aman
8	26	1	3163	24.97	126.681	Aman	23	56	1	3163	24.97	126.681	Aman
9	28	1	3163	24.97	126.681	Aman	24	59	1	2000	24.97	80.102	Aman
10	30	1	3163	24.97	126.681	Aman	25	60	1	2000	24.97	80.102	Aman
11	31	1	3163	24.97	126.681	Aman	26	71	1	3163	24.97	126.681	Aman
12	32	1	3163	24.97	126.681	Aman	27	72	1	3163	24.97	126.681	Aman
13	33	1	3163	24.97	126.681	Aman	28	73	1	3163	24.97	126.681	Aman
14	34	1	3163	24.97	126.681	Aman	29	74	1	3163	24.97	126.681	Aman
15	35	1	3163	24.97	126.681	Aman							

3	16	1	3605	24.97	144.384	Aman	13	46	1	3605	24.97	144.384	Aman
4	18	1	3605	24.97	144.384	Aman	14	48	1	3605	24.97	144.384	Aman
5	20	1	3605	24.97	144.384	Aman	15	50	1	3605	24.97	144.384	Aman
6	21	1	3605	24.97	144.384	Aman	16	53	1	3605	24.97	144.384	Aman

**Tabel 5.26** Kriteria leleh batang tarik Bottom Chord

No	Batang	Profil	Fy (Mpa)	Ag(mm <sup>2</sup> )	Φy	Φy Pny=Φy Fy Ag(kN)	Pu (kN)	Rasio	Keterangan
1	12	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	350	3064.51	0.95	1018.950	82.8378	0.081	Aman
2	14	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	350	3064.51	0.95	1018.950	70.4869	0.069	Aman
3	16	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	350	3064.51	0.95	1018.950	52.6605	0.052	Aman
4	18	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	350	3064.51	0.95	1018.950	34.4187	0.034	Aman
5	20	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	350	3064.51	0.95	1018.950	15.5397	0.015	Aman
6	21	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	350	3064.51	0.95	1018.950	15.5397	0.015	Aman
7	23	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	350	3064.51	0.95	1018.950	34.4187	0.034	Aman
8	25	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	350	3064.51	0.95	1018.950	52.6605	0.052	Aman
9	27	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	350	3064.51	0.95	1018.950	70.4869	0.069	Aman
10	29	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	350	3064.51	0.95	1018.950	82.8378	0.081	Aman
11	42	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	350	3064.51	0.95	1018.950	79.5864	0.078	Aman
12	44	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	350	3064.51	0.95	1018.950	63.0295	0.062	Aman
13	46	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	350	3064.51	0.95	1018.950	41.3664	0.041	Aman
14	48	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	350	3064.51	0.95	1018.950	20.6107	0.020	Aman
15	50	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	350	3064.51	0.95	1018.950	0.4723	0.000	Aman
16	53	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	350	3064.51	0.95	1018.950	0.4723	0.000	Aman
17	55	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	350	3064.51	0.95	1018.950	20.6107	0.020	Aman
18	57	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	350	3064.51	0.95	1018.950	41.3664	0.041	Aman
19	59	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	350	3064.51	0.95	1018.950	63.0295	0.062	Aman
20	61	L 6x6x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	350	3064.51	0.95	1018.950	79.5864	0.078	Aman

# LAMPIRAN 3

**Tabel 5.29** Perhitungan Jumlah Baut Rangka Utama

Batang	Profil	Pu total KN	bf (inc)	tf (inc)	h (inc)	tw (inc)	Ag sayap (inc <sup>2</sup> )	Ag badan (inc <sup>2</sup> )	Ag all (inc <sup>2</sup> )	Pusayap KN	Pubadan) KN	Rd Ø1" 1 baut	n perlu baut sayap	n perlu baut badan	n pakai baut sayap	n pakai baut badan
1=10	W14x120	1885.084	14.67	0.94	12.6	0.59	13.790	7.434	26.5	980.941	528.819	335.399	2.925	1.577	8	4
2=9	W14x120	2088.517	14.67	0.94	12.6	0.59	13.790	7.434	26.5	1086.801	585.888	335.399	3.240	1.747	8	4
3=8	W14x132	4087.856	14.73	1.03	12.6	0.65	15.167	8.127	32.0	1937.484	1038.188	335.399	5.777	3.095	10	4
4=7	W14x132	4654.274	14.73	1.03	12.6	0.65	15.167	8.127	26.5	2663.782	1427.369	335.399	7.942	3.856	10	4
5=6	W14x145	5075.800	15.50	1.09	12.6	0.68	16.895	8.568	38.8	2210.197	1120.862	335.399	6.590	3.342	12	4
11=29	W14x132	2846.896	14.73	1.03	12.6	0.65	15.167	8.127	51.8	833.555	446.655	335.399	2.485	-	8	-
12=28	W14x74	666.148	10.07	0.79	12.6	0.45	7.905	5.67	17.9	294.182	211.009	335.399	0.877	-	6	-
13=27	W14x99	2003.777	14.57	0.78	12.6	0.49	11.361	6.111	26.5	859.031	462.079	335.399	2.561	-	8	-
14=26	W14x68	17.268	10.04	0.72	12.6	0.42	7.225	5.229	17.9	6.970	5.044	335.399	0.021	-	6	-
15=25	W14x109	1596.750	14.61	0.86	12.6	0.53	12.560	6.615	51.8	387.175	203.909	335.399	1.154	-	8	-
16=24	W14x61	697.326	10.00	0.65	12.6	0.38	6.447	4.725	17.9	251.145	184.071	335.399	0.749	-	6	-
17=23	W14x90	1108.170	14.52	0.71	12.6	0.44	10.309	5.544	26.5	431.107	231.838	335.399	1.285	-	8	-
18=22	W14x53	11.347	8.06	0.66	12.6	0.37	5.320	4.662	17.9	3.372	2.955	335.399	0.010	-	6	-
19=21	W14x99	728.339	14.57	0.78	12.6	0.49	11.361	6.111	51.8	159.738	85.924	335.399	0.476	-	8	-
20	W14x48	683.243	8.03	0.6	12.6	0.34	4.778	4.284	17.9	182.371	163.520	335.399	0.544	-	6	-
30=37	W14x159	3147.181	15.57	1.19	12.6	0.75	18.522	9.387	46.7	1248.248	632.604	335.399	3.722	1.886	8	4
31=36	W14x159	3209.093	15.57	1.19	12.6	0.75	18.528	9.387	46.7	1273.213	645.048	335.399	3.796	1.923	8	4
32=35	W14x176	4729.116	15.65	1.31	12.6	0.83	20.502	10.458	51.8	1871.698	954.770	335.399	5.581	2.847	10	4
33=34	W14x176	4820.435	15.65	1.31	12.6	0.83	20.502	10.458	51.8	1907.841	973.207	335.399	5.688	2.902	10	4

**Tabel 5.30** Perhitungan Jumlah Baut Pada *Top Chord*

Batang	G. Batang	L(mm)	P baut	Baut (n)	Baut Pakai (n Pakai)
9	82.119	3163	83.849	0.979	2
10	61.520	3163	83.849	0.734	2
11	39.629	3163	83.849	0.473	2
12	17.013	3163	83.849	0.203	2
22	0.686	2000	83.849	0.008	2
23	8.182	2000	83.849	0.098	2
24	15.712	2000	83.849	0.187	2
26	76.002	3163	83.849	0.906	2
28	60.730	3163	83.849	0.724	2
30	43.462	3163	83.849	0.518	2
31	3.850	3163	83.849	0.046	2
32	24.403	3163	83.849	0.291	2
33	8.040	3163	83.849	0.096	2
34	3.573	3163	83.849	0.043	2
35	11.069	3163	83.849	0.132	2
37	12.904	3163	83.849	0.154	2
39	13.247	3163	83.849	0.158	2
41	10.753	3163	83.849	0.128	2
43	7.549	3163	83.849	0.090	2
45	1.378	3163	83.849	0.016	2
52	18.824	3163	83.849	0.224	2
54	43.213	3163	83.849	0.515	2
56	69.517	3163	83.849	0.829	2
59	9.621	2000	83.849	0.115	2
60	3.464	2000	83.849	0.041	2
71	6.208	3163	83.849	0.074	2
72	30.312	3163	83.849	0.362	2
73	55.41	3163	83.849	0.661	2
74	78.181	3163	83.849	0.932	2

**Tabel 5.31** Perhitungan Jumlah Baut Pada *Bottom Chord*

<b>Batang</b>	<b>G. Batang</b>	<b>L(mm)</b>	<b>P baut</b>	<b>Baut (n)</b>	<b>Baut Pakai (n Pakai)</b>
12	75.073	3605	83.849	0.895	2
14	64.182	3605	83.849	0.765	2
16	47.938	3605	83.849	0.572	2
18	31.333	3605	83.849	0.374	2
20	14.146	3605	83.849	0.169	2
21	14.146	3605	83.849	0.169	2
23	31.333	3605	83.849	0.374	2
25	47.938	3605	83.849	0.572	2
27	64.182	3605	83.849	0.765	2
29	75.073	3605	83.849	0.895	2
42	72.097	3605	83.849	0.860	2
44	57.396	3605	83.849	0.685	2
46	37.657	3605	83.849	0.449	2
48	18.763	3605	83.849	0.224	2
50	0.430	3605	83.849	0.005	2
53	0.430	3605	83.849	0.005	2
55	18.763	3605	83.849	0.224	2
57	37.657	3605	83.849	0.449	2
59	57.396	3605	83.849	0.685	2
61	72.097	3605	83.849	0.860	2



Tabel 5.32 Tabel Jarak Baut Sayap Pada Rangka Utama

Joint	Btg	Alat Sambung	Jmlh Baut 2 Sisi	Jmlh Baut 1 Sisi	Jmlh Baut 1 Baris	Jarak Tepi-Baut (inc)	Jarak (mm) Baut-Baut	T. Jarak (inc)	Jarak (mm) Tepi-Baut	Jarak (mm) Baut-Baut	T. Jarak (inc)	T. Jarak (mm)
1	1	Baut(D(1)A325	12	6	3	2.5	63.5	3	63.5	76.2	8	203.2
	11	Baut(D(1)A325	16	8	4	2.5	63.5	3	63.5	76.2	11	279.4
2	1	Baut(D(1)A325	12	6	3	2.5	63.5	3	63.5	76.2	8	203.2
	2	Baut(D(1)A325	12	6	3	2.5	63.5	3	63.5	76.2	8	203.2
3	12	Baut(D(1)A325	8	4	2	2.5	63.5	3	63.5	76.2	5	127
	2	Baut(D(1)A325	16	8	4	2.5	63.5	3	63.5	76.2	11	279.4
	3	Baut(D(1)A325	20	10	5	2.5	63.5	3	63.5	76.2	14	355.6
	13	Baut(D(1)A325	20	10	5	2.5	63.5	3	63.5	76.2	14	355.6
	14	Baut(D(1)A325	16	8	4	2.5	63.5	3	63.5	76.2	11	279.4
4	15	Baut(D(1)A325	20	10	5	2.5	63.5	3	63.5	76.2	14	355.6
	3	Baut(D(1)A325	20	10	5	2.5	63.5	3	63.5	76.2	14	355.6
	4	Baut(D(1)A325	20	10	5	2.5	63.5	3	63.5	76.2	14	355.6
	16	Baut(D(1)A325	16	8	4	2.5	63.5	3	63.5	76.2	11	279.4
	4	Baut(D(1)A325	20	10	5	2.5	63.5	3	63.5	76.2	14	355.6
5	5	Baut(D(1)A325	20	10	5	2.5	63.5	3	63.5	76.2	14	355.6
	17	Baut(D(1)A325	20	10	5	2.5	63.5	3	63.5	76.2	14	355.6
	18	Baut(D(1)A325	16	8	4	2.5	63.5	3	63.5	76.2	11	279.4
	19	Baut(D(1)A325	20	10	5	2.5	63.5	3	63.5	76.2	14	355.6
	5	Baut(D(1)A325	20	10	5	2.5	63.5	3	63.5	76.2	14	355.6
6	6	Baut(D(1)A325	20	10	5	2.5	63.5	3	63.5	76.2	14	355.6
	20	Baut(D(1)A325	16	8	4	2.5	63.5	3	63.5	76.2	11	279.4
7	6	Baut(D(1)A325	20	10	5	2.5	63.5	3	63.5	76.2	14	355.6
	7	Baut(D(1)A325	20	10	5	2.5	63.5	3	63.5	76.2	14	355.6
8	21	Baut(D(1)A325	20	10	5	2.5	63.5	3	63.5	76.2	14	355.6
	22	Baut(D(1)A325	16	8	4	2.5	63.5	3	63.5	76.2	11	279.4
9	23	Baut(D(1)A325	20	10	5	2.5	63.5	3	63.5	76.2	14	355.6
	7	Baut(D(1)A325	20	10	5	2.5	63.5	3	63.5	76.2	14	355.6
10	8	Baut(D(1)A325	20	10	5	2.5	63.5	3	63.5	76.2	14	355.6
	24	Baut(D(1)A325	16	8	4	2.5	63.5	3	63.5	76.2	11	279.4
9	8	Baut(D(1)A325	20	10	5	2.5	63.5	3	63.5	76.2	14	355.6
	9	Baut(D(1)A325	16	8	4	2.5	63.5	3	63.5	76.2	11	279.4
10	25	Baut(D(1)A325	20	10	5	2.5	63.5	3	63.5	76.2	14	355.6
	26	Baut(D(1)A325	16	8	4	2.5	63.5	3	63.5	76.2	11	279.4
10	27	Baut(D(1)A325	20	10	5	2.5	63.5	3	63.5	76.2	14	355.6
	9	Baut(D(1)A325	16	8	4	2.5	63.5	3	63.5	76.2	11	279.4
10	10	Baut(D(1)A325	16	8	4	2.5	63.5	3	63.5	76.2	11	279.4
	10	Baut(D(1)A325	16	8	4	2.5	63.5	3	63.5	76.2	11	279.4

11	28	Baut(D(1)A325	16	8	4	2.5	3	63.5	76.2	11	279.4
	10	Baut(D(1)A325	16	8	4	2.5	3	63.5	76.2	11	279.4
12	29	Baut(D(1)A325	20	10	5	2.5	3	63.5	76.2	14	355.6
	11	Baut(D(1)A325	20	10	5	2.5	3	63.5	76.2	14	355.6
13	12	Baut(D(1)A325	16	8	4	2.5	3	63.5	76.2	11	279.4
	13	Baut(D(1)A325	20	10	5	2.5	3	63.5	76.2	14	355.6
14	30	Baut(D(1)A325	20	10	5	2.5	3	63.5	76.2	14	355.6
	14	Baut(D(1)A325	16	8	4	2.5	3	63.5	76.2	11	279.4
15	30	Baut(D(1)A325	20	10	5	2.5	3	63.5	76.2	14	355.6
	31	Baut(D(1)A325	20	10	5	2.5	3	63.5	76.2	14	355.6
16	15	Baut(D(1)A325	20	10	5	2.5	3	63.5	76.2	14	355.6
	16	Baut(D(1)A325	16	8	4	2.5	3	63.5	76.2	11	279.4
17	17	Baut(D(1)A325	20	10	5	2.5	3	63.5	76.2	14	355.6
	31	Baut(D(1)A325	20	10	5	2.5	3	63.5	76.2	14	355.6
18	32	Baut(D(1)A325	20	10	5	2.5	3	63.5	76.2	14	355.6
	18	Baut(D(1)A325	16	8	4	2.5	3	63.5	76.2	11	279.4
19	32	Baut(D(1)A325	20	10	5	2.5	3	63.5	76.2	14	355.6
	33	Baut(D(1)A325	20	10	5	2.5	3	63.5	76.2	14	355.6
20	19	Baut(D(1)A325	20	10	5	2.5	3	63.5	76.2	14	355.6
	20	Baut(D(1)A325	16	8	4	2.5	3	63.5	76.2	11	279.4
21	21	Baut(D(1)A325	20	10	5	2.5	3	63.5	76.2	14	355.6
	33	Baut(D(1)A325	20	10	5	2.5	3	63.5	76.2	14	355.6
22	34	Baut(D(1)A325	20	10	5	2.5	3	63.5	76.2	14	355.6
	22	Baut(D(1)A325	16	8	4	2.5	3	63.5	76.2	11	279.4
23	34	Baut(D(1)A325	20	10	5	2.5	3	63.5	76.2	14	355.6
	35	Baut(D(1)A325	20	10	5	2.5	3	63.5	76.2	14	355.6
24	23	Baut(D(1)A325	20	10	5	2.5	3	63.5	76.2	14	355.6
	24	Baut(D(1)A325	16	8	4	2.5	3	63.5	76.2	11	279.4
25	25	Baut(D(1)A325	20	10	5	2.5	3	63.5	76.2	14	355.6
	35	Baut(D(1)A325	20	10	5	2.5	3	63.5	76.2	14	355.6
26	36	Baut(D(1)A325	20	10	5	2.5	3	63.5	76.2	14	355.6
	26	Baut(D(1)A325	16	8	4	2.5	3	63.5	76.2	11	279.4
27	36	Baut(D(1)A325	20	10	5	2.5	3	63.5	76.2	14	355.6
	37	Baut(D(1)A325	20	10	5	2.5	3	63.5	76.2	14	355.6
28	27	Baut(D(1)A325	20	10	5	2.5	3	63.5	76.2	14	355.6
	28	Baut(D(1)A325	16	8	4	2.5	3	63.5	76.2	11	279.4
29	29	Baut(D(1)A325	20	10	5	2.5	3	63.5	76.2	14	355.6
	37	Baut(D(1)A325	20	10	5	2.5	3	63.5	76.2	14	355.6

Tabel 5.33 Jarak Baut Badan Pada Rangka Utama

Joint	Btg	Alat Sambung	Jmlh Baut 1 Sisi	Jmlh Baut 1 Baris	Jarak (inc) Tepi-Baut	Jarak (inc) Baut-Baut	Jarak (mm) Tepi-Baut	Jarak (mm) Baut-Baut	T. Jarak (inc)	T. Jarak (mm)
1	1	Baut(D(1)A325	4	2	2.5	3	63.5	76.2	5	127
	11	Baut(D(1)A325	4	2	2.5	3	63.5	76.2	5	127
2	1	Baut(D(1)A325	4	2	2.5	3	63.5	76.2	5	127
	2	Baut(D(1)A325	4	2	2.5	3	63.5	76.2	5	127
3	12	Baut(D(1)A325	4	2	2.5	3	63.5	76.2	5	127
	2	Baut(D(1)A325	4	2	2.5	3	63.5	76.2	5	127
4	3	Baut(D(1)A325	4	2	2.5	3	63.5	76.2	5	127
	13	Baut(D(1)A325	4	2	2.5	3	63.5	76.2	5	127
5	14	Baut(D(1)A325	4	2	2.5	3	63.5	76.2	5	127
	15	Baut(D(1)A325	4	2	2.5	3	63.5	76.2	5	127
6	3	Baut(D(1)A325	4	2	2.5	3	63.5	76.2	5	127
	4	Baut(D(1)A325	4	2	2.5	3	63.5	76.2	5	127
7	16	Baut(D(1)A325	4	2	2.5	3	63.5	76.2	5	127
	4	Baut(D(1)A325	4	2	2.5	3	63.5	76.2	5	127
8	5	Baut(D(1)A325	4	2	2.5	3	63.5	76.2	5	127
	17	Baut(D(1)A325	4	2	2.5	3	63.5	76.2	5	127
9	18	Baut(D(1)A325	4	2	2.5	3	63.5	76.2	5	127
	19	Baut(D(1)A325	4	2	2.5	3	63.5	76.2	5	127
10	5	Baut(D(1)A325	4	2	2.5	3	63.5	76.2	5	127
	6	Baut(D(1)A325	4	2	2.5	3	63.5	76.2	5	127
11	20	Baut(D(1)A325	4	2	2.5	3	63.5	76.2	5	127
	6	Baut(D(1)A325	4	2	2.5	3	63.5	76.2	5	127
12	7	Baut(D(1)A325	4	2	2.5	3	63.5	76.2	5	127
	21	Baut(D(1)A325	4	2	2.5	3	63.5	76.2	5	127
13	22	Baut(D(1)A325	4	2	2.5	3	63.5	76.2	5	127
	23	Baut(D(1)A325	4	2	2.5	3	63.5	76.2	5	127
14	7	Baut(D(1)A325	4	2	2.5	3	63.5	76.2	5	127
	8	Baut(D(1)A325	4	2	2.5	3	63.5	76.2	5	127
15	24	Baut(D(1)A325	4	2	2.5	3	63.5	76.2	5	127
	8	Baut(D(1)A325	4	2	2.5	3	63.5	76.2	5	127
16	9	Baut(D(1)A325	4	2	2.5	3	63.5	76.2	5	127
	25	Baut(D(1)A325	4	2	2.5	3	63.5	76.2	5	127
17	26	Baut(D(1)A325	4	2	2.5	3	63.5	76.2	5	127
	27	Baut(D(1)A325	4	2	2.5	3	63.5	76.2	5	127
18	9	Baut(D(1)A325	4	2	2.5	3	63.5	76.2	5	127
	10	Baut(D(1)A325	4	2	2.5	3	63.5	76.2	5	127

11	28	Baut(D(1)A325	4	2	2.5	3	63.5	76.2	5	127
	10	Baut(D(1)A325	4	2	2.5	3	63.5	76.2	5	127
	29	Baut(D(1)A325	4	2	2.5	3	63.5	76.2	5	127
	11	Baut(D(1)A325	4	2	2.5	3	63.5	76.2	5	127
	12	Baut(D(1)A325	4	2	2.5	3	63.5	76.2	5	127
	13	Baut(D(1)A325	4	2	2.5	3	63.5	76.2	5	127
	30	Baut(D(1)A325	4	2	2.5	3	63.5	76.2	5	127
	14	Baut(D(1)A325	4	2	2.5	3	63.5	76.2	5	127
	30	Baut(D(1)A325	4	2	2.5	3	63.5	76.2	5	127
	31	Baut(D(1)A325	4	2	2.5	3	63.5	76.2	5	127
	15	Baut(D(1)A325	4	2	2.5	3	63.5	76.2	5	127
	16	Baut(D(1)A325	4	2	2.5	3	63.5	76.2	5	127
	17	Baut(D(1)A325	4	2	2.5	3	63.5	76.2	5	127
	31	Baut(D(1)A325	4	2	2.5	3	63.5	76.2	5	127
	32	Baut(D(1)A325	4	2	2.5	3	63.5	76.2	5	127
	18	Baut(D(1)A325	4	2	2.5	3	63.5	76.2	5	127
	32	Baut(D(1)A325	4	2	2.5	3	63.5	76.2	5	127
	33	Baut(D(1)A325	4	2	2.5	3	63.5	76.2	5	127
	19	Baut(D(1)A325	4	2	2.5	3	63.5	76.2	5	127
	20	Baut(D(1)A325	4	2	2.5	3	63.5	76.2	5	127
	21	Baut(D(1)A325	4	2	2.5	3	63.5	76.2	5	127
	33	Baut(D(1)A325	4	2	2.5	3	63.5	76.2	5	127
	34	Baut(D(1)A325	4	2	2.5	3	63.5	76.2	5	127
	22	Baut(D(1)A325	4	2	2.5	3	63.5	76.2	5	127
	34	Baut(D(1)A325	4	2	2.5	3	63.5	76.2	5	127
	35	Baut(D(1)A325	4	2	2.5	3	63.5	76.2	5	127
	23	Baut(D(1)A325	4	2	2.5	3	63.5	76.2	5	127
	24	Baut(D(1)A325	4	2	2.5	3	63.5	76.2	5	127
	25	Baut(D(1)A325	4	2	2.5	3	63.5	76.2	5	127
	35	Baut(D(1)A325	4	2	2.5	3	63.5	76.2	5	127
	36	Baut(D(1)A325	4	2	2.5	3	63.5	76.2	5	127
	26	Baut(D(1)A325	4	2	2.5	3	63.5	76.2	5	127
	36	Baut(D(1)A325	4	2	2.5	3	63.5	76.2	5	127
	37	Baut(D(1)A325	4	2	2.5	3	63.5	76.2	5	127
	27	Baut(D(1)A325	4	2	2.5	3	63.5	76.2	5	127
	28	Baut(D(1)A325	4	2	2.5	3	63.5	76.2	5	127
	29	Baut(D(1)A325	4	2	2.5	3	63.5	76.2	5	127
	37	Baut(D(1)A325	4	2	2.5	3	63.5	76.2	5	127

**Tabel 5.33** Cek Kapasitas Profil Rangka Utama Terhadap Leleh & Fracture

Batang	Profil	Pusayap KN	Pubadan KN	Ae syp (mm <sup>2</sup> )	Ae bdn (mm <sup>2</sup> )	Agsayap (inc <sup>2</sup> )	Agbadan (inc <sup>2</sup> )	Φ leleh	Φ fract	ΦPn leleh Syp (KN)	ΦPn leleh Bdn(KN)	ΦPn leleh Syp (KN)	ΦPn fract Syp (KN)	ΦPn fract Bdn(KN)	K.leleh Syp	K.leleh Bdn	K.Fract Syp	K.Fract Bdn
1=10	W14x120	733.2977	393.9825	4130.817	2197.157	10.309	5.544	0.95	0.8	2211.4853	1189.275	1503.617	1503.617	799.765	Aman	Aman	Aman	Aman
2=9	W14x120	812.4330	436.5000	4130.817	2197.157	10.309	5.544	0.95	0.8	2211.4853	1189.275	1503.617	1503.617	799.765	Aman	Aman	Aman	Aman
3=8	W14x132	1604.4835	844.9598	5045.971	2621.607	12.560	6.615	0.95	0.8	2694.3815	1419.0214	1836.733	1836.733	954.265	Aman	Aman	Aman	Aman
4=7	W14x132	1826.8025	962.0384	5045.971	2621.607	12.560	6.615	0.95	0.8	2694.3815	1419.0214	1836.733	1836.733	954.265	Aman	Aman	Aman	Aman
5=6	W14x145	1984.1302	1062.8725	6115.198	3220.833	15.167	8.127	0.95	0.8	3253.4953	1743.3691	2225.932	2225.932	1172.383	Aman	Aman	Aman	Aman
13=27	W14x99	779.4695	419.1901	4130.817	2197.157	10.309	5.544	0.95	0.8	2211.4853	1189.275	1503.617	1503.617	799.765	Aman	Aman	Aman	Aman
14=26	W14x68	6.2251	4.5588	2057.962	1872.577	6.447	4.725	0.95	0.8	1382.9398	1013.5867	749.098	749.098	681.618	Aman	Aman	Aman	Aman
16=24	W14x61	251.3860	184.0940	2057.962	1877.977	6.447	4.725	0.95	0.8	1382.9398	1013.5867	749.098	749.098	683.584	Aman	Aman	Aman	Aman
17=23	W14x90	431.0780	231.8290	4130.817	2197.157	10.309	5.544	0.95	0.8	2211.4853	1189.275	1503.617	1503.617	799.765	Aman	Aman	Aman	Aman
18=22	W14x53	4.0905	2.9956	2057.962	1877.977	6.447	4.725	0.95	0.8	1382.9398	1013.5867	749.098	749.098	683.584	Aman	Aman	Aman	Aman
20	W14x48	246.3090	180.3760	2057.962	1877.977	6.447	4.725	0.95	0.8	1382.9398	1013.5867	749.098	749.098	683.584	Aman	Aman	Aman	Aman

**Tabel 5.34** Cek Luas Effektif Sambungan Pada Batang *Top Chord*

Batang	Ag(inc <sup>2</sup> )	t(inc)	d(inc)	A netto(inc <sup>2</sup> )	A netto (mm <sup>2</sup> )	U	Ae	Ae perlu	ket
9	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	183.6433	Ok!
10	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	136.3603	Ok!
11	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	86.7735	Ok!
12	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	35.7721	Ok!
22	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	2.1941	Ok!
23	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	18.5591	Ok!
24	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	34.6114	Ok!
26	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	169.9920	Ok!
28	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	134.7291	Ok!
30	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	95.4602	Ok!
31	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	8.7528	Ok!
32	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	52.3503	Ok!
33	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	18.0591	Ok!
34	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	5.8983	Ok!
35	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	24.6658	Ok!
37	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	28.4982	Ok!
39	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	28.9291	Ok!
41	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	23.3469	Ok!
43	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	16.8550	Ok!
45	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	2.9382	Ok!
52	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	43.0622	Ok!
54	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	95.2641	Ok!
56	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	150.9607	Ok!
59	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	150.9607	Ok!
60	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	150.9607	Ok!
71	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	15.8784	Ok!
72	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	68.4104	Ok!
73	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	121.9829	Ok!
74	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	169.7823	Ok!

**Tabel 5.35** Cek Kapasitas Effektiv Sambungan Pada Batang *Bottom Chord*

Batang	$A_g(\text{inc}^2)$	$t(\text{inc})$	$d(\text{inc})$	$A_{\text{netto}}(\text{inc}^2)$	$A_{\text{netto}}(\text{mm}^2)$	U	Ae	Ae perlu	ket
12	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	206.2457	Ok!
14	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	176.3240	Ok!
16	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	131.6988	Ok!
18	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	86.0787	Ok!
20	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	38.8636	Ok!
21	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	38.8636	Ok!
23	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	86.0787	Ok!
25	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	131.6988	Ok!
27	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	176.3240	Ok!
29	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	206.2457	Ok!
42	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	198.0679	Ok!
44	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	157.6808	Ok!
46	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	103.4523	Ok!
48	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	51.5461	Ok!
50	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	1.1811	Ok!
53	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	1.1811	Ok!
55	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	51.5461	Ok!
57	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	103.4523	Ok!
59	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	157.6808	Ok!
61	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	198.0679	Ok!

Tabel 5.36 Cek Kapasitas Profil Rangka Top Chord

Batang	$\Phi$	$A_g(mm^2)$	$F_y$	$A_e(mm^2)$	$F_u(KN)$	$P_u$ Perlu(KN)	$\Phi P_n(1)$	$\Phi P_n(2)$	Kriteria Leleh	Kriteria Fracture
9	0.75	3709.67	350	2981.849	455	82.119	973.7884	1017.556	OK!	OK!
10	0.75	3709.67	350	2981.849	455	61.520	973.7884	1017.556	OK!	OK!
11	0.75	3709.67	350	2981.849	455	39.629	973.7884	1017.556	OK!	OK!
12	0.75	3709.67	350	2981.849	455	17.013	973.7884	1017.556	OK!	OK!
22	0.75	3709.67	350	2981.849	455	0.686	973.7884	1017.556	OK!	OK!
23	0.75	3709.67	350	2981.849	455	8.182	973.7884	1017.556	OK!	OK!
24	0.75	3709.67	350	2981.849	455	15.712	973.7884	1017.556	OK!	OK!
26	0.75	3709.67	350	2981.849	455	76.002	973.7884	1017.556	OK!	OK!
28	0.75	3709.67	350	2981.849	455	60.730	973.7884	1017.556	OK!	OK!
30	0.75	3709.67	350	2981.849	455	43.462	973.7884	1017.556	OK!	OK!
31	0.75	3709.67	350	2981.849	455	3.850	973.7884	1017.556	OK!	OK!
32	0.75	3709.67	350	2981.849	455	24.403	973.7884	1017.556	OK!	OK!
33	0.75	3709.67	350	2981.849	455	8.040	973.7884	1017.556	OK!	OK!
34	0.75	3709.67	350	2981.849	455	3.573	973.7884	1017.556	OK!	OK!
35	0.75	3709.67	350	2981.849	455	11.069	973.7884	1017.556	OK!	OK!
37	0.75	3709.67	350	2981.849	455	12.904	973.7884	1017.556	OK!	OK!
39	0.75	3709.67	350	2981.849	455	13.247	973.7884	1017.556	OK!	OK!
41	0.75	3709.67	350	2981.849	455	10.753	973.7884	1017.556	OK!	OK!
43	0.75	3709.67	350	2981.849	455	7.549	973.7884	1017.556	OK!	OK!
45	0.75	3709.67	350	2981.849	455	1.378	973.7884	1017.556	OK!	OK!
52	0.75	3709.67	350	2981.849	455	18.824	973.7884	1017.556	OK!	OK!
54	0.75	3709.67	350	2981.849	455	43.213	973.7884	1017.556	OK!	OK!
56	0.75	3709.67	350	2981.849	455	69.517	973.7884	1017.556	OK!	OK!
59	0.75	3709.67	350	2981.849	455	9.621	973.7884	1017.556	OK!	OK!
60	0.75	3709.67	350	2981.849	455	3.464	973.7884	1017.556	OK!	OK!
71	0.75	3709.67	350	2981.849	455	6.208	973.7884	1017.556	OK!	OK!
72	0.75	3709.67	350	2981.849	455	30.312	973.7884	1017.556	OK!	OK!
73	0.75	3709.67	350	2981.849	455	55.41	973.7884	1017.556	OK!	OK!
74	0.75	3709.67	350	2981.849	455	78.181	973.7884	1017.556	OK!	OK!



Tabel 5.37 Cek Kapasitas Profil Rangka Bottom Chord

Batang	$\Phi$	$A_g(\text{mm}^2)$	$F_y$	$A_e(\text{mm}^2)$	$F_u(\text{KN})$	$P_u(\text{KN})$	$\Phi P_n(1)$	$\Phi P_n(2)$	Kriteria Leleh	Kriteria Fracture
12	0.75	3709.67	350	2981.849	455	82.838	973.7884	1017.556	OK!	OK!
14	0.75	3709.67	350	2981.849	455	70.487	973.7884	1017.556	OK!	OK!
16	0.75	3709.67	350	2981.849	455	52.661	973.7884	1017.556	OK!	OK!
18	0.75	3709.67	350	2981.849	455	34.419	973.7884	1017.556	OK!	OK!
20	0.75	3709.67	350	2981.849	455	15.539	973.7884	1017.556	OK!	OK!
21	0.75	3709.67	350	2981.849	455	15.539	973.7884	1017.556	OK!	OK!
23	0.75	3709.67	350	2981.849	455	34.419	973.7884	1017.556	OK!	OK!
25	0.75	3709.67	350	2981.849	455	52.661	973.7884	1017.556	OK!	OK!
27	0.75	3709.67	350	2981.849	455	70.487	973.7884	1017.556	OK!	OK!
29	0.75	3709.67	350	2981.849	455	82.838	973.7884	1017.556	OK!	OK!
42	0.75	3709.67	350	2981.849	455	79.586	973.7884	1017.556	OK!	OK!
44	0.75	3709.67	350	2981.849	455	63.030	973.7884	1017.556	OK!	OK!
46	0.75	3709.67	350	2981.849	455	41.366	973.7884	1017.556	OK!	OK!
48	0.75	3709.67	350	2981.849	455	20.611	973.7884	1017.556	OK!	OK!
50	0.75	3709.67	350	2981.849	455	0.472	973.7884	1017.556	OK!	OK!
53	0.75	3709.67	350	2981.849	455	0.475	973.7884	1017.556	OK!	OK!
55	0.75	3709.67	350	2981.849	455	20.611	973.7884	1017.556	OK!	OK!
57	0.75	3709.67	350	2981.849	455	41.366	973.7884	1017.556	OK!	OK!
59	0.75	3709.67	350	2981.849	455	63.030	973.7884	1017.556	OK!	OK!
61	0.75	3709.67	350	2981.849	455	79.586	973.7884	1017.556	OK!	OK!

Tabel 5.38 Perhitungan Blok Geser Sambungan Pada Sayap Rangka Utama

Batang	Gaya batang		Profil	Tebal pelat mm	S.geser mm	S.tarik mm	Agv mm <sup>2</sup>	Agt mm <sup>2</sup>	Ans mm <sup>2</sup>	Ant mm <sup>2</sup>	ΦRn1 KN	ΦRn2 KN	Keterangan
	Tarik	Desak											
1=10	733.347	-	W14x120	23.876	342.90	112.33	8187.080	2681.991	6670.954	1100.571	1776.037	3749.319	Aman
2=9	812.488	-	W14x120	23.876	342.90	112.33	8187.080	2681.991	6670.954	1100.571	1776.037	3749.319	Aman
3=8	1604.522	-	W14x132	26.162	444.50	112.28	11629.009	2937.339	8638.692	1216.755	2396.572	5142.813	Aman
4=7	2206.003	-	W14x132	26.162	444.50	112.28	11629.009	2937.339	8638.692	1216.755	2396.572	5142.813	Aman
5=6	1984.108	-	W14x145	27.686	546.10	111.50	15119.325	3086.989	11954.815	1294.949	3011.408	6844.342	Aman
11=29	-	1126.750	W14x132	26.162	342.90	112.28	8970.950	2937.339	7974.178	1216.755	1950.018	4253.426	Aman
12=28	239.917	-	W14x74	19.939	241.30	116.93	4811.281	2331.467	4051.605	895.971	1134.429	2232.029	Aman
13=27	779.522	-	W14x99	19.812	342.90	112.44	6793.535	2227.562	6038.698	894.015	1466.735	3221.041	Aman
14=26	6.219	-	W14x68	18.288	241.30	116.97	4412.894	2139.056	3716.122	812.065	1036.958	2047.211	Aman
15=25	-	631.965	W14x109	21.884	342.90	112.40	7504.024	2459.652	6670.243	999.312	1624.426	3557.908	Aman
16=24	251.145	-	W14x61	16.383	241.30	117.01	3953.218	1916.893	3329.026	715.251	924.492	1833.960	Aman
17=23	431.107	-	W14x90	18.034	342.90	112.48	6183.859	2028.464	5496.763	803.647	1331.416	2931.973	Aman
18=22	4.087	-	W14x53	16.764	241.30	118.94	4045.153	1993.910	3406.445	732.671	946.278	1876.610	Aman
19=21	-	288.263	W14x99	19.812	342.90	112.44	6793.535	2227.562	6038.698	894.015	1466.735	3221.041	Aman
20	246.0734	-	W14x48	15.113	241.30	118.97	3646.767	1797.994	2687.091	648.770	848.809	1607.955	Aman
30=37	-	1248.248	W14x159	30.226	342.90	111.44	10364.495	3368.234	8445.144	1424.046	2259.588	4746.478	Aman
31=36	-	1273.213	W14x159	30.226	342.90	111.44	10364.495	3368.234	8445.144	1424.046	2259.588	4746.478	Aman
32=35	-	1871.698	W14x176	33.274	444.50	111.35	14790.293	3705.060	12677.394	1578.969	3059.514	6910.025	Aman
33=34	-	1907.841	W14x176	33.274	444.50	111.35	14790.293	3705.060	12677.394	1578.969	3059.514	6910.025	Aman

Tabel 5.39 Perhitungan Blok Geser Sambungan Pada Badan Rangka Utama

Batang	Gaya batang		Profil	Tebal plat mm	S geser mm	S tarik mm	Agv mm <sup>2</sup>	Agt mm <sup>2</sup>	Ans mm <sup>2</sup>	Ant mm <sup>2</sup>	ΦRn1 KN	ΦRn2 KN	Keterangan
	Tarik	Desak											
1=10	393.983	-	W14x120	23.876	139.3	193.04	3325.93	4609.0	2416.25	716.636	819.611	1458.969	Aman
2=9	436.500	-	W14x120	23.876	139.3	193.04	3325.93	4609.0	2416.25	716.636	819.611	1458.969	Aman
3=8	844.960	-	W14x132	26.162	139.3	193.04	3644.37	5050.3	2647.59	803.732	904.812	1598.657	Aman
4=7	962.038	-	W14x132	26.162	139.3	193.04	3644.37	5050.3	2647.59	803.732	1006.854	1598.657	Aman
5=6	1060.842	-	W14x145	27.686	139.3	193.04	3856.66	5344.5	2801.82	861.797	1069.599	1691.783	Aman
11=29	-	575.073	W14x132	26.162	139.3	193.04	3644.37	5050.3	2647.59	803.732	904.812	1598.657	Aman
12=28	175.863	-	W14x74	19.939	139.3	193.04	2777.50	3849.0	2017.83	566.636	672.876	1218.394	Aman
13=27	3.609	-	W14x99	19.812	139.3	193.04	2759.81	3824.5	2004.97	561.797	668.143	1210.634	Aman
14=26	4.559	-	W14x68	18.288	139.3	193.04	2547.52	3530.3	1850.75	503.733	611.342	1117.508	Aman
15=25	-	322.543	W14x109	21.884	139.3	193.04	3048.44	4224.5	2214.66	640.740	745.368	1337.245	Aman
16=24	184.094	-	W14x61	16.383	139.3	193.04	2282.15	3162.6	1657.96	431.152	540.341	1001.101	Aman
17=23	231.607	-	W14x90	18.034	139.3	193.04	2512.14	3481.3	1825.04	494.055	601.875	1101.987	Aman
18=22	2.996	-	W14x53	16.764	139.3	193.04	2335.23	3236.1	1696.52	445.668	554.541	1024.382	Aman
19=21	-	147.124	W14x99	19.812	139.3	193.04	2759.81	3824.5	2004.97	561.797	668.143	1210.634	Aman
20	180.376	-	W14x48	15.113	139.3	193.04	2105.24	2917.4	1529.44	382.765	493.007	923.496	Aman
30=37	-	632.583	W14x159	30.226	139.3	193.04	4210.48	5834.8	3058.87	958.571	1056.281	1846.992	Aman
31=36	-	645.027	W14x159	30.226	139.3	193.04	4210.48	5834.8	3058.87	958.571	1056.281	1846.992	Aman
32=35	-	955.282	W14x176	33.274	139.3	193.04	4635.07	6423.2	3367.33	1074.699	1169.882	2033.244	Aman
33=34	-	973.728	W14x176	33.274	139.3	193.04	4635.07	6423.2	3367.33	1074.699	1169.882	2033.244	Aman

**Tabel 5.40** Hasil Perhitungan Portal Ujung Jembatan Rangka Baja

Batang	Station	Gaya (kN)	Momen (kNm)
1	0	28.787	183.677
	4.2425	36.946	45.305
	8.485	45.104	-93.066
2	0	-49.009	-95.159
	4.2425	-57.167	44.628
	8.485	-65.325	184.416
3	0	-32.949	93.066
	1	-32.949	47.474
	2	-32.949	0.906
	3	-32.949	-46.638
	4	-32.949	-95.159

**Tabel 5.41** Tabel Defleksi Pada Rangka dengan Metode Virtual Work Akibat Beban Hidup

Batang	A(mm <sup>2</sup> )	L (mm)	U(KN)	S (KN)	U.S./A	n	n.U.S./A
1=10	22774.15	6000.00	0.4977	614.3477	80.562	2	161.125
2=9	22774.15	6000.00	0.5032	677.6939	89.850	2	179.701
3=8	25032.21	6000.00	1.4917	1215.7403	434.673	2	869.346
4=7	25032.21	6000.00	1.4981	1505.0926	540.457	2	1080.914
5=6	27548.33	6000.00	2.4807	1547.7490	836.233	2	1672.466
11=29	25032.21	8485.28	-0.7037	-899.1910	214.478	2	428.955
12=28	14064.49	6000.00	0.0015	258.9638	0.170	2	0.340
13=27	18774.16	8485.28	0.6932	615.2800	192.763	2	385.527
14=26	12903.20	6000.00	0.0011	7.4325	0.004	2	0.008
15=25	20645.12	8485.28	-0.6950	-532.1280	152.003	2	304.007
16=24	11548.36	6000.00	-0.0016	277.8024	-0.225	2	-0.451
17=23	17096.74	8485.28	0.6979	401.2630	138.996	2	277.992
18=22	10064.50	6000.00	-0.0027	5.2889	-0.009	2	-0.017
19=21	18774.16	8485.28	-0.6789	-335.1970	102.854	2	205.709
20	9096.76	6000.00	0.9750	270.0325	173.650	1	173.650
30=37	30128.97	6000.00	-0.9930	-992.4570	196.258	2	392.515
31=36	30128.97	6000.00	-1.0002	-994.8040	198.151	2	396.301
32=35	33419.29	6000.00	-1.9922	-1460.4420	522.367	2	1044.733
33=34	33419.29	6000.00	-2.0011	-1498.1210	538.223	2	1076.447
TOTAL	126426.405						8649.267

$$\delta = \sum n \frac{u.S.L}{A.E}, \delta = \frac{(8694,267) \cdot 10^3}{200 \cdot 10^3} = 43,246 \text{ mm}$$

$$\text{Defleksi} = 43,246 \text{ mm} < \frac{L}{800} = \frac{60000}{800} = 75 \text{ mm}, \text{ maka rangka aman}$$

**Tabel 5.42** Tabel Defleksi Pada Rangka dengan Metode Virtual Work Akibat Beban Mati

Batang	A(mm <sup>2</sup> )	L(mm)	U(KN)	S(KN)	U.S./A	n	n.U.S./A
1=10	22774.15	6000.00	0.738	729.6169	141.892	2	283.785
2=9	22774.15	6000.00	0.744	734.7858	143.989	2	287.977
3=8	25032.21	6000.00	0.935	1702.6346	381.602	2	763.204
4=7	25032.21	6000.00	1.107	1705.9808	452.685	2	905.371
5=6	27548.33	6000.00	1.311	2029.1460	579.508	2	1159.015
11=29	25032.21	8485.28	-0.006	-1166.5865	2.421	2	4.842
12=28	14064.49	6000.00	-0.125	201.1781	-10.708	2	-21.416
13=27	18774.16	8485.28	-0.181	899.0414	-73.690	2	-147.380
14=26	12903.20	6000.00	-0.266	3.9233	-0.485	2	-0.969
15=25	20645.12	8485.28	0.186	-641.3138	-49.023	2	-98.045
16=24	11548.36	6000.00	0.228	198.5317	23.550	2	47.101
17=23	17096.74	8485.28	0.249	387.7019	47.913	2	95.825
18=22	10064.50	6000.00	0.338	1.8505	0.373	2	0.746
19=21	18774.16	8485.28	0.479	-126.4926	-27.361	2	-54.721
20	9096.76	6000.00	-0.889	198.3992	-116.310	1	-116.310
30=37	30128.97	6000.00	-1.006	-1296.2164	259.711	2	519.422
31=36	30128.97	6000.00	-1.150	-1301.6495	298.167	2	596.335

32=35	33419.29	6000.00	-1.329	-1948.3512	464.713	2	929.425
33=34	33419.29	6000.00	-1.576	-1950.0560	551.827	2	1103.653
	TOTAL	126426.41			TOTAL		6257.859

$$\delta = \sum n \frac{u.S.L}{AE}, \delta = \frac{(6257,859) \cdot 10^3}{200 \cdot 10^3} = 31,289 \text{ mm}$$

$$\text{Defleksi} = 31,289 \text{ mm} < \frac{L}{800} = \frac{60000}{800} = 75 \text{ mm}, \text{ maka rangka aman}$$

**TABEL Mn-Pn UNTUK KOLOM 5400 X 1000**

Ast ( % )	1%	1%	1%	1%	1%	1%	1%	1%	1%	1%	1%
fc' ( Mpa )	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35
fy ( Mpa )	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400
b (mm)	<b>5400</b>	<b>5400</b>	<b>5400</b>	<b>5400</b>	<b>5400</b>	<b>5400</b>	<b>5400</b>	<b>5400</b>	<b>5400</b>	<b>5400</b>	<b>5400</b>
h (mm)	<b>1000</b>	<b>1000</b>	<b>1000</b>	<b>1000</b>	<b>1000</b>	<b>1000</b>	<b>1000</b>	<b>1000</b>	<b>1000</b>	<b>1000</b>	<b>1000</b>
d' (mm)	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
d (mm)	900	900	900	900	900	900	900	900	900	900	900
xb (mm)	540	540	540	540	540	540	540	540	540	540	540
faktor		1.8	1.6	1.4	1.2	1	0.9	0.8	0.7	0.6	
x (mm)		972	864	756	648	540	486	432	378	324	
ab (mm)		826.2	734.4	642.6	550.8	459	413.1	367.2	321.3	275.4	67.23
fs ( Mpa )		-44.4	25	114.3	233.33	400	511.1	650	828.6	1067	
fs pakai		-44.4	25	114.3	233.33	400	400	400	400	400	
fs' (Mpa)		538.3	530.6	520.6	507.41	488.9	476.5	461.1	441.3	414.8	
fs' pakai		400	400	400	400	400	400	400	400	400	
Ast (mm <sup>2</sup> )	54000	54000	54000	54000	54000	54000	54000	54000	54000	54000	54000
As (mm <sup>2</sup> )	27000	27000	27000	27000	27000	27000	27000	27000	27000	27000	27000
As' (mm <sup>2</sup> )	27000	27000	27000	27000	27000	27000	27000	27000	27000	27000	27000
Ts (kn)		-1200	675	3086	6300	10800	10800	10800	10800	10800	
Cs (kn)		9997	9997	9997	9996.8	9997	9997	9997	9997	9997	
Cc (kn)		1E+05	1E+05	1E+05	88486	73738	66365	58991	51617	44243	
Mn (kn m)	0	15053	19937	23681	26393	28265	27793	26983	25835	24348	9357
Pn (kn)	180644	1E+05	1E+05	1E+05	92183	72935	65561	58187	50814	43440	0

**TABEL Mn-Pn UNTUK KOLOM 5400 X 1000**

Ast ( % )	2%	2%	2%	2%	2%	2%	2%	2%	2%	2%	2%
fc' ( Mpa )	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35
fy ( Mpa )	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400
b (mm)	<b>5400</b>	<b>5400</b>	<b>5400</b>	<b>5400</b>	<b>5400</b>	<b>5400</b>	<b>5400</b>	<b>5400</b>	<b>5400</b>	<b>5400</b>	<b>5400</b>
h (mm)	<b>1000</b>	<b>1000</b>	<b>1000</b>	<b>1000</b>	<b>1000</b>	<b>1000</b>	<b>1000</b>	<b>1000</b>	<b>1000</b>	<b>1000</b>	<b>1000</b>
d' (mm)	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
d (mm)	900	900	900	900	900	900	900	900	900	900	900
xb (mm)	540	540	540	540	540	540	540	540	540	540	540
faktor		1.8	1.6	1.4	1.2	1	0.9	0.8	0.7	0.6	
x (mm)		972	864	756	648	540	486	432	378	324	
ab (mm)		826.2	734.4	642.6	550.8	459	413.1	367.2	321.3	275.4	134.5
fs ( Mpa )		-44.4	25	114.3	233.33	400	511.1	650	828.6	1067	
fs pakai		-44.4	25	114.3	233.33	400	400	400	400	400	
fs' (Mpa)		538.3	530.6	520.6	507.41	488.9	476.5	461.1	441.3	414.8	
fs' pakai		400	400	400	400	400	400	400	400	400	
Ast (mm <sup>2</sup> )	108000	1E+05	1E+05	1E+05	108000	1E+05	1E+05	1E+05	1E+05	1E+05	1E+05
As (mm <sup>2</sup> )	54000	54000	54000	54000	54000	54000	54000	54000	54000	54000	54000
As' (mm <sup>2</sup> )	54000	54000	54000	54000	54000	54000	54000	54000	54000	54000	54000
Ts (kn)		-2400	1350	6171	12600	21600	21600	21600	21600	21600	
Cs (kn)		19994	19994	19994	19994	19994	19994	19994	19994	19994	
Cc (kn)		1E+05	1E+05	1E+05	88486	73738	66365	58991	51617	44243	
Mn (kn m)	0	18572	24205	28914	32911	36584	36112	35302	34154	32667	17988
Pn (kn)	200637	2E+05	1E+05	1E+05	95880	72132	64758	57384	50010	42637	0

**TABEL Mn-Pn UNTUK KOLOM 5400 X 1000**

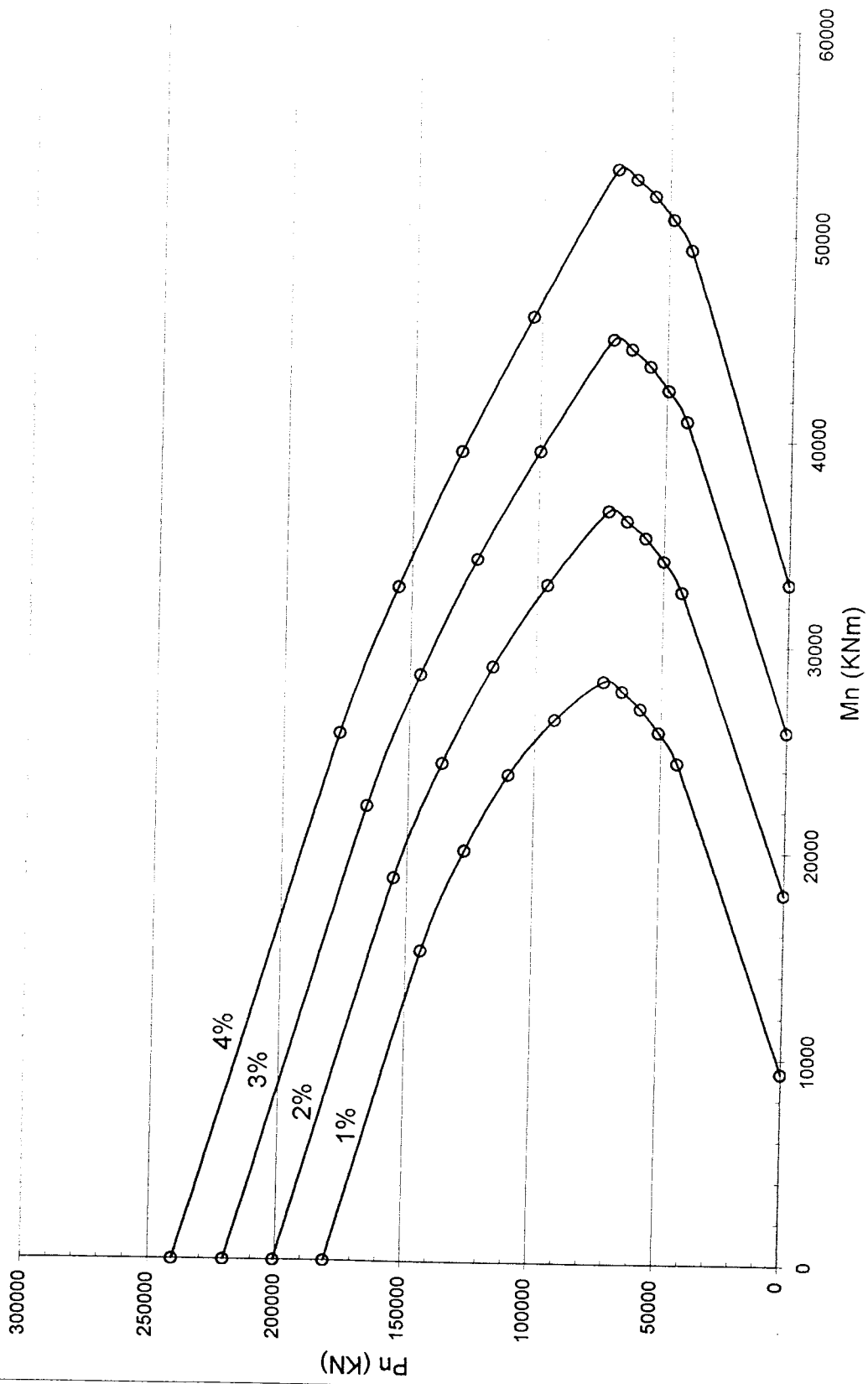
Ast ( % )	3%	3%	3%	3%	3%	3%	3%	3%	3%	3%	3%
fc' ( Mpa )	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35
fy ( Mpa )	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400
b (mm)	<b>5400</b>	<b>5400</b>	<b>5400</b>	<b>5400</b>	<b>5400</b>	<b>5400</b>	<b>5400</b>	<b>5400</b>	<b>5400</b>	<b>5400</b>	<b>5400</b>
h (mm)	<b>1000</b>	<b>1000</b>	<b>1000</b>	<b>1000</b>	<b>1000</b>	<b>1000</b>	<b>1000</b>	<b>1000</b>	<b>1000</b>	<b>1000</b>	<b>1000</b>
d' (mm)	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
d (mm)	900	900	900	900	900	900	900	900	900	900	900
xb (mm)	540	540	540	540	540	540	540	540	540	540	540
faktor		1.8	1.6	1.4	1.2	1	0.9	0.8	0.7	0.6	
x (mm)		972	864	756	648	540	486	432	378	324	
ab (mm)		826.2	734.4	642.6	550.8	459	413.1	367.2	321.3	275.4	201.7
fs ( Mpa )		-44.4	25	114.3	233.33	400	511.1	650	828.6	1067	
fs pakai		-44.4	25	114.3	233.33	400	400	400	400	400	
fs' (Mpa)		538.3	530.6	520.6	507.41	488.9	476.5	461.1	441.3	414.8	
fs' pakai		400	400	400	400	400	400	400	400	400	
Ast (mm <sup>2</sup> )	162000	2E+05	2E+05	2E+05	162000	2E+05	2E+05	2E+05	2E+05	2E+05	2E+05
As (mm <sup>2</sup> )	81000	81000	81000	81000	81000	81000	81000	81000	81000	81000	81000
As' (mm <sup>2</sup> )	81000	81000	81000	81000	81000	81000	81000	81000	81000	81000	81000
Ts (kn)		-3600	2025	9257	18900	32400	32400	32400	32400	32400	
Cs (kn)		29990	29990	29990	29990	29990	29990	29990	29990	29990	
Cc (kn)		1E+05	1E+05	1E+05	88486	73738	66365	58991	51617	44243	
Mn (kn m)	0	22090	28474	34147	39430	44902	44431	43621	42472	40985	25893
Pn (kn)	220631	2E+05	1E+05	1E+05	99576	71329	63955	56581	49207	41833	0

**TABEL Mn-Pn UNTUK KOLOM 5400 X 1000**

Ast ( % )	4%	4%	4%	4%	4%	4%	4%	4%	4%	4%	4%
fc' ( Mpa )	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35
fy ( Mpa )	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400
b (mm)	<b>5400</b>	<b>5400</b>	<b>5400</b>	<b>5400</b>	<b>5400</b>	<b>5400</b>	<b>5400</b>	<b>5400</b>	<b>5400</b>	<b>5400</b>	<b>5400</b>
h (mm)	<b>1000</b>	<b>1000</b>	<b>1000</b>	<b>1000</b>	<b>1000</b>	<b>1000</b>	<b>1000</b>	<b>1000</b>	<b>1000</b>	<b>1000</b>	<b>1000</b>
d' (mm)	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
d (mm)	900	900	900	900	900	900	900	900	900	900	900
xb (mm)	540	540	540	540	540	540	540	540	540	540	540
faktor		1.8	1.6	1.4	1.2	1	0.9	0.8	0.7	0.6	
x (mm)		972	864	756	648	540	486	432	378	324	
ab (mm)		826.2	734.4	642.6	550.8	459	413.1	367.2	321.3	275.4	268.9
fs ( Mpa )		-44.4	25	114.3	233.33	400	511.1	650	828.6	1067	
fs pakai		-44.4	25	114.3	233.33	400	400	400	400	400	
fs' (Mpa)		538.3	530.6	520.6	507.41	488.9	476.5	461.1	441.3	414.8	
fs' pakai		400	400	400	400	400	400	400	400	400	
Ast (mm <sup>2</sup> )	216000	2E+05	2E+05	2E+05	216000	2E+05	2E+05	2E+05	2E+05	2E+05	2E+05
As (mm <sup>2</sup> )	108000	1E+05	1E+05	1E+05	108000	1E+05	1E+05	1E+05	1E+05	1E+05	1E+05
As' (mm <sup>2</sup> )	108000	1E+05	1E+05	1E+05	108000	1E+05	1E+05	1E+05	1E+05	1E+05	1E+05
Ts (kn)		-4800	2700	12343	25200	43200	43200	43200	43200	43200	
Cs (kn)		39987	39987	39987	39987	39987	39987	39987	39987	39987	
Cc (kn)		1E+05	1E+05	1E+05	88486	73738	66365	58991	51617	44243	
Mn (kn m)	0	25609	32743	39380	45949	53221	52749	51939	50791	49304	33072
Pn (kn)	240624	2E+05	2E+05	1E+05	103273	70525	63152	55778	48404	41030	0



Grafik Mn-Pn



**TABEL Mn-Pn UNTUK KOLOM 400X400**

Ast ( % )	1%	1%	1%	1%	1%	1%	1%	1%	1%	1%	1%
fc' ( Mpa )	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35
fy ( Mpa )	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400
b (mm)	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400
h (mm)	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400
d' (mm)	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70
d (mm)	330	330	330	330	330	330	330	330	330	330	330
xb (mm)	198	198	198	198	198	198	198	198	198	198	198
faktor		1.8	1.6	1.4	1.2	1	0.9	0.8	0.7	0.6	
x (mm)		356.4	316.8	277.2	237.6	198	178.2	158.4	138.6	118.8	
ab (mm)		302.94	269.28	235.6	202	168.3	151.5	134.6	117.8	101	26.89
fs ( Mpa )		-44.444	25	114.3	233.3	400	511.1	650	828.6	1067	
fs pakai		-44.444	25	114.3	233.3	400	400	400	400	400	
fs' (Mpa)		482.15	467.42	448.5	423.2	387.9	364.3	334.8	297	246.5	
fs' pakai		400	400	400	400	387.9	364.3	334.8	297	246.5	
Ast (mm2)	1600	1600	1600	1600	1600	1600	1600	1600	1600	1600	1600
As (mm2)	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800
As' (mm2)	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800
Ts (kn)		-35.556	20	91.43	186.7	320	320	320	320	320	
Cs (kn)		296.2	296.2	296.2	296.2	286.5	267.6	244.1	213.8	173.4	
Cc (kn)		3605	3204.4	2804	2403	2003	1802	1602	1402	1202	
Mn (kn m)	0	208.83	250.55	280.8	300.7	310.9	300.4	285.9	267.2	243.8	101.3
Pn (kn)	5352	3936.7	3480.6	3009	2513	1969	1750	1526	1296	1055	0

**TABEL Mn-Pn UNTUK KOLOM 400X400**

Ast ( % )	2%	2%	2%	2%	2%	2%	2%	2%	2%	2%	2%
fc' ( Mpa )	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35
fy ( Mpa )	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400
b (mm)	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400
h (mm)	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400
d' (mm)	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70
d (mm)	330	330	330	330	330	330	330	330	330	330	330
xb (mm)	198	198	198	198	198	198	198	198	198	198	198
faktor		1.8	1.6	1.4	1.2	1	0.9	0.8	0.7	0.6	
x (mm)		356.4	316.8	277.2	237.6	198	178.2	158.4	138.6	118.8	
ab (mm)		302.94	269.28	235.6	202	168.3	151.5	134.6	117.8	101	53.78
fs ( Mpa )		-44.444	25	114.3	233.3	400	511.1	650	828.6	1067	
fs pakai		-44.444	25	114.3	233.3	400	400	400	400	400	
fs' (Mpa)		482.15	467.42	448.5	423.2	387.9	364.3	334.8	297	246.5	
fs' pakai		400	400	400	400	387.9	364.3	334.8	297	246.5	
Ast (mm2)	3200	3200	3200	3200	3200	3200	3200	3200	3200	3200	3200
As (mm2)	1600	1600	1600	1600	1600	1600	1600	1600	1600	1600	1600
As' (mm2)	1600	1600	1600	1600	1600	1600	1600	1600	1600	1600	1600
Ts (kn)		-71.111	40	182.9	373.3	640	640	640	640	640	
Cs (kn)		592.4	592.4	592.4	592.4	573	535.3	488.2	427.6	346.7	
Cc (kn)		3605	3204.4	2804	2403	2003	1802	1602	1402	1202	
Mn (kn m)	0	242.72	291.65	331.2	363.5	389.7	376.8	359.2	336.6	307.9	194
Pn (kn)	5945	4268.5	3756.8	3213	2622	1936	1698	1450	1189	908.4	0

**TABEL Mn-Pn UNTUK KOLOM 400X400**

Ast ( % )	3%	3%	3%	3%	3%	3%	3%	3%	3%	3%	3%
fc' ( Mpa )	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35
fy ( Mpa )	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400
b (mm)	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400
h (mm)	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400
d' (mm)	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70
d (mm)	330	330	330	330	330	330	330	330	330	330	330
xb (mm)	198	198	198	198	198	198	198	198	198	198	198
faktor		1.8	1.6	1.4	1.2	1	0.9	0.8	0.7	0.6	
x (mm)		356.4	316.8	277.2	237.6	198	178.2	158.4	138.6	118.8	
ab (mm)		302.94	269.28	235.6	202	168.3	151.5	134.6	117.8	101	80.67
fs ( Mpa )		-44.444	25	114.3	233.3	400	511.1	650	828.6	1067	
fs pakai		-44.444	25	114.3	233.3	400	400	400	400	400	
fs' (Mpa)		482.15	467.42	448.5	423.2	387.9	364.3	334.8	297	246.5	
fs' pakai		400	400	400	400	387.9	364.3	334.8	297	246.5	
Ast (mm2)	4800	4800	4800	4800	4800	4800	4800	4800	4800	4800	4800
As (mm2)	2400	2400	2400	2400	2400	2400	2400	2400	2400	2400	2400
As' (mm2)	2400	2400	2400	2400	2400	2400	2400	2400	2400	2400	2400
Ts (kn)		-106.67	60	274.3	560	960	960	960	960	960	
Cs (kn)		888.6	888.6	888.6	888.6	859.5	802.9	732.2	641.3	520.1	
Cc (kn)		3605	3204.4	2804	2403	2003	1802	1602	1402	1202	
Mn (kn m)	0	276.6	332.76	381.6	426.3	468.6	453.2	432.6	406	372.1	278.1
Pn (kn)	6537	4600.3	4033	3418	2732	1902	1645	1374	1083	761.8	0

**TABEL Mn-Pn UNTUK KOLOM 400X400**

Ast ( % )	4%	4%	4%	4%	4%	4%	4%	4%	4%	4%	4%
fc' ( Mpa )	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35
fy ( Mpa )	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400
b (mm)	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400
h (mm)	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400
d' (mm)	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70
d (mm)	330	330	330	330	330	330	330	330	330	330	330
xb (mm)	198	198	198	198	198	198	198	198	198	198	198
faktor		1.8	1.6	1.4	1.2	1	0.9	0.8	0.7	0.6	
x (mm)		356.4	316.8	277.2	237.6	198	178.2	158.4	138.6	118.8	
ab (mm)		302.94	269.28	235.6	202	168.3	151.5	134.6	117.8	101	107.6
fs ( Mpa )		-44.444	25	114.3	233.3	400	511.1	650	828.6	1067	
fs pakai		-44.444	25	114.3	233.3	400	400	400	400	400	
fs' (Mpa)		482.15	467.42	448.5	423.2	387.9	364.3	334.8	297	246.5	
fs' pakai		400	400	400	400	387.9	364.3	334.8	297	246.5	
Ast (mm2)	6400	6400	6400	6400	6400	6400	6400	6400	6400	6400	6400
As (mm2)	3200	3200	3200	3200	3200	3200	3200	3200	3200	3200	3200
As' (mm2)	3200	3200	3200	3200	3200	3200	3200	3200	3200	3200	3200
Ts (kn)		-142.22	80	365.7	746.7	1280	1280	1280	1280	1280	
Cs (kn)		1184.8	1184.8	1185	1185	1146	1071	976.3	855.1	693.5	
Cc (kn)		3605	3204.4	2804	2403	2003	1802	1602	1402	1202	
Mn (kn m)	0	310.49	373.87	432	489.1	547.4	529.6	505.9	475.4	436.2	353.6
Pn (kn)	7130	4932	4309.2	3623	2841	1869	1593	1299	977	615.1	0

Grafik Mn-Pn (400x400)



## UNIFIED SOIL CLASSIFICATION SYSTEM

MAJOR DIVISIONS	GROUP SYMBOL	TYPICAL NAMES	LABORATORY CLASSIFICATION CRITERIA	
<b>COARSE GRAINED SOILS</b> More than half of material is larger than No. 200 (75 microns) sieve	Gravels More than half of coarse fraction larger than No. 4 (4.75 mm) sieve	GW	Well graded gravels, gravel-sand mixtures, little or no fines	
		GP	Poorly graded gravel, gravel-sand mixtures, little or no fines	
	Sands More than half of coarse fraction smaller than No. 4 (4.75 mm) sieve	GM	Silty gravels, gravel-sand-silt mixtures	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ greater than 4 $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} D_{60}}$ between 1 and 3 Not meeting all gradation requirements for GW
		GC	Clayey gravels, gravel-sand-clay mixtures	Atterberg limits below "A" line or PI less than 4 Above "A" line with PI between 4 and 7 are borderline cases requiring dual symbols GM-GC
		SW	Well graded sands, sand-silt mixtures, little or no fines	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ greater than 6 $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} D_{60}}$ between 1 and 3 Not meeting all gradation requirements for GW
		SP	Poorly graded sands, sand-silt mixtures, little or no fines	Atterberg limits below "A" line or PI less than 4 Above "A" line with PI between 4 and 7 are borderline cases requiring dual symbols SM-SC
	Silts and Clays Liquid limit less than 50	SM	Silty sands, sand-silt mixtures	Atterberg limits below "A" line or PI less than 4 Above "A" line with PI between 4 and 7 are borderline cases requiring dual symbols SM-SC
		SC	Clayey sands, sand-clay mixtures	Atterberg limits above "A" line with PI greater than 7
		ML	Inorganic silts, rock flour, silt or clayey fine sands, clayey silts with slight plasticity	<div style="text-align: center;"> <b>PLASTICITY CHART</b> </div>
		CL	Inorganic clays of low to medium plasticity, gravelly clays, sandy clays, silty clays, lean clays	
Silts and Clays Liquid limit greater than 50	OL	Organic silts and organic silty clays of low plasticity	Highly ignition loss, LL and PI decrease after drying, organic colour and odour	
	MH	Inorganic silts, clayey silts, micaceous or flatomaceous fine sandy or silty soil, elastic silts		
	CH	Inorganic clays of high plasticity, fat clays	Highly ignition loss, LL and PI decrease after drying, organic colour and odour	
	OH	Organic clays and silty clays of medium to high plasticity, organic silts		
Highly organic soils	PT	Peat and other highly organic soils	Highly ignition loss, LL and PI decrease after drying, organic colour and odour	

Borderline classifications, used for soils possessing characteristics of two groups, are designated by dual symbols

Client :  <b>HOLLAND BALLAST THIESS J.V.</b>	Project :  <b>SITE OF HOLDING POND DAMS MUSI PULP MILL PROJECT, Nr. PALEMBANG PRABUMULIH, PALEMBANG, SOUTH SUMATRA</b>
--	--



**P.T. ENGITAMA NUSA GEOTESTINDO**  
 JALAN TEBET BARAT IV NO. 33 JAKARTA, INDONESIA  
 Phone : 62 - 21 - 8301648  
 Fax : 62 - 21 - 8290163

JOB No. : 98 - 0102 - 003  
 Exhibit : A - (III)

DATA

**P.T. ENGITAMA NUSA GEOTESTINDO**

JL. TEBET BARAT IV NO. 53, JAKARTA  
 PH. (021) 830-1645 FAX. (021) 829-0143

Sheet 1 of 2

SITE OF HOLDING POND DAMS		Date - Start	07/07/1998 @ 11.20	BORELOG No. : <b>BH - 1</b>
PABUHAN III, PALEMBANG, SOUTH SUMATRA		Date - Finish	07/10/1998 @ 11.25	
HOLLAND BALLAST THESSE JM		Supervisor	M. Taufiq	Survey Data No. : 1111.603
		Drill Rig	ZT-100	EL. : 1555.550
		Drilling Fluids	Water / Mud	EL. : + 55.910

DEPTH (m)	GRAPHIC LOG	UNIFIED SOIL CLASSIFICATION	UNIFIED SOIL DESCRIPTION (ASTM D 2487 & D 2493)	SURFACE CONDITIONS	GEOLOGICAL ORIGIN	RECOVERY	ROD (cm)	NATURAL MOISTURE CONTENT AND ATTERBERG LIMITS			FIELD TEST RESULTS
								PL	MC	LL	
0.0		MH	Clayey SILT, medium stiff to stiff, light grey mottled, light brown, trace of organics and fine sand	Swamp area, relatively flat, some timber and roots remaining after site clearance				7.8	27	71	VS : 0.37 kg/cm <sup>3</sup> RS : 0.20 kg/cm <sup>3</sup>
2.0								7.8	27	71	VS : 0.27 kg/cm <sup>3</sup> RS : 0.19 kg/cm <sup>3</sup>
4.0		CH	Silty CLAY, medium stiff, light grey, mottled red-brown, trace of fine sand					7.8	27	71	VS : 0.28 kg/cm <sup>3</sup> RS : 0.16 kg/cm <sup>3</sup> STOP (pm) 7:29:58 START (am) 7:59:58
6.0								7.8	27	71	VS : 0.25 kg/cm <sup>3</sup> RS : 0.15 kg/cm <sup>3</sup>
8.0		CH	Silty CLAY, stiff, grey to light grey, trace of fine sand and cemented silt					7.8	27	71	VS : 0.74 kg/cm <sup>3</sup> RS : 0.35 kg/cm <sup>3</sup> STOP (pm) 7:59:58 START (am) 7:59:58

No. : 98 - 0102 - 003

File No. : BH - 1

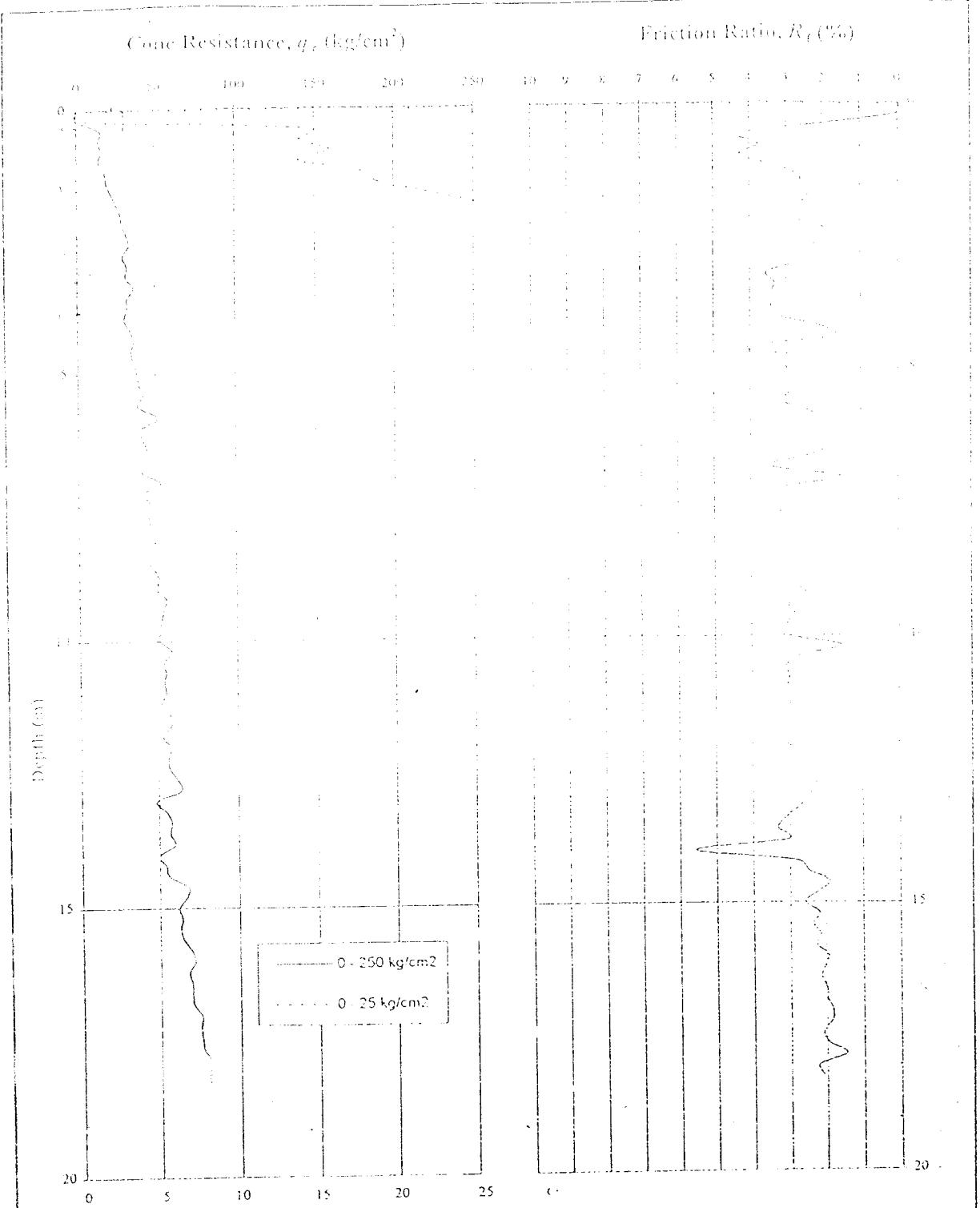
Drawn by : Yaya

Checked by : Djuara F.S

Date : July, 1998

Exhibit : A - 1 (1 of 2)

CPT  
 DEPTH (m)  
 0.00  
 0.20  
 0.40  
 0.60  
 0.80  
 1.00  
 1.20  
 1.40  
 1.60  
 1.80  
 2.00  
 2.20  
 2.40  
 2.60  
 2.80  
 3.00  
 3.20  
 3.40  
 3.60  
 4.00  
 4.20  
 4.40  
 4.60  
 4.80  
 5.00  
 5.20  
 5.40  
 5.60  
 5.80  
 6.00  
 6.20  
 6.40  
 6.60  
 6.80  
 7.00  
 7.20  
 7.40  
 7.60  
 7.80  
 8.00  
 8.20  
 8.40  
 8.60  
 9.00  
 9.20  
 9.40  
 9.60  
 9.80



Note: 1. CPT data was recorded at 0.2 m depth intervals using a 2.5 tonne mechanical Dutch cone  
 2. The data plots have been 'smoothed' using a Microsoft Excel Function

Northing: not available  
 Easting: not available  
 Elevation: @ + n.a

Tested by: Taufiq Date: 5/7/98 Plot by: Djuara F.S Checked by: P.Glover 1477

Project: SITE OF ADMINISTRATION BUILDING  
 MUSI PULP MILL PROJECT, Nr PALEMBANG

Title: CONE PENETRATION TEST (CPT)  
 RESULTS

Client: *acc*  
 HOLLAND BALLAST THIESS J V

PLOTS OF CONE RESISTANCE AND  
 FRICTION RATIO VERSUS DEPTH

Geotechnical Engineers:  
 PT. ENGINEER MANUSA GEOTESTINDO

Job #: 98 - 0102 - 003

Ref No.: CPT-A

DUTCH CONE PENETRATION TEST

CPT - A

Page 2 of 2

DEPTH (m)	CONC (A) Kg/cm <sup>2</sup>	TOTAL (B) Kg/cm <sup>2</sup>	CONE AREA (Ac) cm <sup>2</sup>	SLEEVE AREA (As) cm <sup>2</sup>	LOCAL SKIN FRICTION (B-A)*Ac/100 Kg/cm <sup>2</sup>	TOTAL SKIN FRICTION Kg/cm <sup>2</sup>	FRICTION RATIO [(B-A)/A]*Ac/As
10.00	50	68	10	100	1.80	1814	2.13
10.20	51	69	10	100	1.80	1814	2.13
10.40	52	70	10	100	1.80	1814	2.13
10.60	53	71	10	100	1.80	1814	2.13
10.80	54	72	10	100	1.80	1814	2.13
11.00	55	73	10	100	1.80	1814	2.13
11.20	56	74	10	100	1.80	1814	2.13
11.40	57	75	10	100	1.80	1814	2.13
11.60	58	76	10	100	1.80	1814	2.13
11.80	59	77	10	100	1.80	1814	2.13
12.00	60	78	10	100	1.80	1814	2.13
12.20	61	79	10	100	1.80	1814	2.13
12.40	62	80	10	100	1.80	1814	2.13
12.60	63	81	10	100	1.80	1814	2.13
12.80	64	82	10	100	1.80	1814	2.13
13.00	65	83	10	100	1.80	1814	2.13
13.20	66	84	10	100	1.80	1814	2.13
13.40	67	85	10	100	1.80	1814	2.13
13.60	68	86	10	100	1.80	1814	2.13
13.80	69	87	10	100	1.80	1814	2.13
14.00	70	88	10	100	1.80	1814	2.13
14.20	71	89	10	100	1.80	1814	2.13
14.40	72	90	10	100	1.80	1814	2.13
14.60	73	91	10	100	1.80	1814	2.13
14.80	74	92	10	100	1.80	1814	2.13
15.00	75	93	10	100	1.80	1814	2.13
15.20	76	94	10	100	1.80	1814	2.13
15.40	77	95	10	100	1.80	1814	2.13
15.60	78	96	10	100	1.80	1814	2.13
15.80	79	97	10	100	1.80	1814	2.13
16.00	80	98	10	100	1.80	1814	2.13
16.20	81	99	10	100	1.80	1814	2.13
16.40	82	100	10	100	1.80	1814	2.13
16.60	83	101	10	100	1.80	1814	2.13
16.80	84	102	10	100	1.80	1814	2.13
17.00	85	103	10	100	1.80	1814	2.13
17.20	86	104	10	100	1.80	1814	2.13
17.40	87	105	10	100	1.80	1814	2.13
17.60	88	106	10	100	1.80	1814	2.13
17.80	89	107	10	100	1.80	1814	2.13
18.00	90	108	10	100	1.80	1814	2.13
18.20	91	109	10	100	1.80	1814	2.13

TY TO SU

Gs  
X<sub>t</sub>  
w (%)  
X<sub>d</sub>  
X<sub>sat</sub>

ATTERSER

LL (%)  
PL (%)  
PI (%)

X<sub>uu</sub>/C<sub>u</sub> UR

0 (°)  
0' (°)

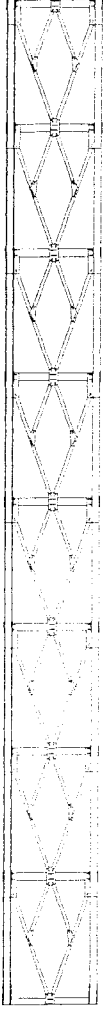
ONSOLIDA

LAST THIESS

ENGITAMA NI  
TEBET BARAT IV  
62-21-830164e  
2-21-8290163



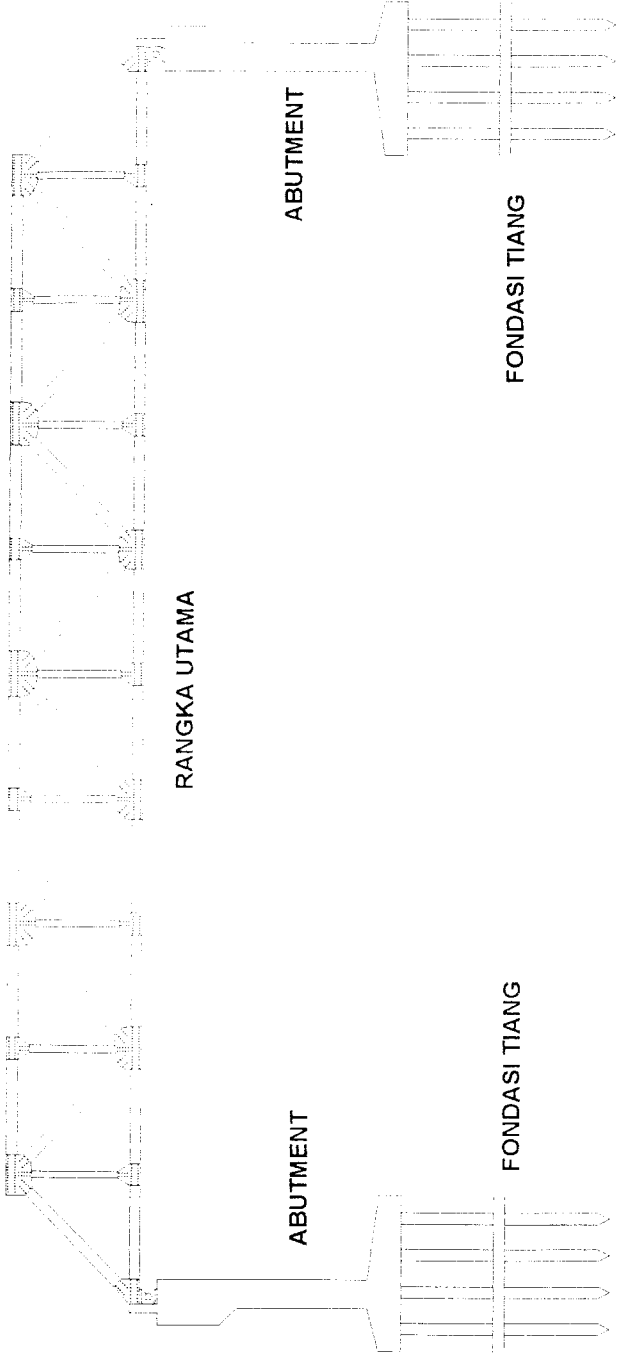




PERTAMBATAN RANGKA ANGIN ATAS



PERTAMBATAN RANGKA ANGIN BAWAH



ABUTMENT

FONDASI TIANG

ABUTMENT

FONDASI TIANG

RANGKA UTAMA

Plat Sambung 1"

Baut 1"

Joint 12

Joint 13

Joint 14

Joint 15

Joint 16

Joint 1

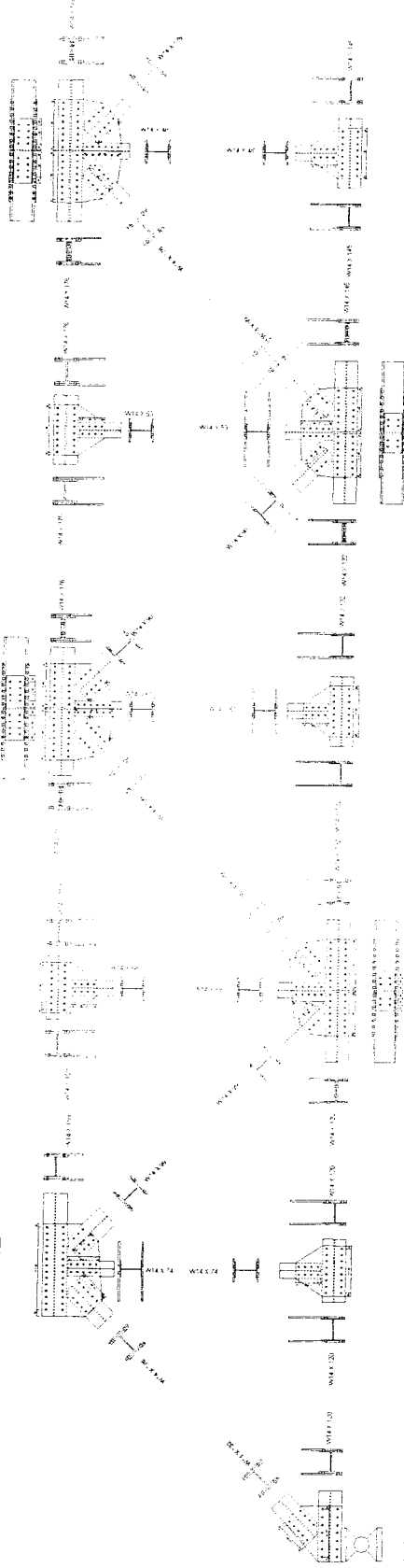
Joint 2

Joint 3

Joint 4

Joint 5

Joint 6

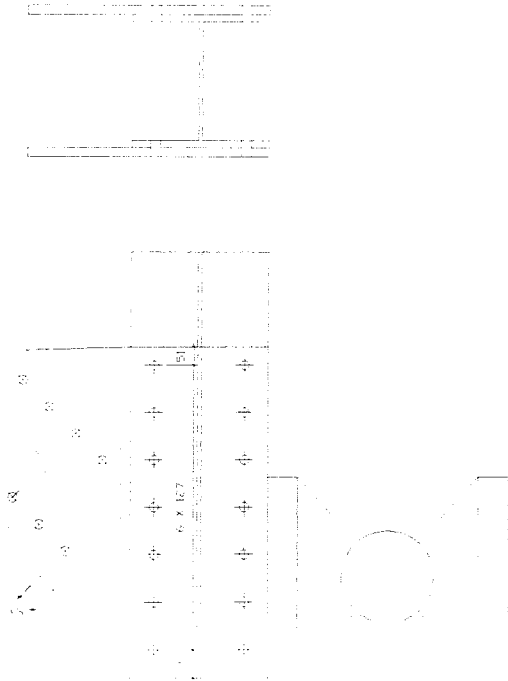


## DETAIL SETENGAH BENTANG RANGKA UTAMA

W14 X 132

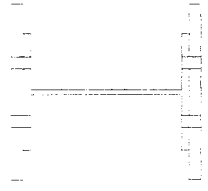
Baut Ø 1"  
Plat Sambung 1"

W14 X 120



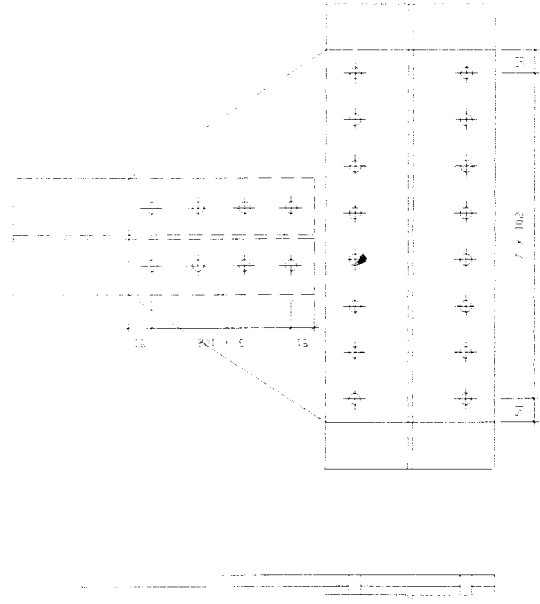
Detail Sambungan Joint 1

W14 X 74

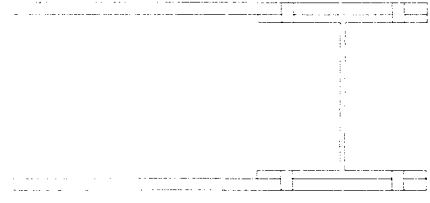


Baut Ø 1"  
Plat Sambung 1"

W14 X 120



W14 X 120



## Detail Sambungan Joint 2

W14 X 99

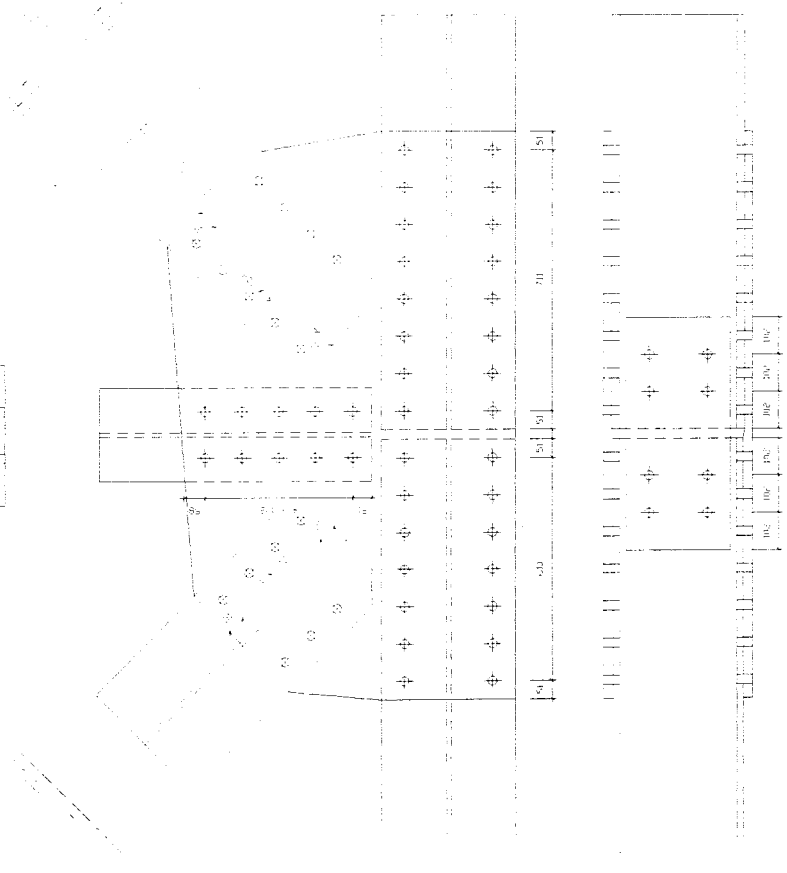
W14 X 68

W14 X 109

Baut Ø 1"  
Plat Sambung 1"

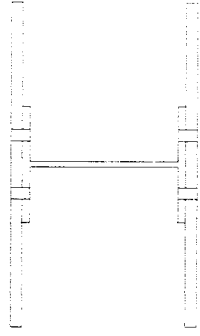
W14 X 120

W14 X 132

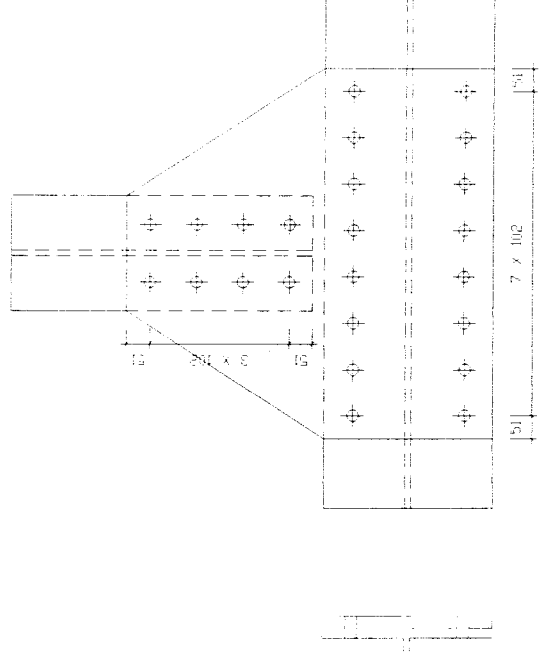


Detail Sambungan Joint 3

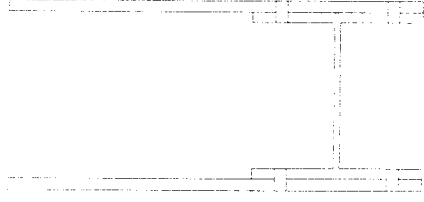
W14 X 61



Baut Ø 1"  
Plat Sambung 1"



W14 X 132



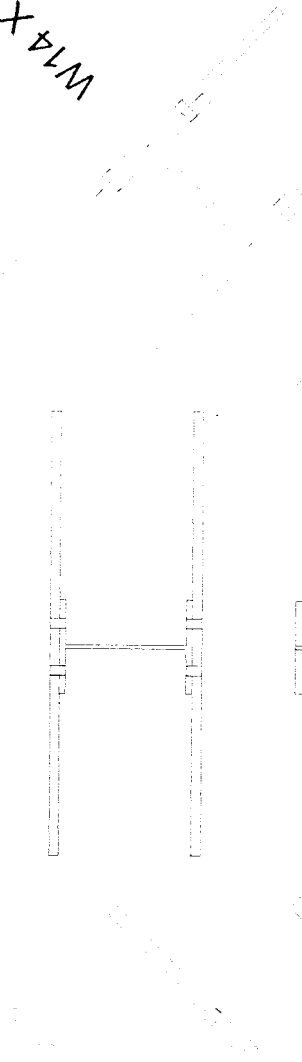
W14 X 132

## Detail Sambungan Joint 4

W14 X 53

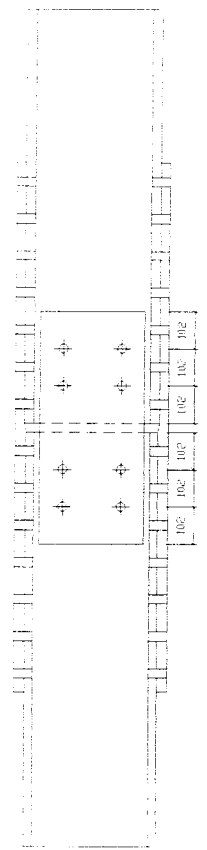
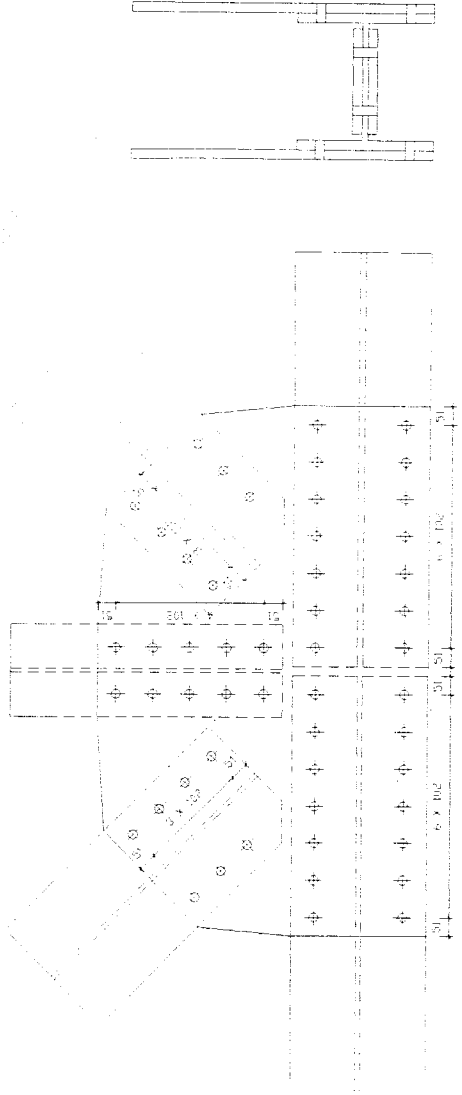
W14 X 90

W14 X 99



W14 X 132

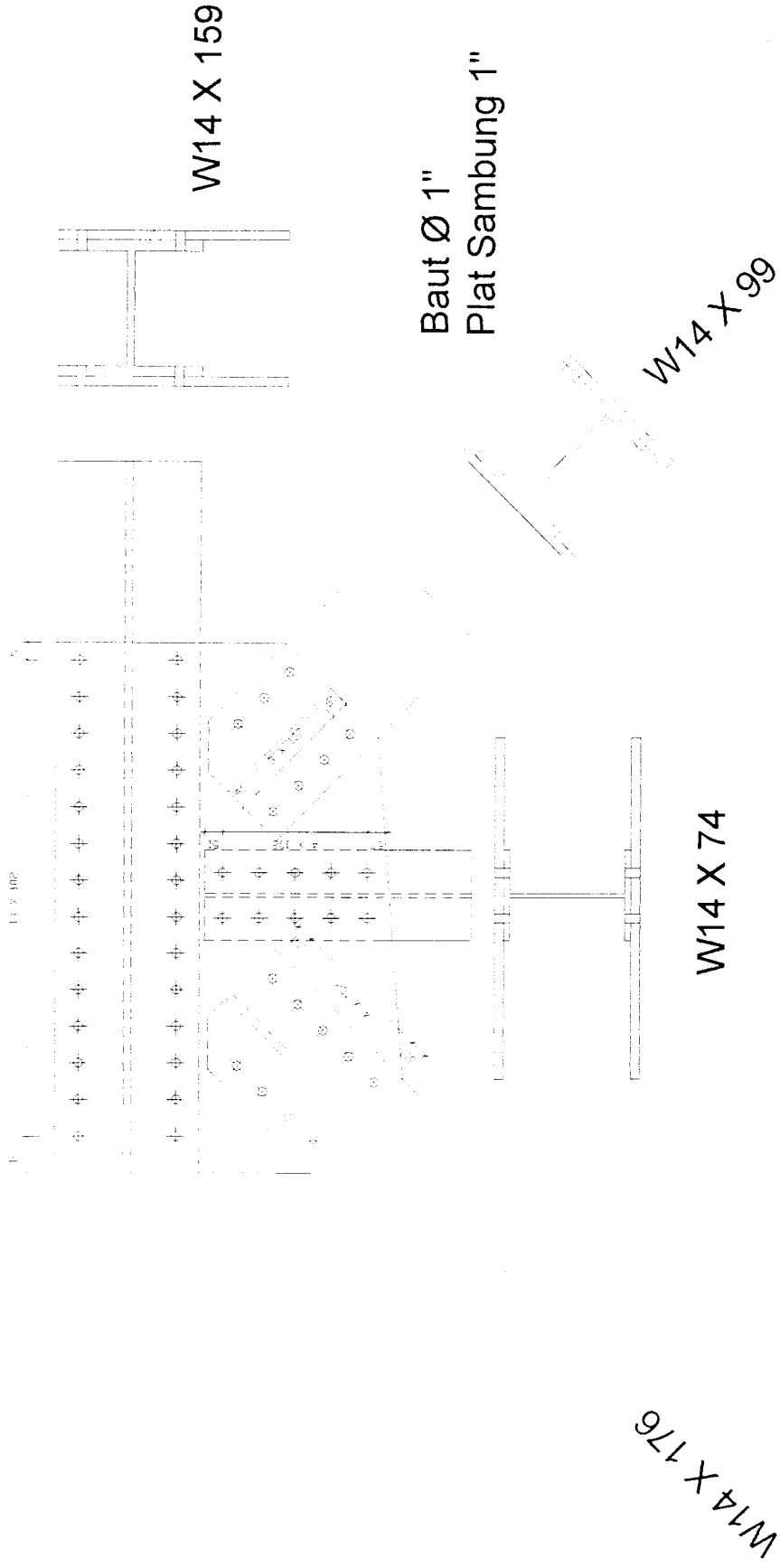
W14 X 145



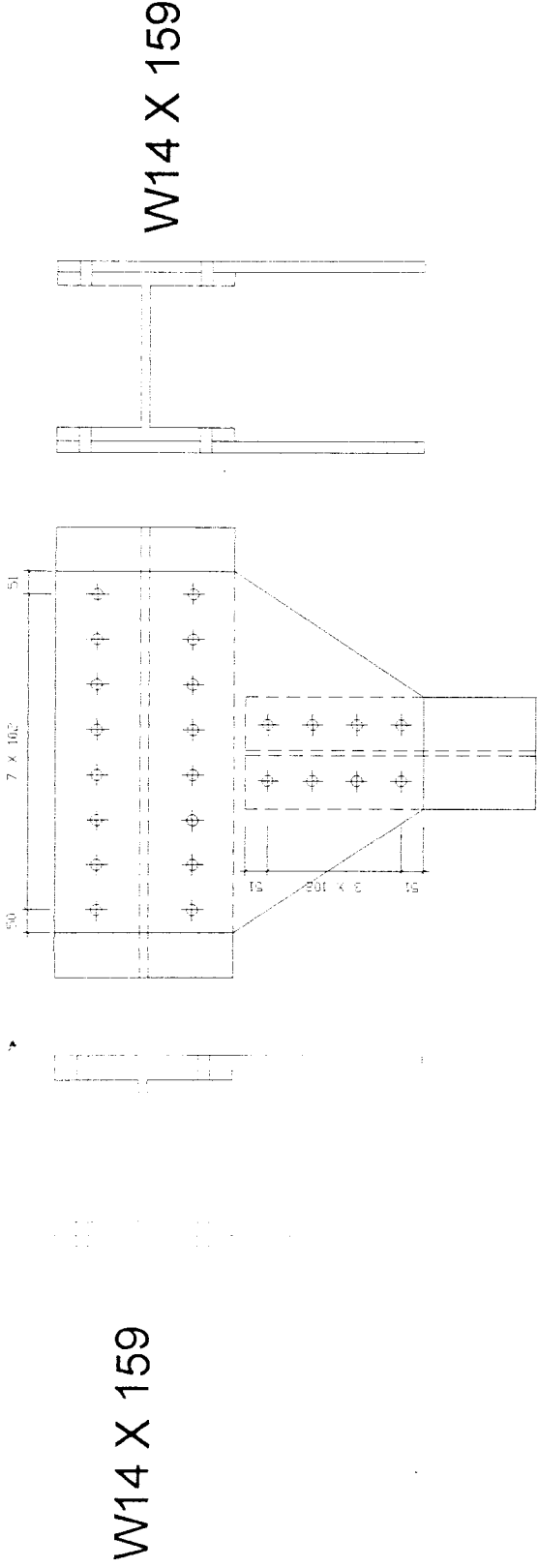
Baut Ø 1"  
Plat Sambung 1"

### Detail Sambungan Joint 5



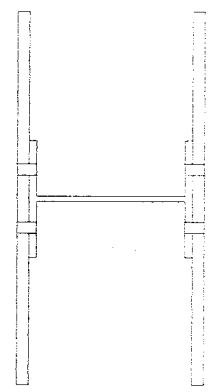


## Detail Sambungan Joint 12



W14 X 159

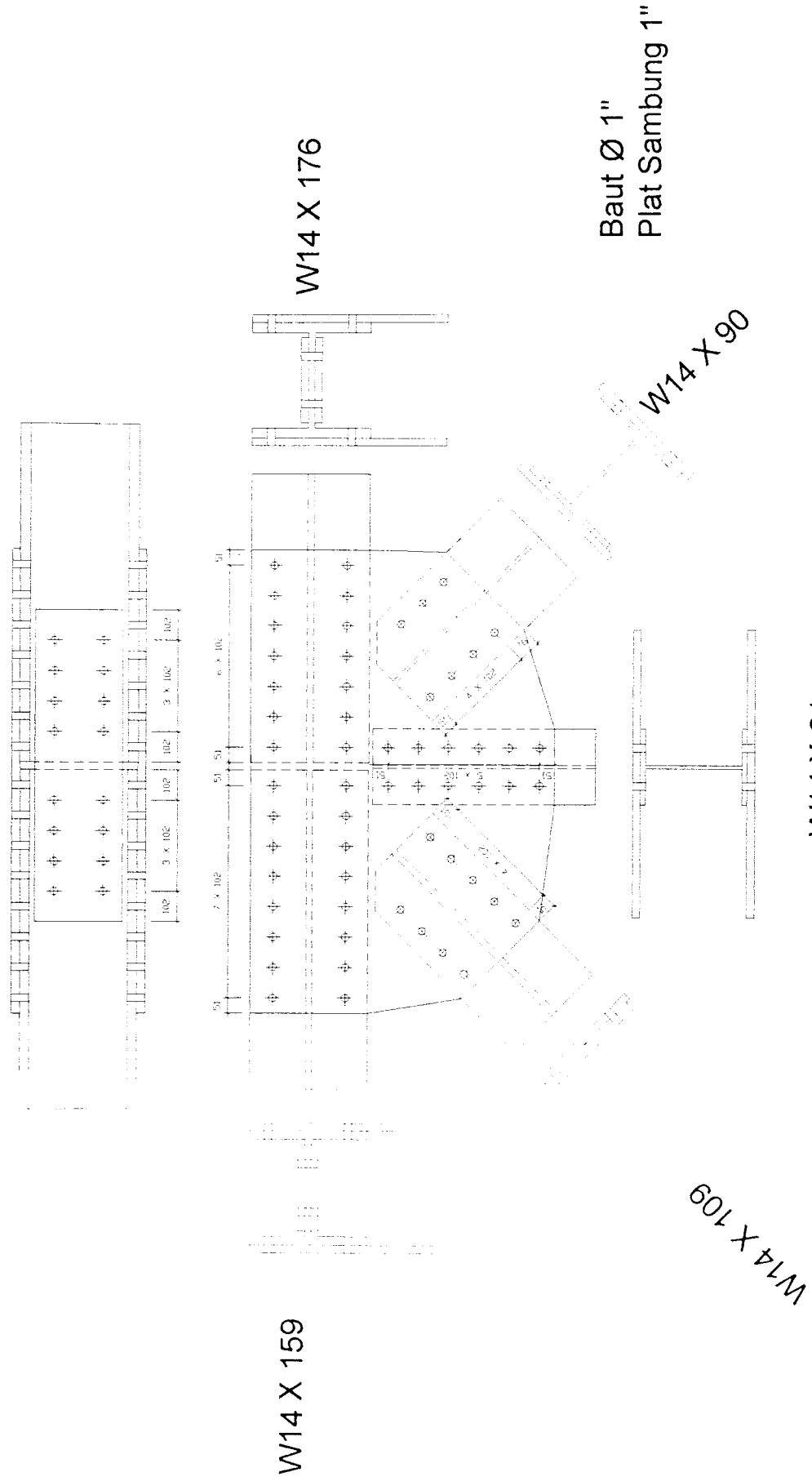
W14 X 159



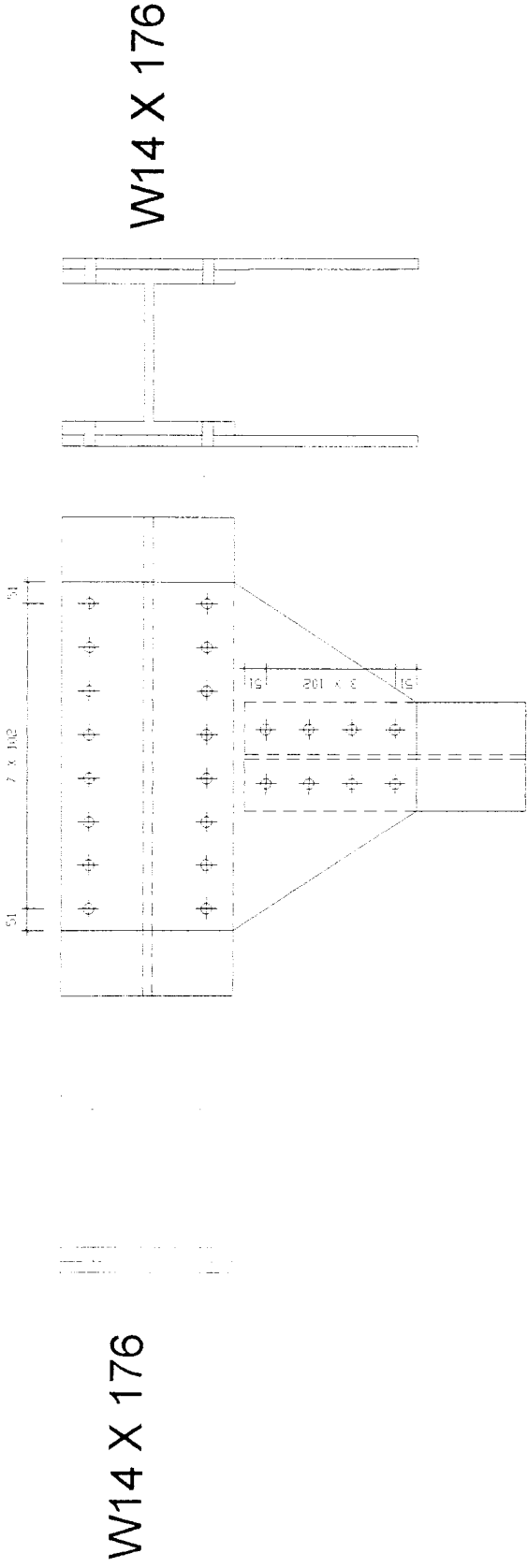
W14 X 68

Baut Ø 1"  
Plat Sambung 1"

# Detail Sambungan Joint 13

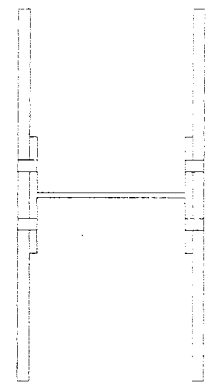


**Detail Sambungan Joint 14**



W14 X 176

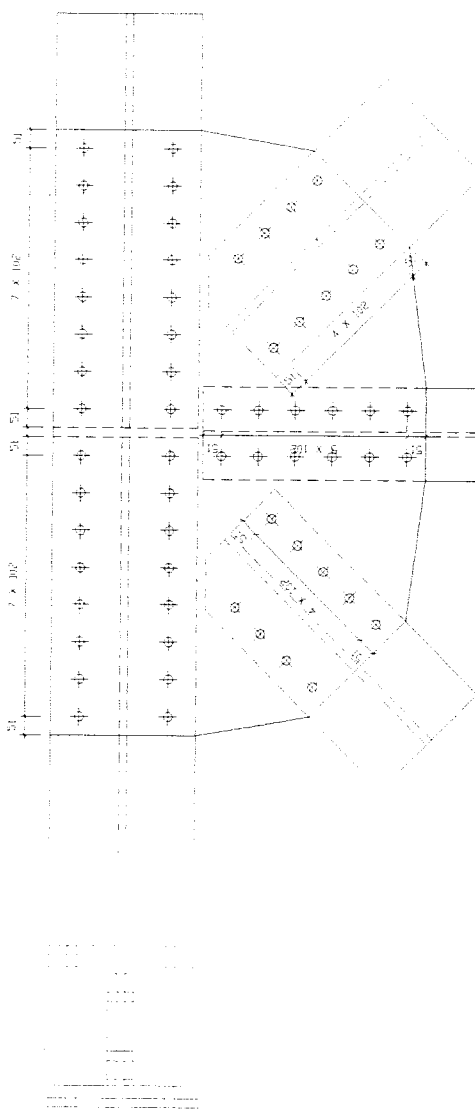
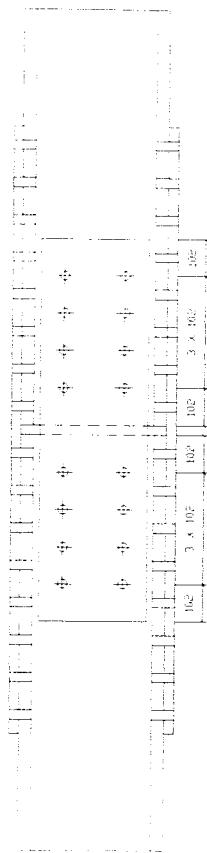
W14 X 176



W14 X 53

Baut Ø 1"  
Plat Sambung 1"

# Detail Sambungan Joint 15



W14 X 176

W14 X 176

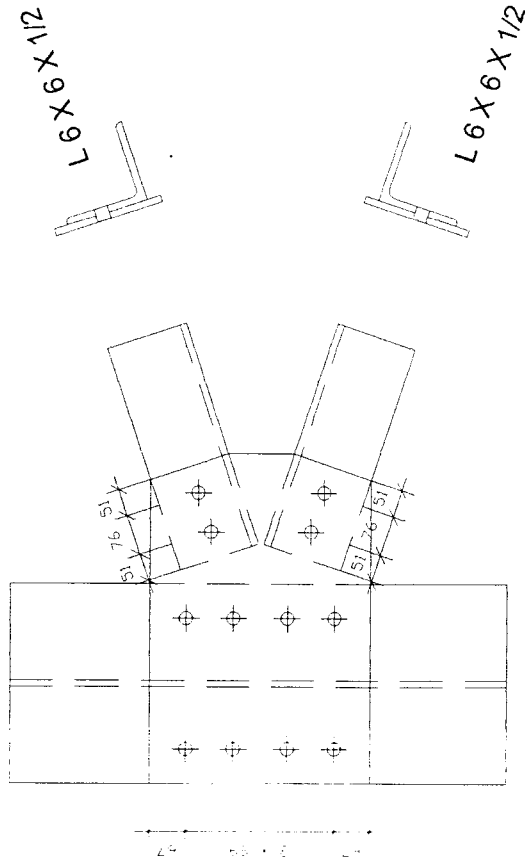
Baut Ø 1"  
Plat Sambung 1"

W14 X 176

W14 X 176

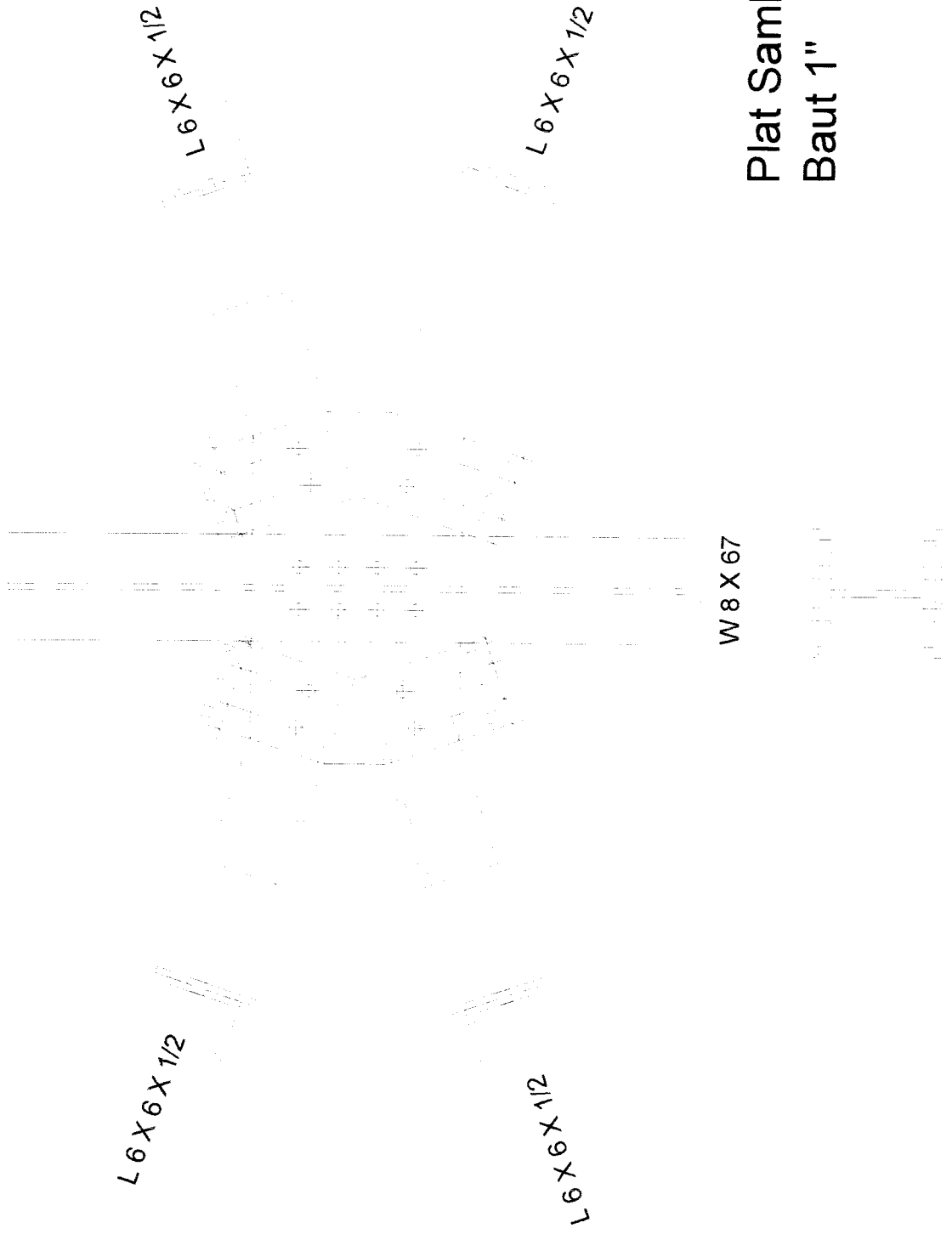
W14 X 48

# Detail Sambungan Joint 16



Baut Ø 1"  
 Plat Sambung 1/2"

## Detail Sambungan Angin Atas 1



Plat Sambung 1/2"  
Baut 1"

### Detail Sambungan Angin Atas 3

L 6 X 6 X 1/2

L 6 X 6 X 1/2

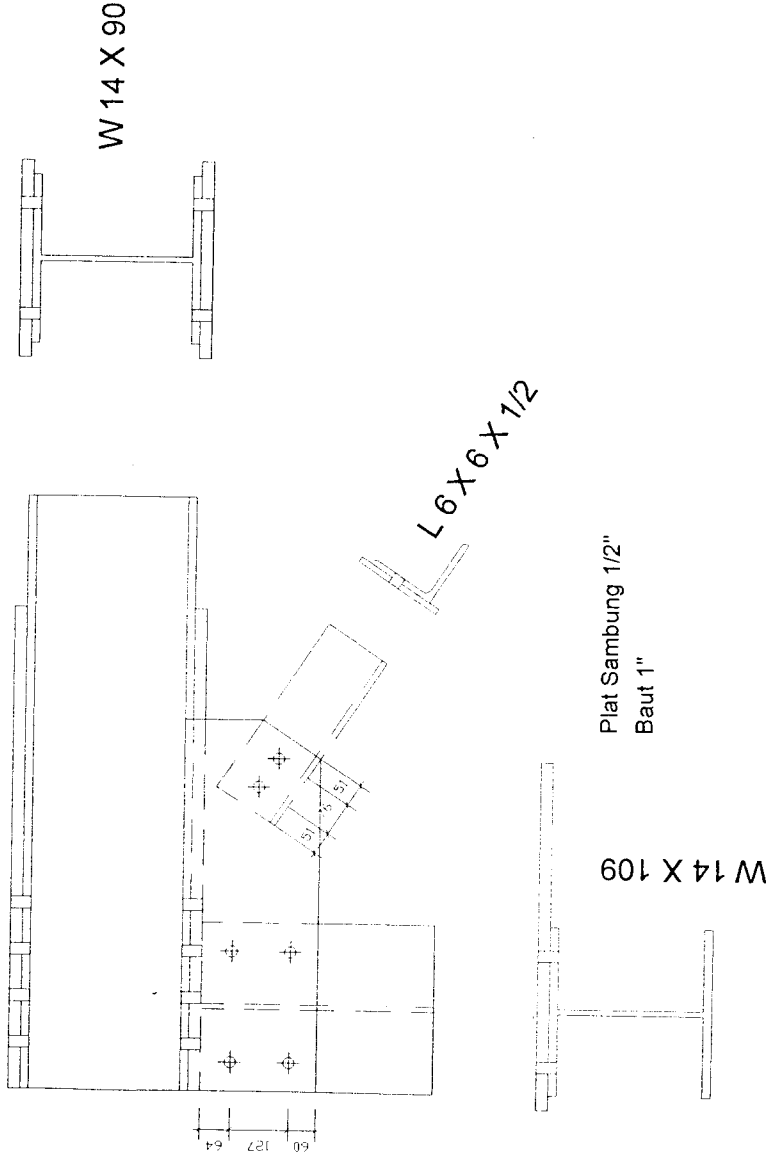
Plat Sambung 1/2"  
Baut 1"

L 6 X 6 X 1/2

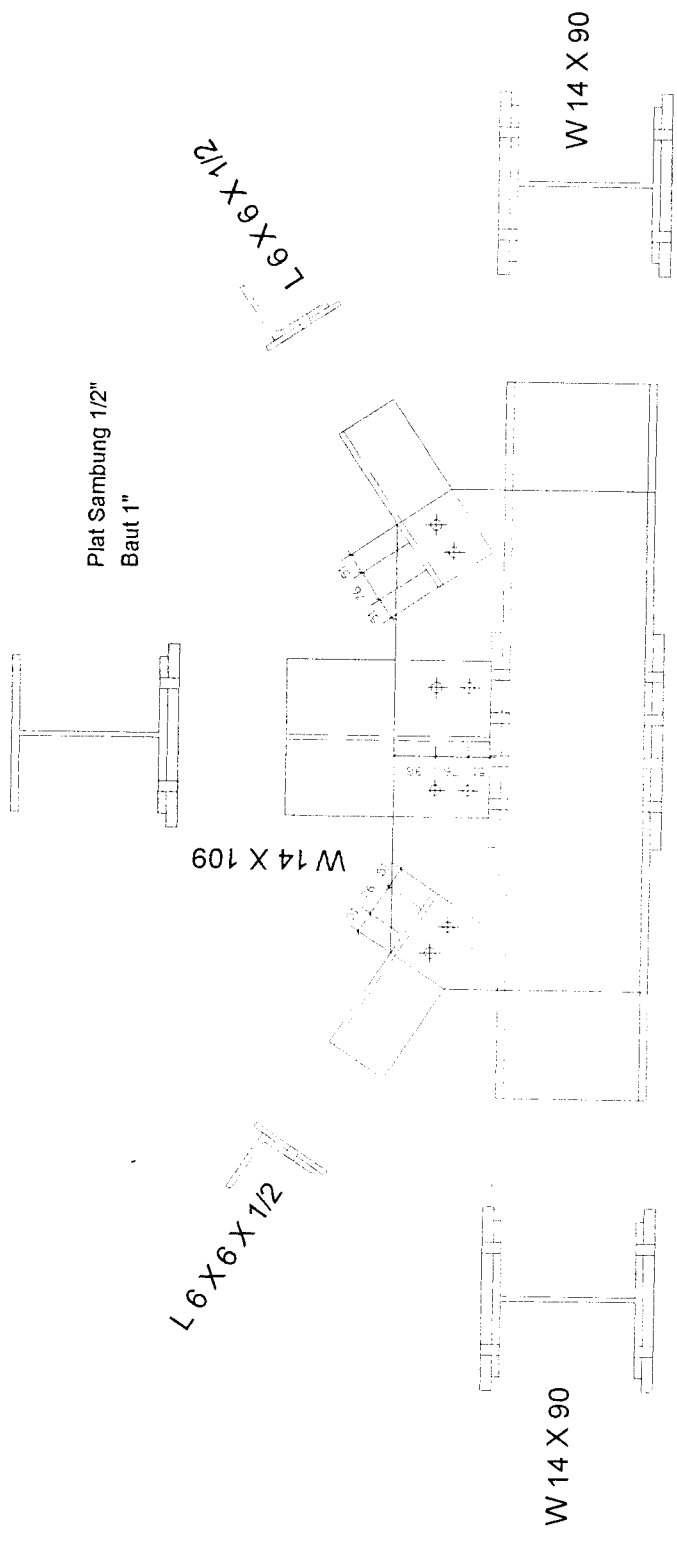
L 6 X 6 X 1/2

# Detail Sambungan Angin Bawah 1



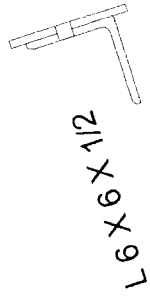
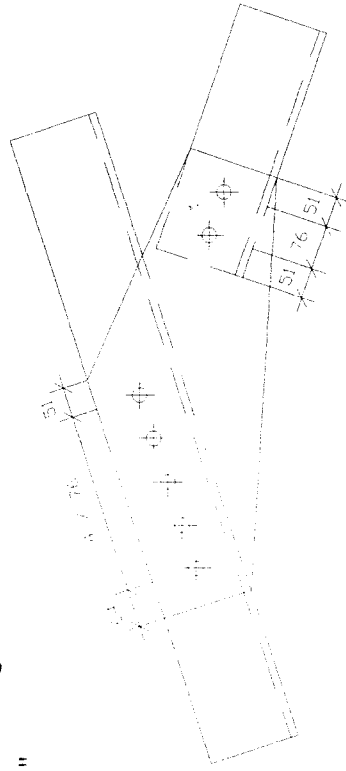
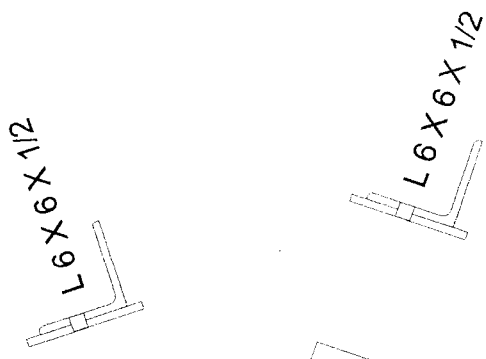


## Detail Sambungan Angin Bawah 2

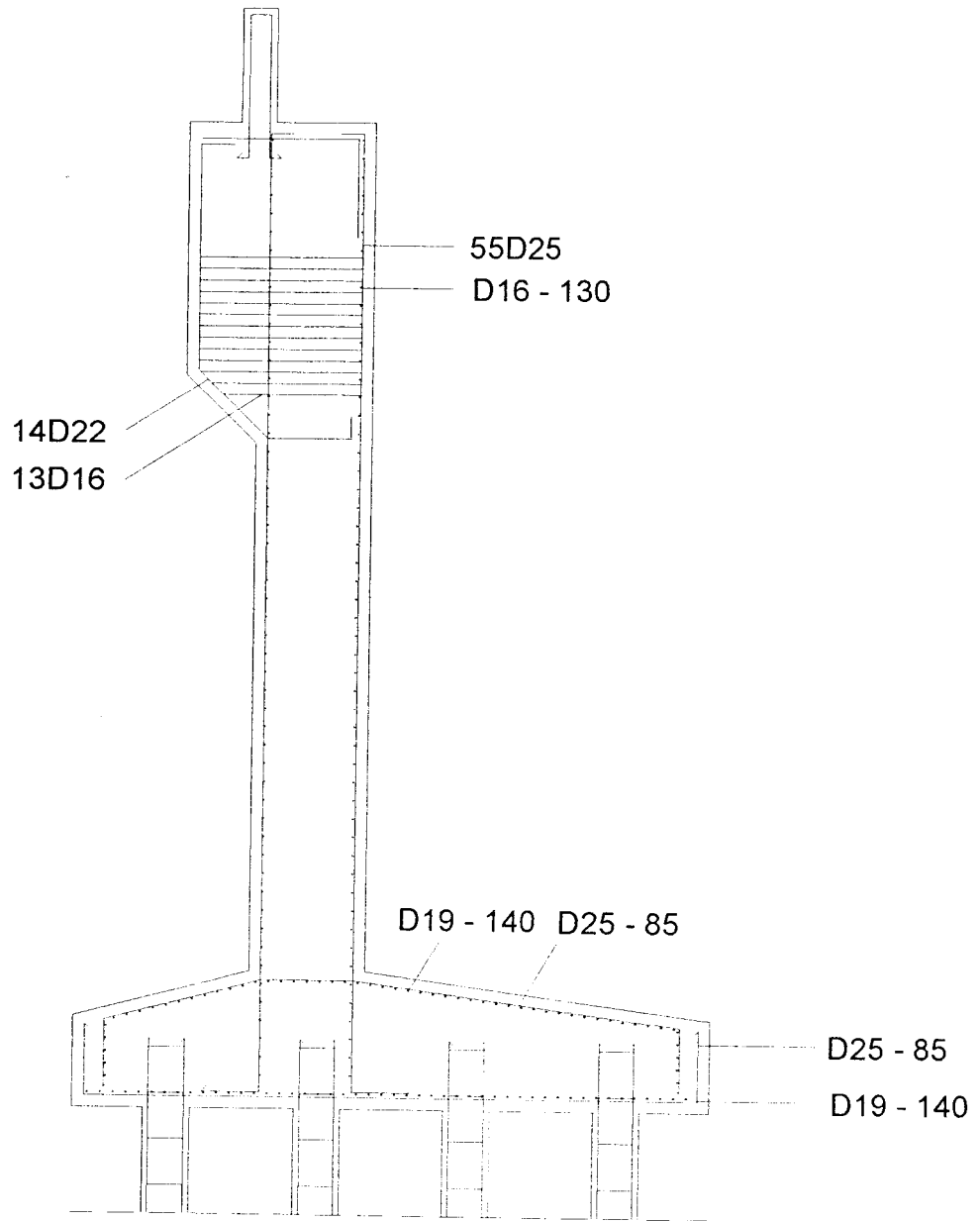


**Detail Sambungan Angin Bawah 3**

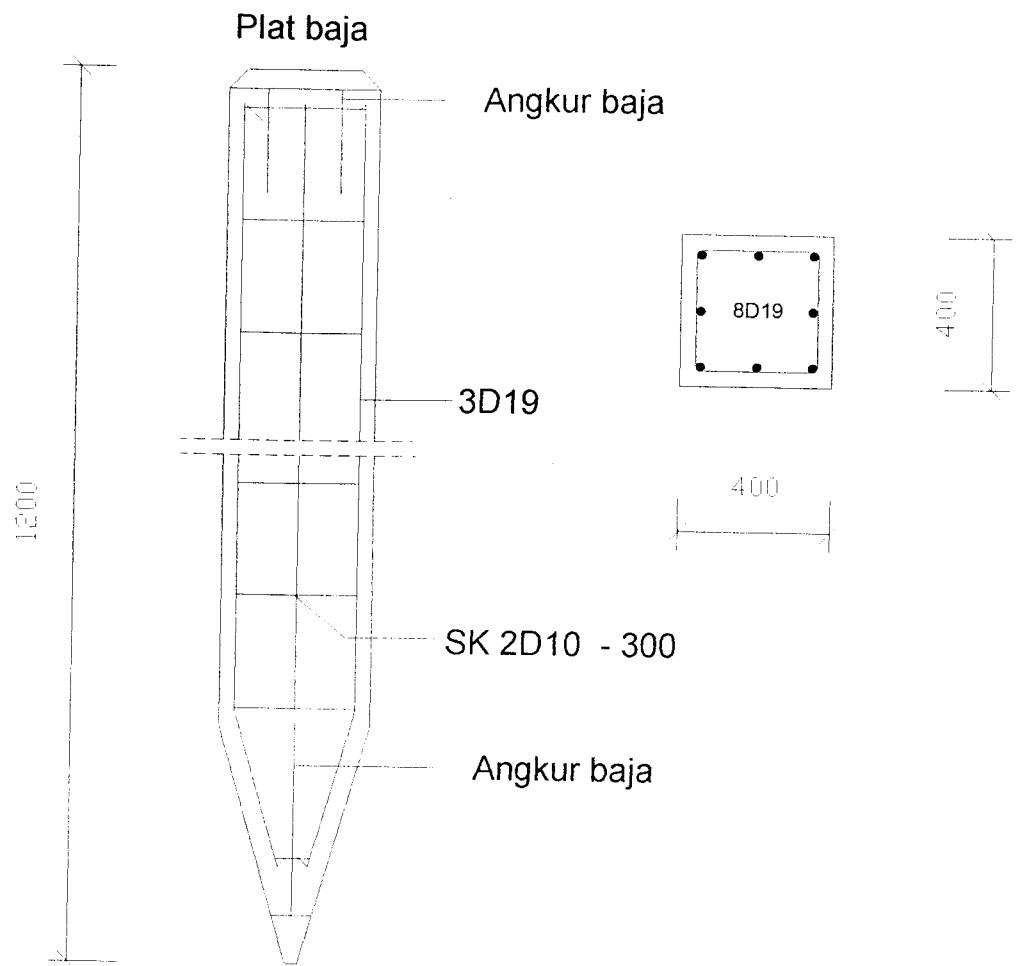
Plat Sambung 1/2"  
Baut 1"



Detail Sambungan Angin Atas 2



**Detail Penulangan Abutmen**



**Detail Fondasi Tiang Pancang**

# LAMPIRAN 4

**KARTU PESERTA TUGAS AKHIR**

NO.	N A M A	NO. MHS.	BID.STUDI
1	Agus Setiawan	98511078	Teknik Sipil
2	Erwin Fuadi	98511178	Teknik Sipil

**JUDUL TUGAS AKHIR :**

Perencanaan jembatan dinding rangka baja tipe " Baltimore truss " di atas sungai .....  
Cimening Kabupaten Cilacap .....

**PERIODE II : DESEMBER - MEI**  
**TAHUN : 2002 / 2003**

No.	Kegiatan	Bulan Ke :					
		Des.	Jan.	Peb.	Mar.	Apr.	Mei.
1.	Pendaftaran	■					
2.	Penentuan Dosen Pembimbing	■					
3.	Pembuatan Proposal		■				
4.	Seminar Proposal		■	■			
5.	Konsultasi Penyusunan TA.			■	■	■	
6.	Sidang-Sidang					■	■
7.	Pendadaran.						■

DOSEN PEMBIMBING I : **Ir. Fatkhurrohman N., MT.**  
DOSEN PEMBIMBING II : **Ir. Helmy Akbar Bale, MT**



Yogyakarta, 18 Jan 2003 .....

a.n. Dekan,

*(Signature)*

**Ir. H. Munadhir, MS**

(.....)

**Catatan.**

Seminar : 19 Februari 2003 .....  
Sidang : 25 Agustus 2003 .....  
Pendadaran : 26 September 2003 .....

TABLE 3.1 Load Combination and Load Factors<sup>a</sup>

Load Combination	DC DD DW EH EV ES	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Use One of These at a Time			
										EQ	IC	CT	CV
Limit State													
STRENGTH-I	$\gamma_p$	1.75	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
STRENGTH-II	$\gamma_p$	1.35	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
STRENGTH-III	$\gamma_p$	-	1.00	1.40	-	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
STRENGTH-IV EH, EV, ES, DW DC ONLY	$\gamma_p$ 1.5	-	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	-	-	-	-	-	-
STRENGTH-V	$\gamma_p$	1.35	1.00	0.40	0.40	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
EXTREME EVENT-I	$\gamma_p$	$\gamma_{EQ}$	1.00	-	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-
EXTREME EVENT-II	$\gamma_p$	0.50	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00
SERVICE-I	1.00	1.00	1.00	0.30	0.30	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
SERVICE-II	1.00	1.30	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	-	-	-	-	-	-
SERVICE-III	1.00	0.80	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
FATIGUE-LL, IM, AND CE ONLY	-	0.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

<sup>a</sup>AASHTO Table 3.4.1-1. [From AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, Copyright © 1994 by the American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC. Used by Permission].

TABLE 3.2 Load Factors for Permanent Loads,  $\gamma_p$ <sup>a</sup>

Type of Load	Load Factor	
	Maximum	Minimum
DC: Component and Attachments	1.25	0.90
DD: Downdrag	1.80	0.45
DW: Wearing Surfaces and Utilities	1.50	0.65
EH: Horizontal Earth Pressure		
• Active	1.50	0.90
• At-Rest	1.35	0.90
EV: Vertical Earth Pressure		
• Overall Stability	1.35	N/A
• Retaining Structure	1.35	1.00
• Rigid Buried Structure	1.30	0.90
• Rigid Frames	1.35	0.90
• Flexible Buried Structures other than Metal Box Culverts	1.95	0.90
• Flexible Metal Box Culverts	1.50	0.90
ES: Earth Surcharge	1.50	0.75

<sup>a</sup>AASHTO Table 3.4.1-2. [From AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, Copyright © 1994 by the American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC. Used by Permission].



TABLE 8.11 Limiting Width-Thickness Ratios\*

Plates Supported Along One Edge		
	$k$	$b$
Flanges and projecting legs of plates	0.56	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Half-flange width of I-sections</li> <li>• Full-flange width of channels</li> <li>• Distance between free edge and first line of bolts or welds in plates</li> <li>• Full-width of an outstanding leg for pairs of angles in continuous contact</li> </ul>
Stems of rolled tees	0.75	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Full-depth of tee</li> </ul>
Other projecting elements	0.45	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Full-width of outstanding leg for single angle strut or double angle strut with separator</li> <li>• Full projecting width for others</li> </ul>
Plates Supported Along Two Edges		
	$k$	$b$
Box flanges and cover plates	1.40	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Clear distance between webs minus inside corner radius on each side for box flanges</li> <li>• Distance between lines of welds or bolts for flange cover plates</li> </ul>
Webs and other plate elements	1.49	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Clear distance between flanges minus fillet radii for webs of rolled beams</li> <li>• Clear distance between edge supports for all others</li> </ul>
Perforated cover plates	1.86	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Clear distance between edge supports</li> </ul>

\*AASHTO Table 6.9.4.2-1. [From *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, Copyright © 1994 by the American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC. Used by permission.]

TABLE 8.9 Resistance Factors for the Strength Limit States<sup>a</sup>

Description of Mode	Resistance Factor
Flexure	$\phi_f = 1.00$
Shear	$\phi_v = 1.00$
Axial compression, steel only	$\phi_c = 0.90$
Axial compression, composite	$\phi_c = 0.90$
Tension, fracture in net section	$\phi_u = 0.80$
Tension, yielding in gross section	$\phi_y = 0.95$
Bearing on pins, in reamed, drilled or bolted holes and milled surfaces	$\phi_b = 1.00$
Bolts bearing on material	$\phi_{bb} = 0.80$
Shear connectors	$\phi_{sc} = 0.85$
A325M and A490MN bolts in tension	$\phi_t = 0.80$
A307 bolts in tension	$\phi_t = 0.67$
A325M and A490M bolts in shear	$\phi_s = 0.80$
Block shear	$\phi_{bs} = 0.80$
Weld metal in complete penetration welds:	
• Shear on effective area	$\phi_{e1} = 0.85$
• Tension or compression normal to effective area	$\phi = \text{base metal } \phi$
• Tension or compression parallel to axis of the weld	$\phi = \text{base metal } \phi$
Weld metal in partial penetration welds:	
• Shear parallel to axis of weld	$\phi_{e2} = 0.80$
• Tension or compression parallel to axis of weld	$\phi = \text{base metal } \phi$
• Tension compression normal to the effective area	$\phi = \text{base metal } \phi$
• Tension normal to the effective area	$\phi_{e1} = 0.80$
Weld metal in fillet welds:	
• Tension or compression parallel to axis of the weld	$\phi = \text{base metal } \phi$
• Shear in throat of weld metal	$\phi_{e2} = 0.80$

<sup>a</sup>In [A6.5.4.2]. [From *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, Copyright © 1994 by the American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC. Used by permission.]

TABLE 4.1 Unit Densities<sup>a</sup>

Material	Unit Weight (kg/m <sup>3</sup> )
Aluminum	2800
Bituminous wearing surfaces	2250
Cast iron	7200
Cinder filling	960
Compact sand, silt, or clay	1925
Concrete, lightweight (includes reinforcement)	1775
Concrete, sand-lightweight (includes reinforcement)	1925
Concrete, normal (includes reinforcement)	2400
Loose sand, silt, or gravel	1600
Soft clay	1600
Rolled gravel, macadam, or ballast	2450
Steel	7850
Stone masonry	2725
Hardwood	960
Softwood	800
Transit rails, ties and fastening per track	0.3 <sup>b</sup>

<sup>a</sup>In AASHTO Table 3.5.1-1. [From *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, Copyright © 1994 by the American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC. Used by Permission].

<sup>b</sup>In kilograms per cubic millimeter (kg/mm)

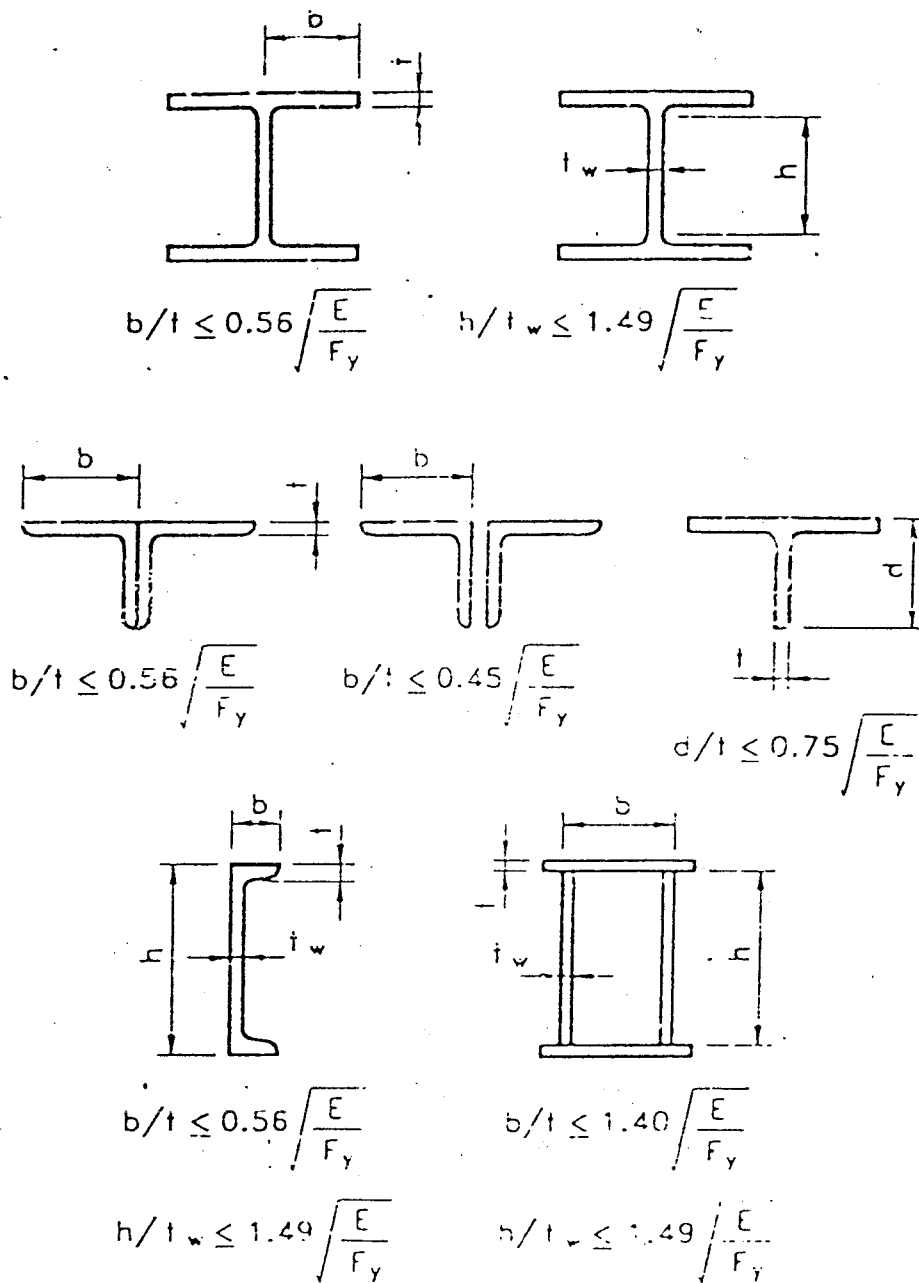


Fig. 8.28 Limiting width-thickness ratios. (After Segui, 1994.) [From *LRFD Steel Design*, by William T. Segui, Copyright © 1994 by PWS Publishing Company, Boston, MA, with permission.]