

TUGAS AKHIR

**ANALISIS PERBANDINGAN *PIER FLY OVER KERETA*
API MEDAN MENGGUNAKAN METODE *STRUT AND*
TIE MODEL PADA 3 TIPE *PIER* DENGAN MUTU YANG
BERBEDA
(*Studi Literatur*)**

*Diajukan Untuk Memenuhi Syarat-Syarat Memperoleh
Gelar Sarjana Teknik Sipil Pada Fakultas Teknik
Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara*

Disusun Oleh:

**RIZKI
1407210215**



**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SUMATERA UTARA
MEDAN
2018**

HALAMAN PENGESAHAN

Tugas Akhir ini diajukan oleh:

Nama : Rizki

NPM : 1407210215

Program Studi : Teknik Sipil.

Judul Skripsi : Analisis Perbandingan *Pier Fly Over* Kereta Api Medan Menggunakan Metode *Strut And Tie Model* Pada 3 Tipe *Pier* Dengan Mutu Yang Berbeda.

Bidang ilmu : Struktur.

Telah berhasil dipertahankan di hadapan Tim Penguji dan diterima sebagai salah satu syarat yang diperlukan untuk memperoleh gelar Sarjana Teknik pada Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.

Medan, September 2018

Mengetahui dan menyetujui:

Dosen Pembimbing I / Penguji

Tondi Amri Syah P, ST, MT

Dosen Pembimbing II / Penguji

Rhini Wulan Dary, ST, MT

Dosen Pembanding I / Penguji

Dr. Ade Faisal, ST, MSc

Dosen Pembanding II / Penguji

Dr. Farizal Zulkarnain, ST, MSc



Program Studi Teknik Sipil
Ketua,

Dr. Farizal Zulkarnain, ST, MSc

SURAT PERNYATAAN KEASLIAN TUGAS AKHIR

Saya yang bertanda tangan di bawah ini:

Nama Lengkap : Rizki

Tempat /Tanggal Lahir: Bah Tobu / 13 November 1995

NPM : 1407210215

Fakultas : Teknik

Program Studi : Teknik Sipil,

menyatakan dengan sesungguhnya dan sejujurnya, bahwa laporan Tugas Akhir saya yang berjudul:

“Analisis Perbandingan *Pier Fly Over* Kereta Api Medan Menggunakan Metode *Strut And Tie Model* Pada 3 Tipe *Pier* Dengan Mutu Yang Berbeda”,

Bukan merupakan plagiarisme, pencurian hasil karya milik orang lain, hasil kerja orang lain untuk kepentingan saya karena hubungan material dan non-material, ataupun segala kemungkinan lain, yang pada hakekatnya bukan merupakan karya tulis Tugas Akhir saya secara orisinal dan otentik.

Bila kemudian hari diduga kuat ada ketidaksesuaian antara fakta dengan kenyataan ini, saya bersedia diproses oleh Tim Fakultas yang dibentuk untuk melakukan verifikasi, dengan sanksi terberat berupa pembatalan kelulusan/kesarjanaan saya.

Demikian Surat Pernyataan ini saya buat dengan kesadaran sendiri dan tidak atas tekanan ataupun paksaan dari pihak manapun demi menegakkan integritas akademik di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.

Medan, September 2018

Saya yang menyatakan,



Rizki

ABSTRAK

ANALISIS PERBANDINGAN *PIER* PADA *FLY OVER* KERETA API MEDAN MENGGUNAKAN METODE *STRUT AND TIE* MODEL PADA 3 TIPE *PIER* DENGAN MUTU YANG BERBEDA (STUDI LITERATUR)

Rizki

1407210215

Tondi Amirysah Putera P, ST, MT

Rhini Wulan Dary, ST, MT

Pier merupakan elemen penting dari suatu struktur bawah jembatan yang berfungsi untuk menyalurkan beban struktur atas jembatan menuju pondasi jembatan yang kemudian diteruskan ke tanah dasar. Perencanaan beban pada jembatan dapat dianalisis menggunakan CSI *Bridge* yang akan menghasilkan kombinasi pembebanan yang mengakibatkan timbulnya gaya reaksi dan gaya gempa yang diterima. Pada perencanaan ini dilakukan pada jembatan kereta api layang menggunakan 3 tipe *pier* dengan mutu yang berbeda. Dalam perencanaan *pier*, terdapat berbagai metode desain, salah satunya adalah *strut and tie* model. Tugas akhir ini, bertujuan untuk mengetahui keretakan dan penulangan yang terjadi pada struktur pilar dengan mutu yang berbeda dengan *strut and tie* model dengan beban yang telah dianalisis menggunakan CSI *Bridge*. Perhitungan *strut and tie* model dilakukan berdasarkan peraturan ACI Building Code 318-2002, yang meliputi desain *strut and tie* model, besar gaya yang terjadi, serta penulangan pada *pier*. Pada analisis *strut and tie* model dilakukan menggunakan program CAST untuk mendapatkan hasil yang signifikan. Dengan menggunakan program CAST didapat besar gaya dan tekanan *strut and tie* yang terjadi pada *pier* yang berbeda. Dimana didapat persentase keretakan yang terjadi pada 3 tipe *pier* dengan mutu yang berbeda, yaitu: model 1 $fc' 29,05 = 1\%$ dan pada $fc' 41,5 = 17\%$; model 2 $fc' 29,05 = 2\%$ dan pada $fc' 41,5 = 29\%$; model 3 $fc' 29,05 = 18\%$ dan pada $fc' 41,5 = 42\%$. Sedangkan tulangan yang didapat yaitu: model 1 $fc' 29,05 = 143 \text{ D } 32$ dan pada $fc' 41,5 = 132 \text{ D } 32$; model 2 $fc' 29,05 = 100 \text{ D } 32$ dan pada $fc' 41,5 = 92 \text{ D } 32$; model 3 $fc' 29,05 = 80 \text{ D } 32$ dan pada $fc' 41,5 = 72 \text{ D } 32$.

Kata kunci: *Pier*, ACI 318-02, *strut and tie model*.

ABSTRACT

COMPARISON OF PIER COMPARISON ON MEDAN FLY OVER TRAIN USING STRUT AND TIE METHODS ON 3 PIER TYPES WITH DIFFERENT QUALITY (LITERATURE STUDY)

Rizki

1407210215

Tondi Amirysah Putera P, ST, MT

Rhini Wulan Dary, ST, MT

Pier is an important element of a structure under the bridge that serves to channel the structural load on the bridge to the bridge foundation which is then passed to the subgrade. Load planning on the bridge can be analyzed using CSI Bridge which will produce a combination of loading which results in the reaction force and earthquake force being received. In this plan carried out on the flyover bridge using 3 types of pier with different quality. In pier planning, there are various design methods, one of which is the strut and tie model. This final project aims to determine the cracks and reinforcement that occur in the pillar structure with a quality that is different from the strut and tie model with the load analyzed using CSI Bridge. The calculation of the strut and tie model is carried out based on ACI Building Code 318-2002 regulations, which includes the strut and tie model design, the style that occurs, and the reinforcement on the pier. In the strut and tie analysis the model is done using the CAST program to obtain significant results. Using the CAST program, the strut and tie pressures that occur on different pier are obtained. Where the percentage of cracks that occurred in 3 types of pier were obtained with different qualities, namely: model 1 $f_c '29.05 = 1\%$ and at $f_c '41.5 = 17\%$; model 2 $f_c '29.05 = 2\%$ and at $f_c '41.5 = 29\%$; model 3 $f_c '29.05 = 18\%$ and at $f_c '41.5 = 42\%$. Whereas the reinforcement obtained are: model 1 $f_c '29.05 = 143 D 32$ and at $f_c '41.5 = 132 D 32$; model 2 $f_c '29.05 = 100 D 32$ and at $f_c '41.5 = 92 D 32$; model 3 $f_c '29.05 = 80 D 32$ and at $f_c '41.5 = 72 D 32$.

Keywords: Pier, ACI 318-02, strut and tie model.

KATA PENGANTAR

Alhamdulillahirabil'alamin, segala puji atas kehadiran Allah SWT yang telah memberikan rahmat, taufik serta hidayah-Nya kepada saya, sehingga atas barokah dan ridho-Nya, saya dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini sebagaimana yang diharapkan.

Adapun judul dari Tugas Akhir ini adalah “Analisis Perbandingan *Pier Fly Over* Kereta Api Medan Menggunakan Metode *Strut And Tie Model* Pada 3 Tipe *Pier* Dengan Mutu Yang Berbeda”. Tugas Akhir ini disusun untuk melengkapi syarat menyelesaikan jenjang kesarjanaan Strata S1 pada Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.

Selama menyelesaikan Tugas Akhir ini, saya telah banyak mendapat bimbingan dan bantuan dari berbagai pihak, untuk itu dalam kesempatan ini saya menyampaikan terima kasih kepada:

1. Bapak Tondi Amirsyah Putera P, S.T, M.T. Dosen Pembimbing I dan Penguji dalam penulisan Tugas Akhir ini.
2. Ibu Rhini Wulan Dary, S.T, M.T. selaku Dosen Pembimbing II dan Penguji dalam penulisan Tugas Akhir ini.
3. Bapak Dr. Ade Faisal selaku Dosen Pembimbing I dalam penulisan Tugas Akhir ini dan Wakil Dekan-I Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
4. Bapak Dr. Fahrizal Zulkarnain selaku Pembimbing II dalam penulisan Tugas Akhir ini dan Ketua Program Studi Teknik Sipil Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
5. Bapak Munawar Alfansury Siregar, S.T, M.T. selaku Dekan Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
6. Bapak dan Ibu staf pengajar dan Biro Program Studi Teknik Sipil Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
7. Terimakasih yang istimewa sekali kepada Ayahanda tercinta Sutikno dan Ibunda tercinta Murni Susilawati yang telah bersusah payah mendidik dan membiayai saya serta menjadi penyemangat saya serta senantiasa mendoakan saya sehingga penulis dapat menyelesaikan studinya.

8. Terimakasih buat adik saya Adinda Ramadhani, Bunga Lidya Ningrum, dan Deliana yang telah menjadi motivasi saya hingga selesainya Tugas Akhir ini.
9. Kepada sahabat-sahabat saya Lusiatul Aminah, Rahmad Amin Pasaribu, Retno Friana Dewi, Puji Ramazana, Siti Dasopang, Juni Indriani, Hanifah Zahra, Adisti, Nizar Fuadi, Sapto Prabowo, Yusra Ardian dan Seluruh teman-teman yang tidak dapat penulis sebutkan satu persatu terimakasih atas dukungan dan kerjasamanya selama ini.

Saya menyadari bahwa Tugas Akhir ini masih jauh dari kesempurnaan untuk itu penulis berharap kritik dan masukan yang konstruktif untuk menjadi bahan pembelajaran berkesinambungan penulis di masa depan.

Akhir kata saya mengucapkan terima kasih dan rasa hormat yang sebesar-besarnya kepada semua pihak yang telah membantu dalam penyelesaian tugas akhir ini. Semoga Tugas Akhir bisa memberikan manfaat bagi kita semua terutama bagi penulis dan juga bagi teman-teman mahasiswa Teknik Sipil khususnya. Amin.

Medan, 18 September 2018
Penulis

Rizki
1407210215

DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN	ii
LEMBAR PERSYARATAN KEASLIAN SKRIPSI	iii
ABSTRAK	iv
<i>ABSTRACT</i>	v
KATA PENGANTAR	vi
DAFTAR ISI	viii
DAFTAR TABEL	xii
DAFTAR GAMBAR	xiv
DAFTAR NOTASI	xix
BAB 1 PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang Masalah	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Ruang lingkup penelitian	3
1.4 Tujuan Penelitian	3
1.5 Manfaat Penelitian	4
1.6 Sistematika Pembahasan	4
BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA	6
2.1. Jembatan	6
2.1.1. Macam-macam Jembatan	6
2.2. Struktur Jembatan	8
2.2.1. Girder	8
2.2.2. Bantalan Jembatan (<i>Bearing</i>)	10
2.2.3. Pilar Jembatan	10
2.2.3.1. Macam-macam Bentuk Pilar	11
2.2.3.2. Material Pendukung Pilar Jembatan	14
2.2.3.3. Asumsi Dalam Perencanaan Pilar (Kolom) Jembatan	14
2.2.3.4. Ketentuan Dalam Perencanaan	15
2.3. Syarat Jembatan Bagian Atas	16
2.3.1. Ketentuan Umum	16
2.3.2. Keadaan batas daya layan	19

2.3.3. Keadaan batas fatik dan fraktur	20
2.3.4. Keadaan batas kekuatan	20
2.3.5. Keadaan batas ekstrem	20
2.4. Pembebanan Pada Jembatan	20
2.4.1. Beban Permanen	21
2.4.2. Beban Lalu Lintas	32
2.4.3. Beban Lingkungan	37
2.5. Lendutan	46
2.6. Metode Penunjang dan Pengikat (<i>Strut and Tie Model</i>)	48
2.6.1. <i>B-Regions and D-Region</i>	49
2.6.2. Komponen <i>Strut and Tie Model</i>	51
2.6.3. Susunan Geometrik <i>Strut And Tie Model</i>	52
2.6.4. Faktor Reduksi (Φ) Dan Penyebaran Tegangan Dalam <i>Strut And Tie Model</i>	53
2.6.5. Keputusan Penting dalam Mengembangkan <i>Strut And Tie</i>	54
2.7. Penunjang (<i>Strut</i>)	54
2.7.1. Desain <i>Strut</i>	54
2.7.2. Kuat Tekan Efektif Beton Pada <i>Strut</i> (f_{cu})	55
2.7.3. Pemilihan Kuat Tekan Efektif Beton (F_{cu}) Untuk <i>Strut</i>	56
2.8. <i>Node dan nodal zone</i>	58
2.8.1. Klasifikasi <i>Node dan nodal zone</i>	58
2.8.2. Jenis <i>nodal zone</i> dan penggunaannya dalam <i>strut and tie model</i>	58
2.8.3. Hubungan antara dimensi <i>zona nodal</i>	60
2.8.4. Resolusi gaya yang bekerja pada zona noda (<i>nodal zone</i>)	60
2.8.5. Kuat tekan efektif <i>nodal zone</i>	61
2.9. <i>Node dan nodal zone</i>	63
2.9.1. Kekuatan <i>tie</i>	63
2.9.2. Pengangkuran <i>tie</i>	63
2.10. <i>CAST (Computer Aided Strut and Tie)</i>	63

BAB 3 METEDOLOGI PENELITIAN	65
-----------------------------	----

3.1. Umum	65
3.2. Metode analisis	66
3.3. Data umum Jembatan	66
3.4. Perhitungan beban struktur atas jembatan	68
3.5. Perencanaan <i>spring</i>	84
3.6. Data perencanaan pilar	84
3.6.1. Data bahan yang akan dipakai	85
3.7. Analisis beban jembatan pada pilar	85
3.7.1. Berat sendiri jembatan (MS)	86
3.7.2. Beban mati tambahan (MA)	87
3.7.3. Beban lajur (TD)	87
3.7.4. Beban rem (TB)	88
3.7.5. Beban angin struktur (E_{ws})	88
3.7.6. Beban angin kendaraan (E_{wl})	89
3.7.7. Beban gempa (EQ)	89
3.8. Dimensi pilar	90
3.9. Menganalisis tekan tarik menggunakan <i>CAST (Computer Aided Strut and Tie)</i>	91
BAB 4 HASIL DAN PEMBAHASAN	92
4.1. Tinjauan umum	92
4.2. Analisis jembatan bentang 40 m	92
4.2.1. Hasil perhitungan beban gempa pada jembatan	92
4.2.2. Hasil pemeriksaan lendutan pada jembatan	93
4.3. Hasil analisis pada pilar model I	94
4.3.1. Hasil penentuan daerah <i>D-region</i> dan <i>B-region</i>	95
4.3.2. Hasil analisis <i>Strut and Tie</i> menggunakan <i>CAST (Computer Aided Strut and Tie)</i>	96
4.3.3. Hasil analisis <i>Stess ratio</i> dengan mutu yang berbeda pada Model 1	97
4.3.4. Hasil perbandingan <i>stress ratio</i> pada <i>strut</i>	98
4.3.5. Hasil perbandingan tulangan yang didapat pada Model 1	99
4.4. Hasil analisis pada pilar model 2	99

4.4.1. Hasil penentuan daerah <i>D-region</i> dan <i>B-region</i>	100
4.4.2. Hasil analisis <i>Strut and Tie</i> menggunakan <i>CAST (Computer Aided Strut and Tie)</i>	101
4.4.3. Hasil analisis <i>Stess ratio</i> dengan mutu yang berbeda pada Model 2	101
4.4.4. Hasil perbandingan <i>stress ratio</i> pada <i>strut</i>	103
4.4.5. Hasil perbandingan tulangan yang didapat pada Model 2	104
4.5. Hasil analisis pada pilar model 3	104
4.5.1. Hasil penentuan daerah <i>D-region</i> dan <i>B-region</i>	105
4.5.2. Hasil analisis <i>Strut and Tie</i> menggunakan <i>CAST (Computer Aided Strut and Tie)</i>	106
4.5.3. Hasil analisis <i>Stess ratio</i> dengan mutu yang berbeda pada Model 3	106
4.5.4. Hasil perbandingan <i>stress ratio</i> pada <i>strut</i>	108
4.5.5. Hasil perbandingan tulangan yang didapat pada Model 1	109
4.6. Perbandingan tulangan pada setiap pilar	109
BAB 5 KESIMPULAN DAN SARAN	111
5.1. Kesimpulan	111
5.2. Saran	113
DAFTAR PUSTAKA	
LAMPIRAN	

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Tipe pilar disesuaikan berdasarkan hubungan antara tinggi dan kesesuaian tipe jembatan	12
Tabel 2.2	Kombinasi beban dan faktor beban	18
Tabel 2.3	Beban rencana jembatan	21
Tabel 2.4	Berat isi untuk beban mati	22
Tabel 2.5	Faktor beban untuk beban mati tambahan	22
Tabel 2.6	Tipe rel dan dimensi penampang rel	23
Tabel 2.7	Pembagian kelas jalan rel 1067 mm	24
Tabel 2.8	Pembagian kelas jalan rel 1435 mm	25
Tabel 2.9	Faktor beban akibat susut dan rangkak (SNI 1725:2016).	27
Tabel 2.10	Koefisien standar susut beton sebagai tambahan regangan jangka panjang (RSNI T-12-2004)	29
Tabel 2.11	Koefisien standar rangkak beton sebagai tambahan regangan jangka panjang(RSNI T-12-2004).	32
Tabel 2.12	Faktor beban untuk lajur “D”	32
Tabel 2.13	Skema Pembebanan Rencana Muatan 1921 (RM 21)	35
Tabel 2.14	Faktor amplifikasi untuk periode 0 detik dan 0,2 detik ($FPGA/Fa$) (SNI 2833:2013)	42
Tabel 2.15	Nilai faktor amplifikasi untuk periode 1 detik (Fv)	43
Tabel 2.16	Zona gempa (SNI 2833:2013)	45
Tabel 2.17	Faktor modifikasi respons (R) untuk bangunan bawah (SNI 2833:2013)	46
Tabel 2.18	Faktor modifikasi respons (R) untuk hubungan antar elemen struktur (SNI 2833:2013)	46
Tabel 2.19	Koefisien Lendutan maksimum jembatan baja	47
Tabel 2.20	Koefisien Lendutan maksimum jembatan Beton	47
Tabel 3.1	Berat jenis bahan	67
Tabel 3.2	Berat <i>box girder</i>	69
Tabel 3.3	Berat dinding tepi/pembatas	70

Tabel 3.4	Tipe rel dan dimensi penampang rel	71
Tabel 3.5	Spektrum respon desain	82
Tabel 3.6	Rekapitulasi pembebanan pada jembatan	86
Tabel 4.1	Lendutan dengan bentang 40 m (<i>CSI Bridge</i>)	93

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Tipikal penampang melintang <i>box girder</i>	9
Gambar 2.2	Tipe pilar jembatan penyebrangan <i>viaduct</i> dan darat	11
Gambar 2.3	Tipe pilar jembatan penyebrangan sungai dan <i>waterway</i>	12
Gambar 2.4	Penulangan pada beton bertulang	15
Gambar 2.5	Dimensi penampang rel	23
Gambar 2.6	Penentuan faktor susut (RSNI T-12-2004).	29
Gambar 2.7	Grafik penentuan faktor rangkai (RSNI T-12-2004)	31
Gambar 2.8	Beban Lajur “D”	33
Gambar 2.9	Beban Lateral Kereta (Nomor PM. 60 Tahun 2012)	34
Gambar 2.10	Kereta tanpa <i>bogie</i> dan dengan <i>bogie</i>	35
Gambar 2.11	Percepatan puncak di batuan dasar (<i>PGA</i>) untuk melampaui probabilitas 10% dalam 50 tahun(SNI 2833:2013)	39
Gambar 2.12	Peta respons spektra percepatan 0.2 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 10% dalam 50 tahun (SNI 2833:2013)	39
Gambar 2.13	Peta respons spektra percepatan 1 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 10% dalam 50 tahun (SNI 2833:2013)	40
Gambar 2.14	Peta percepatan puncak di batuan dasar (<i>PGA</i>) untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun (SNI 2833:2013)	40
Gambar 2.15	Peta respons spektra percepatan 0.2 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun (SNI 2833:2013)	41
Gambar 2.16	Peta respons spektra percepatan 1 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun (SNI 2833:2013)	41
Gambar 2.17	Bentuk tipikal respon spektra di permukaan tanah (SNI 2833:2013)	43
Gambar 2.18	Pola retak pada balok akibat beban	48
Gambar 2.19	Kontur tegangan	48
Gambar 2.20	Beban diskontinuitas geometrik	49
Gambar 2.21	Deskripsi dari <i>strut and tie</i> model	51
Gambar 2.22	Retak pada <i>strut</i> berbentuk botol	56

Gambar 2.23	Perpotongan tulangan dengan <i>strut</i>	57
Gambar 2.24	<i>Nodal zone</i> hidrostatik	59
Gambar 2.25	Distribusi gaya pada daerah <i>nodal zone</i>	60
Gambar 2.26	Resolusi gaya yang bekerja pada <i>nodal zone</i>	61
Gambar 2.27	Tinggi (<i>U</i>) yang digunakan untuk menentukan dimensi <i>node</i>	62
Gambar 3.1	Bagan alir	65
Gambar 3.2	Permodelan <i>fly over</i> menggunakan CSI <i>Bridge</i>	68
Gambar 3.3	Dimensi <i>box girder</i>	69
Gambar 3.4	Dinding pembatas	69
Gambar 3.5	Dimensi kereta api	73
Gambar 3.6	Grafik susut kelembaban relatif H (%)	75
Gambar 3.7	Grafik susut ketebalan minimum d (cm)	75
Gambar 3.8	Grafik susut <i>slump</i> , s (cm)	76
Gambar 3.9	Grafik susut kehalusan F (%)	76
Gambar 3.10	Grafik jumlah semen pada beton (kg/m^3)	77
Gambar 3.11	Grafik susut kadar udara, A (%)	77
Gambar 3.12	Grafik rangkai kelembaban relatif H (%)	78
Gambar 3.13	Grafik rangkai ketebalan minimum d (cm)	78
Gambar 3.14	Grafik rangkai <i>slump</i> , s (cm)	79
Gambar 3.15	Grafik rangkai kehalusan F (%)	79
Gambar 3.16	Grafik susut kadar udara, A (%)	80
Gambar 3.17	Grafik rangkai umur beton, t (hari)	80
Gambar 3.18	<i>Input</i> beban mati jembatan pada program aplikasi analisis struktur	86
Gambar 3.19	<i>Input</i> beban mati tambahan jembatan pada program aplikasi analisis struktur	87
Gambar 3.20	Beban hidup pada program aplikasi analisis struktur	87
Gambar 3.21	Beban rem pada program aplikasi analisis struktur	88
Gambar 3.22	Beban angin struktur pada program aplikasi analisis struktur	88
Gambar 3.23	Beban angin kendaraan pada program aplikasi analisis struktur	89
Gambar 3.24	Pembebanan gempa arah y	89
Gambar 3.25	Pembebanan gempa arah x	90

Gambar 4.1	Grafik perbandingan lendutan pada setiap pilar	94
Gambar 4.2	Dimensi model 1 dari <i>CSI Bridge</i>	94
Gambar 4.3	Cek kekuatan struktur <i>pier</i> model 1 menggunakan <i>CSI Bridge</i>	95
Gambar 4.4	Daerah <i>D-region</i> dan <i>B-region</i> model 1	95
Gambar 4.5	Elemen dan titik simpul (<i>node</i>) pada model 1 tampak depan	96
Gambar 4.6	<i>Run</i> analisis pada Model 1 mutu $f_c' 29,05$ MPa	97
Gambar 4.7	<i>Run</i> analisis pada Model 1 mutu $f_c' 41,5$ MPa	97
Gambar 4.8	Grafik perbandingan <i>stress ratio</i> pada <i>element strut</i> pada model 1 dengan mutu yang berbeda	98
Gambar 4.9	Dimensi model 2 dari <i>CSI Bridge</i>	99
Gambar 4.10	Cek kekuatan struktur <i>pier</i> model 2 menggunakan <i>CSI Bridge</i>	100
Gambar 4.11	Daerah <i>D-region</i> dan <i>B-region</i> model 2	100
Gambar 4.12	Elemen dan titik simpul (<i>node</i>) pada model 2 tampak depan	101
Gambar 4.13	<i>Run</i> analisis pada Model 2 mutu $f_c' 29,05$ MPa	102
Gambar 4.14	<i>Run</i> analisis pada Model 2 mutu $f_c' 41,5$ MPa	102
Gambar 4.15	Grafik perbandingan <i>stress ratio</i> pada <i>element strut</i> pada model 2 dengan mutu yang berbeda	103
Gambar 4.16	Dimensi model 3 dari <i>CSI Bridge</i>	104
Gambar 4.17	Cek kekuatan struktur <i>pier</i> model 3 menggunakan <i>CSI Bridge</i>	105
Gambar 4.18	Daerah <i>D-region</i> dan <i>B-region</i> model 3	105
Gambar 4.19	Elemen dan titik simpul (<i>node</i>) pada model 3 tampak depan	106
Gambar 4.20	<i>Run</i> analisis pada Model 3 mutu $f_c' 29,05$ MPa	107
Gambar 4.21	<i>Run</i> analisis pada Model 3 mutu $f_c' 41,5$ MPa	107
Gambar 4.22	Grafik perbandingan <i>stress ratio</i> pada <i>element strut</i> pada model 3 dengan mutu yang berbeda	108
Gambar 4.23	Grafik perbandingan tulangan pada 3 model pilar dengan mutu yang berbeda	109

DAFTAR NOTASI

A	= Percepatan/akselerasi puncak <i>PGA</i> di batuan dasar (g)
V	= Kecepatan maksimum kereta pada tikungan (km/jam)
R	= Radius tikungan (m)
A_{strut}	= Luas penampang dari <i>strut</i>
f_{cu}	= Kuat tekan efektif beton
F_u	= Tegangan dalam anggota (<i>strut, tie</i> dan <i>nodal zone</i>)
F_n	= Tegangan dalam anggota
Φ	= Faktor reduksi kekuatan
$v (nu)$	= Faktor efektif
A_c	= Efektif penampang <i>strut</i> yang bekerja dari f_{cu}
Φ_{STM}	= Nilai Φ untuk <i>strut, tie</i> dan <i>nodal zones</i> dalam model <i>strut and tie</i>
α_I	= Faktor utama yang mempengaruhi faktor efektivitas <i>strut</i>
N	= Kriteria panjang perletakan minimum
P	= Aksial, kN
F_{cu}	= Kuat tekan efektif beton
A_c	= Luas efektif penampang <i>strut</i>
$A_{s'}$	= Luas tulangan tekan dalam batang tekan
$f_{s'}$	= Tegangan leleh tulangan tekan
f_c'	= Kuat spesifik tekan beton
β_s	= Faktor efektif <i>strut</i> (tergantung pada jenis <i>strut</i>)
w_s	= Lebar <i>strut</i>
w_t	= Lebar asumsi
w_c	= Lebar efektif
l_b	= Panjang pelat bantalan
θ	= Sudut antara sumbu <i>strut</i> dan sumbu horizontal
F_{nn}	= Gaya batas terfaktor bagian depan dari <i>nodal zone</i>
F_{cu}	= Kuat tekan efektif beton
A_n	= Luas bagian depan dari <i>nodal zone</i>
n	= Jumlah baris tulangan
s	= Jarak garis tengah antar tulangan

\emptyset	= Diameter batang tulangan
T_n	= Gaya tarik batas terfaktor
A_{st}	= Luas baja tulangan biasa
f_y	= Tegangan leleh baja tulangan
P_{ms}	= Berat total beban jembatan
q	= Beban merata
S_a	= Faktor respon gempa
S_{D1}	= Spektra permukaan tanah pada periode 1,0 detik
S_{DS}	= Spektra permukaan tanah pada periode pendek ($T=0,2$ detik)
S_B	= Batuan dasar
S_{PGA}	= Nilai PGA di batuan dasar (S_B) mengacu pada peta gempa Indonesia 2010
S_s	= Parameter percepatan respon spektral MCE dari peta gempa pada periode pendek, redam 5 persen
T_0	= $0,2 S_{D1} / S_{DS}$, detik
MS	= Beban mati komponen struktural dan non struktural jembatan
MA	= Beban mati perkerasan dan utilitas
TA	= Gaya horizontal akibat tekanan tanah
SH	= Gaya akibat susut/rangkak
TB	= Gaya akibat rem
TR	= Gaya sentrifugal
EQ	= Gaya gempa
BF	= Gaya friksi
TD	= Beban lajur "D"
TT	= Beban truk "T"
EW_S	= Beban angin struktural
EW_L	= Beban angin pada kendaraan
C_{sm}	= Koefisien respons gempa elastis
C	= Koefisien gempa
D	= diameter
d	= Tinggi efektif

BAB I

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Pembangunan dibidang transportasi merupakan sebagian prioritas penting bagi pemerintah dalam menentukan kemajuan daerah atau negara untuk mempercepat perkembangan daerah tertinggal. Khususnya di Indonesia yang merupakan negara berkembang yang sedang meningkatkan perekonomiannya. Perekonomian akan meningkat dan berjalan lancar jika didukung dengan sarana transportasi yang baik, nyaman, dan aman. Terhambatnya kegiatan transportasi seperti kemacetan tentu saja akan menghambat kegiatan perekonomian, maka dari itu sarana transportasi sebaiknya mendapat perlakuan lebih (Agung Supriadi, 2009).

Transportasi yang ada di Indonesia terbagi menjadi tiga, yaitu transportasi darat, laut dan udara. Transportasi darat adalah tipe transportasi yang akan ditinjau pada penelitian nanti. Transportasi darat atau *ground transport* adalah salah satu jenis transportasi yang banyak digunakan baik oleh masyarakat dalam menunjang kegiatannya. Di pulau Sumatera, tepatnya di Sumatera Utara terutama di kota Medan, lajur darat merupakan lajur yang sangat didominasi oleh para pelaku usaha, individu maupun pemerintahan, sehingga kepadatan dan kemacetan menjadi pemandangan yang lazim di kota Medan.

Kota Medan merupakan salah satu kota yang memiliki kepadatan penduduk cukup tinggi. Penggunaan sarana transportasi darat dominan lebih banyak. Khususnya jalur rel kereta api yang cukup menambah kemacetan di kota Medan.

Jembatan layang atau *fly over* adalah salah satu cara untuk mengurangi tingkat kemacetan di kota Medan. Maka untuk mengatasi kemacetan lalu lintas yang diakibatkan oleh rel kereta api perlu diadakannya konstruksi jembatan.

Pada konstruksi jembatan memiliki bagian bangunan atas (*super structure*) dan bangunan bawah (*sub structure*). Pada penulisan tugas akhir ini, Penulis membahas tentang Bangunan bawah (*sub structure*) pada *pier* jembatan menggunakan metode *strut and tie* model. *Pier* merupakan komponen bangunan bawah jembatan, bagian bawah yang memiliki fungsi untuk menyalurkan beban

struktur atas jembatan (*super structure*) menuju pondasi jembatan yang kemudian diteruskan ke tanah dasar. Untuk itu diperlukan suatu konstruksi *pier* yang kuat dan kaku untuk menopang jembatan.

Dengan menggunakan *strut and tie* model (*STM*) adalah suatu metode perancangan yang didasarkan pada penyaluran tegangan dari sebuah pemodelan rangka batang (*truss*). *Strut and tie* model ini membagi struktur dalam dua daerah yakni, daerah *D* dan *B*. Daerah yang tidak lagi datar dan tegak lurus garis netral sebelum dan sesudah ada tambahan lentur disebut daerah *D* (*Disturbed atau Discontinuity*) dengan regangan *nonlinier*. Sedangkan daerah yang berlaku hukum *Bernoulli*, yang menganggap regangan terbagi rata pada struktur atau regangan *linier* disebut daerah *B* (*Balance*). Kedua daerah tersebut menggambarkan alur gaya (*Load Path*) sebagai transfer gaya yang terjadi pada struktur beton bertulang pada kondisi retak dari sumber pembebanannya sampai tumpuan.

CAST (*Computer Aided Strut And Tie*) adalah program komputer yang digunakan untuk menganalisa *strut and tie* model pada suatu struktur. *CAST* dikembangkan oleh Tjhin dan Kuchma (1998). *CAST* telah dikembangkan oleh Universitas Illinois yang mana program ini sering digunakan untuk mempelajari berbagai konsep ideal *strut-and-tie* model dengan mudah. *CAST* mempermudah pemeriksaan kestabilan *STM* yang dirancang dan menginformasikan gaya-gaya yang terjadi pada setiap komponen elemen *STM* berupa *strut*, *tie*, dan *node*

Dari latar belakang diatas, maka tujuan dari studi ini adalah untuk menganalisa dan mengevaluasi perencanaan *pier fly over* kereta api Medan dengan menggunakan metode *strut and tie* model.

1.2. Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang tersebut, rumusan masalah dapat diuraikan sebagai berikut:

1. Bagaimana cara penggunaan dan perumusan *strut and tie* model pada *fly over* kereta api ?
2. Bagaimana perbandingan nilai tekanan (*stress ratio*) yang terjadi akibat mutu yang berbeda?

3. Berapa persentase pola retak yang terjadi pada titik simpul *strut and tie* akibat pengaruh besarnya beban yang bekerja pada *pier fly over* kereta api menggunakan program *CAST (Computer Aided Strut And Tie)* dengan mutu yang berbeda?
4. Berapa jumlah tulangan yang dipakai pada *pier* menggunakan *strut and tie* model?

1.3. Tujuan

Adapun tujuan dari penelitian ini antara lain sebagai berikut :

1. Mengetahui penggunaan metode *strut and tie* model pada *pier fly over*.
2. Mengetahui perbandingan *stress ratio* yang terjadi pada *pier fly over* dengan mutu yang berbeda akibat beban yang diterima.
3. Mengetahui persentase pola retak yang terjadi pada titik simpul *strut and tie* akibat pengaruh besarnya beban pada *pier fly over* kereta api menggunakan program *CAST (Computer Aided Strut And Tie)*.
4. Mengetahui jumlah tulangan yang dipakai menggunakan *strut and tie* model.

1.4. Batasan Masalah

Untuk menghindari kesalah pahaman dan meluasnya masalah yang akan diteliti, maka penulis membatasi atau memfokuskan masalah yang berkaitan dengan penelitian ini, antara lain sebagai berikut :

1. Analisis dilakukan dengan menggunakan metode *strut and tie* model (ACI 318-02).
2. Pada metode *strut and tie* model hanya menggunakan software *CAST (Computer Aided Strut And Tie)*, CSI 2017 untuk perhitungan gempa SNI 2833-2013.
3. Perencanaan dan perhitungan pembebanan sesuai Peraturan menteri Perhubungan Nomor 60 Tahun 2012 Tentang Persyaratan Teknis Jalur Kereta Api.

4. Pada pilar jembatan menggunakan mutu K-350 ($f_c' 29,05$ MPa) dan K-500 ($f_c' 41,5$ MPa).
5. Analisis ditinjau pada *pier* kolom tunggal, *pier* dinding, dan *pier* ganda.
6. Analisis *stress ratio* pada pilar.
7. Analisis tulangan yang dipakai berdasarkan *strut and tie* model.
8. Hanya menganalisis bentang antar *pier* sepanjang 40 m.
9. Perencanaan hanya menghitung struktur atas dan bawah.
10. Perencanaan bangunan bawah hanya meliputi pilar tengah.
11. Tidak menghitung analisa pekerjaan rel dan geometri rel.
12. Tidak melakukan analisa dari segi biaya dan waktu.

1.5. Manfaat Penelitian

Manfaat dari penelitian ini adalah mengaplikasikan ilmu pengetahuan di bidang Teknik Sipil dan Lingkungan. Selain itu, hasil dari penelitian ini diharapkan dapat menjadi masukan atau alternatif pemilihan metode pengerjaan yang lebih efektif dalam teknik perencanaan *pier* jembatan.

1.6. Sistematika Penulisan

Proposal penelitian atau skripsi ini terdiri dari lima bab yang direncanakan dan diharapkan dapat menjelaskan perihal topik bahasan, yaitu :

BAB 1 PENDAHULUAN

Bab ini menguraikan latar belakang permasalahan, identifikasi dan rumusan permasalahan, ruang lingkup pembahasan, tujuan dilakukannya penelitian dan manfaat penelitian.

BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA

Bab ini menguraikan teori-teori tentang *pier*, metode analisa yang akan digunakan serta ketentuan dalam desain yang harus dipenuhi sesuai syarat.

BAB 3 METODE PENELITIAN DAN PEMODELAN

Bab ini menjelaskan rencana atau prosedur yang dilakukan penulis memperoleh jawaban yang sesuai dengan kasus permasalahan.

BAB 4 HASIL DAN PEMBAHASAN

Bab ini menguraikan hasil pembahasan analisis desain dan kinerja struktur.

BAB 5 KESIMPULAN DAN SARAN

Bab ini berisi kesimpulan sesuai dengan analisis terhadap studi literatur dan berisi saran untuk pengembangan lebih lanjut yang baik di masa yang akan datang.

BAB 2

TINJAUAN PUSTAKA

2.1.Jembatan

Jembatan secara umum adalah suatu konstruksi yang berfungsi untuk menghubungkan dua bagian jalan yang terputus oleh adanya rintangan-rintangan seperti lembah yang dalam, alur sungai, danau, saluran irigasi, kali, jalan kereta api, jalan raya yang melintang tidak sebidang, dan lain sebagainya. Jenis jembatan sekarang ini telah mengalami perkembangan pesat sesuai dengan kemajuan zaman dan teknologi berdasarkan: (a) fungsi; (b) lokasi; (c) bahan konstruksi; dan (d) struktur. Mengingat fungsi dari jembatan yaitu sebagai penghubung dua ruas jalan yang dilalui rintangan, maka jembatan dapat dikatakan merupakan dari suatu jalan, baik jalan raya maupun kereta api.

Dan ditemukan pula bahan-bahan material pembuatan jembatan seperti beton, baja, dan kawat baja seiring dengan ditemukannya jenis dan bentuk serta kekuatan jembatan. Dalam hal ini penulis membahas tentang jembatan pada jalan kereta api. Jembatan tersebut merupakan sarana transportasi yang mana berfungsi untuk mengurangi kemacetan yang terjadi di kota Medan.

2.1.1. Macam-macam Jembatan

Jembatan-jembatan dapat dibagi-bagi dalam golongan-golongan seperti berikut:

1. Jembatan tetap

Jembatan tetap adalah jembatan yang menjadi jalan mayoritas pada umumnya dan tidak dapat dipindahkan. Jembatan ini menghubungkan dua jalan yang terputus akibat aliran air atau jurang.

2. Jembatan – jembatan yang dapat digerakan.

Kedua golongan dipergunakan untuk lalulintas kereta api dan lalulintas biasa.

Golongan I dapat dibagi dalam beberapa jembatan yaitu:

a. Jembatan kayu.

Jembatan yang terdiri dari bahan utama kayu jembatan ini digunakan untuk lalu lintas biasa pada bentang kecil dan sebagai jembatan pembantu.

b. Jembatan baja.

Jembatan ini terbagi atas beberapa jembatan diantaranya:

- Jembatan sederhana dimana lantai kendaraannya langsung berada di atas gelagar-gelagar. Untuk gelagar-gelagar itu digunakan gelagar dikonstruir atau gelagar-gelagar cermai.
- Jembatan dengan gelagar yang homogen atau sama dan dipergunakan untuk lalu lintas rel kereta api dengan batangan rel diantara balok-balok.
- Jembatan dengan pemikul melintang dan pemikul memanjang dengan gelagar induknya ialah gelagar dinding penuh dengan konstruir.
- Jembatan pelengkung.
Jembatan pelengkung adalah jembatan yang kepala jembatan membentuk sebuah kurva.
- Jembatan gantung.
Jembatan gantung adalah jembatan yang menggunakan tumpuan tegangan dengan menggunakan kabel.
- Jembatan beton bertulang yang gelagarnya berada didalam beton.
- Jembatan batu, jembatan ini hampir tidak ada pada jalan lalu lintas kecuali untuk sungai yang cukup pendek.

Golongan II terdiri atas:

- Jembatan yang dapat berputar diatas poros mendatar yaitu, jembatan-jembatan angkat, jembatan-jembatan baskul, dan jembatan lipat *strauss*.
- Jembatan yang dapat berputar diatas poros mendatar dan juga berpindah mendatar, seperti jembatan baskul beroda.
- Jembatan yang dapat berputar atas suatu poros tegak, atau jembatan putar.

Jembatan yang dapat bergerak tegak lurus atau mendatar seperti, jembatan angkat, jembatan beroda, dan jembatan gajah atau *ponts transbordeur*. Untuk jembatan ini bahan utama yang digunakan adalah baja dengan konstruksi dinding penuh.

2.2. Struktur Jembatan

Secara umum, Struktur jembatan dapat dibagi menjadi tiga bagian yang saling menopang satu sama lain sehingga tidak dapat dipisahkan sebagai suatu kesatuan yaitu:

1. Struktur atas (*super structures*).

Struktur atas dari suatu jembatan merupakan bagian yang menerima beban langsung. Struktur atas jembatan pada umumnya meliputi: (a) trotoar; (b) slab lantai kendaraan; (c) gelagar atau *girder*; (d) balok diafragma; (e) ikatan pengaku; dan (f) tumpuan atau *bearing*.

2. Struktur bawah (*sub structures*).

Struktur bawah jembatan meliputi: (a) kepala jembatan (*abutments*) atau pilar jembatan (*pier*) yang berfungsi untuk memikul seluruh beban struktur atas dan beban lain secara vertikal maupun horisontal yang akan disalurkan ke pondasi.

3. Pondasi (*foundation*).

Pondasi dari suatu jembatan berfungsi untuk meneruskan beban jembatan ke tanah. Berdasarkan sistemnya, pondasi *abutment* atau *pier* jembatan dapat dibedakan menjadi beberapa macam jenis, antara lain: (a) pondasi telapak; (b) pondasi sumuran; dan (c) pondasi tiang.

2.2.1. Girder

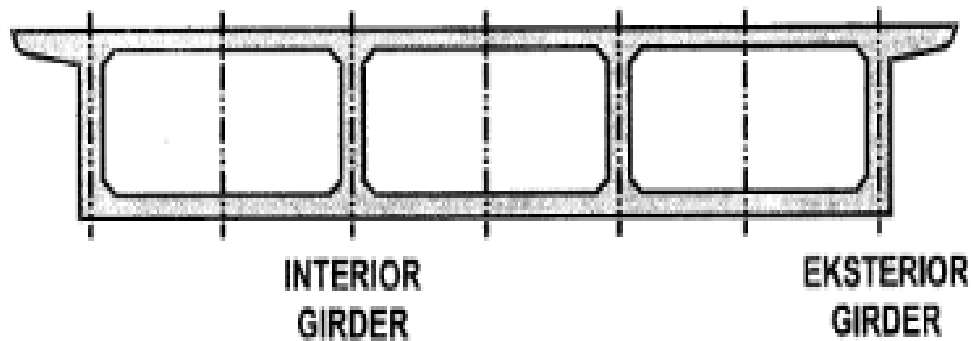
Girder merupakan bagian dari jembatan yang terletak dibawah slab, *girder* memiliki dua bentuk untuk jembatan beton bertulang, yaitu:

- a. *Box girder*

Box girder berbentuk rongga (*hollow*) atau gelagar kotak, gelagar ini digunakan untuk tipe jembatan dengan bentang-bentang panjang. Bentang

sederhana sepanjang 40 ft (± 12 m) menggunakan tipe ini, tetapi biasanya bentang gelagar kotak beton bertulang lebih ekonomis antara 60-100 ft ($\pm 18-30$ m) dan biasanya didesain sebagai struktur menerus diatas pilar. Gelagar kotak beton prategang dalam desain biasanya lebih menguntungkan untuk bentang menerus dengan panjang bentang ± 300 ft (± 100 m). keutamaan gelagar pada kotak adalah pada tahanan terhadap torsi.

Pada kondisi lapangan dimana tinggi struktur tidak terlalu dibatasi, penggunaan gelagar balok dan balok T kurang lebih mempunyai nilai yang sama pada bentang ± 80 ft (± 50 m). untuk bentang yang lebih pendek, tipe balok T biasanya lebih murah, untuk bentang lebih panjang, lebih sesuai menggunakan gelagar kotak. Tipikal penampang *box girder* dapat dilihat pada Gambar 2.1.



Gambar 2.1: Tipikal penampang melintang *box girder* (Supriadi dkk., 1995).

b. *Deck-girder*

Deck-girder terdiri atas gelagar utama arah horizontal dengan slab beton membenteng diantara gelagar. Jembatan gelagar dek mempunyai banyak variasi dalam desain dan fabrikasi salah satu dari gelagar dek adalah *T-beam*. Balok T ini digunakan secara luas dalam konstruksi jalan raya, tersusun dari slab beton yang didukung secara integral dengan gelagar. Penggunaan akan lebih ekonomis pada bentang 40-80 ft ($\pm 15-25$ m) pada kondisi normal (tanpa kesalahan pekerjaan). Karena kondisi lalu lintas atau batasan-batasan ruang bebas. Kontruksi beton pracetak atau beton prategang dimungkinkan untuk digunakan. Akan tetapi perlu dijamin penyediaan tahanan geser dan daya lekat pada pertemuan gelagar dan slab untuk diasumsikan sebagai satu kesatuan struktur balok T.

2.2.2. Bantalan Jembatan (*Bearing*)

Bantalan Karet atau elastomer adalah penghubung dan penerus gaya antara bangunan atas jembatan dengan bangunan bawah jembatan. Pada struktur suatu jembatan, khususnya pada bangunan atas (*super structure*) terdapat suatu bagian yang disebut andas. Andas tersebut merupakan perletakan jembatan yang memiliki fungsi sebagai penahan beban berat vertikal dan horizontal, serta berfungsi sebagai peredam getaran sehingga *abutment* tidak mengalami kerusakan. Perletakan jembatan dapat menggunakan bantalan jembatan elastomer (*elastomeric bearing pads*). "*Elastomeric bearing pads*" digunakan sebagai perletakan elastomer untuk menahan beban baik secara vertikal maupun horizontal dan meredam getaran sehingga kepala jembatan tidak mengalami kerusakan.

Perencanaan perletakan pada kereta api layang Medan ini direncanakan menggunakan landasan yang terbuat dari karet yang di dalamnya dilengkapi dengan pelat baja (*Elastomer Rubber Bearing Pad*), adapun karet yang digunakan harus memiliki tingkat kekenyalan yang tinggi, bersifat elastis walaupun diberi beban yang besar dalam jangka waktu yang lama. Pemilihan ukuran perletakan didapatkan dari dengan ukuran dan dimensi yang berbeda-beda.

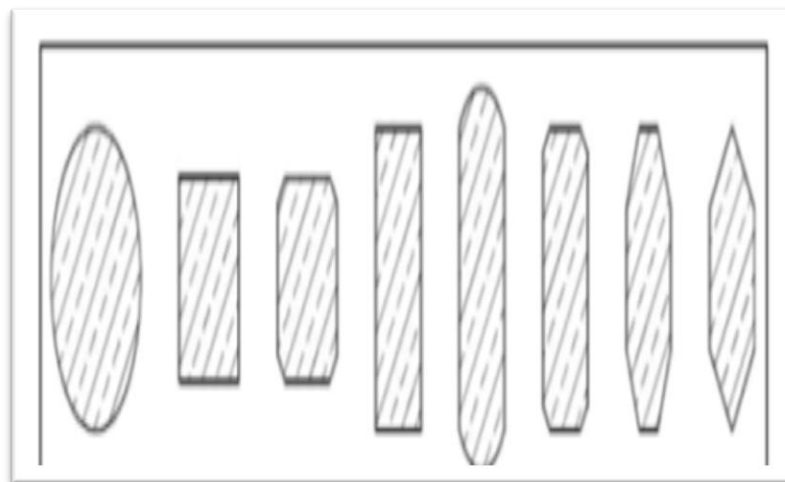
2.2.3. Pilar Jembatan.

Pilar jembatan sederhana adalah suatu konstruksi beton bertulang yang menumpu di atas pondasi tiang–tiang pancang yang terletak di tengah sungai atau yang lain yang berfungsi sebagai pemikul antara bentang tepi dan bentang tengah bangunan atas jembatan (SNI 2541, 2008). Pilar-pilar dapat berupa susunan rangka pendukung (*trestle*), yaitu topi beton bertulang yang bertindak sebagai balok melintang (*cross beam*) dengan kepala tiang tertanam pada topi, atau susunan kolom, yang menggunakan sistem beton kopel (*pile cap*) yang terpisah, sistem balok dan kolom melintang terpisah. Pilar (*pier*) jembatan berfungsi menyalurkan gaya – gaya vertikal dan horisontal dari bangunan atas ke pondasi. *Pier* jembatan memiliki dua tugas pokok yaitu menyalurkan beban struktur atas dan menahan beban horizontal yang terjadi pada struktur jembatan.

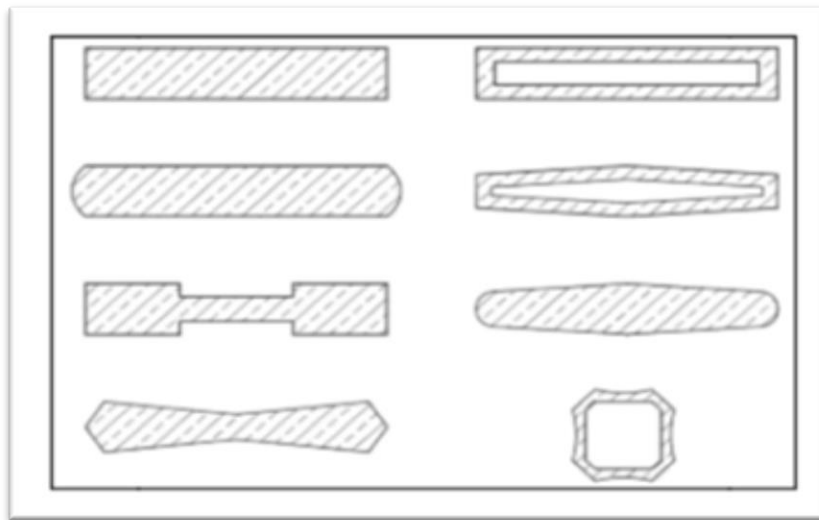
Pada umumnya di Indonesia dipakai susunan rangka pendukung untuk pondasi tiang. Pada susunan tersebut tiang diteruskan langsung pada balok melintang unjung (*cross head*) pilar. Kelebihan utama dari susunan ini adalah biaya, kemudahan pelaksanaan dan kurangnya kemungkinan penggerusan sungai. Kekurangan utama susunan ini adalah penampilannya yang kurang menarik terutama pada waktu muka air rendah. Tambah lagi *pile cap* sering ditempatkan sangat tinggi diatas muka air. Jika pondasi sumuran digunakan untuk pilar, sistem topi beton, kolom dan balok melintang ujung dipakai. Sistem kolom dapat berupa kolom tunggal atau kolom majemuk atau dapat berupa dinding penuh. Kepala jembatan dengan pondasi sumuran biasanya menempatkan bangunan kepala jembatan langsung pada pondasi sumuran.

2.2.3.1. Macam-macam Bentuk Pilar

Setiap perancangan bentuk pilar memiliki tujuan dan fungsi masing-masing. Perancangan pilar dengan bentuk dan jumlah pilar tertentu memiliki alasan tersendiri terhadap pemilihan pilar tersebut. Ada beberapa bentuk pilar yang biasa digunakan pada jembatan diantaranya, pilar *solid*, *hollow*, pilar bulat, oktagonal, heksagonal, *rectangular* dan lain-lain. Macam-macam bentuk pilar sesuai kegunaannya dapat dilihat pada Gambar 2.2. dan Gambar 2.3.



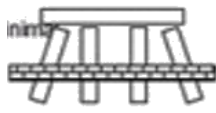
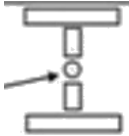
Gambar 2.2: Tipe pilar jembatan penyebrangan viaduct dan darat (Sumber : Duan, L. dan Chen, W.F 2003)



Gambar 2.3: Tipe pilar jembatan penyeberangan sungai dan waterway (Sumber : Duan, L. dan Chen, W.F 2003).

Menurut sumber lain, terdapat beberapa jenis pilar tipikal yang akan di tampilkan dalam Tabel 2.1.

Tabel 2.1: Tipe pilar disesuaikan berdasarkan hubungan antara tinggi dan kesesuaian tipe jembatan.

Jenis <i>Pier</i>	Tinggi Tipikal			
	0	10	20	30
Pilar Balok Cap Tiang Sederhana Dua baris tiang adalah umumnya minimal. 		---		
Pilar Kolom Tunggal Dianjurkan kolom sirkular pada aliran arus. 		5	15	

Tabel 2.1: *Lanjutan*

<p>Pilar Tembok</p> <p>Ujung bundar dan alinemen tembok sesuai arah aliran membantu mengurangi gaya aliran dan gerusan lokal.</p>		5	25		
<p>Pilar Portal Satu Tingkat (Kolom Ganda atau Majemuk)</p> <p>Dianjurkan kolom sirkular pada aliran arus pemisahan kolom dengan 2D atau lebih membantu kelancaran aliran arus.</p>		5	15		
<p>Pilar Portal Dua Tingkat</p>		15	25		
<p>Pilar Tembok – Penampang</p> <p>Penampang ini mempunyai karakteristik tidak baik terhadap aliran arus dan dianjurkan untuk penggunaan didarat.</p>		25			

2.2.3.2. Material Pendukung Pilar Jembatan

Pilar jembatan harus direncanakan untuk mempunyai kapasitas struktural yang memadai, dengan pergerakan yang dapat diterima sebagai akibat dari kombinasi beban-beban, serta kapasitas dukungan pondasi yang aman dan penurunan yang dapat diterima. Perencanaan struktur pilar jembatan dan pondasinya harus mengikuti standar perencanaan struktur beton bertulang sebagaimana diuraikan sebelumnya, berdasarkan cara perencanaan berdasarkan beban dan kekuatan terfaktor untuk penampang beton bertulang, termasuk pembatasan luas tulangnya.

- **Beton Bertulang**

Beton bertulang adalah kombinasi dari beton dan baja, dimana baja tulangan memberikan kekuatan tarik yang tidak dimiliki beton. Baja tulangan juga dapat memberikan tambahan kekuatan tekan pada struktur beton. Penentuan kriteria perencanaan untuk pilar tergantung pada tipe dan jenis pilar yang dipilih. Modul ini membatasi diri pada pilar yang dibuat dari beton bertulang, sehingga seluruh aspek perencanaan didasarkan atas perilaku beton bertulang. Ada 3 jenis beton yang dikenal pada saat sekarang yaitu: Beton mutu tinggi (K-400, K-450, K-500 dan K-600), Beton mutu sedang (K-250, K-300, dan K-350), Beton mutu rendah (K-125 dan K-175).

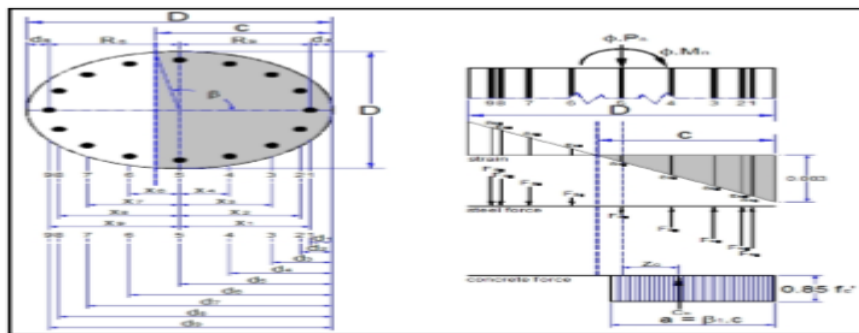
2.2.3.3. Asumsi Dalam Perencanaan Pilar (Kolom) Jembatan.

Sama seperti perancangan struktur beton bertulang lainnya, dalam perancangan pilar (kolom) jembatan, dipakai asumsi sebagai berikut:

- a. Distribusi regangan pada tulangan dan beton harus diasumsikan berbanding lurus dengan jarak dari sumbu netral.
- b. Tidak terjadi slip antara tulangan dan beton.
- c. Regangan maksimum yang dapat dimanfaatkan pada serat beton terluar harus diambil sebesar 0,003.
- d. Dalam perhitungan aksial dan lentur beton bertulang kuat tarik beton harus diabaikan.
- e. Tegangan baja tulangan tarik maupun tekan (f_s maupun f_s') yang belum mencapai leleh ($< f_y$) dihitung sebesar modulus elastisitas baja tulangan (E_s) dikalikan dengan regangannya (ϵ_s maupun ϵ_s').

- f. Hubungan antara distribusi tegangan tekan beton dan regangan beton boleh diasumsikan berbentuk persegi, trapezium, parabola atau bentuk lainnya yang menghasilkan perkiraan kekuatan yang cukup baik bila dibandingkan dengan hasil pengujian.
- g. Bila hubungan antara distribusi tegangan dan regangan beton diasumsikan berbentuk tegangan beton persegi ekuivalen, maka dipakai nilai tegangan beton sebesar $0,85 f_c'$ yang terdistribusi secara merata pada daerah tekan ekuivalen yang dibatasi oleh tepi penampang dan suatu garis lurus yang sejajar garis netral yang sejarak $a = \beta_1 \cdot c$ dari serat tekan maksimal.
- h. Faktor β_1 harus diambil sebesar :
 - Untuk $f_c' \leq 30$ MPa $\beta_1 = 0,85$
 - Untuk $f_c' > 30$ MPa $\beta_1 = 0,85 - (0,05 \cdot (f_c' - 30) / 7)$

Tetapi β_1 tidak boleh kurang dari 0,65. Penulangan yang terdapat pada beton bertulang dapat dilihat pada Gambar 2.4.



Gambar 2.4: Penulangan pada beton bertulang.

2.2.3.4. Ketentuan Dalam Perencanaan.

Beberapa ketentuan yang penting diperhatikan dalam perancangan kolom antara lain:

- a. Luas tulangan total (A_{st})
 - Menurut Pasal 12.9.1 SNI 03-2847-2002, luas total (A_{st}) tulangan longitudinal (tulangan memanjang) kolom harus memenuhi syarat, dalam hal ini dapat dilihat pada Pers. 2.1.

$$0,01 A_g < A_{st} < 0,08 A_g \quad (2.1)$$

Dimana : A_{st} = Luas total tulangan memanjang, mm

A_g = Luas bruto penampang kolom, mm

- b. Diameter tulangan geser (begel atau sengkang)

Diameter tulangan geser (\emptyset_{begel}) pada kolom disyaratkan :

$$10 \text{ mm} \leq \emptyset_{\text{begel}} \leq 16 \text{ mm}$$

- c. Gaya tarik dan gaya tekan pada penampang kolom.

2.3. Syarat Jembatan Bagian Atas

2.3.1. Ketentuan Umum

Berdasarkan SNI 1725-2016 jembatan harus direncanakan sesuai dengan keadaan batas yang disyaratkan untuk mencapai target pembangunan, keamanan, dan aspek layan, dengan memperhatikan kemudahan inspeksi, faktor ekonomi, dan estetika. Peraturan ini berisi ketentuan teknis untuk menghitung aksi nominal, defenisi tipe aksi, serta faktor beban yang digunakan untuk menghitung besarnya aksi rencana.

Faktor beban untuk setiap kombinasi pembebanan harus diambil seperti yang ditentukan dalam Tabel 2.2. Perencana harus menyelidiki bagian parsial dari kombinasi pembebanan yang dapat terjadi harus diinvestigasi dimana setiap beban yang diindikasikan untuk diperhitungkan dalam kombinasi pembebanan harus dikalikan dengan faktor beban yang sesuai dengan keadaan batas sebagai berikut:

- Kuat I : kombinasi pembebanan yang memperhitungkan gaya-gaya yang timbul pada jembatan dalam keadaan normal tanpa memperhitungkan beban angin. Pada keadaan batas ini, semua gaya nominal yang terjadi dikalikan dengan faktor beban yang sesuai.
- Kuat II : kombinasi pembebanan yang berkaitan dengan penggunaan jembatan untuk memikul beban kendaraan khusus yang ditentukan pemilik tanpa memperhitungkan beban angin.
- Kuat III : kombinasi pembebanan dengan jembatan dikenal beban angin berkecepatan 90 km/jam hingga 126 km/jam.

- Kuat IV : kombinasi pembebanan untuk memperhitungkan kemungkinan adanya rasio beban mati dengan hidup yang besar.
- Kuat V : kombinasi pembebanan berkaitan dengan operasional normal jembatan dengan memperhitungkan beban angin berkecepatan 90 km/jam hingga 126 km/jam.
- Esktrem I : kombinasi pembebanan gempa. Faktor beban hidup Y_{EQ} yang memperhitungkan bekerjanya beban hidup pada saat gempa berlangsung harus ditentukan berdasarkan kepentingan jembatan.
- Ekstrem II : kombinasi pembebanan yang meninjau kombinasi antara beban hidup berkurang dengan beban yang timbul akibat tumbukan kapal, tumbukan kendaraan, banjir atau beban hidrolika lainnya, kecuali untuk kasus pembebanan kibat tumbukan kendaraan (*TC*). Kasus pembebanan akibat banjir tidak boleh dikombinasikan dengan beban akibat tumbukan kendaraan dan tumbukan kapal.
- Layan I : kombinasi pembebanan yang berkaitan dengan operasional jembatan dengan semua beban mempunyai nilai nominal serta memperhitungkan adanya beban angin berkecepatan 90 km/jam hingga 126 km/jam. Kombinasi ini juga digunakan untuk mengontrol lendutan pada gorong-gorong baja, pelat pelapis terowongan, pipa termoplastik serta untuk mengontrol lebar retak struktur beton bertulang, dan juga untuk analisis tegangan tarik pada penampang melintang jembatan beton segmental. Kombinasi pembebanan ini juga harus digunakan untuk investigasi stabilitas lereng.
- Layan II : kombinasi pembebanan yang ditujukan untuk mencegah terjadinya pelelehan pada struktur baja dan selip pada sambungan akibat beban kendaraan.
- Layan III : kombinasi pembebanan untuk menghitung tegangan tarik pada arah memanjang jembatan beton pratekan dengan tujuan untuk mengontrol besarnya retak dan tegangan utama tarik pada bagian badan dari jembatan beton segmental.

Layan IV : kombinasi pembebanan untuk menghitung tegangan tarik pada kolo beton pratekan dengan tujuan tujuan mengontrol besarnya retak.

Fatik : Kombinasi beban fatik dan fraktur sehubungan dengan umur fatik akibat induksi beban yang waktunya tak terbatas.

Faktor beban harus dipilih sedemikian rupa untuk menghasilkan kondisi ekstrem akibat beban yang bekerja. Untuk setiap kombinasi pembebanan harus diselidiki kondisi ekstrem maksimum dan minimum. Dalam kombinasi pembebanan dimana efek salah satu gaya mengurangi gaya lain, maka harus digunakan faktor beban terkurangi untuk gaya yang mengurangi tersebut. Untuk beban permanen, harus dipilih faktor beban yang menghasilkan kombinasi pembebanan kritis. Jika terpengaruh beban permanen adalah meningkatkan stabilitas atau kekuatan komponen jembatan, maka perencana harus memperhitungkan pengaruh faktor beban terkurangi (minimum). Kombinasi beban dan faktor beban dapat dilihat pada Tabel 2.2.

Tabel 2.2: Kombinasi beban dan faktor beban (SNI 1725:2016).

Keadaa n Batas	MS MA TA PR SL SH	TT TD TB TR TP	EU	E _{ws}	E _{wl}	BF	EU _n	TG	ES	GUNAKAN SALAH SATU		
										EQ	TC	TV
KUAT I	Y _p	1,8	1,0	-	-	1,0	0,5/1,2	Y _{TG}	Y _{ES}	-	-	-
KUAT II	Y _p	1,4	1,0	-	-	1,0	0,5/1,2	Y _{TG}	Y _{ES}	-	-	-
KUAT III	Y _p	-	1,0	1,4	-	1,0	0,5/1,2	Y _{TG}	Y _{ES}	-	-	-
KUAT IV	Y _p	-	1,0	-	-	1,0	0,5/1,2	-	-	-	-	-
KUAT V	Y _p	-	1,0	0,4	1,0	1,0	0,5/1,2	Y _{TG}	Y _{ES}	-	-	-

Tabel 2.2: Lanjutan

Keadaan Batas	MS MA TA PR SL SH	TT TD TB TR TP	EU	EWs	EWI	BF	EU _n	TG	ES	GUNAKAN SALAH SATU		
										EQ	TC	TV
EKSTRIM I	γ_p	γ_{EG}	1,0	-	-	1,0	-	-	-	1,0		
EKSTRIM II	γ_p	0,5	1,0	-	-	1,0	-	-	-	-	1,0	1,0
DAYA LAYAN I	1,0	1,0	1,0	0,3	1,0	1,0	1,0/1,2	γ_{TG}	YES	-		
DAYA LAYAN II	1,0	1,3	1,0	-	-	1,0	1,0/1,2	-	-	-	-	-
DAYA LAYAN III	1,0	0,8	1,0	-	-	1,0	1,0/1,2	γ_{TG}	YES	-	-	-
DAYA LAYAN IV	1,0	-	1,0	0,7	-	1,0	1,0/1,2	-	1,0	-	-	-
FATIK (TD DAN TR)	-	0,75	-							-	-	-

Catatan : γ_p dapat berupa γ_{MS} , γ_{MA} , γ_{TA} , γ_{PR} , γ_{PL} , γ_{SH} Tergantung beban yang ditinjau.

γ_{EQ} adalah faktor beban hidup kondisi gempa.

2.3.2. Kadaan batas daya layan

Keadaan batas layan disyaratkan dalam perencanaan dengan melakukan pembatasan pada tegangan, deformasi, dan lebar retak pada kondisi pebebanan layan agar jembatan mempunyai kinerja yang baik selama umur rencana.

2.3.3. Keadaan batas fatik dan fraktur

Keadaan batas fatik disyaratkan agar jembatan tidak mengalami kegagalan akibat fatik selama umur rencana. Untuk tujuan ini, perencanaan harus membatasi rentang tegangan akibat satu beban truk rencana pada jumlah siklus pembebanan yang dianggap dapat terjadi selama umur rencana jembatan. Keadaan batas fraktur disyaratkan dalam perencanaan dengan menggunakan persyaratan kekuatan material sesuai spesifikasi keadaan batas fatik dan fraktur dimaksudkan untuk membatasi penjarangan retak akibat beban siklik yang pada akhirnya akan menyebabkan terjadinya kegagalan fraktur selama umur desain jembatan.

2.3.4. Keadaan batas kekuatan

Keadaan batas kekuatan disyaratkan dalam perencanaan untuk memastikan adanya kekuatan dan stabilitas jembatan yang memadai, baik yang bersifat lokal maupun global, untuk memikul kombinasi pembebanan yang secara statistik mempunyai kemungkinan cukup besar untuk terjadi selama masa layan jembatan. Pada keadaan batas ini, dapat terjadi kelebihan tegangan ataupun kerusakan struktur, tetapi integritas struktur secara keseluruhan masih terjaga.

2.3.5. Keadaan batas ekstrem

Keadaan batas ekstrem diperhitungkan untuk memastikan struktur jembatan dapat bertahan akibat gempa besar. Keadaan batas ekstrem merupakan kejadian dengan frekuensi kemunculan yang unik dengan periode ulang yang lebih besar secara signifikan dibandingkan dengan umur rencana jembatan.

2.4. Pembebanan Pada Jembatan

Dalam merencanakan sebuah jembatan, terdapat tiga macam beban yang biasa digunakan dalam perhitungan. Dari beban inilah yang pada akhirnya akan menimbulkan gaya-gaya yang akan didistribusikan pada struktur bawah jembatan. Beban-beban tersebut diantaranya, dapat dilihat pada Tabel 2.3.

Tabel 2.3: Beban Rencana Jembatan

Grup Beban	<i>Loading Case</i>
1. Beban Permanen	a. Berat sendiri atau DL
	b. Beban mati tambahan atau SDL
2. Beban Lalu Lintas	a. Beban lajur terbagi rata atau BTR
	b. Beban lajur garis atau BGT
	c. Beban rem atau Ttb
	d. Beban pejalan kaki atau Ttp
3. Beban Lingkungan	a. Beban angin
	b. Beban gempa

Pembebanan yang digunakan pada perencanaan jembatan ini yaitu peraturan pembebanan pada jembatan kereta api. Standar pembebanan yang digunakan berdasarkan pada (SNI 1725-2016) Tentang Pembebanan Untuk Jembatan dan (Peraturan Menteri Perhubungan No. PM 60 tahun 2012) Tentang Perencanaan Teknis Jalur Kereta Api. Standar ini menetapkan dan mengatur ketentuan pembebanan dan aksi-aksi lainnya yang akan digunakan dalam perencanaan teknis jalur kereta api.

2.4.1. Beban Permanen

Beban permanen merupakan beban utama dalam perhitungan tegangan pada setiap perencanaan jembatan, diantaranya yaitu:

1. Berat sendiri

Beban sendiri adalah berat dari bagian jembatan dan elemen-elemen struktural lain yang dipikulnya. Termasuk beban ini adalah berat bahan dari bagian jembatan yang merupakan elemen struktural, ditambah dengan elemen non-struktur yang dianggap tetap. Berat jenis dari material yang dipikul dapat dilihat pada Tabel 2.4.

Tabel 2.4: Berat isi untuk beban mati.

No.	Bahan	Berat isi (kN/m ³)	Kerapatan massa (kg/m ³)
1	Lapisan permukaan beraspal (<i>bituminouse wearing surfaces</i>)	22,0	2245
2	Besi tuang (<i>cast iron</i>)	71,0	7240
3	Timbunan tanah dipadatkan (<i>compacted sand, silt or clay</i>)	17,2	1755
4	Kerikil dipadatkan (<i>rolled gravel, macadam or ballast</i>)	18,8-22,7	1920-2315
5	Beton aspal (<i>asphalt concrete</i>)	22,0	2245
6	Beton ringan (<i>low density</i>)	12,25-19,6	1250-2000
7	Beton $f_c < 35$ Mpa	22,0-25,0	2320
	$35 < f_c < 105$ Mpa	$22+0,022 f_c$	$2240-2,29 f_c$
8	Baja (<i>steel</i>)	78,5	7850
9	Kayu (ringan)	7,8	800
10	Kayu keras (<i>hard wood</i>)	11,0	1125

2. Beban mati tambahan/utilitas (MA)

Berat mati tambahan adalah berat seluruh bahanyang membentuk suatu bebanpada jembatan yang merupakan elemen *non*-struktural dan besarnya dapat berubah selama umur jembatan. Adapun faktor beban yang digunakan untuk berat sendiri dapat dilihat pada Tabel 2.5.

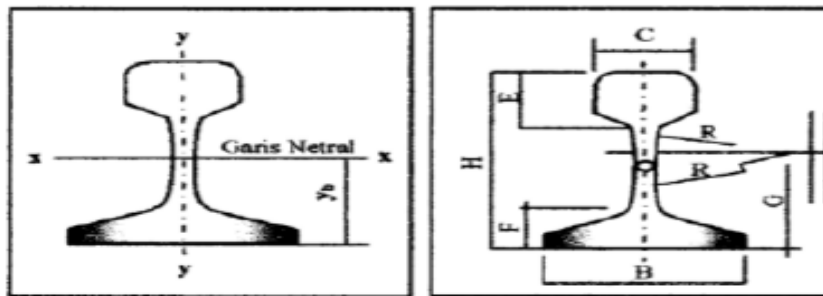
Tabel 2.5: Faktor beban untuk beban mati tambahan

Tipe beban	Faktor beban			
	Keadaan batas layan (γ^u ms)		Keadaan batas ultimate (γ^u ms)	
	Keadaan		Biasa	Terkurangi
Tetap	Umum	1,00 ⁽¹⁾	2,00	0,70
	Khusus (terawasi)	1,00	1,40	0,80
Catatan ⁽¹⁾ : faktor beban layan sebesar 1,3 digunakan untuk berat utilitas				

Berikut ini beban mati tambahan yang terdapat pada *fly over* kereta api berdasarkan Peraturan Menteri Perhubungan Nomor 60 Tahun 2012, dimana komponen-komponen konstruksi jalan rel adalah sebagai berikut:

a. Rel

Rel merupakan suatu bantalan yang terbuat dari logam yang bersifat kaku sebagai landasan atau jalannya kereta api, tipe rel yang digunakan pada peraturan PM No. 60 Tahun 2012 pada Gambar 2.5.



Gambar 2.5: Dimensi penampang rel.

Berdasarkan peraturan menteri perhubungan Nomor 60 tahun 2012 tentang perencanaan teknis jalur kereta api diperoleh dimensi penampang rel sesuai tipe rel dan kelas jalan rel yang digunakan, dapat dilihat pada Tabel 2.6. sampai Tabel 2.8.

Tabel 2.6: Tipe rel dan dimensi penampang rel.

Besaran Geometrik Rel	Tipe Rel			
	R42	R50	R54	R60
H (mm)	138,00	153,00	159,00	172,00
B (mm)	110,00	127,00	140,00	150,00
C (mm)	68,50	65,00	70,00	74,30
D (mm)	13,50	15,00	16,00	16,50
E (mm)	40,50	49,00	49,40	51,00
F (mm)	23,50	30,00	30,20	31,50
G (mm)	72,00	76,00	74,79	80,95
R (mm)	320,00	500,00	508,00	120,00

Tabel 2.6: Lanjutan.

A (cm ²)	54,26	64,20	69,34	76,86
W (kg/m)	42,59	50,40	54,43	60,34
I _x (cm ⁴)	169	1960	2346	3055
Y _b (mm)	68,50	71,60	76,20	80,95
A (cm ²) = luas penampang				
W (kg/m) = berat rel permeter				
I _x (cm ⁴) = momen inersia terhadap sumbu x				
Y _b (mm) = jarak tepi bawah rel ke garis netral				

Tabel 2.7: Pembagian kelas jalan rel 1067 mm

Kelas Jalan Rel	Kapasitas Angkut Lintas (x 10 ⁶ ton/tahun)	Kecepatan Maksimum (km/jam)	Tipe Rel	Jenis Bantalan/Jarak (mm)	Jenis Penambat	Tebal balas atas (cm)	Lebar bahu balas (cm)
I	> 20	120	R 60/ R 54	Beton/ 600	Elastis Ganda	30	60
II	10 - 20	110	R 54/ R 50	BETON/ KAYU/60 0	Elastis Ganda	30	50
III	5 - 10	100	R 54/ R 50/ R 42	BETON/ KAYU/B AJA/ 600	Elastis Ganda	30	40
IV	2,5-5	90	R 54/ R 50/ R 42	BETON/ KAYU/B AJA/ 600	Elastis Ganda/El astis Tunggal	25	40
V	<2,5	80	R 42	KAYU/B AJA/ 600	Elastis Tunggal	25	35

Tabel 2.8: Pembagian kelas jalan rel 1435 mm.

Kelas Jalan Rel	Kapasitas Angkut Lintas (x 10^6 ton/tahun)	Kecepatan Maksimum (km/jam)	Tipe Rel	Jenis Bantalan /Jarak (mm)	Jenis Penambat	Tebal balas atas (cm)	Lebar bahu balas (cm)
I	> 20	160	R 60	Beton/ 600	Elastis Ganda	30	60
II	10 - 20	140	R 60	BETON / 600	Elastis Ganda	30	50
III	5 - 10	120	R 60/ R 54	BETON/ 600	Elastis Ganda	30	40
IV	<5	100	R 60/ R 54	BETON/ 600	Elastis Ganda	25	40

b. Bantalan

Bantalan berfungsi untuk meneruskan beban kereta api dan berat konstruksi jalan rel ke balas, mempertahankan lebar jalan rel dan stabilitas kearah luar jalan rel. Bantalan dapat terbuat dari kayu, besi/baja, ataupun beton. Pemilihan jenis bantalan didasarkan pada kelas dan kondisi lapangan serta ketersediaan. Spesifikasi masing-masing tipe bantalan harus mengacu kepada persyaratan teknis yang berlaku. Dalam perencanaan jembatan kali ini memakai bantalan beton, bantalan beton tersebut harus memenuhi persyaratan sebagai berikut:

1. Bantalan beton merupakan struktur prategang:

Untuk lebar jalan rel 1067 mm dengan kuat tekan karakteristik beton tidak kurang dari 500 kg/cm^2 , dan mutu baja prategang dengan tegangan putus (*tensile strenght*) minimum sebesar 16.876 kg/cm^2 (1.655 MPa). Bantalan beton harus mampu memikul mmen minimum sebesar +1500 kg m pada bagian dudukan rel dan -930 kg m pada bagian tengah bantalan.

2. Untuk lebar jalan rel 1435 mm dengan kuat tekan karakteristik beton tidak kurang dari 600 kg/cm^2 , dan mutu baja prategang dengan tegangan putus (*tensile strength*) minimm sebesar 16.876 kg/cm^2 (1.655 MPa). Bantalan

beton harus mampu memikul momen minimum sesuai dengan desain beban gandar dan kecepatan.

3. Dimensi bantalan beton

- Untuk lebar jalan rel 1067 mm:
 - Panjang : 2.000 mm
 - Lebar maksimum : 260 mm
 - Tinggi maksimum : 220 mm

- Untuk lebar jalan rel 1435 mm:
 - Panjang : 2.440 mm untuk beban gandar sampai dengan 22,5 ton; 2.740 mm untuk beban gandar 22,5 ton.
 - Lebar maksimum : 330 mm
 - Tinggi dibawah kedudukan rel : 220 mm

- Bantalan kayu, harus memenuhi persyaratan kayu mutu A kelas 1 modulus elastisitas (E) minimum 125.000 kg/cm². Harus mampu menahan momen maksimum sebesar 800 kg-m, lentur absolute tidak boleh kurang dari 46 kg/cm². Berat jenis kayu minimum = 0.9, kadar air maksimum 15% tanpa mata kayu, retak tidak boleh sepanjang 230 mm dari ujung kayu.

- Bantalan besi harus memiliki kandungan *carbon manganese steel grade* 900 A, pada bagian tengah bantalan maupun pada bagian bawah rel, mampu menahan momen maksimum sebesar 650 kg m, tegangan tarik 88 – 103 kg m.

c. Balas

Fungsi utama balas adalah untuk meneruskan dan menyebarkan beban bantalan ke tanah dasar atau dasar *box girder* pada jembatan, mengokohkan kedudukan bantalan dan meluluskan air sehingga tidak terjadi penggenangan air

di sekitar bantalan dan rel. Kemiringan lereng lapisan balas atas tidak boleh lebih curam dari 1 : 2. Bahan balas atas dihampar hingga mencapai sama dengan elevasi bantalan. Material pembentuk balas harus memenuhi persyaratan sebagai berikut:

1. Balas harus terdiri dari batu pecah (25 – 60) mm dan memiliki kapasitas ketahanan yang baik, ketahanan gesek yang tinggi dan mudah dipadatkan;
2. Material balas harus bersudut banyak dan tajam;
3. Porositas maksimum 3%;
4. Kuat tekan rata-rata maksimum 1000 kg/cm²;
5. Specific gravity minimum 2,6;
6. Kandungan tanah, lumpur dan organik maksimum 0,5%;
7. Kandungan minyak maksimum 0,2%;
8. Keausan balas sesuai dengan *test Los Angeles* tidak boleh lebih dari 25%.

d. Beban Susut dan Rangkak

Pengaruh rangkak dan penyusutan harus diperhitungkan dalam perencanaan jembatan beton. Pengaruh ini dihitung menggunakan beban mati jembatan. Apabila rangkak dan penyusutan bias mengurangi pengaruh muatan lainnya, maka nilai rangkak dan penyusutan tersebut harus diambil minimum (misalnya pada waktu transfer dari beton prategang) dan dapat dilihat pada Tabel 2.9.

Tabel 2.9: Faktor beban akibat susut dan rangkak(SNI 1725:2016).

Tipe Beban	Faktor Beban (γ_{SH})	
	Keadaan Batas Layan (γ^s_{SH})	Keadaan Batas Limit (γ^u_{SH})
Tetap	1,0	0,5
Catatan: walaupun susut dan rangkak bertambah lambat menurut waktu, tetapi pada akhirnya akan mencapai nilai yang konstan		

1. Susut beton

Bila tidak dilakukan pengukuran atau pengujian secara khusus, nilai regangan susut rencana beton pada umur t (hari), untuk beton yang dirawat basah

dilokasi pekerjaan, biasa ditentukan berdasarkan rumusan pada Pers. 2.3. sampai Pers. 2.5.

$$\epsilon_{cs,t} = (t / (35 + t)) \epsilon_{cs,u} \quad (2.3)$$

dengan pengertian:

$\epsilon_{cs,t}$ = nilai regangan susut beton pada umur t hari.

$\epsilon_{cs,u}$ = nilai susut maksimum beton, yang besarnya bias diambil sebagai:

$$\epsilon_{cs,u} = 780 \times 10^{-6} \lambda_{cs} \quad (2.4)$$

Nilai λ_{cs} ditentukan oleh kondisi campuran beton dan lingkungan pekerjaan:

$$\lambda_{cs} = K_h^s, K_d^s, K_s^s, K_f^s, K_b^s, K_{ac}^s \quad (2.5)$$

dengan pengertian :

t = Umur beton yang dirawat basah di lokasi pekerjaan, terhitung sejak 7 hari setelah pengecoran (hari)

K_h^s = Faktor pengaruh kelembaban relatif udara setempat (H (%))

K_d^s = Faktor pengaruh ketebalan komponen beton (d (cm))

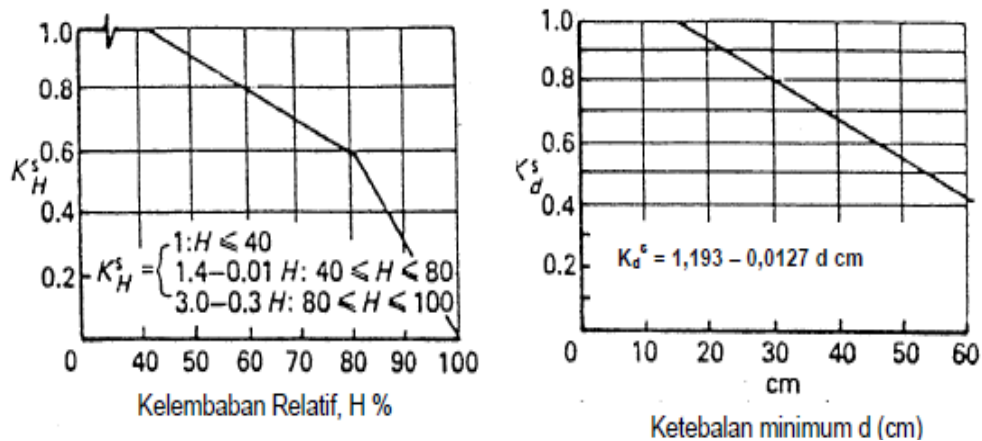
K_s^s = Faktor pengaruh konsistensi (*slump*) adukan beton (s (cm))

K_f^s = Faktor pengaruh kadar agregat halus dalam beton (F (%))

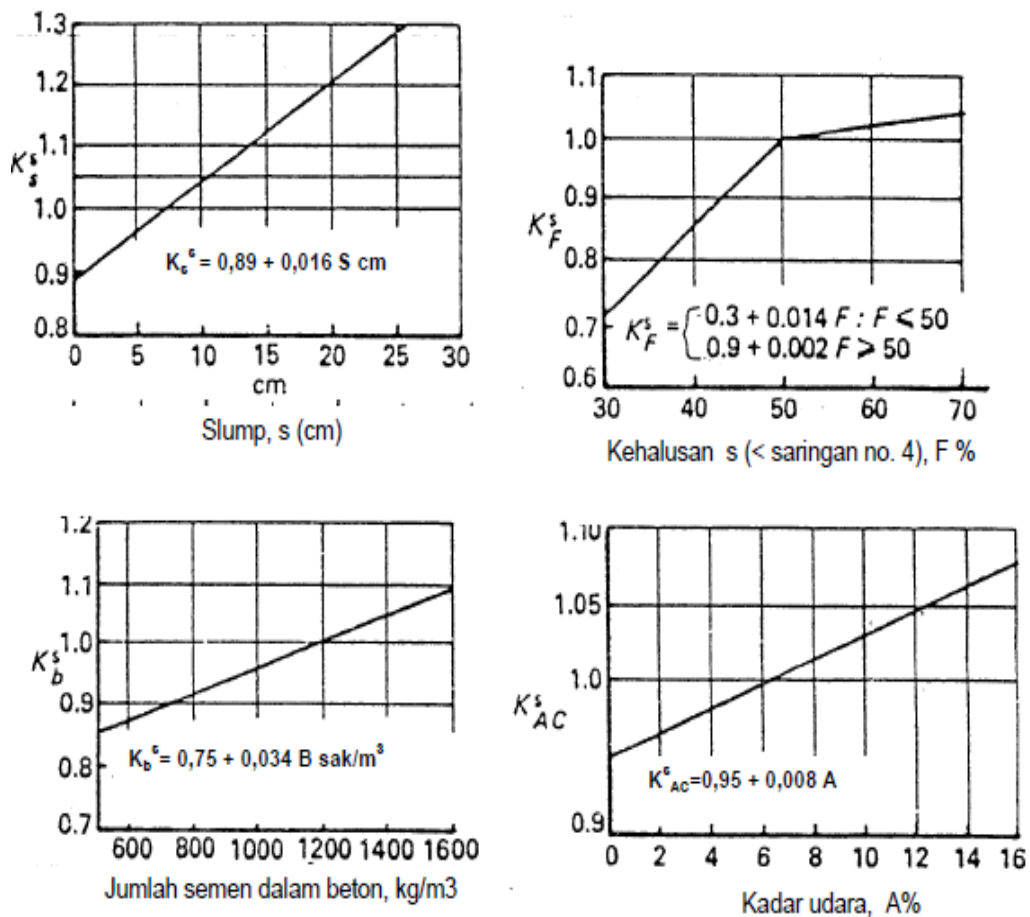
K_b^s = Faktor pengaruh jumlah semen dalam beton (C (kg/m³))

K_{ac}^s = Faktor pengaruh kadar udara dalam beton (AC (%))

Besaran faktor-faktor K_h^s , K_d^s , K_s^s , K_f^s , K_b^s , dan K_{ac}^s dapat diambil dari Gambar 2.6.



Gambar 2.6: Penentuan faktor susut (RSNI T-12-2004).



Gambar 2.6: Lanjutan.

Untuk komponen beton yang dirawat dengan cara penguapan (*steam cured*), maka nilai $\epsilon_{cs,t}$ ditentukan oleh Pers. 2.6.

$$\epsilon_{cs,t} = (t / (55 + t)) \epsilon_{cs,u} \tag{2.6}$$

Di mana t menyatakan umur beton yang dirawat dengan cara penguapan, terhitung sejak 1 -3 hari setelah pengecoran, dalam satuan hari. Berikut ini koefisien standar susut beton pada jangkapanjang pada Tabel 2.10.

Tabel 2.10: Koefisien standar susut beton sebagai tambahan regangan jangka panjang (RSNI T-12-2004).

Kekuatan karakteristik f_c' (MPa)	20	25	30	35	40-60
Koef. Susut maksimum $\epsilon_{cs,t}$	0,000174	0,000170	0,000163	0,000161	0,000153

2. Rangkak pada beton

Rangkak merupakan regangan jangka panjang yang tergantung waktu pada suatu kondisi tegangan tetap, dan yang akan mengakibatkan suatu tambahan regangan terhadap regangan elastis beton, bisa dihitung dalam perbandingannya terhadap regangan elastis, melalui suatu koefisien rangkak $\varphi_{cc}(t)$, didapat dilihat pada Pers. 2.7:

$$\varepsilon_{cc,t} = \varphi_{cc}(t) \varepsilon_e \quad (2.7)$$

ε_e merupakan regangan elastic sesaat, yang diakibatkan oleh bekerjanya suatu tegangan tetap. Dalam hal koefisien rangkak $\varphi_{cc}(t)$, bila tidak dilakukan pengukuran atau pengujian secara khusus, didapat pada Pers 2.8 sampai Pers. 2.10:

$$\varphi_{cc}(t) = (t^{0,6} / (10 + t^{0,6})) C_u \quad (2.8)$$

$$C_u = 2,35 \gamma_{cc} \quad (2.9)$$

$$\gamma_{cc} = K_h^c, K_d^c, K_s^c, K_f^c, K_{ac}^s, K_{to}^c \quad (2.10)$$

keterangan:

t = waktu setelah pembebanan (hari)

C_u = koefisien rangkak maksimum

K_h^c = faktor pengaruh kelembaban relatif udara setempat (H (%))

K_d^c = faktor pengaruh ketebalan komponen beton (d (cm))

K_s^c = faktor pengaruh konsistensi (*slump*) adukan beton (s (cm))

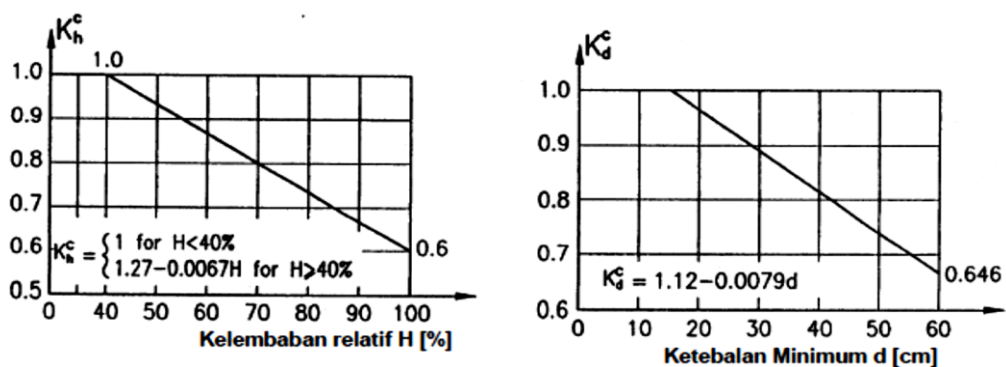
K_f^c = faktor pengaruh kadar agregat halus dalam beton (F (%))

K_{ac}^s = faktor pengaruh kadar udara dalam beton (AC (%))

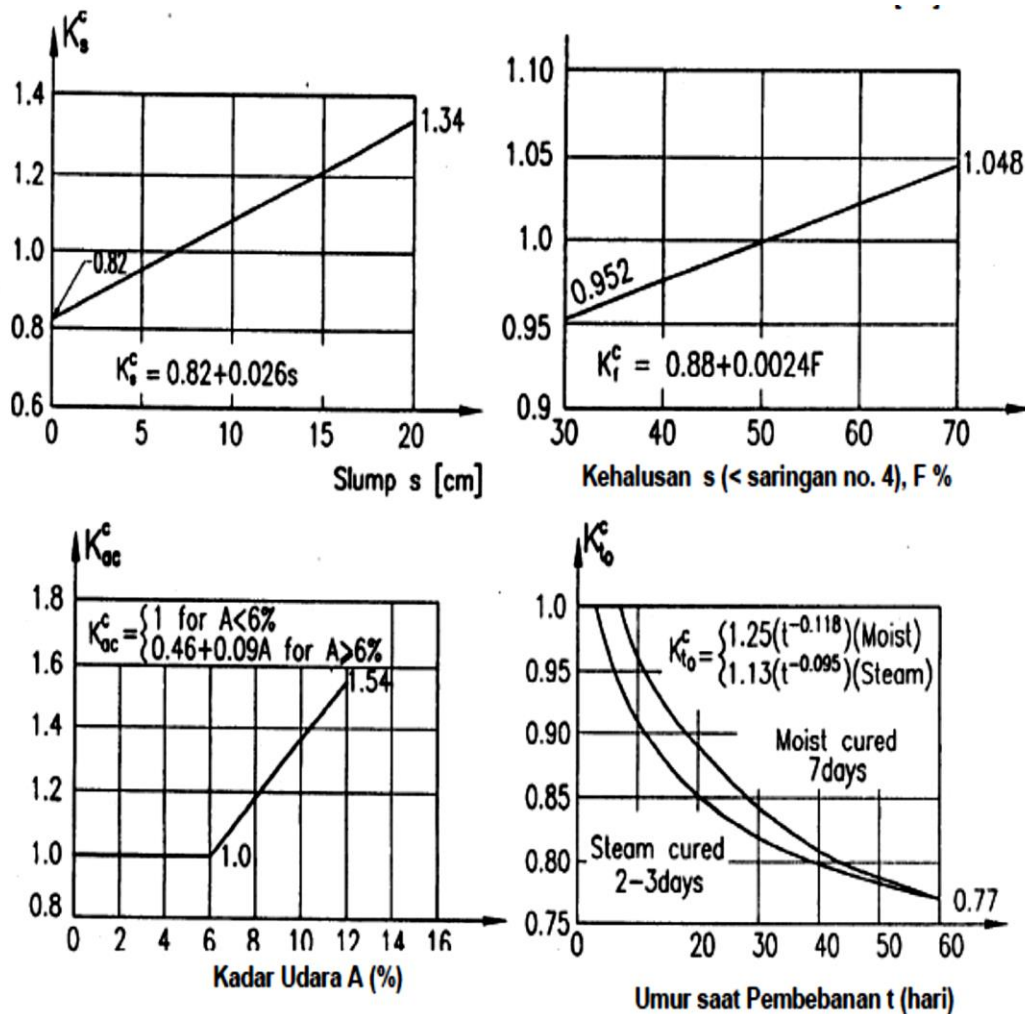
K_{to}^c = faktor pengaruh umur beton saat dibebani (t_o (hari))

Besaran faktor-faktor $K_h^c, K_d^c, K_s^c, K_f^c, K_{ac}^s, K_{to}^c$ dapat diambil dari

Gambar 2.7.



Gambar 2.7: Grafik penentuan faktor rangkak (RSNI T-12-2004).



Gambar 2.7: Lanjutan

Namun demikian bila tidak dilakukan suatu perhitungan rinci seperti yang dirumuskan dalam persamaan (2.8) sampai (2.10), atau bila dianggap memang tidak dibutuhkan suatu perhitungan rinci yang sebagaimana disebutkan diatas, maka dalam asumsi pada suatu kondisi yang standar, nilai koefisien rangkai maksimum C_u bisa diambil secara langsung dari Tabel 2.11.

Dalam hal ini, yang disebut sebagai suatu kondisi standar adalah:

- Kelembaban relative udara setempat $H = 70\%$.
- Ketebalan minimum komponen beton $d = 15$ cm.
- Konsistensi (slump) adukan beton $s = 7,5$ cm.
- Kadar agregat halus dalam beton $F = 50\%$.
- Kadar udara dalam beton $AC = 6\%$.

Nilai koefisien rangkai maksimum C_u dapat dilihat pada Tabel 2.11.

Tabel 2.11: Koefisien standar rangkai beton sebagai tambahan regangan jangka panjang(RSNI T-12-2004).

Kekuatan karakteristik f_c' (MPa)	20	25	30	35	40-60
Koef. rangkai maksimum $\epsilon_{cs,t}$	2,8	2,5	2,3	2,15	2,0

2.4.2. Beban Lalu Lintas

Beban lalu lintas untuk perencanaan jembatan terdiri dari beban lajur “D” dan beban kendaraan “T”. beban lajur “D” bekerja pada seluruh lebar jalur kendaraan dan menimbulkan pengaruh pada jembatan yang ekuivalen dengan suatu iring-iringan kendaraan yang sebenarnya. Jumlah total beban lajur “D” yang bekerja tergantung pada lebar jalur kendaraan itu sendiri, sedangkan beban kendaraan “T” yang digunakan pada perencanaan ini adalah kereta api.

a. Beban Lajur (D)

Beban lajur “D” terdiri atas beban terbagi rata (BTR) yang di gabung dengan beban garis (BGT). Adapun faktor beban yang digunakan untuk beban lajur “D” seperti terlihat pada Tabel 212.

Tabel 2.12: Faktor beban untuk lajur “D”

Tipe beban	Jembatan	Faktor Beban (γ_{TD})	
		Keadaan Batas Layan (γ_{TD}^s)	Keadaan Batas Layan (γ_{TD}^u)
Transien	Beton	1,00	1,80
	Boks Girder Baja	1,00	2,00

Beban terbagi rata (BTR) mempunyai intensitas q Kpa dengan besaran q tergantung pada panjang total yang di bebani L yaitu pada Pers. 2.11 dan Pers. 2.12.

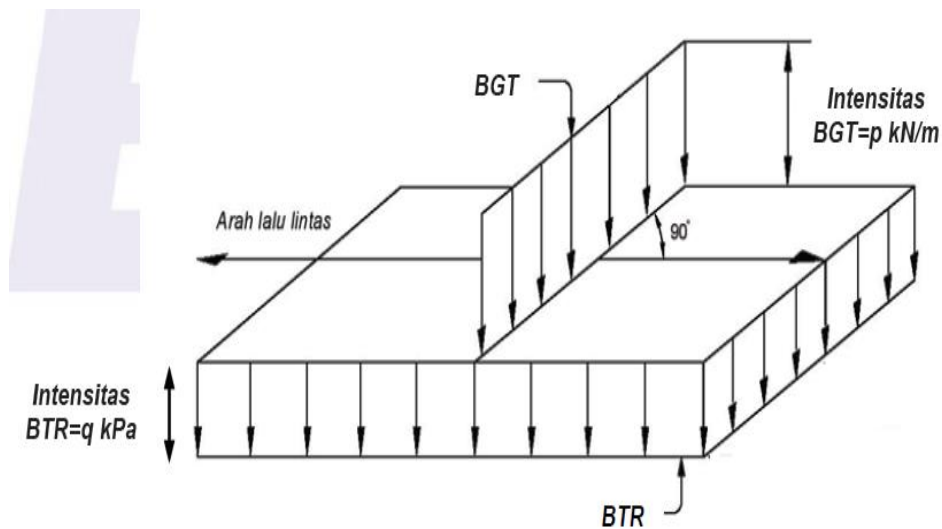
$$\text{Jika } L \leq 30 \text{ m : } q = 9,0 \text{ kPa} \quad (2.11)$$

$$\text{Jika } L > 30 \text{ m : } q = 9,0 \left(0,5 + \frac{15}{L}\right) \text{ kPa} \quad (2.12)$$

Keterangan :

q = adalah intensitas beban terbagi rata (BTR) dalam arah memanjang jembatan (kPa)

L = adalah panjang total jembatan yang dibebani (meter).



Gambar 2.8 : Beban Lajur “D”

b. Beban horizontal

- Beban sentrifugal

Beban sentrifugal diperoleh dengan mengalikan faktor α terhadap beban kereta. Beban bekerja pada pusat gaya berat kereta pada arah tegak lurus rel secara horizontal seperti pada Pers. 2.13.

$$\alpha = \frac{V^2}{127 R} \quad (2.13)$$

dimana: α : keefisien beban sentrifugal.

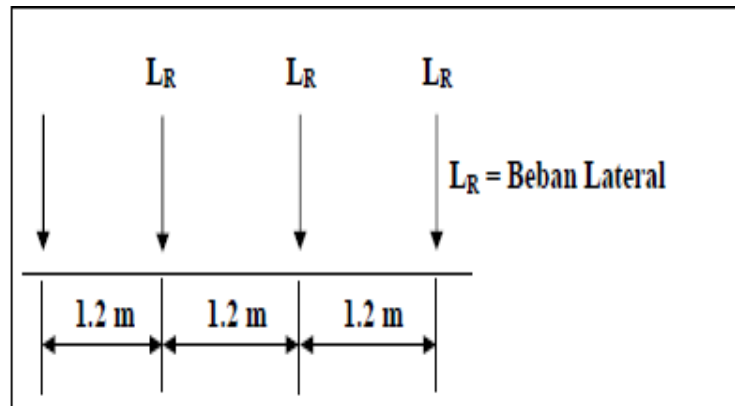
V : kecepatan maksimum kereta pada tikungan (km/jam).

R : radius tikungan (m).

- Beban lateral kereta (LR)

Beban lateral kereta adalah sebagaimana ditunjukkan pada Gambar 2.9. Beban bekerja pada bagian atas dan tegak lurus arah rel, secara horizontal.

Besaran adalah 15% atau 20% dari beban gandar untuk masing-masing lokomotif atau kereta listrik/diesel. Dilihat pada Gambar 2.9.



Gambar 2.9: Beban lateral kereta (Nomor PM. 60 Tahun 2012).

- Beban pengereman dan traksi

Beban pengereman dan traksi masing-masing adalah 25% dari beban kereta api, bekerja pada pusat gaya berat kereta ke arah rel (secara longitudinal).

- Beban rel panjang longitudinal (LF)

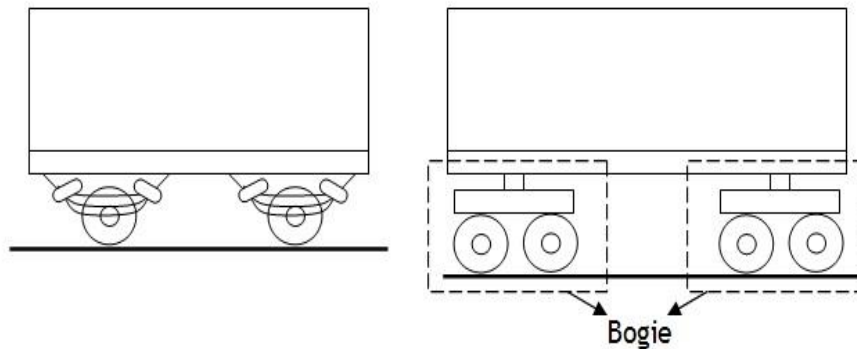
Beban rel panjang longitudinal pada dasarnya adalah 10 kN/m, maksimum 2000 kN.

c. Beban kendaraan kereta api

Semua beban yang berasal dari kereta api harus berdasarkan Peraturan Menteri Perhubungan Nomor 60 Tahun 2012. Perencanaan jalan rel merupakan suatu konstruksi yang direncanakan sebagai prasarana atau infrastruktur perjalanan kereta api. Struktur jalan rel merupakan suatu rangkaian yang menjadi suatu komponen yang saling mendukung sehingga mampu mendistribusikan beban kereta api secara menyeluruh dan rata terhadap tanah dasar tanpa merubah bentuk tanah (Rosyidi, 2015).

Berdasarkan Peraturan Menteri Perhubungan Nomor 60 tahun 2012. Beban gandar adalah beban yang diterima oleh jalan rel dari satu gandar untuk lebar jalan rel 1067 mm pada semua kelas jalur maksimum sebesar 18 ton. Beban gandar

untuk lebar jalan rel 1435 mm pada semua kelas jalur maksimum sebesar 22,5 ton. Kereta dipakai untuk angkutan penumpang. Berat kereta (berisi penumpang) sebesar 40 ton. Kereta ditumpu oleh 2 *bogie* ($P_b = 20$ ton), masing-masing *bogie* terdiri atas 2 gandar, sehingga $P_g = 10$ ton, dan $P_s = 5$ ton. Untuk pada gerbong dapat terdiri atas 2 gandar (tanpa *bogie*) atau 4 gandar (dengan *bogie*) seperti pada Gambar 2.10.



Gambar 2.10: kereta tanpa *bogie* dan dengan *bogie*.

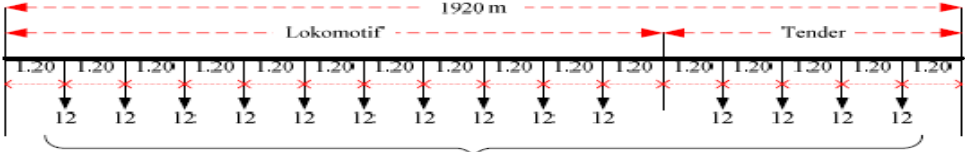
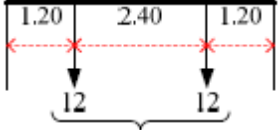
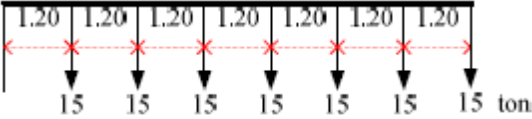

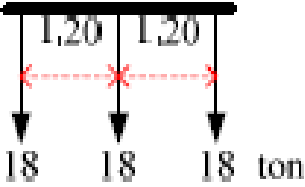
Beban hidup yang digunakan adalah beban gandar terbesar sesuai rencana sarana perkeretaapian yang dioperasikan atau skema dari rencana muatan. Untuk beban gandar sampai dengan 18 ton dapat digunakan skema rencana muatan 1921 (RM 21). Dapat dilihat pada Tabel 2.13.

Untuk beban gandar lebih besar dari 18 ton, rencana muatan disesuaikan dengan kebutuhan tekanan gandar. Berdasarkan Peraturan Menteri Perhubungan Nomor 60 Tahun 2012 Tentang perencanaan teknis jalur kereta api skema pembebanan rencana muatan 1921 (RM 21) dapat dilihat pada Tabel 2.13.

Tabel 2.13: Skema Pembebanan Rencana Muatan 1921 (RM 21)

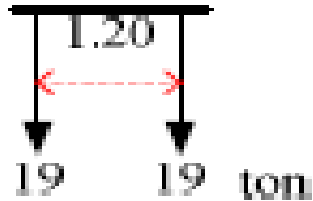
Rencana muatan 1921
Sebagai muatan gerak dianggap suatu susunan kereta api terdiri dari 2 lokomotif pakai tender, serupa demikian:

Tabel 2.13: Lanjutan

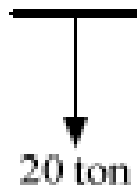
 <p style="text-align: center;">jumlah berat 168 ton atau 8,75 ton/m</p>
<p>Bila dengan kereta/gerobak yang banyak tidak tertentu, serupa demikian:</p>  <p style="text-align: center;">Jumlah 24 ton atau 5 ton/m</p>
<p>Susunan kereta itu selalu dibikin sehingga bagi bagian yang harus dihitung kekuatannya paling berbahaya. Jika ada 6 atau 7 yang dapat tempat dalam hitungannya, maka beratnya muatan gandar harus ditambah sampai 15 ton.</p> 
<p>Jika hanya ada 5 gandar yang dapat tempat dalam hitungannya, maka beratnya muatan gandar harus ditambah sampai 17 ton.</p> 
<p>Jika hanya ada 3 gandar yang dapat tempat dalam hitungannya, maka berat muatan gandar harus ditambah sampai 18 ton.</p> 

Tabel 2.13: *Lanjutan*

Jika hanya ada 2 gandar yang dapat tempat dalam hitungannya, maka berat muatan gandar harus ditambah sampai 19 ton.



Jika hanya ada 1 gandar yang dapat tempat dalam hitungannya, maka berat muatan gandar harus ditambah sampai 20 ton.



Dari rencana-rencana muatan tersebut, selalu yang dipilih itu rencana yang pendapatannya paling berbahaya bagi dihitungnya.

d. Beban Kejut (*i*)

Beban kejut diperoleh dengan mengalikan faktor *i* terhadap beban kereta Dalam perhitungan digunakan untuk rel pada alas balas dengan menggunakan Pers. 2.14 sampai Pers. 2.16.

a. Untuk rel pada alas balas,
$$i = 0,1 + \frac{22,5}{50+L} \quad (2.14)$$

b. Untuk rel pada perletakan kayu,
$$i = 0,2 + \frac{25}{50+L} \quad (2.15)$$

c. Untuk rel secara langsung pada baja,
$$i = 0,1 + \frac{22,5}{50+L} \quad (2.16)$$

2.4.3. Beban Lingkungan

1. Beban angin

Beban angin bekerja tegak lurus rel, secara horizontal, tipikal nilainya adalah:

- a) 3.0 kN/m^2 pada areal proyeksi vertikal jembatan tanpa kereta di atasnya. Namun demikian, 2.0 kN/m^2 , pada areal proyeksi rangka batang pada arah datangnya angin, tidak termasuk areal sistem lantai.
- b) 1.5 kN/m^2 pada areal kereta dan jembatan, dengan kereta di atasnya, pengecualian 1.2 kN/m^2 untuk jembatan selain gelagar *deck*/rasuk atau jembatan komposit, sedangkan 0.8 kN/m^2 untuk areal proyeksi rangka batang pada arah datangnya angin.

2. Beban gempa

Berdasarkan peraturan SNI-2833-2013 Perancangan Gempa Terhadap Beban Jembatan, Jembatan harus direncanakan agar memiliki kemungkinan kecil untuk runtuh namun dapat mengalami kerusakan yang signifikan dan gangguan terhadap pelayanan akibat gempa dengan kemungkinan terlampaui 10% dalam 50 tahun. Penggantian secara parsial atau lengkap pada struktur diperlukan untuk beberapa kasus. Kinerja yang lebih tinggi seperti kinerja operasional dapat ditetapkan oleh pihak yang berwenang. Beban gempa diambil sebagai gaya horizontal yang ditentukan berdasarkan perkalian antara koefisien respons elastik (C_{sm}) dengan berat struktur ekuivalen yang kemudian dimodifikasi dengan faktor modifikasi respons (R) dengan formulasi Pers. 2.17.

$$EQ = \frac{C_{sm}}{Rd} \times Wt \quad (2.17)$$

Keterangan:

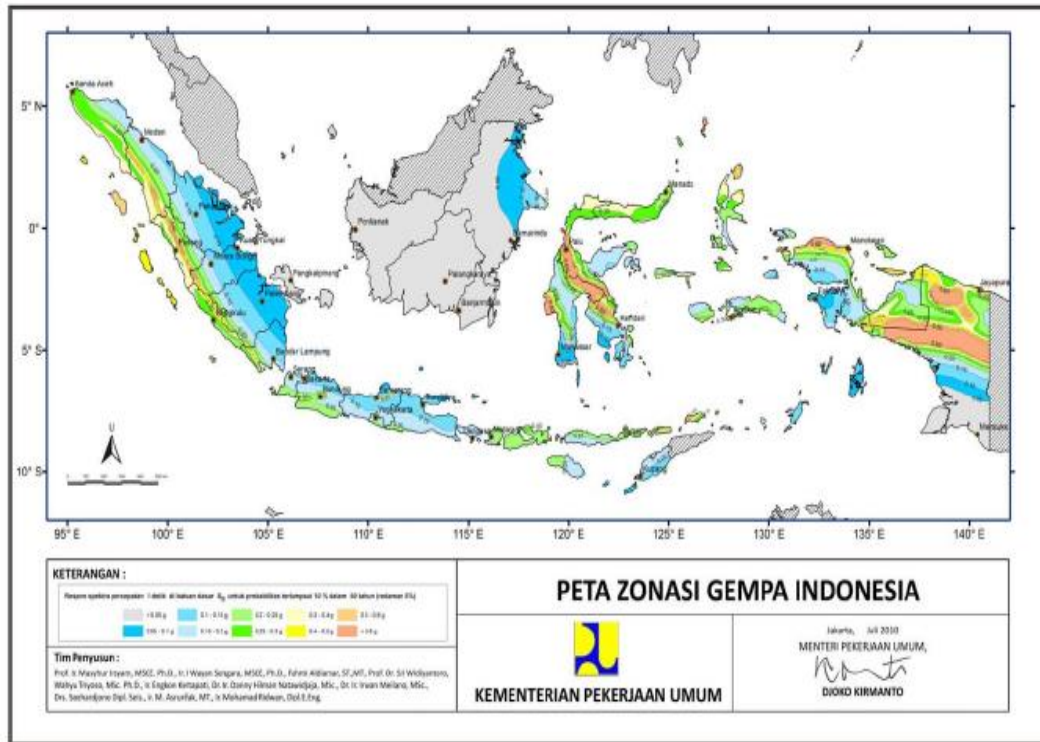
EQ = Gaya gempa horizontal statis (kN).

Csm = Koefisien respons gempa elastic.

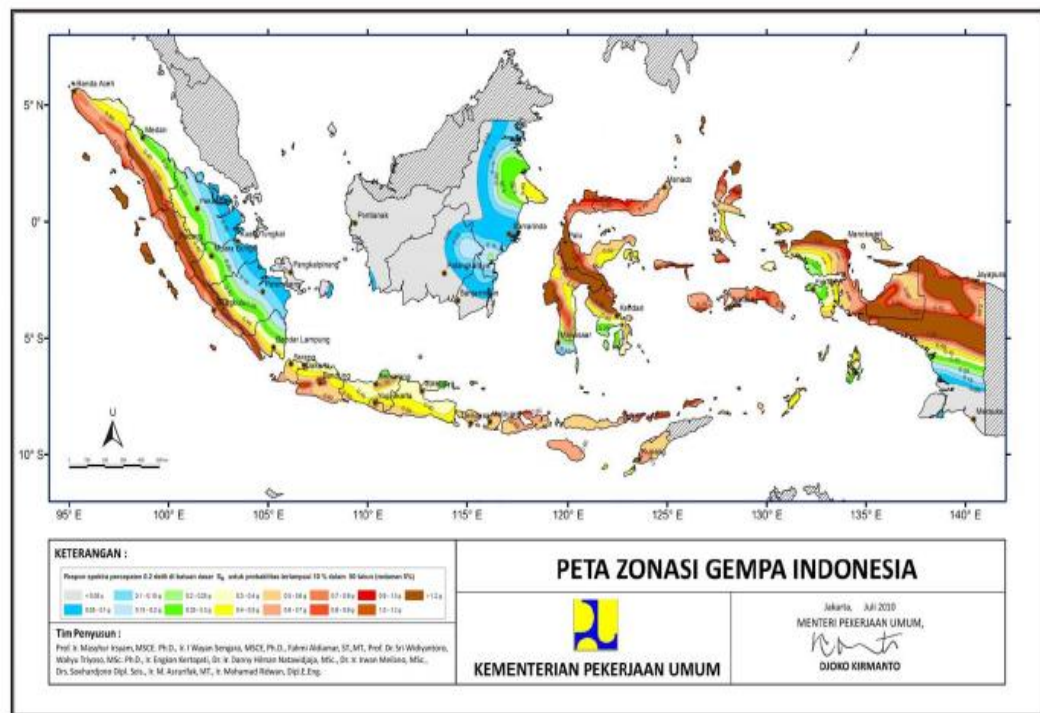
Rd = Factor modifikasi respons.

Wt = Berat total struktur terdiri dari beban mati dan beban hidup yang sesuai (kN).

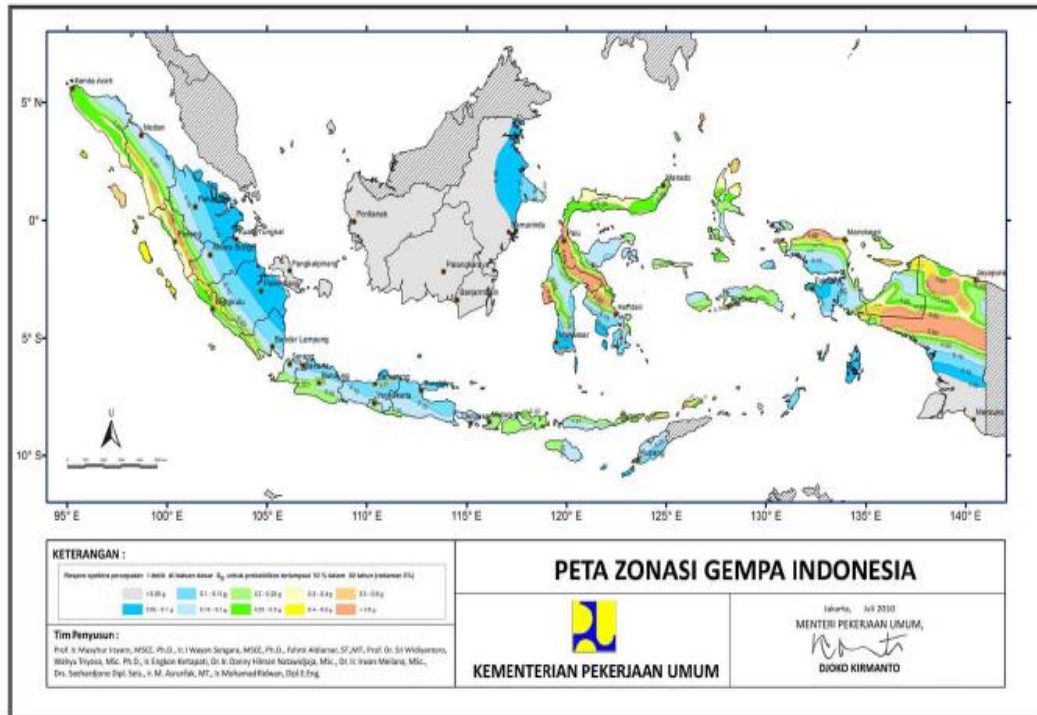
Peta respon spektra dapat dilihat pada Gambar 2.11 sampai Gambar 2.16.



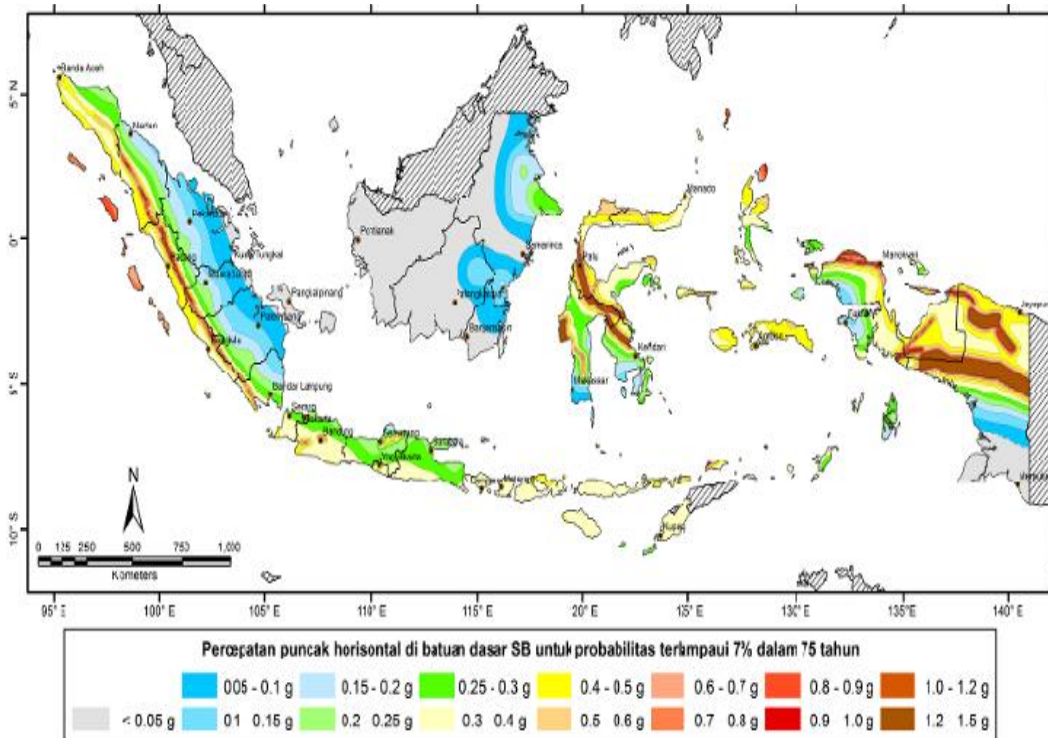
Gambar 2.11: Percepatan puncak di batuan dasar (PGA) untuk melampaui probabilitas 10% dalam 50 tahun(SNI 2833:2013)



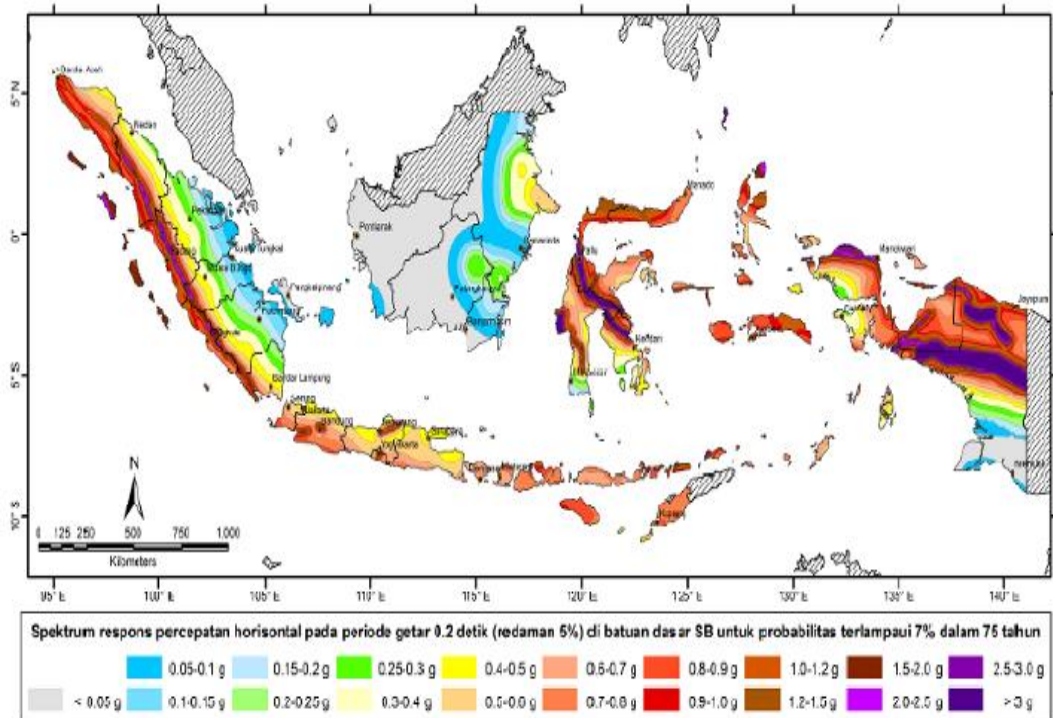
Gambar 2.12: Peta respons spektra percepatan 0.2 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 10% dalam 50 tahun (SNI 2833:2013).



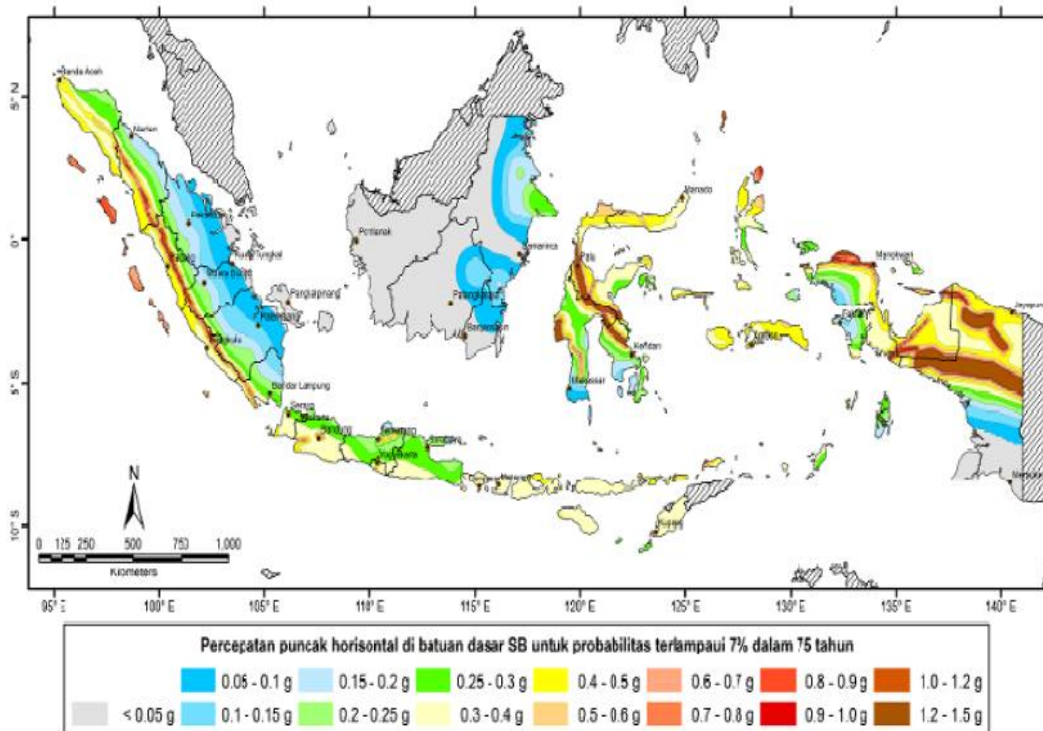
Gambar 2.13: Peta respons spektra percepatan 1 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 10% dalam 50 tahun (SNI 2833:2013).



Gambar 2.14: Peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA) untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun (SNI 2833:2013).



Gambar 2.15: Peta respons spektra percepatan 0.2 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun (SNI 2833:2013).



Gambar 2.16: Peta respons spektra percepatan 1 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun (SNI 2833:2013).

Koefisien respons elastik C_{sm} diperoleh dari peta percepatan batuan dasar dan spektra percepatan sesuai dengan daerah gempa dan periode ulang gempa rencana. Koefisien percepatan yang diperoleh berdasarkan pada peta gempa dikalikan dengan suatu factor amplifikasi sesuai dengan keadaan tanah sampai kedalaman 30m dibawah struktur jembatan. Ketentuan pada standar ini berlaku untuk jembatan konvensional. Pemilik pekerjaan harus menentukan dan menyetujui ketentuan yang sesuai untuk jembatan non konvensional. Ketentuan ini tidak perlu digunakan untuk struktur bawah tanah, kecuali ditentukan lain oleh pemilik pekerjaan. Pengaruh gempa terhadap gorong-gorong persegi dan bangunan bawah tanah tidak perlu diperhitungkan kecuali struktur tersebut melewati patahan aktif. Pengaruh ketidakstabilan kondisi tanah (misalnya: likuifaksi, longsor, dan perpindahan patahan) terhadap fungsi jembatan harus diperhitungkan.

a. Penentuan faktor situs

Untuk penentuan respons spektra di permukaan tanah, diperlukan suatu factor amplifikasi pada periode nol detik, periode pendek ($T = 0,2$ detik) dan periode 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi factor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode nol detik (FPGA), faktor amplifikasi periode pendek (Fa) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik (Fv). Nilai FPGA, Fad dan Fv untuk berbagai klasifikasi jenis tanah dan Nilai faktor amplifikasi untuk periode 1 detik (Fv) dapat dilihat pada Tabel 2.14. dan 2.15.

Tabel 2.14: Faktor amplifikasi untuk periode 0 detik dan 0,2 detik (FPGA/Fa) (SNI 2833:2013).

Kelas situs	PGA $\leq 0,1$ Ss $\leq 0,25$	PGA = 0,2 Ss = 0,5	PGA = 0,3 Ss = 0,75	PGA = 0,4 Ss = 1,0	PGA > 0,1 Ss $\geq 0,25$
Batuan keras (SA)	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Batuan (SB)	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Tanah keras (SC)	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0

Tabel 2.14: Lanjutan

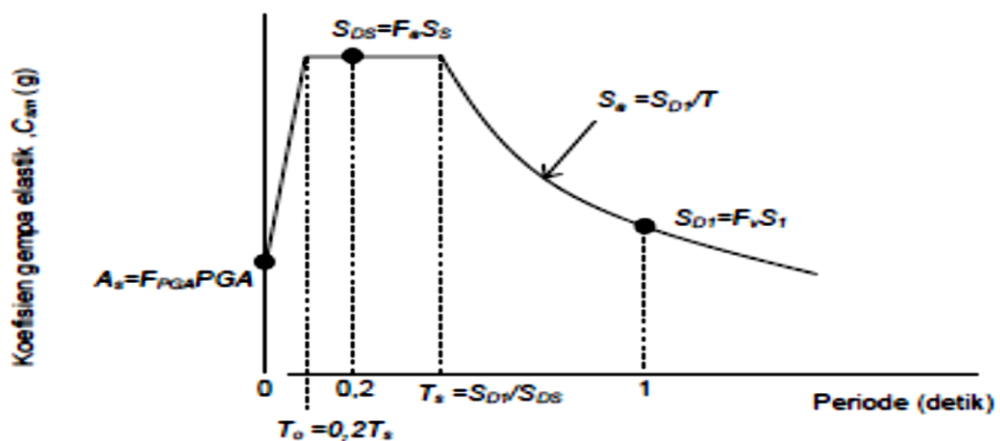
Tanah sedang (SD)	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
Tanah lunak (SE)	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
Tanah khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Tabel 2.15: Nilai faktor amplifikasi untuk periode 1 detik (F_v)

Kelas situs	$S1 \leq 0,1$	$S1 = 0,2$	$S1 = 0,3$	$S1 = 0,4$	$S1 \geq 0,5$
Batuan keras (SA)	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Batuan (SB)	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Tanah keras (SC)	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
Tanah sedang (SD)	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
Tanah lunak (SE)	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
Tanah khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

b. Respons spektrum rencana

Respons spektra adalah nilai yang menggambarkan respons maksimum dari system berderajat-kebebasan-tunggal pada berbagai frekuensi alami (periode alami) teredam akibat suatu goyangan tanah. Bentuk tipikal respons spektra dapat dilihat pada Gambar 2.17.



Gambar 2.17: Bentuk tipikal respons spektra di permukaan tanah (SNI 2833:2013).

Respons spektra di permukaan tanah ditentukan dari 3 (tiga) nilai percepatan puncak yang mengacu pada peta gempa Indonesia 2010 (PGA , SS dan SI), serta nilai faktor amplifikasi F_{PGA} , F_a , dan F_v . Perumusan respons spektra dapat dilihat pada Pers. 2.18 sampai Pers. 2.20.

$$AS = F_{PGA} \times PGA \quad (2.18)$$

$$S_{DS} = F_a \times S_s \quad (2.19)$$

$$S_{DI} = F_v \times S_I \quad (2.20)$$

c. Koefisien respon gempa elastic

Untuk periode lebih kecil dari T_0 , koefisien respon gempa elastic (C_{sm}) didapatkan dari Pers. 2.21.

$$C_{sm} = (S_{DS} - AS) \frac{T}{T_0} + AS \quad (2.21)$$

Untuk periode lebih besar atau sama dengan T_0 , dan lebih kecil atau sama dengan T_s , respons spektra percepatan, C_{sm} adalah sama dengan SDS . Dan untuk periode lebih besar dari T_s , koefisien respons gempa elastic (C_{sm}) didapatkan dari Pers. 2.22. sampai Pers. 2.24.

$$C_{sm} = \frac{SD1}{T} \quad (2.22)$$

$$T_0 = 0.2 T_s \quad (2.23)$$

$$T_s = \frac{SD1}{SDS} \quad (2.24)$$

Keterangan:

SDS adalah nilai spektra permukaan tanah pada periode pendek ($T = 0.2$ detik).

SDI adalah nilai spektra permukaan tanah pada periode 1.0 detik

d. Kategori kerja seismik

Setiap jembatan harus ditetapkan dalam salah satu empat zona gempa berdasarkan spektra percepatan periode 1 detik ($SD1$) sesuai Tabel 2.16. Kategori tersebut menggambarkan variasi risiko seismik dan digunakan untuk penentuan zona gempa, dapat dilihat pada Tabel 2.16.

Tabel 2.16: Zona gempa (SNI 2833:2013).

Koefisien percepatan (SD1)	Zona gempa
$SD1 \leq 0,15$	1
$0,15 < SD1 \leq 0,30$	2
$0,30 < SD1 \leq 0,50$	3
$SD1 > 0,50$	4

Catatan : $SD1 = Fv \times S1$

$SD1$ adalah nilai spektra permukaan tanah pada periode 1.0 detik

Fv adalah nilai faktor amplifikasi untuk periode 1 detik (Fv)

$S1$ adalah parameter respons spektra percepatan gempa untuk periode 1.0 detik mengacu pada Peta Gempa Indonesia 2010 (Gambar 2.13. atau Gambar 2.16).

e. Faktor modifikasi respon

Untuk penggunaan faktor modifikasi respons pada pasal ini maka *detailing* struktur harus sesuai dengan ketentuan pada Pasal 7 dan Pasal 7.5 SNI 2833:2013. Gaya gempa rencana pada bangunan bawah dan hubungan antara elemen struktur ditentukan dengan cara membagi gaya gempa elastis dengan faktor modifikasi respons (R) sesuai dengan Tabel 2.17 dan Tabel 2.18 Sebagai alternatif penggunaan faktor R pada Tabel 2.17 untuk hubungan struktur, sambungan monolit antara elemen struktur atau struktur, seperti hubungan kolom ke fondasi telapak dapat direncanakan untuk menerima gaya maksimum akibat plastifikasi kolom atau kolom majemuk yang berhubungan. Apabila digunakan analisis dinamik riwayat waktu, maka faktor modifikasi respons (R) diambil sebesar 1 untuk seluruh jenis bangunan bawah dan hubungan antar elemen struktur. Dapat dilihat pada Tabel 2.17 dan Tabel 2.18.

Tabel 2.17: Faktor modifikasi respons (R) untuk bangunan bawah (SNI 2833:2013).

Bangunan bawah	Kategori Kepentingan		
	Sangat Penting	Penting	Lainnya
Pilar tipe dinding	1,5	1,5	2,0
Tiang/kolom beton bertulang	1,5	2,0	3,0
Tiang vertical	1,5	1,5	2,0
Tiang miring			
Kolom tunggal	1,5	2,0	3,0
Tiang baja dan komposit	1,5	3,5	5,0
Tiang vertical	1,5	2,0	3,0
Tiang miring			
Kolom majemuk	1,5	3,5	5,0

Tabel 2.18: Faktor modifikasi respons (R) untuk hubungan antar elemen struktur (SNI 2833:2013).

Hubungan elemen struktur	Semua kategori kepentingan
Bangunan atas dengan kepala jembatan	0,8
Sambungan muai dilatasi pada bangunan atas	0,8
Kolom, pilar atau tiang dengan bangunan atas	1,0
Kolom atau pilar dengan fondasi	1,0

2.5. Lendutan

Berdasarkan Peraturan Menteri Perhubungan Nomor 60 tahun 2012 Tentang Perencanaan Teknis Jalur Kereta Api Lendutan didefinisikan sebagai besaran penyimpangan (*deflection*) yang tidak boleh melebihi persyaratan koefisien terhadap panjang teoritis.

1. Koefisien lendutan maksimum jembatan baja, sebagaimana tersebut dalam Tabel 2.19.

Tabel 2.19: Koefisien Lendutan maksimum jembatan baja

Jenis Kereta	Gelagar			Rangka batang
	L (m)	L < 50	L ≥ 50	Seluruh Rangka
LOkomotif		L/800	L/700	L/1000
Kereta Listrik dan/atau Kereta	V (km/h)	V < 100	L/700	
		100 < V ≤ 130	L/800	L/700
		130 < V ≤ 160	L/1100	L/900

2. Koefisien lendutan maksimum jembatan beton, sebagaimana tersebut dalam Tabel 2.20.

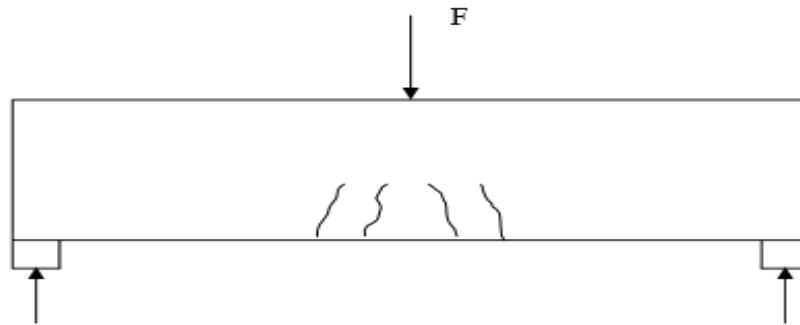
Tabel 2.20: Koefisien Lendutan maksimum jembatan Beton

Bahan Lokomotif	Bentang L (m)		L < 50	L ≤ 50		
	Bentang L (m)		L/800	L/700		
Kereta Penumpang Dan Kereta Diesel	Untuk Satu Kereta	Kecepatan Maksimum V (km/jam)	V < 100	L/700		
			100 < V ≤ 130	L/800	L/700	
			130 < V ≤ 160	L/1100	L/900	
	Untuk Dua Rangkaian atau Lebih	Kecepatan Maksimum V (km/jam)	V < 100	L/800	L/850	L/700
			100 < V ≤ 130	L/1000	L/1100	L/900
			130 < V ≤ 160	L/1300	L/1400	L/1200

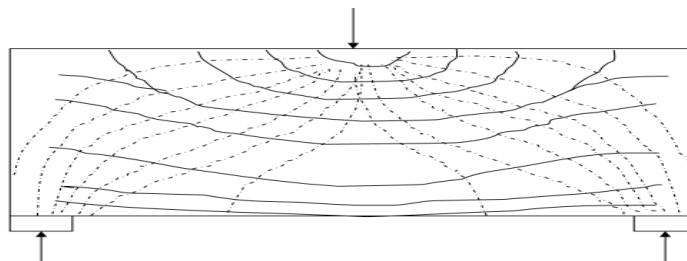
3. Koefisien lendutan maksimum jembatan komposit adalah 1/1000 panjang teoritis.

2.6. Metode Penunjang dan Pengikat (*Strut and Tie Model*)

“*Strut-and-Tie-model*” berasal dari “*Truss-analogy-model*” yang pertama kali diperkenalkan oleh Ritter (1899), *Morsch* (1902). Dengan memperhatikan pola retak yang terjadi pada balok beton bertulang akibat beban F dan kontur tegangan dapat dilihat pada Gambar 2.18. dan Gambar 2.19.



Gambar 2.18. Pola Retak pada Balok Akibat Beban.



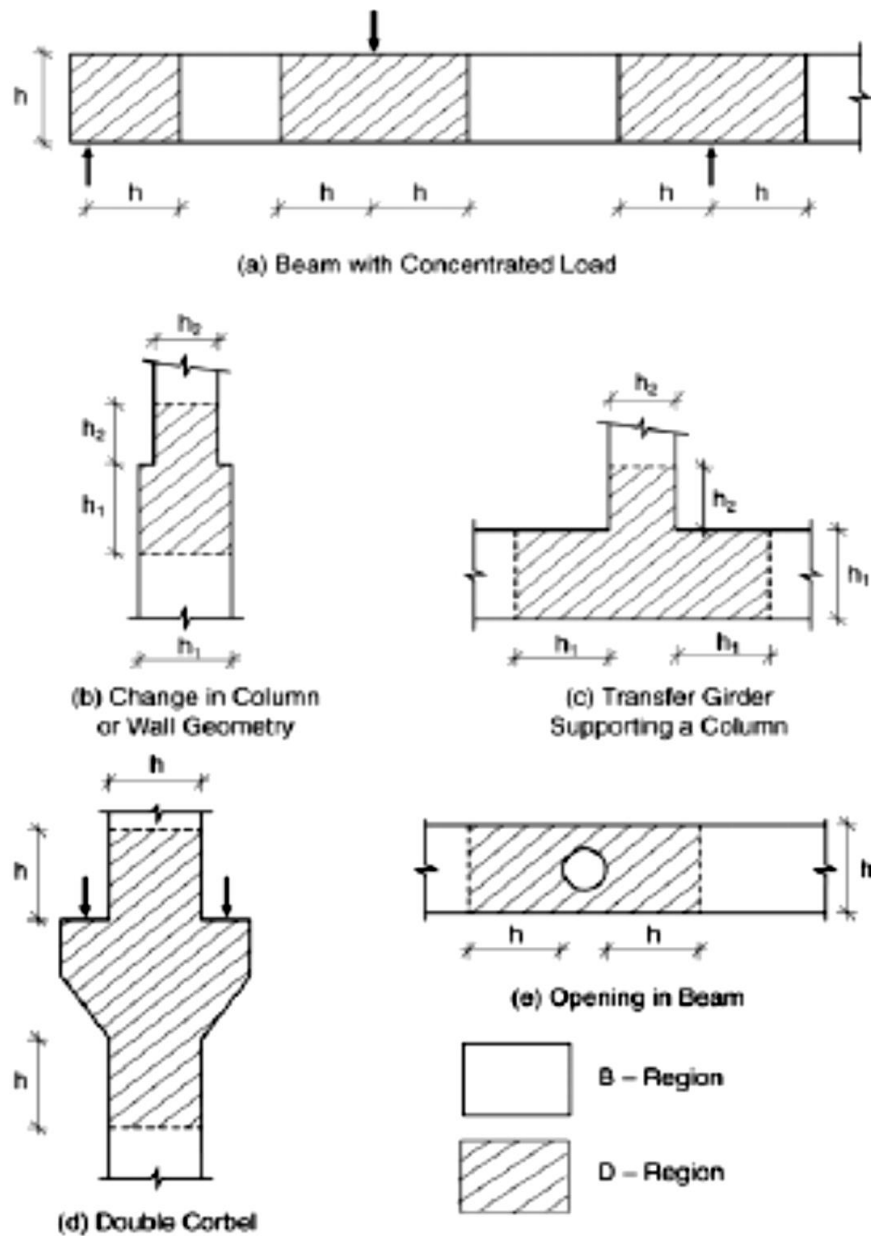
Gambar 2.19. Kontur Tegangan

Perencanaan yang didasarkan pada *truss-model* belum dapat meliputi keseluruhan unsur struktur, terutama untuk struktur yang secara statika dan geometri tidak kontinu seperti daerah sekitar struktur yang mengalami beban terpusat, join pada rangka-rangka portal, struktur berlubang atau bukaan, konsol pendek (*corbel*), beton pracetak, batang-batang menerus dengan penampang berbeda, balok tinggi (*deep beam*) termasuk dinding geser serta balok perangkai dinding (*coupling beam*), lantai-lantai sebagai diafragma dan fondasi.

Berbagai *truss-model* dan *strut-and-tie-model* telah dikembangkan oleh Schlaid Schafer dan Jennewein (1982-1993) kedalam suatu bentuk/model *strut-analogy* yang lebih umum dan konsisten yang kemudian dikenal sebagai “*strut-and-tie-model*”.

2.6.1. B-Regions and D-Region

Struktur beton dapat dibagi dalam beberapa daerah dimana asumsi dari distribusi regangan garis lurus teori lentur berlaku dan daerah terganggu berdekatan dengan perubahan mendadak pada titik pembebanan pada beban terpusat dan reaksi, atau berdekatan dengan perubahan mendadak dalam geometri seperti lubang atau perubahan pada potongan melintang. Masing-masing daerah ini disebut *B-Region* dan *D-Regions* dapat dilihat pada Gambar 2.20.



Gambar 2.20. Beban dan diskontinuitas geometrik (Hardjasaputra, 2002).

Diskontinuitas dari distribusi tegangan terjadi pada daerah dimana terjadi perubahan geometri elemen struktur atau pada letak beban terpusat ataupun pada tumpuan. Prinsip St. Venant mengidentifikasikan bahwa tegangan akibat beban aksial dan momen lentur mendekati distribusi linear pada jarak kira-kira sama dengan tinggi keseluruhan h dari daerah diskontinuitas. Oleh karena itu, diskontinuitas diasumsikan untuk memperpanjang jarak h dari bagian dimana terjadi pembebanan atau perubahan geometri. Daerah dimana *D-Regions* dapat diperlakukan sebagai *B-Regions*. Pada *B-Regions* tersebut mekanisme beban diidealisasikan sebagai rangka yang terdiri dari *strut* beton dan *tie* baja. Kehancuran dari *strut* beton adalah salah satu model kegagalan utama pada *D-Regions* dan beban ultimitnya sangat tergantung pada kekuatan tekan beton. Penerapan *strut and tie* model dalam perancangan struktur beton diawali dengan penentuan daerah D dan B seperti Gambar 2.20.

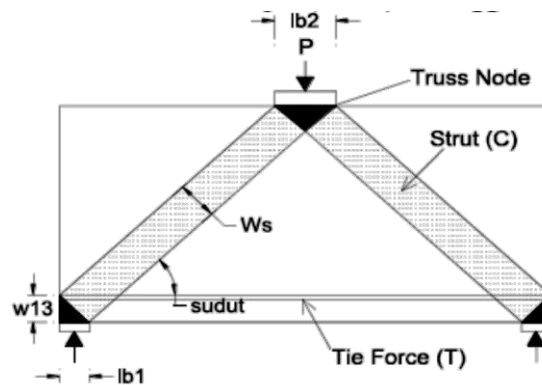
Dalam mendesain *D-region*, mencakup empat langkah sebagai berikut:

1. Mendefinisikan dan mengisolasi masing-masing *D-region*.
2. Hitung resultan gaya pada masing-masing *D-region*.
3. Pilih model *truss* untuk mentransferkan resultan gaya-gaya pada *D-region*. Sumbu dari *strut and tie* masing-masing dipilih sehingga bertepatan dengan sumbu bidang tekan dan tarik. Lalu hitung gaya pada *strut and tie*.
4. Lebar efektif *strut* dan *nodal zone* ditentukan dengan mempertimbangkan gaya pada langkah 3 dan kuat efektif beton serta tulangan yang tersedia pada *tie* dengan mempertimbangkan kekuatan baja.

Teori lentur tradisional untuk beton bertulang dan pendekatan desain tradisional ($V_c + V_s$) untuk geser berlaku dalam *B-region*. Sedangkan pada *D-region*, sebagian besar beban tersebut dipindahkan langsung ke tumpuan pada bagian tekan beton dan kekuatan tarik tulangan. *D-region* dapat dimodelkan dengan menggunakan analogi rangka yang terdiri dari *strut* beton melakukan tekan, bagian baja melakukan tarik, kemudian keduanya bergabung di daerah titik pertemuan yang disebut *node*. Kerangka ini disebut sebagai model *strut and tie*. (lihat gambar 2.21). *Node* berada didalam nodal (*nodal zone*) yang mengalirkan tekanan dari *strut* ke bagian *tie* dan reaksi. *Strut and tie* model

dianggap gagal apabila terjadi leleh pada bagian *tie*, rusaknya bagian *strut*. Keruntuhan pada bagian *nodal* yang menghubungkan bagian *strut* dan *tie*, atau kerusakan yang terjadi pada bagian *tie*. Bagian *strut* dan *nodal zones* diasumsikan mencapai kapasitas mereka ketika tekanan yang diberikan bekerja pada ujung *strut* atau pada permukaan *nodal zone*, mencapai kuat tekan efektif (*effective compressive strength*).

Prinsip De St. Venant dan analisis tegangan elastis menunjukkan bahwa efek lokal dari beban terpusat atau diskontinuitas. Oleh karena itu, *D-region* asumsikan untuk memperpanjang satu bagian kedalaman dari beban atau diskontinuitas. Deskripsi dari *strut and tie* model dapat dilihat pada Gambar 2.21.



Gambar 2.21. Deskripsi dari *strut and tie* model (Hardjasaputra, 2002).

2.6.2. Komponen *Strut and Tie* Model

Sebagai pemodelan yang menggunakan rangka batang (*truss*), *strut and tie* sendiri terdiri dari batang desak (*strut*), batang tarik (*tie*) dan joint (*node*). Elemen *strut and tie* yang mengalami tegangan tarik disebut *tie* yaitu yang mewakili lokasi dimana tulangan harus ditempatkan. Sedangkan elemen *strut and tie* dikenakan tekan disebut *strut*. Titik potong dari *strut and tie* disebut *node*. Pada gambar 2.21: di atas, beban terpusat (*P*) dilawan oleh dua *strut* utama. Komponen horizontal dari gaya dalam tumpuan diseimbangkan oleh kekuatan tarik *tie* (*T*). Tiga bidang yang diarsir lebih gelap merupakan *truss node*. Titik ini adalah perpotongan antara beton yang dibebani pada semua titik kecuali sisi permukaan balok dengan tegangan tekan sama. Beban, reaksi, *strut*, dan *tie* pada gambar 2.21 semua ditata sedemikian rupa sehingga *centroid* masing-masing elemen *truss* dan garis aksi dari semua beban eksternal diterapkan bertepatan pada setiap titik.

Ada tiga faktor yang dapat mengakibatkan kegagalan pada *strut and tie* seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.21. yaitu:

1. Elemen *tie* mengalami leleh.
2. Salah satu *strut* hancur ketika gaya tekan pada elemen *strut* melebihi kuat tekan efektif beton.
3. Kegagalan pada daerah *trus node* akibat gaya tekan lebih besar daripada kuat tekan efektif beton.

Karena keruntuhan tarik baja lebih daktail daripada kegagalan *strut* maupun kegagalan *node*, maka suatu balok tinggi harus proposional sehingga kekuatan baja dapat diperhitungkan.

Pada *strut and tie* model yang ditunjukkan pada Gambar 2.21, kekuatan geser dapat dihitung dengan Pers. 2.25.

$$Q = A_{strut} f_{cu} \sin \theta \quad (2.25)$$

Dimana :

A_{strut} = Luas penampang dari *strut*,

f_{cu} = Kuat tekan efektif beton,

θ = Sudut kemiringan dari *strut*.

Validitas untuk anggota *strut and tie* model yang diberikan tergantung pada apakah model tersebut mewakili situasi yang sebenarnya. Balok beton dapat mengalami jumlah redistribusi kekuatan internal yang terbatas. Jika yang dipilih adalah *strut and tie* model maka di butuhkan deformasi yang berlebihan untuk mencapai keadaan plastis.

2.6.3. Susunan Geometrik *Strut And Tie* Model

Dalam mengembangkan *strut and tie* model untuk sebuah aplikasi tertentu, sangat berguna untuk memilih lokasi uji coba awal untuk bagian *node* dan menggunakannya dalam siklus awal perhitungan kekuatan anggota. Jika gambar pola retak pada struktur tersedia, lokasi dari bagian penunjang (*strut*) dan pengikat (*tie*) dapat diatur dalam struktur dimana bagian penunjang (*strut*) dan pengikat (*tie*) dapat diatur dalam struktur dimana bagian *strut* mengalami keruntuhan.

Beberapa persyaratan utama yang harus dipenuhi dalam *strut and tie* model menurut SNI 2847-2013 antara lain:

1. *strut and tie* model harus berada dalam keseimbangan dengan beban kerja terfaktor dan beban mati terfaktor. Perhitungan reaksi dan gaya *strut and tie* dilakukan dengan cara statis. Oleh karena itu menghasilkan medan gaya statis.
2. Kekuatan dari *strut*, *tie* dan *nodal zones* harus sama atau lebih besar dari gaya dalam anggota. Jika kekuatan disetiap penampang sama atau lebih besar dari kekuatan yang diperlukan oleh analisis pada nomor 1 di atas, maka struktur dikatakan memiliki distribusi kekuatan yang aman.
3. Pada tahap awal dalam desain *D-region* mungkin cukup untuk mempertimbangkan lebar dari *strut*, *tie*, dan *nodal zones* serta tumpuan ketika meletakkan *strut and tie* model.
4. Bagian *strut* tidak harus melewati atau tumpang tindih satu sama lain. Lebar dari *strut* dipilih untuk menyalurkan tegangan didalam *strut*. Jika *strut* saling tumpang tindih, maka bagian tumpang tindih dari *strut* akan tertekan.
5. Bagian pengikat (*tie*) diizinkan memotong daerah *strut* atau bagian *tie* lainnya.
6. Sudut terkecil antara sebuah *strut* dan sebuah *tie* yang bergabung di daerah *node* ditetapkan sebesar 25° .

Suatu desain struktural yang bersifat statis dan aman harus memenuhi persyaratan solusi batas bawah dalam teori plastisitas. Ini berarti bahwa pembebanan mengalami kegagalan yang dihitung dengan *strut and tie* model mengabaikan kegagalan beban yang sebenarnya. Agar tepat, struktur harus memiliki daktalitas yang cukup untuk mengakomodasi setiap penyebaran tegangan yang dibutuhkan.

2.6.4. Faktor Reduksi (Φ) Dan Penyebaran Tegangan Dalam *Strut And Tie*

Setelah mode awal *strut and tie* terpilih, reaksi terhadap beban yang diterapkan dan beban sendiri harus dihitung. Setelah reaksi dihitung, tegangan F_u disemua *strut*, *tie* dan pembebanan *nodal zone* dihitung menggunakan analisis *truss*. Bagian *strut*, *tie* dan *nodal zone* kemudian ditetapkan atas dasar Pers. 2.26.

$$\Phi F_n \geq F_u \quad (2.26)$$

Dimana F_u adalah tegangan dalam anggota (*strut*, *tie* dan *nodal zone*) karena beban terfaktor, F_n adalah tegangan dalam anggota, dan Φ adalah faktor reduksi kekuatan. Kekuatan nominal *strut*, *tie* dan *nodal zones* masing-masing adalah F_{ns} , F_{nt} dan F_{nn} .

2.6.5. Keputusan Penting dalam Mengembangkan *Strut And Tie* Model

Untuk membuat *strut and tie* model dalam desain, 2847-2013 menetapkan beberapa item utama yang harus diperhatikan, antara lain sebagai berikut:

1. Tata letak geometrik *strut and tie* model.
2. Kekuatan efektif beton dan faktor Φ yang harus digunakan.
3. Bentuk dan kekuatan *strut*.
4. Penataan dan kekuatan zona *nodal*.
5. Tata letak, kekuatan, dan pengangkutan pada bagian pengikat (*tie*), dan
6. Rincian persyaratan.

Definisi masing-masing item tersebut sangat berbeda pada berbagai kode dan dokumen desain lainnya.

2.7. Penunjang (*Strut*)

2.7.1. Desain *Strut*

Dalam desain menggunakan *strut and tie* model, perlu untuk memeriksa bahwa kehancuran dari *strut* tekan tidak terjadi. Luas penampang dari *strut* tekan sangat tergantung pada detail bagian ujungnya. SNI 2847-2013 menyatakan bahwa kekuatan terfaktor dari *strut* dapat dihitung dengan Pers. 2.27.

$$F_{ns} = f_{cu} A_c \quad (2.27)$$

Dimana F_{cu} adalah kekuatan tekan efektif beton di dalam *strut*, diambil dari Pers. 2.28. sampai Pers. 2.29.

$$f_{cu} = v f_c' \quad (2.28)$$

atau:

$$\Phi f_{cu} = \Phi v f_c' = \Phi STM \alpha_1 \beta_s f_c' \quad (2.29)$$

Dimana v (ν) disebut faktor efektif, A_c adalah efektif penampang *strut* yang bekerja dari f_{cu} . Φ_{STM} adalah nilai Φ untuk *strut*, *tie* dan *nodal zones* dalam *strut and tie* model, α_1 adalah faktor 0,85 yang digunakan dalam SNI 2847-2013 dan β_s adalah faktor efektivitas bentuk untuk sebuah *strut*. Jika berbeda pada kedua ujung sebuah *strut*, *strut* ini diidealisasikan sebuah *strut* seragam meruncing.

Penulangan tekan harus digunakan untuk menambah kekuatan dari *strut*, tulangan ini tekan harus digunakan untuk menambah kekuatan dari *strut*, tulangan ini biasanya diangkur paralel dengan sumbu pusat *strut*. Untuk kasus seperti ini maka kuat tekan *strut* dapat dihitung dengan Pers. 2.30.

$$F_{ns} = f_{cu} A_c + A_s' f_s' \quad (2.30)$$

2.7.2. Kuat Tekan Efektif Beton Pada Strut (f_{cu})

Tegangan yang bekerja dalam *strut* diasumsikan konstanta pada daerah mlintang pada ujung *strut*. Tiga faktor utama yang mempengaruhi faktor efektivitas *strut* yaitu:

1. Efek durasi pembebanan

Kekuatan efektif *strut* yang diberikan oleh Pers. 2.28. dan Pers. 2.29. dimana $\nu = \alpha_1 \beta_s$, dan α_1 adalah faktor utama yang mempengaruhi faktor efektivitas *strut*.

2. Retak pada *strut*

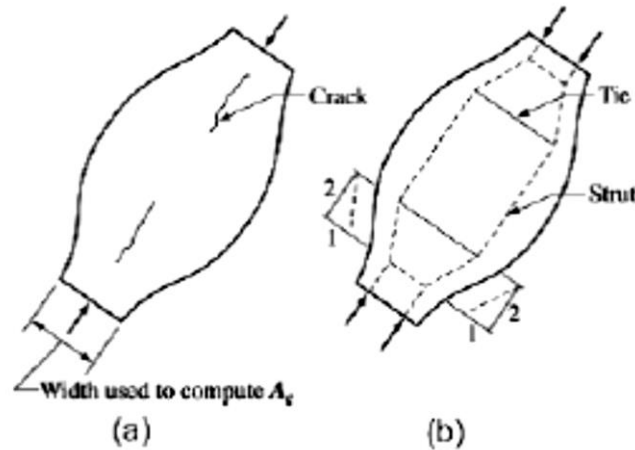
Biasanya *strut* akan mengalami retak aksial, diagonal atau transversal. Hasil reduksi pada kuat tekan dari *strut* dapat dijelaskan sebagai berikut:

- *Strut* berbentuk botol

Strut seringkali lebih luas ditengah bentang daripada didaerah ujungnya karena lebar beton dimana *strut* melakukan tegangan dapat menyebar menjadi lebih besar pada tengah bentang dari pada ujung didaerah ujung. Bagian *strut* seperti ini disebut berbentuk botol. Dalam desain, *strut* berbentuk botol diidealisasikan sebagai *strut* prismatis.

Penyimpangan gaya disepanjang *strut* cenderung menyebabkan belahan longitudinal disekat ujung *strut* seperti ditunjukkan pada Gambar 2.22 (a). Dengan tidak adanya penguatan untuk membatasi pemisahan ini,

retakan tersebut dapat melemahkan *strut*. Schlaich dkk. (1987) telah menganalisis jenis retak ini dan memprediksi bahwa itu akan terjadi ketika tegangan tekan pada ujung *strut* melebihi sekitar $0,55 f_c$. Schlaich dan Breen. (1994) memperkirakan bahwa *strut* divergen pada Gambar 2.22 (b) memiliki kemiringan 1:2 seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.22.



Gambar 2.22. Retak pada *strut* berbentuk botol (ACI318-02).

- *Strut* yang telah retak
Strut dapat mengalami retak akan cenderung melemahkan *strut* (Schlaich dkk., 1987).
- Tegangan tarik melintang
Tegangan tarik yang tegak lurus terhadap sumbu dari *strut* yang mengalami retak yang dihubungkan dengan sebuah pengikat (*tie*) dapat mengurangi kekuatan tekan dari *strut* (Vecchio dan Collins, 1982).

2.7.3. Pemilihan Kuat Tekan Efektif Beton (F_{cu}) Untuk *Strut*

Kekuatan dari *strut* sangat ditentukan oleh tegangan efektif dari beton. SNI 2847-2013 memperhitungkan tegangan efektif beton sebagai kekuatan efektif (*effective strength*) yang dapat dihitung berdasarkan Pers. 2.31.

$$f_{cu} = 0,85 \beta_s f_c \quad (2.31)$$

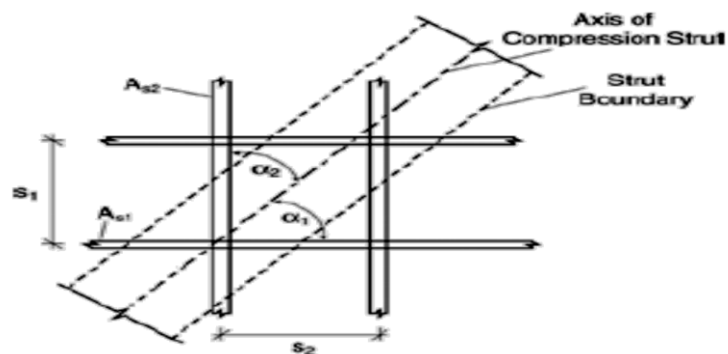
Faktor β_s merupakan faktor yang memperhitungkan kondisi tekan dan sudut retak di sekitar *strut*. SNI 2847-2013 menyatakan bahwa nilai β_s berbeda pada berbagai macam kasus. Nilai β_s untuk kasus-kasus tersebut dapat diuraikan sebagai berikut:

- $\beta_s=1$ untuk *strut* prismatis di daerah tekan yang tidak mengalami retak atau untuk *strut* yang mempunyai penampang melintang konstan sepanjang *strut* tanpa kontrol etak pada daerah penulangan.
- $\beta_s= 0,75$ untuk *strut* yang berbentuk botol dan terdapat kontrol retak pada daerah penulangan.
- $\beta_s= 0,60\lambda$ untuk *strut* yang berbentuk botol tanpa tulangan, dimana λ adalah suatu faktor koreksi.
- $\beta_s= 0,40$ untuk *strut* didalam komponen tarik.
- $\beta_s= 0,60$ untuk kasus-kasus yang lain.

Perancang dapat menggunakan *strut and tie* model untuk menghitung jumlah tulangan melintang yang diperlukan dalam sebuah *strut*. Dalam *american concrete institute code* (ACI 318), untuk kekuatan beton yang tidak melebihi 40 Mpa, persyaratan dianggap memuaskan jika sumbu *strut* yang berpotongan dengan lapisan tulangan memenuhi Pers. 2.32.

$$\sum \frac{A_{si}}{b s_i} \sin \alpha \geq 0,003 \quad (2.32)$$

Dimana A_{si} adalah luas total tulangan pada jarak S_i dalam lapisan tulangan dengan batang tulangan membentuk sudut α ke poros dari *strut*. Dan perpotongan *strut* dapat dilihat pada Gambar 2.23.



Gambar 2.23. Perpotongan tulangan dengan *strut* (Hardjasaputra, 2002).

2.8. Node dan nodal zone

2.8.1. Klasifikasi Node dan nodal zone

Perlu diperhatikan perbedaan antara *node* dan *nodal zone*. *Node* adalah dimana gaya aksial di *strut* dan *tie* berpotongan, dan *nodal zone* adalah wilayah di sekitar titik pertemuan tempat bagian anggota tersambung. Untuk keseimbangan vertikal dan horizontal pada sebuah *node*, harus ada minimal tiga gaya yang bekerja pada *node* tersebut. *Node* diklasifikasikan berdasarkan jenis apa saja yang bertemu di *node*. Kekuatan tekan beton dari *nodal zone*. Tergantung dari banyak faktor, termasuk tegangan tarik pada titik perpotongan *tie*, kekangan yang diberikan oleh reaksi tekan dan kekangan yang diberikan oleh tulangan melintang.

Untuk membedakan antara tegangan dan kondisi kekangan yang berbeda untuk *nodal zone*, maka *nodal zone* dibedakan atas beberapa jenis yaitu:

1. CCC - *nodal zone* yang terdiri dari *strut* tekan saja (*node* hidrostatik).
2. CCT - *nodal zone* terdiri oleh dua *strut* tekan dan satu *tie*.
3. CTT - *nodal zone* yang terdiri dari satu *strut* tekan dan dua *tie*.
4. TTT - *nodal zone* yang terdiri dari komponen *tie* saja.

2.8.2. Jenis nodal zone dan penggunaannya dalam strut and tie model

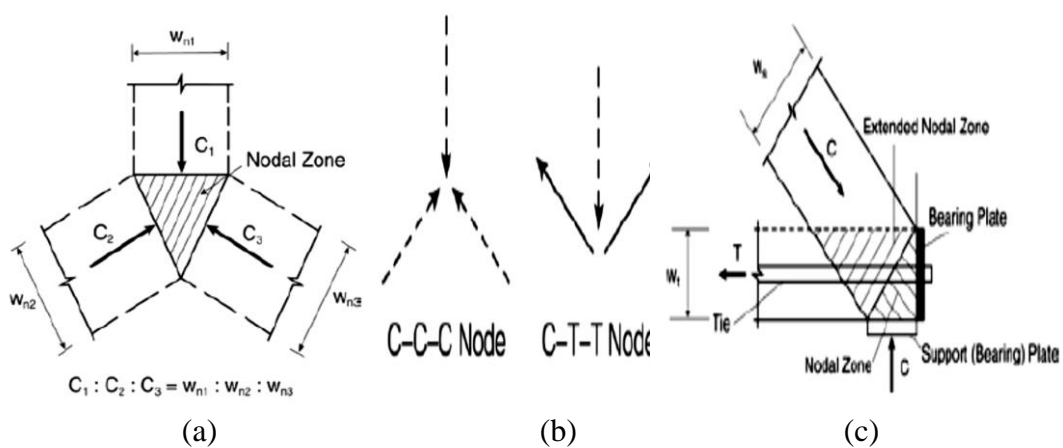
Ada dua konsep yang cukup berbeda tentang dalam *strut and tie* model, yaitu:

1. *Nodal zone* hidrostatik

Awalnya, daerah *node* dianggap memiliki tekanan yang sama pada semua sisinya. Karena lingkungan Mohr untuk bagian yang berada dalam tekanan yang bekerja seperti plot *nodal zone* sebagai titik, bagian *node* ini disebut sebagai *nodal zone* hidrostatik. Jika besar tegangan sama pada semua sisi dari *nodal zone*, maka rasion dari panjang sisi-sisi dari sebuah *nodal zone* hidrostatik w_{n1} ; w_{n2} ; w_{n3} berada dalam proporsi yang sama sebagai tekan C_1 ; C_2 ; C_3 yang bekerja pada tiap sisi.

Nodal zone hidrostatik telah diperpanjang menjadi *node* C-C-T atau C-T-T dengan mengasumsikan bahwa bagian *tie* yang diperpanjang melalui *nodal zone* akan dijangkarkan di sisi yang jauh dengan kait pada perkuatan (penulangan) *tie*

diluar *nodal zone*. Konsep ini direpresentasikan menggunakan hipotesis dipilih pelat jangkar dibelakang titik pertemuan (*joint*). Area plat jangkar hipotetis dipilih sehingga tekanan bantalan pada pelat itu sama dengan tekana yang bekerja pada sisi lain dari *nodal zone*. Daerah efektif bagian *tie* adalah kekuatan/tegangan *tie* yang dibagi dengan tekanan bantalan yang diijinkan untuk pertemuan *strut* pada sebuah *node*. Persyaratan untuk tekanan yang sama pada seluruh permukaan zona nodal hidrostatis cenderung mempersulit penggunaan zona nodal (*nodal zone*) tersebut pada Gambar 2.24.



Gambar 2.24. *Nodal zone* hidrostatis (Hardjasaputra, 2002). (a) Geometrik; (b) Klasifikasi *node*; (c) *Nodal zone* yang diperpanjang.

Node yang diperpanjang adalah *nodal zone* yang dibatasi oleh garis-garis zona tekan pada titik perpotongan antara:

- a. *Strut*
- b. Reaksi
- c. Lebar *tie* yang diasumsikan sebagai sebuah prisma beton konsentris dengan *tie*.

Nodal zone yang dibatasi oleh garis-garis zona tekan pada titik perpotongan antara:

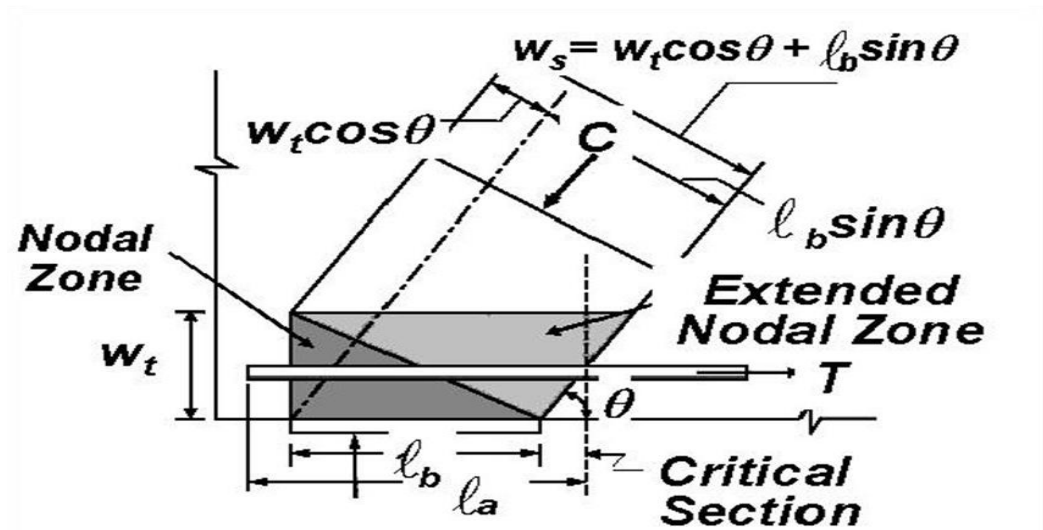
- a) *strut*,
- b) reaksi, dan
- c) lebar *tie* yang diasumsikan sebagai sebuah prisma beton konsentris dengan *tie*.

2.8.3. Hubungan antara dimensi *nodal zone*

Persamaan dapat diturunkan berhubungan dengan lebar dari penunjang, pengikat dan luas penumpu jika diasumsikan bahwa tegangan adalah sama pada semua batang yang bertemu pada daerah *node* C-C-T pada Pers. 2.33.

$$w_s = w_t \cos \theta + l_b \sin \theta \quad (2.33)$$

dimana w_s adalah lebar *strut*, w_t adalah lebar efektif dari *tie*, l_b adalah panjang pelat bantalan, dan θ adalah sudut antara sumbu *strut* dan sumbu horizontal dari anggota. Hubungan ini berguna untuk menyesuaikan ukuran zona nodal dalam *strut and tie* model. Lebar *strut* bisa disesuaikan dengan mengubah w_t atau l_b satu kali. Setelah ini melakukan, perlu untuk memeriksa tekanan pada seluruh permukaan dari *nodal zone*. Keakuratan Pers. 2.33. berkurang dengan adanya tekanan pada isi yang menjadi lebih rata Pers. 2.33. dapat diilustrasikan pada Gambar 2.25.

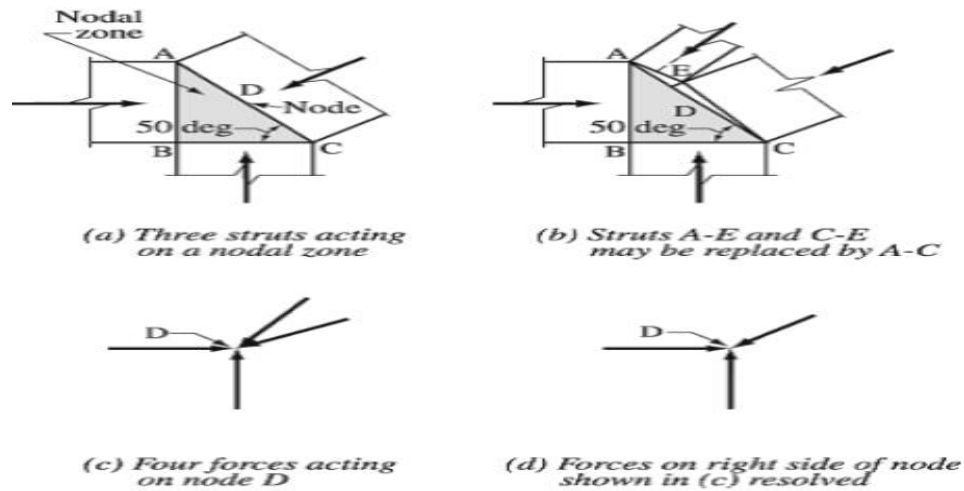


Gambar 2.25: Distribusi gaya pada daerah *nodal zone* (Hardjasaputra, 2002).

2.8.4. Resolusi gaya yang bekerja pada zona noda (*nodal zone*)

Jika lebih dari tiga gaya bekerja pada sebuah *nodal zone* dalam struktur dua dimensi, perlu untuk menyelesaikan beberapa gaya yang disesuaikan dengan tiga gaya yang berpotongan. Atau pada *node* dalam *strut and tie* model bekerja lebih dari tiga gaya dapat dianalisis dengan asumsi bahwa semua gaya *strut* dan *tie*

bekerja di sepanjang *node*, dengan gaya pada satu sisi dari *nodal zone* sudah diselesaikan menjadi resultan tunggal *strut* selama desain *nodal zone*. Konsep ini diilustrasikan pada Gambar 2.26.



Gambar 2.26: Resolusi gaya yang bekerja pada *nodal zone* (Hardjasaputra, 2002).

2.8.5. Kuat tekan efektif *nodal zone*

Kekuatan tekan pada daerah *node* dapat dihitung dengan Pers. 2.34. sampai Pers. 2.36.

$$F_{nn} = f_{cu} A_n \quad (2.34)$$

Dimana: F_{nn} = gaya batas terfaktor bagian depan dari *nodal zone*.

f_{cu} = kuat tekan efektif beton.

A_n = luas bagian depan dari *nodal zone*.

Dimana: untuk daerah tekan: $A_n = b_w w_c$ (2.35)

Untuk daerah tarik: $A_n = b_w w_t$ (2.36)

Nilai tegangan efektif beton pada daerah *node* ditentukan seperti halnya pada elemen *strut* pada Pers. 2.37.

$$f_{cu} = 0,85 \beta_n f_c \quad (2.37)$$

Ada beberapa nilai β_n yang telah diusulkan untuk menghitung tegangan-tegangan yang terjadi pada daerah *node*. Menurut SNI 2847-2013, nilai β_n ditentukan sebagai berikut:

- Untuk wilayah *node C-C-C* yang dibatasi oleh *strut* tekan dan daerah bantalan, $\beta_n = 1,0$
- Untuk wilayah *node C-C-T* yang ditahan oleh *tie*, $\beta_n = 0,80$
- Untuk wilayah *node C-T-T* atau *T-T-T* yang ditahan oleh lebih dari satu *tie*, $\beta_n = 0,60$

Untuk menentukan dimensi *node* yang mengalami tegangan tarik dan tekan (*CCT* dan *CTT*), ketinggian U dari *tie* dapat dihitung sebagai berikut:

- untuk kasus yang menggunakan satu baris tulangan tanpa ada perpanjangan tulangan diluar *nodal zone* dihitung dengan Pers. 2.38.

$$U = 0 \quad (2.38)$$

- untuk kasus yang menggunakan satu bari tulangan dan ada perpanjangan tulangan di luar *nodal zone* untuk jarak tidak kurang dari $2c$, dimana c adalah tebal penutup beton dihitung dengan Pers. 2.39.

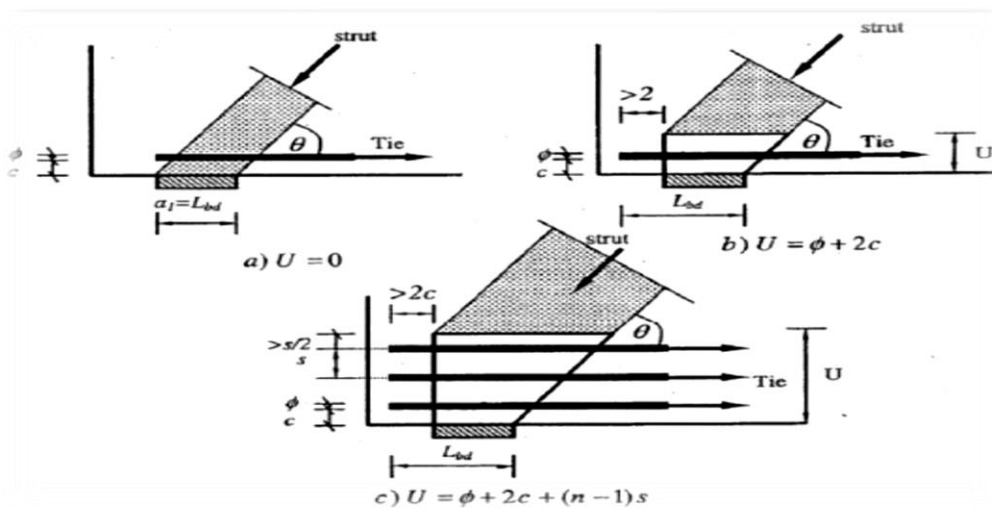
$$U = \varphi + 2c \quad (2.39)$$

Dimana φ adalah diameter batang tulangan.

- Untuk kasus yang menggunakan lebih dari satu baris tulangan dan ada perpanjangan tebal penutup beton dihitung dengan Pers. 2.40.

$$U = \varphi + 2c + (n - 1) s \quad (2.40)$$

Dimana n adalah jumlah baris tulangan dan s adalah jarak garis tengah antar tulangan. Dapat dilihat pada Gambar 2.27.



Gambar 2.27: Tinggi (U) yang digunakan untuk menentukan dimensi *node* (Hardjasaputra, 2002).

2.9. Node dan nodal zone

Bagian *tie* diasumsikan terdiri dari tulangan dan hipotesis prisma beton konsentris dengan sumbu dari gaya tarik. Hal ini mungkin memerlukan penempatan tulangan dalam beberapa lapisan seperti ditunjukkan pada gambar 2.27 (b), daripada berkonsentrasi di dekat permukaan tarik balok seperti ditunjukkan pada Gambar 2.27 (a).

Jika perpanjangan wilayah noda digunakan, maka nilai ekstrem bawah dari ketinggian *tie* sesuai dengan baja yang ditempatkan di satu lapisan dengan w_t diambil sama dengan diameter batang ditambah dua kali tebal penutup untuk tulangan seperti Gambar 2.27 (a)

2.9.1. Kekuatan *tie*

Kekuatan nominal dari *tie*, dapat dihitung dengan menggunakan Pers. 2.41.

$$T_n = A_{st} f_y \quad (2.41)$$

Lebar *tie* ditentukan untuk memenuhi kondisi keamanan untuk tegangan tekan pada titik *node* pada pertemuan antara *strut* dan *tie* pada simpul tersebut. Lebar *tie* dapat diambil tidak lebih 70% dari lebar *strut* terbesar yang terhubung ke *tie* pada setiap *node*.

2.9.2. Pengangkuran *tie*

Umumnya masalah utama dalam desain *tie* adalah pengangkuran bagian *tie* pada wilayah *node*. SNI mengharuskan pengangkuran bagian *tie* yang dicapai sepenuhnya pada saat *centroid* dari tulangan sebuah *tie* meninggalkan wilayah *node* yang diperpanjang. Hal ini ditunjukkan pada Gambar 2.27. Dalam hal ini, kait atau angkur mekanis mungkin diperlukan.

2.10. CAST (*Computer Aided Strut and Tie*)

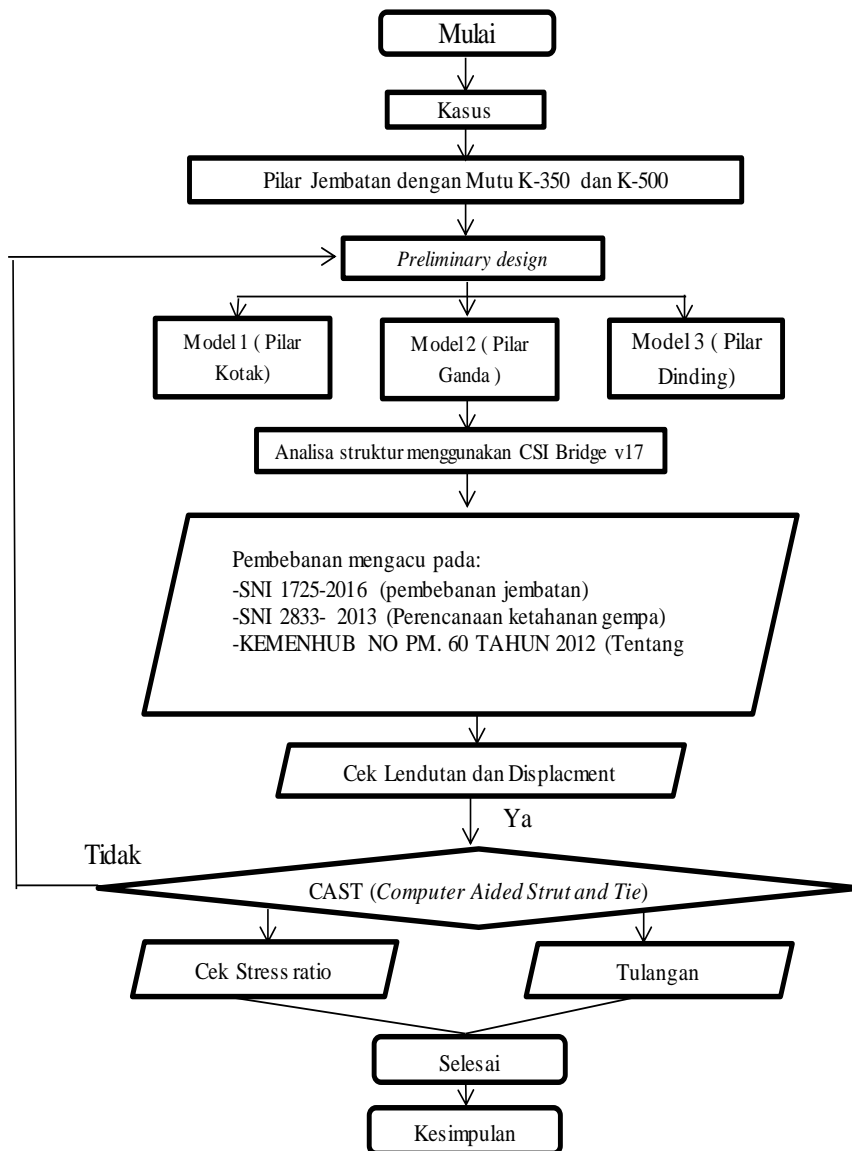
CAST adalah program komputer yang digunakan untuk menganalisa *strut and tie* model pada suatu struktur. CAST diciptakan oleh Tjhin dan Kuchma (1998). CAST telah dikembangkan oleh Universitas Illinois yang mana program

ini sering digunakan untuk mempelajari berbagai konsep ideal model-model *strut-and-tie* dengan mudah. *CAST* mempermudah pemeriksaan kestabilan *STM* yang dirancang dan menginformasikan gaya-gaya yang terjadi pada setiap komponen elemen *STM* berupa *strut*, *tie*, dan *node*.

BAB 3 METODOLOGI PENELITIAN

3.1. Umum

Bab ini berisi tentang pemodelan struktur jembatan *fly over* kereta api yang direncanakan guna untuk melihat kekuatan *pier* yang direncanakan. Dalam hal ini struktur yang dianalisa menggunakan 3 tipe *pier* dan mutu yang berbeda dengan metode *strut and tie* model. Secara umum, metode penelitian dalam Tugas Akhir ini dibuat dalam suatu diagram alir seperti yang tampak pada Gambar 3.1.



Gambar 3.1: Bagan alir

3.2. Metode analisis

a. Start analisis

Start analisis merupakan langkah awal dari analisis struktur jembatan . Dalam langkah awal ini kita melaksanakan perencanaan gambar struktur jembatan beton dengan mempertimbangkan berbagai peraturan yang harus dilaksanakan dalam desain suatu struktur jembatan.

b. Analisis awal

Langkah selanjutnya dari gambar struktur jembatan yang ada kita bisa melanjutkan dengan analisis awal yaitu: pemilihan bahan struktur, tipe struktur jembatan, dimensi struktur dan pembebanan yang harus diterima struktur tersebut sesuai peraturan yang berlaku.

c. Desain struktur *pier*

Setelah diketahui kombinasi pembebanan dari jembatan kita bisa melanjutkan kelangkah selanjutnya yaitu: desain struktur *pier* sesuai dengan bentuk dan mutu yang telah ditentukan.

d. Analisis kekuatan struktur pier menggunakan metode *strut and tie* model.

Langkah ini mendesain pier menggunakan *software cast* untuk melihat keretakan yang terjadi pada *fly over* akibat beban yang diterima.

e. Hasil akhir analisis

3.3. Data Umum Jembatan

Data struktur atas jembatan yang digunakan dalam analisis ini antara lain :

- Panjang *box girder pre-stres* (L) = 40 m
- Lebar jembatan = 10,5 m
- Lebar *box girder* = 10,3 m
- Tinggi pembatas = 1,45 m
- Lantai kendaraan = 2 jalur kereta api
- Tipe rel = R54
- Lebar jalan rel = 10,67 m
- Tebal balas = 0,5 m
- Berat jenis beton *Pre-stress* = 2500 kg/m³

- Mutu beton = K-500
- Kuat tekan = 41,5 MPa
- Modulus elastisitas, E = $4700 \times \sqrt{f_c'} = 30277,63 \text{ MPa}$
- Angka poisson, U = 0,2
- Koefisien muai panjang, A = 1×10^{-5}
- Lokasi = Medan

Berat jenis bahan yang digunakan dapat dilihat pada Tabel 3.1.

Tabel 3.1: Berat jenis bahan

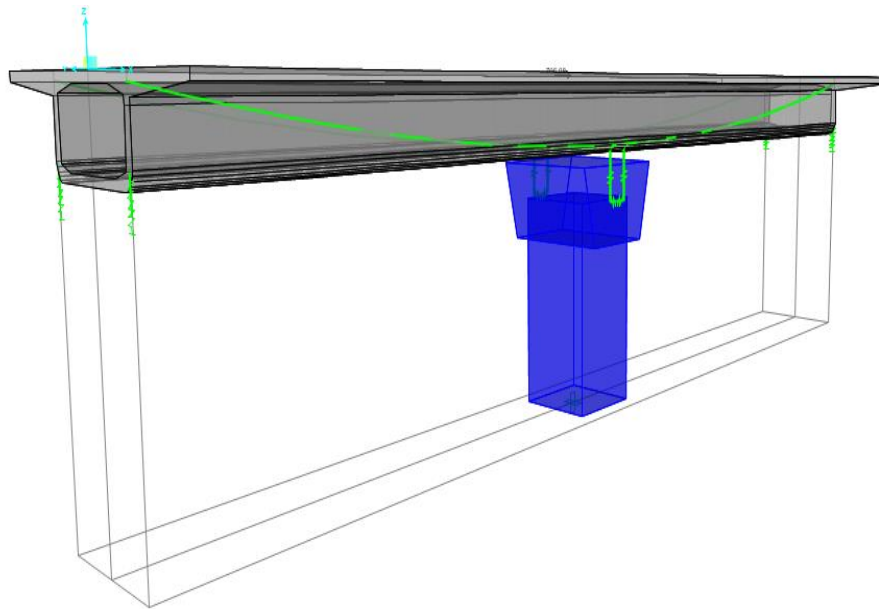
Jenis Bahan	Berat (kg/m ³)
Beton Bertulang	2500
Beton	2400
Baja, Baja Cor	7850
Kerikil	2000
Air	1000

Pada perencanaan perletakan kereta api layang Medan ini direncanakan menggunakan landasan yang terbuat dari karet yang di dalamnya dilengkapi dengan pelat baja (*Elastomer Rubber Bearing Pad*). *Bearing pad* atau dalam bahasa yang lebih luas adalah Landasan merupakan sistem keseluruhan dari suatu bagian jembatan yang digunakan untuk mentransfer tegangan dari struktur bagian atas ke struktur bagian bawah yang dapat memberikan pergerakan pada bagian atas struktur jembatan, adapun karet yang digunakan harus memiliki tingkat kekenyalan yang tinggi, bersifat elastis walaupun diberi beban yang besar dalam jangka waktu yang lama. Pemilihan ukuran perletakan didapatkan dari dengan ukuran dan dimensi yang berbeda-beda. Untuk perencanaan kereta api layang Medan ini dicoba menggunakan perletakan bentuk persegi dengan ukuran spesifikasi elastomer adalah sebagai berikut:

- *Bearing Reference* : 4025-02-08ENR3
- *Plan Dimension* (mm) : 500 x 400
- *Height* (mm) : 36
- *Weight* (kg) : 24,13

- K_c (kN/mm) : 3.73
- K_s (kN/mm) : 6,67
- *Max.Shear Movement UnLocated* (mm) : 18,9
- *SLS Vertical Load* (kN) : 2166
- *Rotational Capacity (Rads)* : 0,0045

Untuk permodelan struktur *fly over* dapat dilihat pada Gambar 3.2.



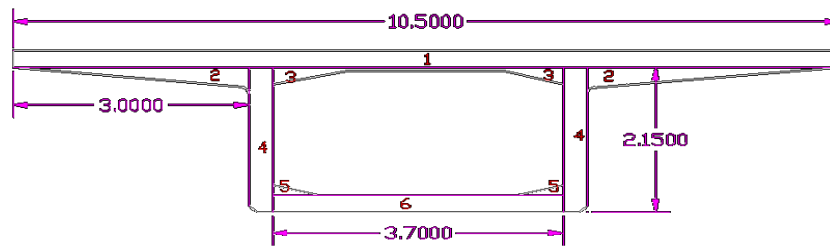
Gambar 3.2: Permodelan struktur *fly over* menggunakan *CSI Bridge*

3.4. Perhitungan beban struktur atas jembatan

1. Beban sendiri (MS)

- Dimensi *Box girder*

Berikut ini adalah demensi ukuran *box girder* yang diambil sesuai data yang didapat dari Balai Teknik Perkeretaapian Wilayah Sumatera Bagian Utara tentang Pekerjaan Pembangunan KA layang Medan-Kualanamu dapat dilihat pada Gambar 3.3.



Gambar 3.3: Dimensi *Box girder*

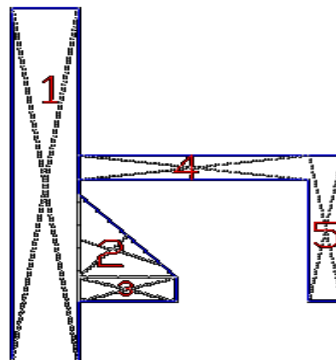
Perhitungan berat *box girder* sesuai dimensi yang telah ada dapat dihitung pada Tabel 3.2.

Tabel 3.2: Berat *box girder*

No	Dimensi		Jumlah Tampang	Volume (m ³)	Berat Jenis (Kg/m ³)	Berat (Kg/m)
	Lebar (m)	Tinggi (m)				
1	10,5	0,3	1	3,15	2500	7875
2	3	0,34	2	2,04	2500	5100
3	0,96	0,2	2	0,384	2500	960
4	0,3	2,1	2	1,26	2500	3150
5	0,6	0,15	2	0,09	2500	225
6	3,7	0,25	1	0,925	2500	2312,5
Jumlah berat <i>box girder</i> (kN/m)						19622,5

- Berat dinding tepi/ pembatas

Berikut ini adalah dimensi dinding tepi/pembatas pada *box girder* pada *fly over* yang dapat dilihat pada Gambar 3.4.



Gambar 3.4: Dinding pembatas.

Perhitungan berat *box girder* sesuai dimensi yang telah ada dapat dihitung pada Tabel 3.3.

Tabel 3.3: Berat dinding tepi/pembatas

No	Dimensi		Luas (m ²)	Berat Jenis (Kg/m ³)	Berat (Kg/m)
	Lebar (m)	Tinggi (m)			
1	0,2	1,45	0,29	2500	725
2	3	0,34	0,051	2500	127,5
3	0,3	0,1	0,03	2500	75
4	0,7	0,1	0,07	2500	175
5	0,1	0,6	0,06	2500	150
Berat Total 1 Penampang (kg/m)					1252,5
2 Penampang (kg/m)					2505

Dari perhitungan diatas maka didapat total berat akibat beban sendiri yaitu:

$$\begin{aligned} \text{Total berat sendiri} &= \text{berat } box \text{ girder} + \text{berat dinding tepi} \\ &= 19622,5 + 2505 = 22127,5 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen maks. (Mms)} &= 1/8 \times Q \times L^2 \\ &= 1/8 \times 22127,5 \times 40^2 \\ &= 4425500 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya geser (Vms)} &= 1/2 \times Q \times L \\ &= 1/2 \times 22127,5 \times 40 \\ &= 442550 \text{ kg} \end{aligned}$$

2. Beban mati tambahan (MA)

- Dimensi bantalan untuk lebar jalan rel 1067 mm

$$\text{Panjang} = 2 \text{ m}$$

$$\text{Lebar} = 0,26 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi max} = 0,22 \text{ m}$$

$$\text{Bj. Beton} = 2400 \text{ kg/m}^3$$

- Berat bantalan = $(1 \times 0,22 \times 0,26 \times 2400) \times 2$
= 274,56 kg

Jarak antar bantalan = 0,6 m

Banyak bantalan = $40/0,6 = 67$ bantalan

Untuk jarak bantalan 0,6 m dan lebar bantalan 0,26 m dapat digunakan 2 bantalan permeter nya. Maka didapat berat bantalan permeternya adalah $2 \times 274,56 = 549,12$ kg/m.

Berat bantalan untuk 2 jalur = $2 \times 549,12$ kg/m = 1098,24 kg/m

- Berat rel tipe R50 diperoleh sesuai dari PM. 60 Tahun 2012 Tentang Persyaratan Teknis Jalur Kereta Api pada Tabel 3.4.

Tabel 3.4: Tipe rel dan dimensi penampang rel (PM. Nomor 60 Tahun 2012).

Besaran Geometrik Rel	Tipe Rel			
	R42	R50	R54	R60
H (mm)	138,00	153,00	159,00	172,00
B (mm)	110,00	127,00	140,00	150,00
C (mm)	68,50	65,00	70,00	74,30
D (mm)	13,50	15,00	16,00	16,50
E (mm)	40,50	49,00	49,40	51,00
F (mm)	23,50	30,00	30,20	31,50
G (mm)	72,00	76,00	74,79	80,95
R (mm)	320,00	500,00	508,00	120,00
A (cm ²)	54,26	64,20	69,34	76,86
W (kg/m)	42,59	50,40	54,43	60,34
I _x (cm ⁴)	169	1960	2346	3055
Y _b (mm)	68,50	71,60	76,20	80,95
A (cm ²)	= luas penampang			
W (kg/m)	= berat rel permeter			
I _x (cm ⁴)	= momen inersia terhadap sumbu x			
A (cm ²)	= luas penampang			
Y _b (mm)	= jarak tepi bawah rel ke garis netral			

Didapat untuk berat rel tipe R50 adalah 50,40 kg/m untuk satu penampang, dalam perencanaan satu jalur memiliki 2 penampang rel maka berat rel $50,40 \times 2 = 100,8$ kg/m untuk satu jalur. Untuk berat rel 2 jalur adalah $= 100,8 \times 2 = 201,6$ kg/m.

- Berat balas dengan krikil

Tebal	= 0,5 m
Lebar	= 8,5 m
Bj kerikil	= 2000 kg/m ³
Berat kerikil (t x l x Bj)	= 0,5 x 8,5 x 2000
	= 8500 kg/m
Bj. Air	= 1000 kg/m
Tinggi genangan air	= 0,05 m
Lebar	= 8,5
Berat genangan air (t x Bj)	= 0,05 x 8,5 x 1000
	= 425 kg/m

Dari perhitungan diatas maka didapat total berat akibat beban mati tambahan yaitu:

$$\begin{aligned} \text{Total B.M tambahan} &= \text{berat rel} + \text{berat bantalan} + \text{ballast} + \text{genangan air} \\ &= 549,12 + 201,6 + 8500 + 425 \\ &= 9635,72 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen maks. (Mms)} &= 1/8 \times Q \times L^2 \\ &= 1/8 \times 9635,72 \times 40^2 \\ &= 1935144 \text{ kgm} \end{aligned}$$

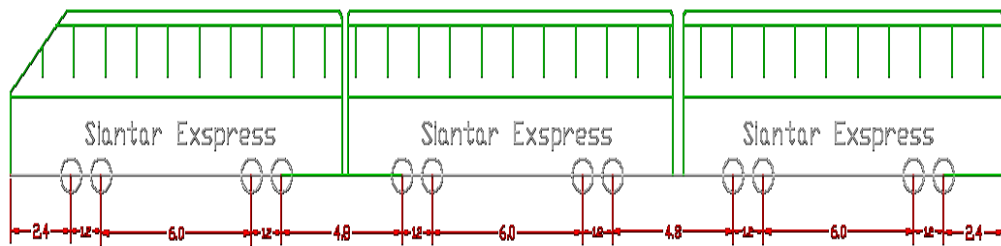
$$\begin{aligned} \text{Gaya geser (Vms)} &= 1/2 \times Q \times L \\ &= 1/2 \times 9635,72 \times 40 \\ &= 193514,4 \text{ kg} \end{aligned}$$

3. Beban lajur (TD)

Dilihat dari skema pembebanan rencana muatan 1921 PM. 60 Tahun 2012 Tentang Persyaratan Teknis Jalur Kereta Api untuk beban gandar sampai dengan 18 ton. Dimensi kereta api yang digunakan dapat dilihat

pada Gambar 3.5 dan dalam perencanaan ini digunakan beban gandar sebagai berikut:

- Beban Gandar = 12 ton
- Jumlah gerbong = 3 gerbong (1 gerbong terdapat 4 gandar).
- Berat Kereta api = 12 ton x 12 gandar = 144 ton
- Jumlah kereta api = 2 x 144 ton = 288 ton



Gambar 3.5: Dimensi kereta api

- Panjang kereta api = 39,6 m
- Beban pekerja (menurut PPIUG) = 100 kg/m

4. Beban kejut

Sesuai peraturan pembebanan muatan 1921 PM. 60 Tahun 2012 Tentang Persyaratan Teknis Jalur Kereta Api Beban kejut diperoleh dengan mengalikan faktor i terhadap beban kereta.

$$i = 0,1 + \frac{22,5}{50+L}$$

$$= 0,1 + \frac{22,5}{50+40} = 0,35$$

Beban kejut = (koef. factor i x $\frac{\text{beban kereta api}}{\text{pjpg. bentang kereta api}}$) x banyak jalur

$$= (0,35 \times \frac{144}{39,6}) \times 2$$

$$= 2,54 \text{ ton/m} \times 2 \text{ kereta} = 5,08 \text{ ton/m}$$

5. Beban pengereman (TB)

Berdasarkan PM no 60 Tahun 2012 tentang persyaratan teknis jalur kereta api beban pengereman dan traksi masing-masing adalah 25% dari beban kereta, bekerja pada pusat gaya berat kereta ke arah rel (secara longitudinal). Beban rencana kereta api adalah 12 ton/gandar, setiap gerbong ada 4 gandar. Direncanakan 3 gerbong dalam melintasi jembatan. Jadi beban total seluruh dari kereta api dalam 2 jalur adalah 288 ton.

$$\begin{aligned} 25 \% \times \text{beban kereta api} &= 25\% \times 288 \text{ ton} \\ &= 72 \text{ ton} \end{aligned}$$

Untuk mendapatkan nilai beban rem maka, nilai beban kejut + beban rem = 5,08 + 72 ton = 77,08 ton/m untuk 2 kereta. Jika untuk 1 kereta maka, $77,08/2 = 38,54 \text{ ton/m}$.

6. Beban angin pada struktur (E_{ws})

Sesuai peraturan pembebanan muatan 1921 PM. 60 Tahun 2012 Tentang Persyaratan Teknis Jalur Kereta Api beban angin Pada struktur 3.0 kN/m² pada areal proyeksi vertikal jembatan tanpa kereta di atasnya. Namun demikian, 2.0 kN/m², pada areal proyeksi rangka batang pada arah datangnya angin, tidak termasuk areal sistem lantai. = 3,0 kN/m²

7. Beban angin pada kendaraan (E_{wl})

Sesuai peraturan pembebanan muatan 1921 PM. 60 Tahun 2012 Tentang Persyaratan Teknis Jalur Kereta Api beban angin pada kendaraan 1,5 kN/m² pada areal kereta dan jembatan, dengan kereta di atasnya, pengecualian 1.2 kN/m² untuk jembatan selain gelagar.

8. Pengaruh susut dan rangkai (SH)

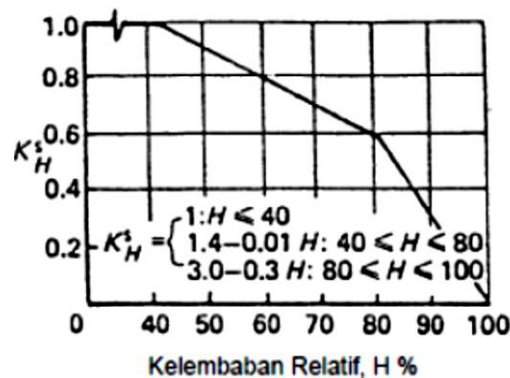
Pengaruh susut dan rangkai beton pada jembatan *fly over* menggunakan RSNI T-12-2004 perencanaan struktur beton untuk jembatan. Berikut ini asumsi data yang direncanakan:

1. Kelembaban relatif udara setempat H = 50%
2. Ketebalan minimum komponen beton d = 50 cm
3. Konsistensi (Slump) adukan beton s = 12 cm
4. Kadar agregat halus dalam beton F = 48%
5. Pengaruh semen dalam beton B = 850 Kg/m³
6. Kadar udara dalam beton AC = 2%

- Susut

Berdasarkan RSNI T-12-2004 perencanaan struktur beton untuk jembatan, susut pada beton dipengaruhi oleh faktor-faktor sebagai berikut:

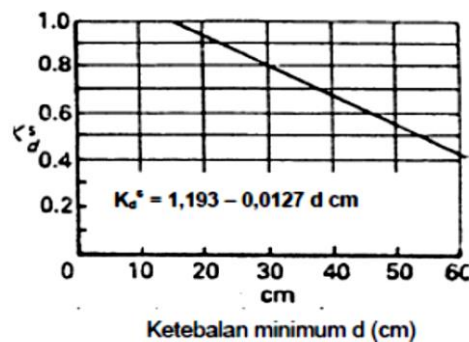
1. Faktor Pengaruh kelembaban relatif udara setempat, adapun kondisi $40 < H < 80$, dapat dilihat pada Gambar 3.6.



Gambar 3.6: Grafik susut kelembaban relatif H (%).

Maka, $K_h^s = 1,4 - (0,01 \times 50) = 0,9 \%$

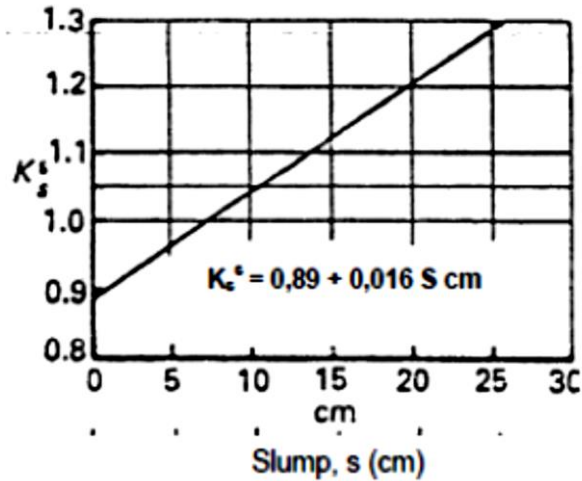
2. Faktor pengaruh komponen ketebalan beton, berhubungan dengan cuaca dan air, dapat dilihat pada Gambar 3.7.



Gambar 3.7: Grafik susut ketebalan minimum d (cm).

Maka, $K_d^s = 1,193 - (0,0127 \times 50) = 0,558 \text{ cm}$

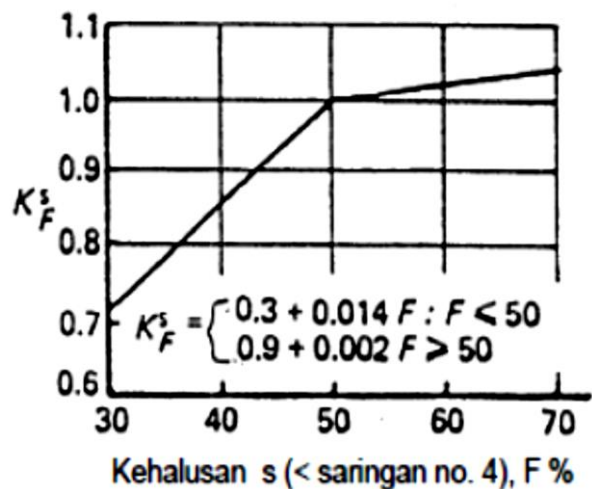
3. Faktor pengaruh konsistensi (*slump*) adukan beton, diambil maksimum penurunan 13 cm, dapat dilihat pada Gambar 3.8.



Gambar 3.8: Grafik susut *slump*, s (cm).

Maka, $K_s^s = 0,89 + (0,016 \times 13) = 1,098 \text{ cm}$

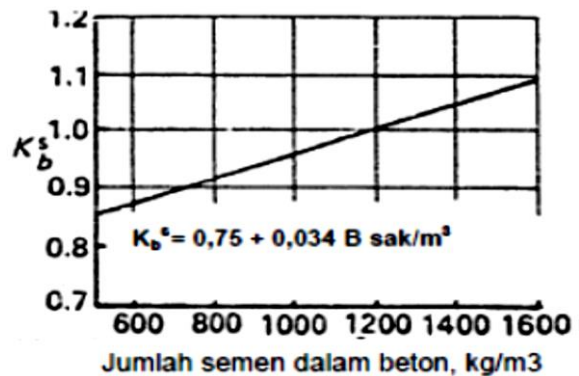
4. Faktor pengaruh agregat halus dalam beton dengan $F = 45\% < 50\%$, dapat dilihat pada Gambar 3.9.



Gambar 3.9: Grafik susut kehalusan F %.

Maka, $K_f^s = 0,3 + (0,014 \times 45) = 0,93 \%$

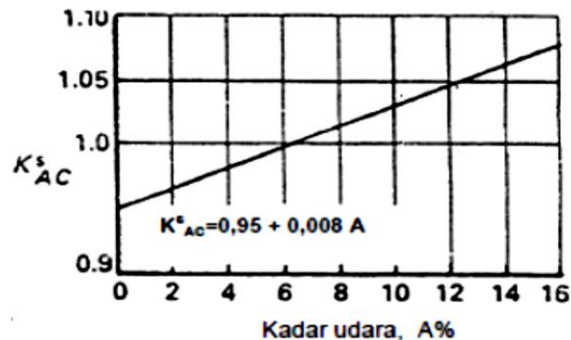
5. Faktor pengaruh semen dalam beton, dapat dilihat pada Gambar 3.10.



Gambar 3.10: Grafik jumlah semen dalam beton (kg/m³).

$$\text{Maka, } K_b^s = 0,75 + (0,034 \times 850) = 29,65 \text{ Kg/m}^3$$

6. Pengaruh faktor kadar udara dalam beton, dapat dilihat pada Gambar 3.11.



Gambar 3.11: Grafik susut kadar udara, A (%).

$$\text{Maka, } K_{ac}^s = 0,95 + (0,008 \times 4) = 0,982\%$$

Dari faktor diatas maka nilai λ_{cs} yang ditentukan oleh kondisi campuran beton dan lingkungan pekerjaan adalah:

$$\begin{aligned} \lambda_{cs} &= K_h^s \cdot K_d^s \cdot K_s^s \cdot K_f^s \cdot K_b^s \cdot K_{ac}^s \\ &= 0,9\% \times 0,558 \times 1,098 \times 0,93\% \times 29,65 \times 0,982\% \\ &= 14,93 \end{aligned}$$

$$\varepsilon_{cs.u} = 780 \times 10^{-6} \lambda_{cs} = 0,0116$$

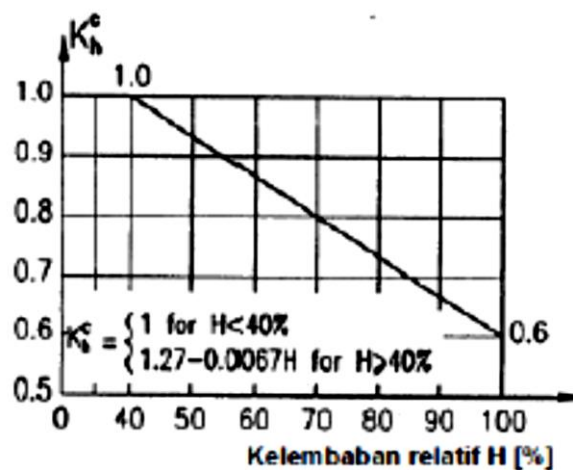
$$\varepsilon_{cs.t} = \left(\frac{t}{35} + t \right) \varepsilon_{cs.u} = \left(\frac{28}{35} + 28 \right) \times 0,0116 = 0,334$$

Maka, berdasarkan pada tabel 2.8 pada RSNI T-12-2004 koefisien standar susut maksimum untuk $f'c$ 40 Mpa yaitu $\epsilon_{cs,t}$ sebesar 0,000153.

- Rangkak

Berdasarkan RSNI T-12-2004 Koefisien standar rangkak beton sebagai tambahan regangan jangka panjang dipengaruhi oleh faktor-faktor sebagai berikut:

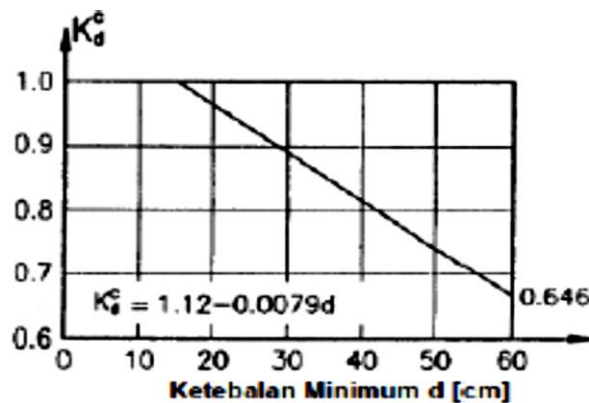
1. Faktor Pengaruh kelembaban relatif udara setempat, adapun kondisi $H > 40$, dapat dilihat pada Gambar 3.12.



Gambar 3.12: Grafik rangkak kelembaban relatif H (%).

Maka, $K_h^c = 1,27 - (0,0067 \times 50) = 0,935 \%$

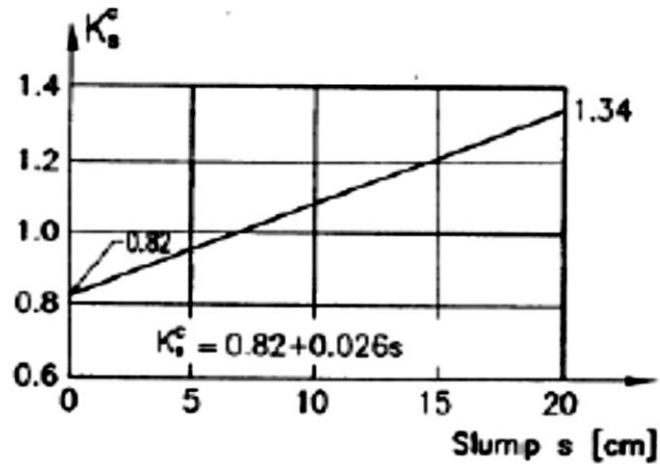
2. Faktor pengaruh komponen ketebalan beton, berhubungan dengan cuaca dan air, dapat dilihat pada Gambar 3.13.



Gambar 3.13: Grafik rangkak ketebalan minimum d (cm).

Maka, $K_d^c = 1,12 - (0,0079 \times 50) = 0,725 \text{ cm}$

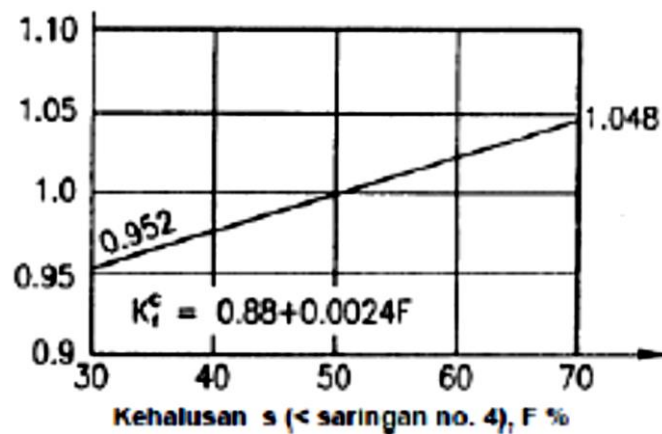
3. Faktor pengaruh konsistensi (*slump*) adukan beton, diambil maksimum penurunan 13 cm, dapat dilihat pada Gambar 3.14.



Gambar 3.14: Grafik rangkai *slump*, s (cm).

Maka, $K_s^c = 0,82 + (0,026 \times 13) = 1,158 \text{ cm}$

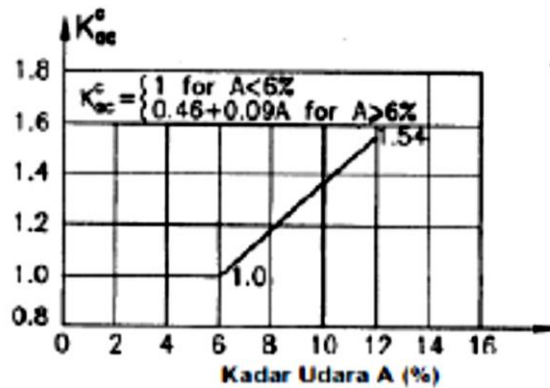
4. Faktor pengaruh agregat halus dalam beton dengan $F = 45\% < 50\%$, dapat dilihat pada Gambar 3.15.



Gambar 3.15: Grafik rangkai kehalusan F %.

Maka, $K_f^c = 0,88 + (0,0024 \times 45) = 0,988 \%$

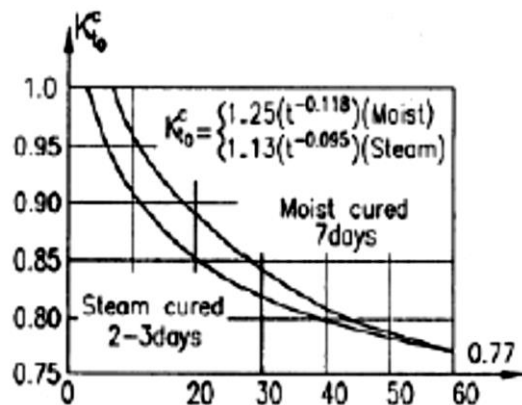
5. Faktor pengaruh kadar udara dalam beton $3\% < 6\%$, dapat dilihat pada Gambar 3.16.



Gambar 3.16: Grafik rangkai kadar udara, A (%).

Maka, $K_{ac}^c = 1$

6. Pengaruh umur beton saat dibebani saat kondisi *Moist cured 7 days* dengan $t = 28$ hari, dapat dilihat pada Gambar 3.17.



Gambar 3.17: Grafik rangkai umur beton, t (hari)

Maka, $K_{to}^c = 1,25 \times (28^{-0,118}) = 0,84$

Dari faktor diatas maka nilai λ_{cs} yang ditentukan oleh kondisi campuran beton dan lingkungan pekerjaan adalah:

$$\begin{aligned}
 \gamma_{cc} &= K_h^c \cdot K_d^c \cdot K_s^c \cdot K_f^c \cdot K_b^c \cdot K_{ac}^c \\
 &= 0,935 \% \times 0,725 \times 1,158 \times 0,988\% \times 1\% \times 0,84 \\
 &= 0,651
 \end{aligned}$$

Berdasarkan RSNI T-12-2004 koefisien rangkai maksimum beton pada kuat tekan beton sebesar f'_c 40 Mpa adalah $C_u = 2,0$.

Maka, didapat:

$$\phi_{cc}(t) = (t^{0,6} / (10 + t^{0,6})) C_u = \frac{28^{0,6}}{10+28^{0,6}} \times 2 = 0,850$$

$$E_e = 0,003 \text{ (regangan ultimit beton pasal 5.1.1.1)}$$

Dari perhitungan faktor-faktor yang didapat maka didapat kondisi rangkai yang terjadi sebagai berikut:

$$\epsilon_{cc.t} = \phi_{cc}(t) \cdot \epsilon_e = 0,850 \times 0,003 = 0,00255$$

9. Beban gempa

Beban gempa diambil sebagai gaya horizontal yang ditentukan berdasarkan perkalian antara koefisien respons elastik (C_{sm}) dengan berat struktur ekuivalen yang kemudian dimodifikasi dengan faktor modifikasi respons (R_d) dengan Pers. sebagai berikut:

$$EQ = \frac{C_{sm}}{R_d} \times W_t$$

Dimana :

$$C_{sm} = (S_{DS} - A_s) \frac{T}{T_0} + A_s$$

Diketahui:

Titik lokasi peninjauan adalah daerah kota medan.

- Lokasi = Medan
- Jenis tanah = Tanah Lunak (SE)
- PGA = 0,13
- S_s = 0,27
- F_a (tanah lunak) = 2,436
- F_{PGA} (tanah lunak) = 2,26 (interpolasi)
- S_1 (0,15-0,2) = 0,18
- F_v = 3,26 (interpolasi)
- A_s ($F_{PGA} \times PGA$) = 0,2938
- SDS ($F_a \times S_s$) = 0,6577
- SD_1 ($F_v \times S_1$) = 0,5868
- TS (SD_1 / SDS) = 0,892

- $T_0 (0,2 \times Ts) = 0,1784$

Dimana rumus perioda alami:

$$T = 2 \times \pi \times \sqrt{Wt / (g \times Kp)}$$

- Luas penampang pier wall $A = B \times h = 1,825 \text{ m}^2$
- Tebal penampang pier $h = 2,2$
- Tinggi pier wall $Lc = 9$
- Tinggi pier wall $(Ic) = 1/2 \times Be \times h^3 = 2,075$
- Mutu beton K-350 $fc' = 0.83 \times K/10 = 29,05 \text{ Mpa}$
- Modulus elastisitas beton $Ec = 4700 \sqrt{fc'} = 2583153709 \text{ kg/m}$
- Nilai kekakuan pier $Kp = 3 \times Ec \times Ic / Lc^3 = 33523594,8$
- Percepatan grafitasi $g = 9,81 \text{ m/dtk}^2$
- berat total struktur $Wt = 474012,5 \text{ kg}$
- $T = 2 \times \pi \times \sqrt{Wt / (g \times Kp)} = 0,233735$

Maka didapat nilai respon spektrum gempa pada tanah lunak pada Tabel 3.5.

Tabel 3.5: Spektrum respon desain.

TANAH LUNAK	
T(detik)	SA(g)
0	0,2938
0,17843	0,6577
0,89217	0,6577
0,99217	0,59143
1,09217	0,53728
1,19217	0,49221
1,29217	0,45412
1,39217	0,4215
1,49217	0,39325
1,59217	0,36855
1,69217	0,34677
1,79217	0,32742
1,89217	0,31012
1,99217	0,29455

$$Csm = 0,29455$$

- Wt (Berat total struktur yang terdiri dari beban mati dan beban hidup yang sesuai)

1. Beban mati:

$$\text{Beban } box \text{ girder} = 19622,5 \times 20 = 392450 \text{ kg}$$

$$\text{Berat pembatas} = 25,55 \times 20 = 50100 \text{ kg}$$

2. Beban Mati tambahan:

$$\text{Berat bantalan} = 549,12 \times 67 \times 2 = 39090,48 \text{ kg}$$

$$\text{Berat rel} = 201,6 \times 20 = 1008 \text{ kg}$$

$$\text{Berat balas} = 8500 \times 20 = 170000 \text{ kg}$$

$$\text{Genangan air} = 425 \times 20 = 8500 \text{ kg}$$

3. Beban Hidup:

$$\text{Beban kereta api} = 144000 \times 2 = 288000 \text{ kg}$$

4. Berat sendiri pier = 282093,75 kg

Maka, nilai Wt adalah:

$$\begin{aligned} Wt &= 392450 + 50100 + 39090,48 + 1008 + 170000 + 8500 + 288000 + \\ &\quad 282093,75 \\ &= 1152186,4 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$R = 1,5 \text{ (sangat penting, dari Bab 2 Tabel 2.13)}$$

Dari hasil analisis yang didapat, maka besarnya beban gempal dapat dihitung dengan rumus:

$$EQ = \frac{Csm}{Rd} \times Wt$$

$$EQ = \frac{0,29455}{1,5} \times 1152186,4$$

$$EQ = 226251,003 \text{ kg.}$$

$$EQ = 226251,003 / (L * \text{lebar bentang})$$

$$EQ = 226251,003 / (20 * 10,5)$$

$$= 1,077,38 \text{ kg/m}$$

3.5. Perencanaan Spring

Tebal pelat injak direncanakan adalah 25 cm, panjang pelat injak disesuaikan dengan pilar yang direncanakan 4,4 m, sedangkan lebar pelat injak tersebut diambil 2 m. Menurut Bowles bahwa untuk menentukan besarnya modulus reaksi tanah dasar didasarkan pada daya dukung tanah dengan penurunan tanah (δ) 1 inchi = 0,0254 m.

$$\begin{aligned}K_s &= \frac{Q_{ult}}{\delta} \\ &= \frac{Q_{ult}}{0,0254} = 40 \times Q_{ult}\end{aligned}$$

$$N_c = 12,9$$

$$N_q = 4,4$$

$$N_\gamma = 2,5$$

$$C = 1,8 \text{ ton/m}^2$$

$$\gamma = 1,6272 \text{ ton/m}^2$$

$$D = 0,85$$

$$B = 2$$

$$\begin{aligned}Q_{ult} &= cN_c + D\gamma N_q + 0,5 \gamma B N_\gamma \\ &= (1,8 \times 12,9) + (0,85 \times 1,6272 \times 4,4) + (0,5 \times 1,6272 \times 2 \times 2,25) \\ &= 28,668 \text{ ton/m}\end{aligned}$$

Jadi,

$$\begin{aligned}K_s &= 40 \times 28,668 \\ &= 1146,72 \text{ ton/m}^3\end{aligned}$$

Maka untuk 2 spring jarak 4,3 m yaitu:

$$\begin{aligned}K_s &= 4,3 \times 1146,72 \\ &= 44930,896 \text{ ton/m}^2\end{aligned}$$

3.6. Data Perencanaan Pilar

Pilar yang akan direncanakan memiliki 3 model yang berbeda dan mutu yang berbeda setiap 1 model pilar, pada suatu jembatan yang sama dan lokasi yang sama dimana jembatan akan dibangun dengan panjang 40 m dan lebar 10,5 m dengan 2 jalur perlintasan kereta api.

3.6.1. Data bahan yang akan dipakai

Kriteria Perencanaan Pilar Jembatan Penentuan kriteria perencanaan untuk pilar tergantung pada tipe dan jenis pilar yang dipilih. Dalam hal ini membatasi diri pada pilar yang dibuat dari beton bertulang, sehingga seluruh aspek perencanaan didasarkan atas perilaku beton bertulang. Ada 3 jenis beton yang dikenal pada saat sekarang yaitu: Beton mutu tinggi (K-400, K450, K-500 dan K-600); Beton mutu sedang (K-250, K-300, dan K-350); Beton mutu rendah (K-125 dan K-175).

- Bahan 1
 - a. Mutu beton = K- 500
 - b. Kuat tekan beton (f_c') = 41,5MPa
 - c. Modulus elastilitas = $4700 \times \sqrt{(f_c')} = 30277,63$ MPa
 - d. Angka poisson, U = 0,2
 - e. Koefisien muai panjang, A = 1×10^{-5}

- Bahan 2
 - a. Mutu beton = K-350
 - b. Kuat tekan beton (f_c') = 29,05 MPa
 - c. Modulus elastilitas = $4700 \times \sqrt{(f_c')} = 25332,08$ MPa
 - d. Angka poisson, U = 0,2
 - f. Koefisien muai panjang = 1×10^{-5}

3.7. Analisa beban jembatan pada pilar

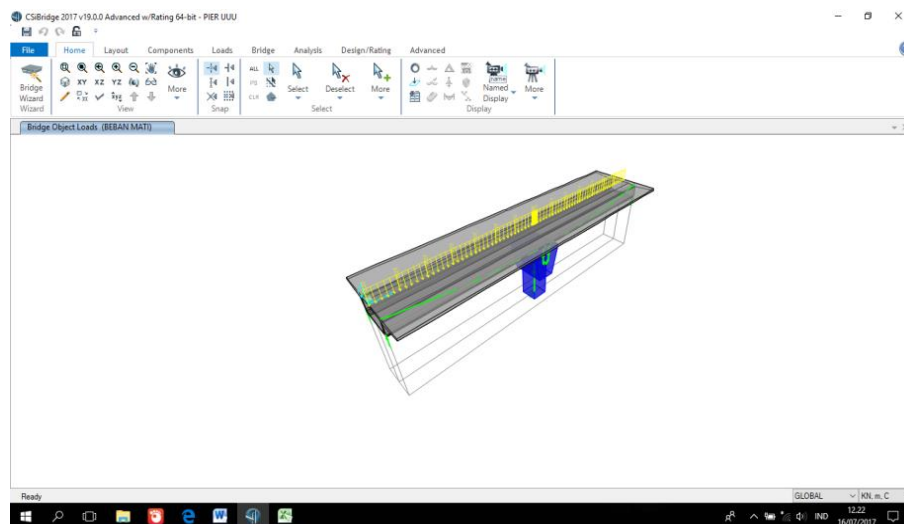
Jembatan yang akan dianalisa adalah jembatan yang memiliki panjang 40 m dengan bentang yang dipisah oleh pilar, sehingga bentang yang akan dianalisis memiliki panjang 20 m. Semua beban yang diterima pada jembatan akan disalurkan pada pilar secara vertikal termasuk berat sendiri jembatan. Diasumsikan beban yang diterima oleh jembatan mengacu pada SNI-1725-2017 menggunakan aplikasi CSI *Bridge*. Maka rekapitulasi pembebanan pada jembatan dapat dilihat pada Tabel 3.6.

Tabel 3.6: Rekapitulasi pembebanan pada jembatan

No.	Aksi/Beban	Kode	Vertikal	Horizontal		Momen	
	Aksi Tetap		P (Kg)	Tx (Kg)	Ty (Kg)	Mx (Kgm)	My (Kgm)
1	Berat sendiri	MS	442550				
2	B. Mati Tambahan	MA	9675,72				
3	Beban Lajur	TD	288000				
4	Gaya Rem	TB		77080			
5	Beban angin <i>Box Girder</i>	Ews		734,184	734,184		
		Ewl		367,092	367,092		
6	Beban angin <i>Pier</i>	Ews		2753,19	2753,19		
		Ewl		1376,59	1376,59		
7	Beban Gempa	EQ		226251	226251		

3.7.1. Berat Sendiri Jembatan (MS)

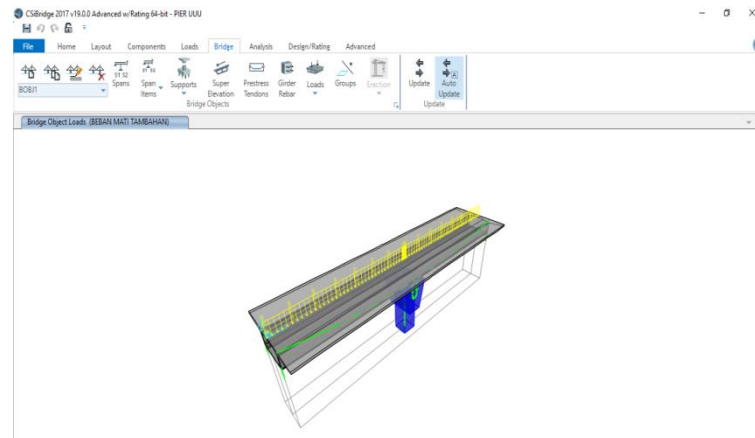
Nilai beban pada jembatan atau beban sendiri jembatan didapat dengan memasukan perhitungan pembebanan pada program aplikasi struktur dapat dilihat pada Gambar 2.18.



Gambar 3.18: *Input* beban mati jembatan pada program aplikasi analisis struktur.

3.7.2. Beban Mati Tambahan

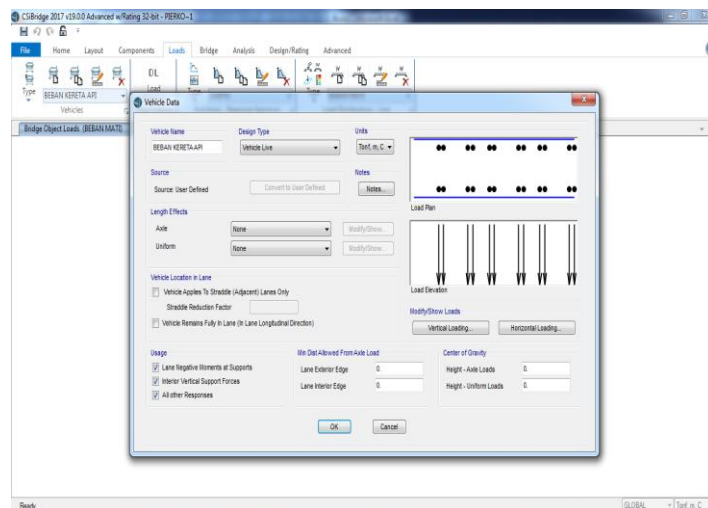
Nilai beban mati tambahan dalam jembatan merupakan beban mati yang diperoleh sesuai dari PM. 60 Tahun 2012 Tentang Persyaratan Teknis Jalur Kereta Api dan dimasukkan dalam program aplikasi struktur dapat dilihat pada Gambar 3.19.



Gambar 3.19: *Input* beban mati jembatan pada program aplikasi analisis struktur.

3.7.3. Beban Lajur (TD)

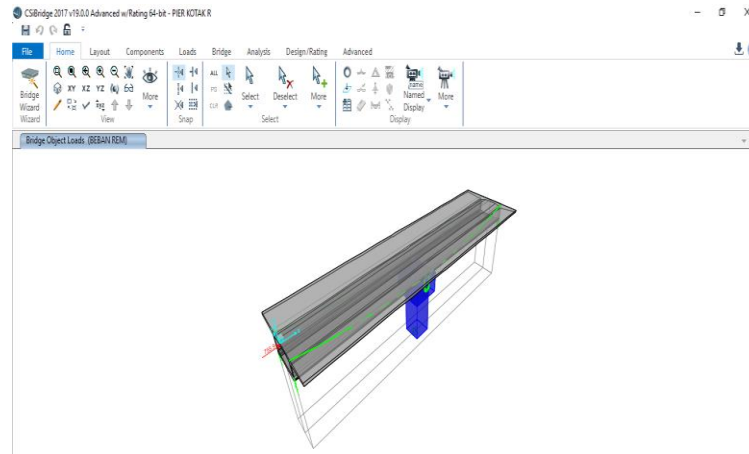
Beban lajur pada jembatan merupakan beban yang diakibatkan oleh kendaraan yang melaju di jembatan yang direncanakan. Dalam perencanaan ini beban yang melintas yaitu beban kereta api dan analisis menggunakan program aplikasi struktur dapat dilihat pada Gambar 3.20.



Gambar 3.20: Beban hidup pada program aplikasi analisis struktur.

3.7.4. Beban Rem (TB)

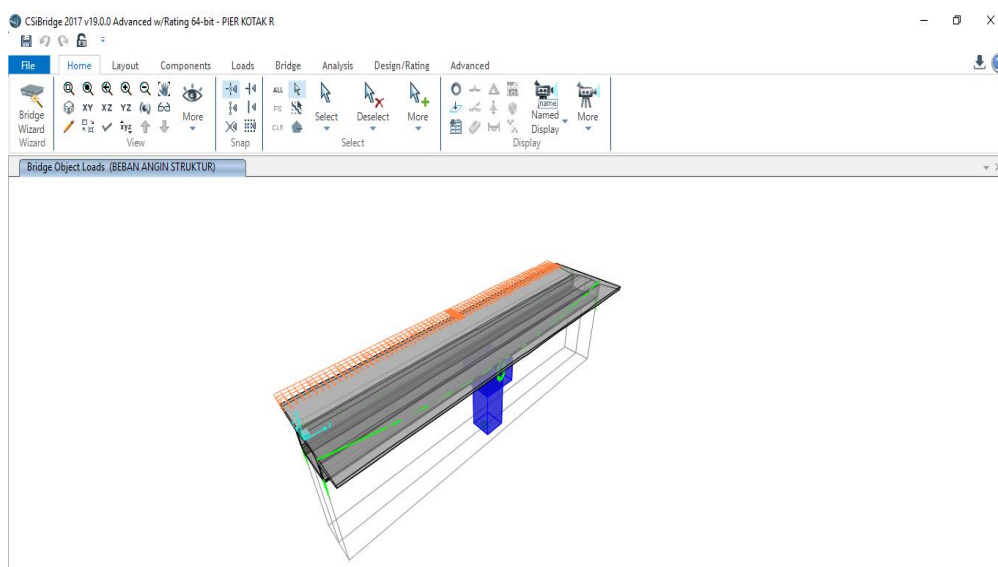
Beban rem merupakan beban kejut kendaraan pada jembatan sehingga, gaya yang diterima oleh jembatan berupa gaya horizontal yang berpengaruh bagi jembatan berpilar. beban rem yang terjadi pada jembatan akan di input dengan menggunakan program aplikasi struktur dapat dilihat pada Gambar 2.21.



Gambar 3.21: Gaya rem pada program aplikasi analisis struktur.

3.7.5. Beban angin struktur (E_{Ws}).

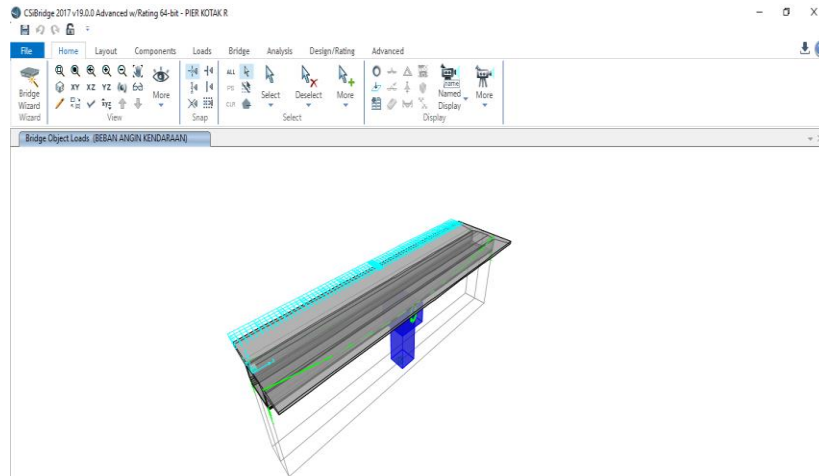
Beban angin struktur yang direncanakan menggunakan ketentuan yang tertera pada buku panduan SNI 1725:2016 beban angin yang berkerja pada jembatan dapat dilihat pada Gambar 2.22.



Gambar 3.22: Beban angin struktur pada program aplikasi analisis struktur.

3.7.6. Beban angin kendaraan (Ewl)

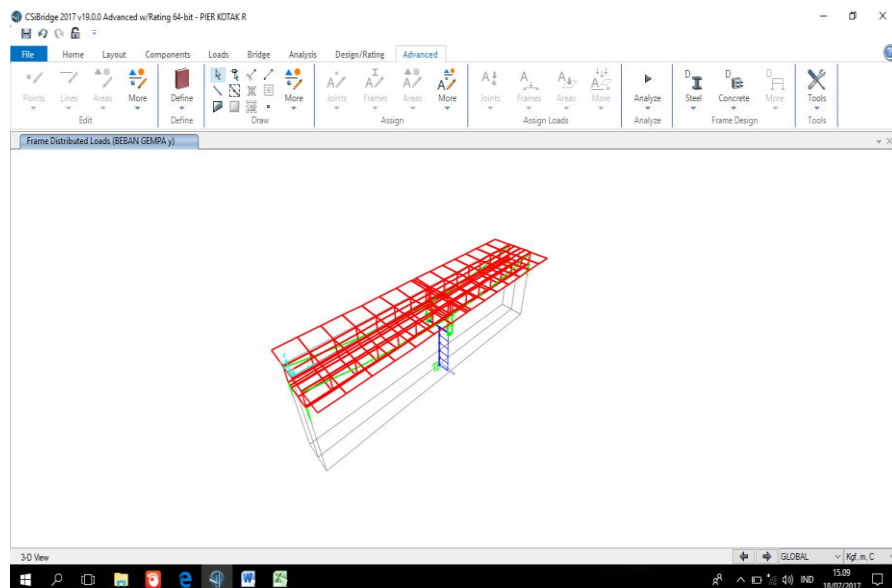
Beban angin kendaraan yang direncanakan menggunakan ketentuan yang tertera pada buku panduan SNI 1725:2016 beban angin yang berkerja pada jembatan dapat dilihat pada Gambar 2.23.



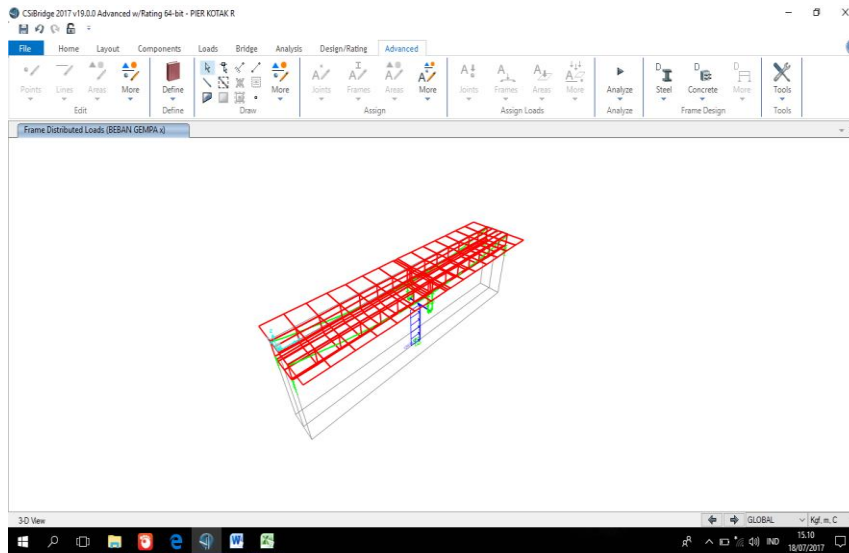
Gambar 3.23: Beban angin kendaraan pada program aplikasi analisis struktur.

3.7.7. Beban Gempa

Beban gempa pada pilar memiliki dua arah yaitu arah x dan arah y, beban ini akan diperhitungkan dengan menggunakan rumus statik ekuivalen, dapat dilihat pada Gambar 2.24. dan Gambar 2.5.



Gambar 3.24: Gambar pembebanan gempa arah y.



Gambar 3.25: Gambar pembebanan gempa arah x.

3.8. Dimensi pilar

1. Model 1 (Pilar kotak).

Lebar kepala pier	= 4.3 m
Tinggi kepala pier	= 3 m
Lebar bawah kepala pier	= 2.2 m
Tinggi pier	= 6 m
Lebar pier	= 2.2 m
Tebal pier	= 2.2 m

2. Model 2 (Pilar Dinding).

Tinggi pier	= 9 m
Lebar pier	= 4,3 m
Tebal pier	= 1,8 m

3. Model 3 (Pilar Ganda).

Lebar kepala pier	= 4.3 m
Tinggi kepala pier	= 1,8 m
Tinggi pier	= 7,2 m
Lebar kolom pier	= 1,8 m

3.9. Menganalisis tekan tarik menggunakan CAST (*Computer Aided Strut and Tie*)

CAST adalah program komputer yang digunakan untuk menganalisa *Strut and Tie* Model pada suatu struktur. CAST diciptakan oleh Tjen Tjhin dan Daniel Kuchma pada tahun 1998. CAST telah dikembangkan oleh Universitas Illinois yang mana program ini sering digunakan untuk mempelajari berbagai konsep ideal *strut-and-tie* model dengan mudah. CAST mempermudah pemeriksaan kestabilan STM yang dirancang dan menginformasikan gaya-gaya yang terjadi pada setiap komponen elemen STM berupa *strut*, *tie*, dan *node*.

- Analisis CAST

Ada beberapa langkah untuk mendesain *strut and tie* model dengan menggunakan program CAST yaitu sebagai berikut :

1. Membuka program CAST.
2. Definisikan ketebalan, kuat tekan beton, dan tegangan leleh baja struktur *pier* yang akan dianalisa.
3. Buat gambaran awal konstruksi *pier* dengan garis bantu.
4. Kemudian gambar konstruksi *pier* dengan menempatkan garis berdasarkan garis bantu yang telah dibuat.
5. Gambar geometri untuk desain *strut and tie* model.
6. Input beban ke dalam *strut and tie* model yang telah dibuat.
7. Definisikan jenis dari elemen-elemen *strut*, *tie*, dan *node*.
8. Tetapkan setiap elemen *strut*, *tie*, dan *node* berdasarkan jenis yang sebelumnya telah didefinisikan.
9. Tentukan lebar efektif pada elemen *strut*.
10. Periksa analisis gaya yang terjadi pada elemen-elemen STM yang telah dibuat dan pastikan gaya yang terjadi dalam batas yang diizinkan. Untuk penjelasan langkah-langkah yang lebih detail dapat dilihat pada lampiran tugas akhir.

BAB 4 HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1. Tinjauan Umum

Pada bab ini akan membahas hasil dari studi perencanaan Pilar menggunakan metode *strut and tie* model. Dari analisa yang dilakukan terhadap beberapa model pilar untuk jembatan dengan bentang 40 m didapat nilai-nilai yang disyaratkan sesuai dengan PM. 60 Tahun 2012 Tentang Persyaratan Teknis Jalur Kereta Api, SNI 1725:2016 dan RSNI T-12-2004 tentang pembebanan jembatan dan perencanaan struktur beton untuk jembatan. Dalam analisis ini didapat hasil dari perbandingan ke 3 Model pilar dengan mutu yang berbeda.

4.2. Analisis Jembatan Bentang 40

Dalam perhitungan perencanaan jembatan sesuai dengan SNI 1725:2016 dan syarat yang sudah ditentukan, dalam perencanaan jembatan perlu adanya pemeriksaan jembatan untuk memenuhi batas layan guna untuk pembangunan jembatan.

4.2.1. Hasil perhitungan beban gempa pada jembatan.

Dalam perhitungan ini beban gempa dihitung dengan menggunakan rumus statis ekivalen sesuai dengan SNI 2833:2013 Maka, beban gempa diperoleh:

$$EQ = \frac{Csm}{Rd} \times Wt$$

$$EQ = \frac{0,29455}{1,5} \times 1152186,4 = 226251,003 \text{ kg.}$$

Maka nilai beban gempa pada satu bentang adalah 226251,003 kg.

$$EQ = 226251,003 / (L * \text{lebar bentang})$$

$$EQ = 226251,003 / (20 * 10,5)$$

$$= 1,077,38 \text{ kg/m}$$

4.2.2. Hasil pemeriksaan lendutan pada jembatan.

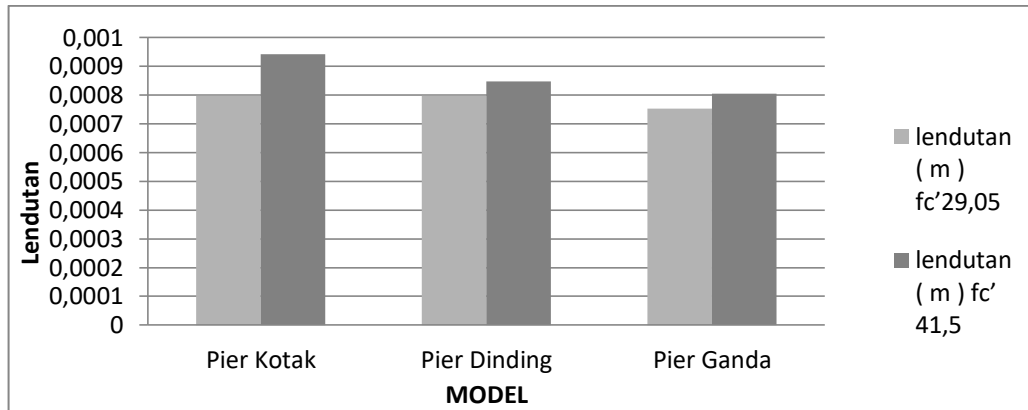
Hasil pemeriksaan lendutan untuk kondisi struktur jembatan kereta api diperhitungkan menurut Peraturan Menteri Perhubungan No. 60 tahun 2012 Tentang Persyaratan Teknis Jalur Kereta Api pada tabel 3-14 yaitu koefisien lendutan maksimum jembatan beton. Dalam hal ini perencanaan jembatan dengan kecepatan 100 km/jam dengan bentang 40 m menggunakan *CSI Bridge*, maka dapat didefinisikan bahwa besaran lendutan yang didapat dari *CSI Bridge* tidak boleh melebihi persyaratan koefisien panjang teoritis dan umur rencana jembatan yaitu 50 tahun. Pengecekan lendutan dilakukan hanya pada kombinasi layan 1, dikarenakan kombinasi pembebanan ini berkaitan dengan operasional jembatan dengan semua beban mempunyai nilai nominal serta memperhitungkan adanya beban angin berkecepatan 90 km/jam hingga 126 km/jam. Berikut ini hasil lendutan dari bentang 40 m dengan pilar yang berbeda menggunakan *CSI Bridge* dapat dilihat pada Tabel 4.1.

Tabel 4.1: Lendutan dengan bentang 40 m (*CSI Bridge*)

Model <i>Pier</i>	lendutan (m) <i>f_c</i> '29,05	lendutan (m) <i>f_c</i> '41,5
<i>Pier</i> Kotak	0,000797	0,000941
<i>Pier</i> Dinding	0,000797	0,000848
<i>Pier</i> Ganda	0,000752	0,000805

Dengan syarat lendutan pada jembatan kereta api berdasarkan PM. No 60 yaitu $L/1100$ maka perencanaan jembatan memenuhi syarat pembangunan untuk jembatan, dimana:

$$\begin{aligned}
 L/1100 &= 40/1100 = 0.036 \text{ m} > \textit{Pier} \text{ Kotak} &= 0,000797 \text{ m} && \text{(OK)} \\
 L/1100 &= 40/1100 = 0.036 \text{ m} > \textit{Pier} \text{ Dinding} &= 0,000797 \text{ m} && \text{(OK)} \\
 L/1100 &= 40/1100 = 0.036 \text{ m} > \textit{Pier} \text{ Ganda} &= 0,000752 \text{ m} && \text{(OK)} \\
 L/1100 &= 40/1100 = 0.036 \text{ m} > \textit{Pier} \text{ Kotak} &= 0,000941 \text{ m} && \text{(OK)} \\
 L/1100 &= 40/1100 = 0.036 \text{ m} > \textit{Pier} \text{ Dinding} &= 0,000848 \text{ m} && \text{(OK)} \\
 L/1100 &= 40/1100 = 0.036 \text{ m} > \textit{Pier} \text{ Ganda} &= 0,000805 \text{ m} && \text{(OK)}
 \end{aligned}$$

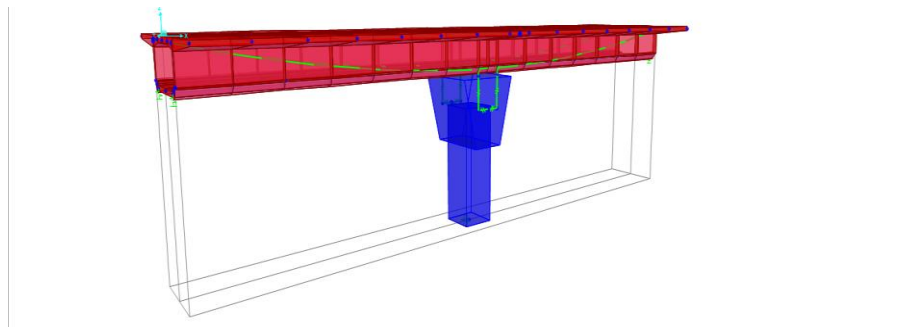


Gambar 4.1: Grafik perbandingan lendutan pada setiap pilar.

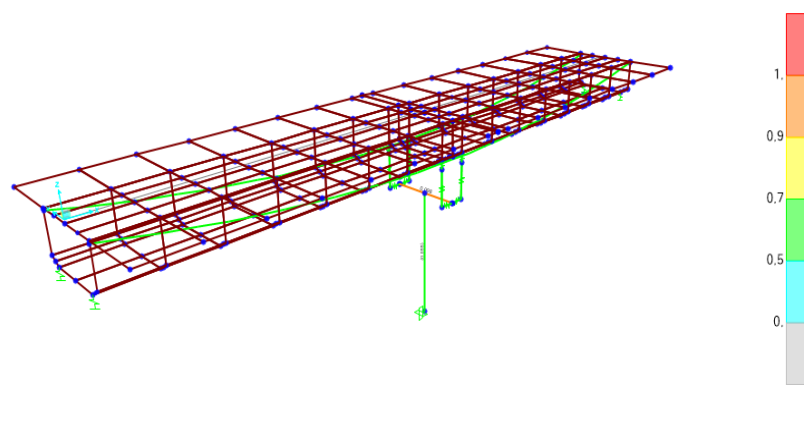
Pada Gambar 4.1. dapat dilihat perbandingan hasil pemeriksaan lendutan pada setiap tipe *pier* dengan bentang 40 m menggunakan *CSI Bridge* telah memenuhi syarat lendutan pada jembatan kereta api berdasarkan PM. No 60 yang terdapat pada Tabel 2.20. Pada setiap *pier* perbandingan yang didapat tidak jauh berbeda, akan tetapi dapat dilihat bahwasanya dimensi dan mutu yang berbeda sangat berpengaruh untuk terjadinya *displacement*.

4.3. Hasil analisis pada pilar Model 1

Hasil perhitungan pembebanan yang didapat berdasarkan *CSI Bridge* terhadap permodelan pilar jembatan model 1 yaitu sebesar 2631,29 kN/*bearing plate* dan Gaya gempa sebesar 1792,78 kN. Dari hasil tersebut dapat dilakukan pengecekan terhadap tekan tarik pada model 1 dengan menggunakan *CAST (Computer Aided Strut and Tie)*. Dimensi dan cek kekuatan menggunakan *CSI Bridge* dapat dilihat pada Gambar 4.2. dan Gambar 4.3.



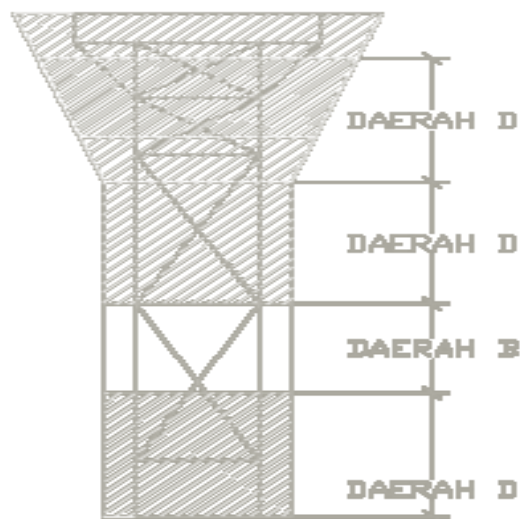
Gambar 4.2: Dimensi model 1 dari *CSI Bridge*.



Gambar 4.3: Cek kekuatan struktur *pier* model 1 menggunakan *CSI Bridge*.

4.3.1. Hasil penentuan daerah *D-region* dan *B-region*

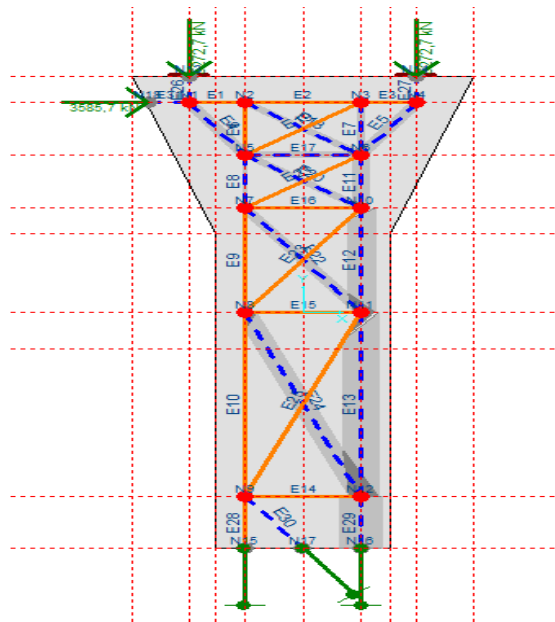
Berdasarkan metode *strut and tie* model perlu dilakukan penentuan daerah *D-region* (terganggu) dan *B-region* (tidak terganggu). Dimana menurut Saint-Venant bahwa gaya-gaya yang bekerja pada bidang datar dan dalam keadaan seimbang akan mempengaruhi daerah sejauh h dengan tegangan F . Dengan adanya penentuan daerah *D-region* dan *B-region* maka akan memenuhi syarat batas keseimbangan dari struktur *riil*. Penentuan daerah *D-region* dan *B-region* pada pilar Model 1 dapat dilihat pada Gambar 4.4.



Gambar 4.4: Daerah *D-region* dan *B-region* Model 1.

4.3.2. Hasil analisis *Strut and Tie* menggunakan *CAST (Computer Aided Strut and Tie)*

Berdasarkan referensi yang berjudul “Model Penunjang Dan Pengikat (*Strut-Tie-Model*) Pada Perencanaan Struktur Beton” dimana ditemukan beberapa pendapat dari para ahli di dalamnya. Untuk penentuan metode *strut and tie* dilakukan pengecekan sudut pada setiap elemen dikarenakan sistem rangka batang berupa rangka batang statis tak tentu yang mengakibatkan keretakan, maka perlu dilakukan pengecekan θ untuk membentuk rangka batang tersebut. Dalam hal ini pendapat yang dipakai untuk penentuan sudut pada model 1 yang didapat dari hasil analisis *CAST* yaitu pendapat dari Ramirez (1984) yang mengusulkan syarat θ yang dapat dipakai yaitu antara $25^0 - 65^0$. Dilanjutkan dengan penentuan *strut, tie and nodal zone* pada setiap elemen dan titik simpul menggunakan *CAST*. Elemen dan titik simpul (*node*) pada model 1 dapat dilihat pada Gambar 4.5.

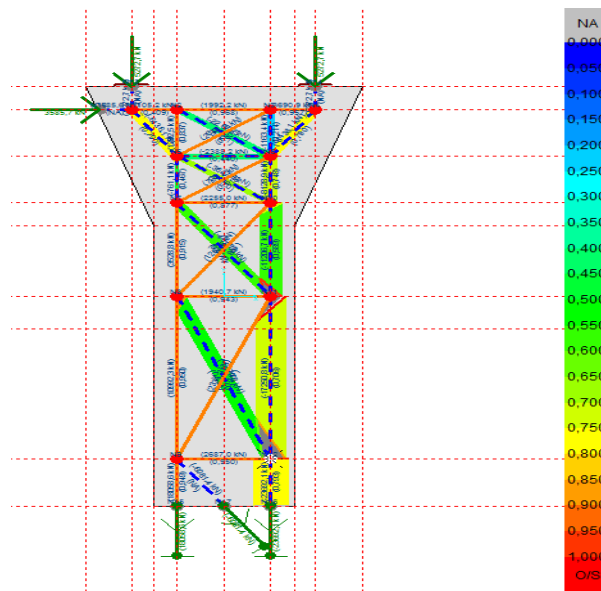


Gambar 4.5: Elemen dan titik simpul (*node*) pada model 1 Tampak depan.

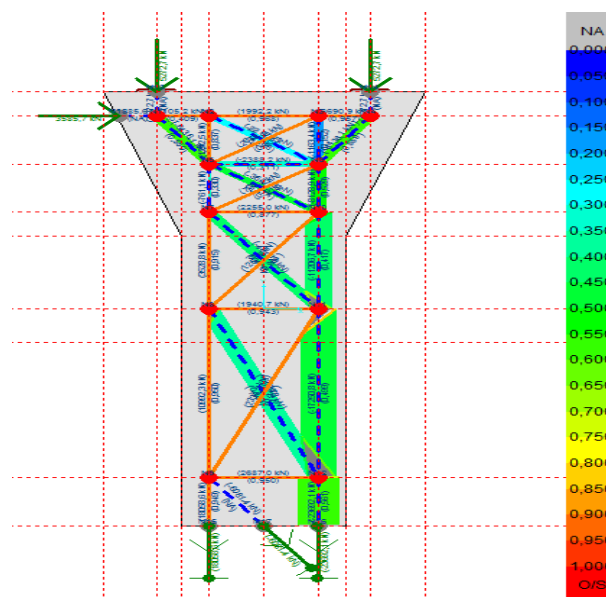
Hasil penentuan sudut dan elemen menggunakan *CAST (Computer Aided Strut and Tie)* didapat gaya tarik (+) dan gaya tekan (-) terbesar yang terjadi akibat beban yang diterima yaitu pada E28 sebesar +18058,6 kN dan E29 sebesar -23692,1 kN.

4.3.3. Hasil analisis *Stess ratio* dengan mutu yang berbeda pada Model 1

Dalam analisis pilar Model 1 dengan mutu $f_c' 29,05$ MPa dan $f_c' 41,5$ MPa menggunakan *CAST* didapat perbandingan nilai *stress ratio* pada setiap elemen dan *nodal zone*. Pengecekan nilai *stress ratio* model 1 dengan mutu yang berbeda memenuhi syarat < 1 seperti yang terlampir pada Tabel. L 4.1 *Stress ratio* yang terjadi pada setiap elemen pada mode 1 dengan mutu yang berbeda dapat dilihat pada Gambar 4.6. dan Gambar 4.7.



Gambar 4.6: Run analisis pada Model 1 mutu $f_c' 29,05$ MPa.

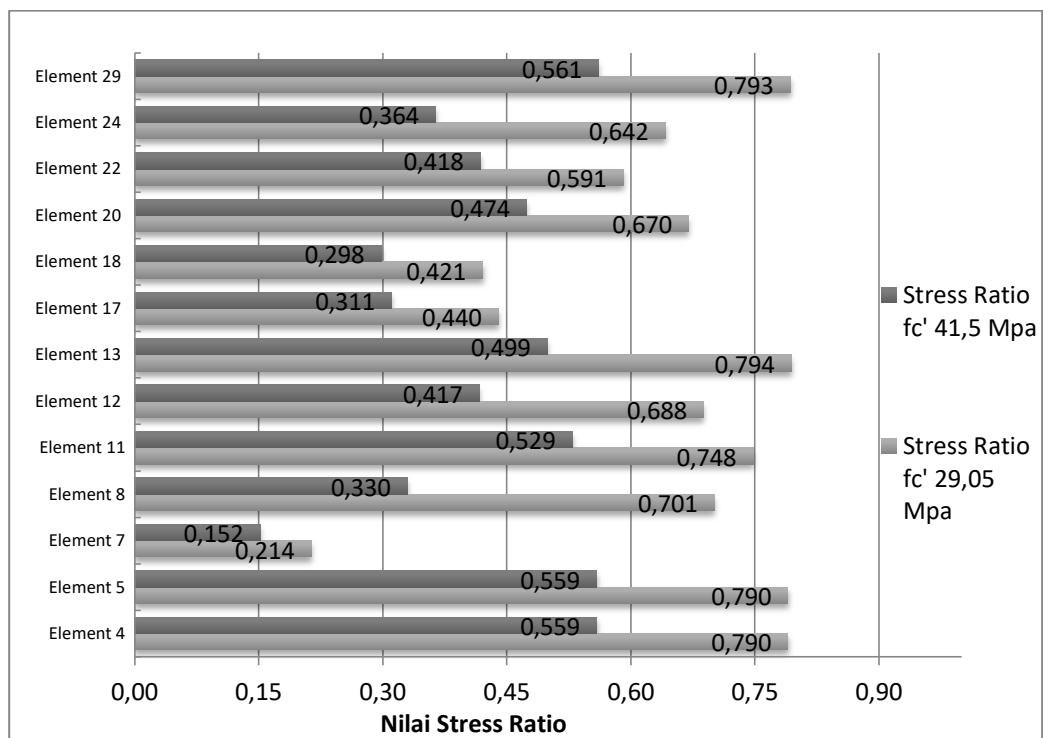


Gambar 4.7: Run analisis pada Model 1 mutu $f_c' 41,5$ MPa.

Dan pada pengecekan *nodal zone* berdasarkan penggunaan *metode strut and tie* terdapat titik simpul dari tiga batang atau lebih dari *strut and tie* dengan berbagai kombinasi yang secara umum dapat dibagi dalam empat jenis sambungan pertemuan, yaitu *CCC-node*, *CCT-node*, dan *CTT-node* yang harus memenuhi syarat *stress ratio* < 1 . Nilai titik simpul terbesar pada model 1 dengan mutu $f_c' 29,05$ MPa dan $f_c' 41,5$ MPa terdapat pada *node 11* yaitu 0,994 dan 0,832. Maka dalam hal ini *stress ratio* pada *node 11* < 1 memenuhi syarat yang ditentukan. Persentase perbandingan terjadinya keretakan pada $f_c' 29,05$ yaitu 1% dan pada $f_c' 41,5$ yaitu 17%.

4.3.4. Hasil perbandingan *stress ratio* pada *strut*

Stress ratio adalah nilai perbandingan antara gaya ultimate (hasil beban kombinasi maksimum yang bekerja membebani bangunan) dengan kuat ijin masing-masing profil atau mutu. *Stress ratio* yang terjadi pada pilar model 1 dengan mutu yang berbeda dapat dilihat pada Gambar 4.8.



Gambar 4.8: Grafik perbandingan *Stress ratio* pada *element strut* pada model 1 dengan mutu yang berbeda.

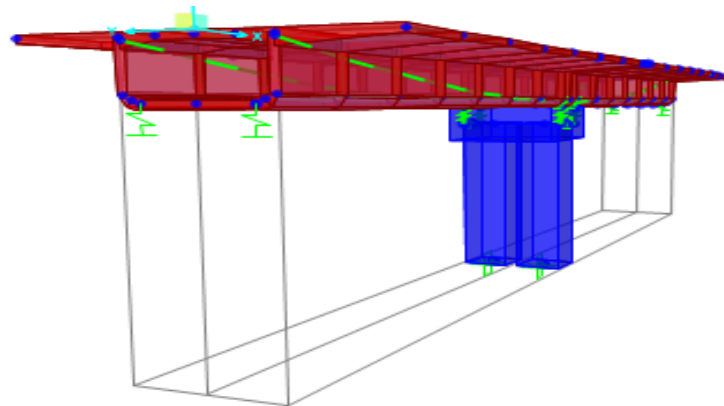
Berdasarkan hasil perbandingan *stress ratio* pada *element strut* model 1 menggunakan CAST dengan mutu yang berbeda didapat nilai terbesar pada *element* 29. Dari hasil berbandingan maka didapat persentase berbandingan antar mutu $f_c' 29,05$ dan $f_c' 41,5$ yaitu 23,3 %. Maka, didapat kesimpulan bahwasanya mutu yang digunakan mempengaruhi besarnya nilai tekanan (*stress ratio*) yang diterima.

4.3.5. Hasil perbandingan tulangan yang didapat pada Model 1

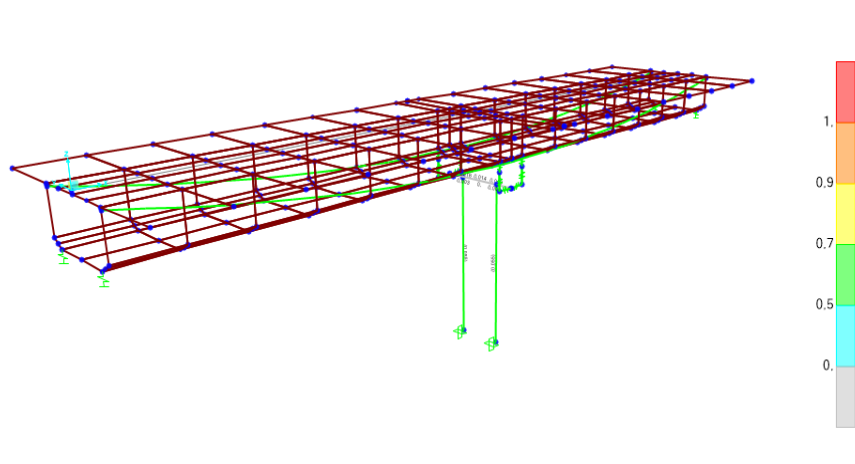
Berdasarkan CAST (*Computer Aided Strut and Tie*) tulangan yang didapat pada model 1 dengan mutu yang berbeda dengan nilai runtuh yang disyaratkan diambil tulangan utama yaitu sebesar Mutu $f_c' 29,05$ MPa = 116 tulangan dan $f_c' 41,5$ MPa = 100 tulangan yang terlampir pada Tabel Lampiran.

4.4. Hasil analisis pada pilar Model 2

Hasil perhitungan pembebanan yang didapat berdasarkan CSI *Bridge* terhadap permodelan pilar jembatan model 2 yaitu sebesar 2611,52 kN/*bearing plate* dan Gaya gempa sebesar 1771,9 kN. Dari hasil tersebut dapat dilakukan pengecekan terhadap tekan tarik pada model 2 dengan menggunakan CAST (*Computer Aided Strut and Tie*). Dimensi dan cek kekuatan menggunakan CSI *Bridge* dapat dilihat pada Gambar 4.9. dan Gambar 4.10.



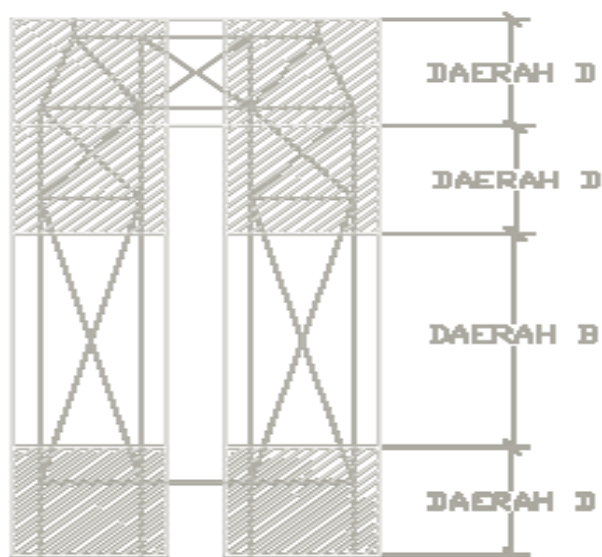
Gambar 4.9: Dimensi model 2 dari CSI *Bridge*.



Gambar 4.10: Cek kekuatan struktur *pier* model 2 menggunakan CSI Bridge.

4.4.1. Hasil penentuan daerah *D-region* dan *B-region*

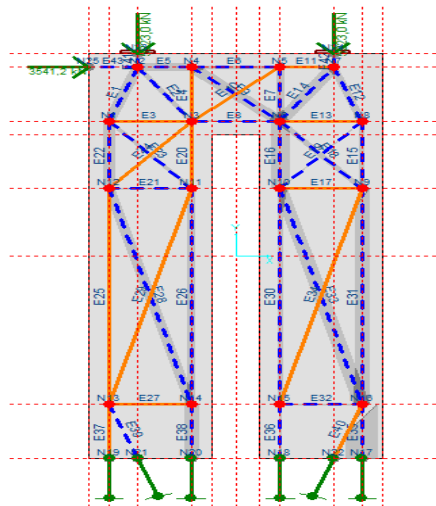
Berdasarkan metode *strut and tie* model perlu dilakukan penentuan daerah *D-region* (terganggu) dan *B-region* (tidak terganggu). Dimana menurut Saint-Venant bahwa gaya-gaya yang bekerja pada bidang datar dan dalam keadaan seimbang akan mempengaruhi daerah sejauh h dengan tegangan F . Dengan adanya penentuan daerah *D-region* dan *B-region* maka akan memenuhi syarat batas keseimbangan dari struktur *riil*. Penentuan daerah *D-region* dan *B-region* pada pilar Model 2 dapat dilihat pada Gambar 4.11.



Gambar 4.11: Daerah *D-region* dan *B-region* Model 2.

4.4.2. Hasil analisis *Strut and Tie* menggunakan *CAST (Computer Aided Strut and Tie)*

Pada permodelan 2 ini sama halnya dengan permodelan 1 dimana pendapat yang dipakai untuk penentuan sudut pada model 2 yang didapat dari hasil analisis *CAST* yaitu pendapat dari Ramirez (1984) yang mengusulkan syarat θ yang dapat dipakai yaitu antara $25^0 - 65^0$. Dimana elemen dan titik simpul (*node*) pada model 2 dapat dilihat pada Gambar 4.12.

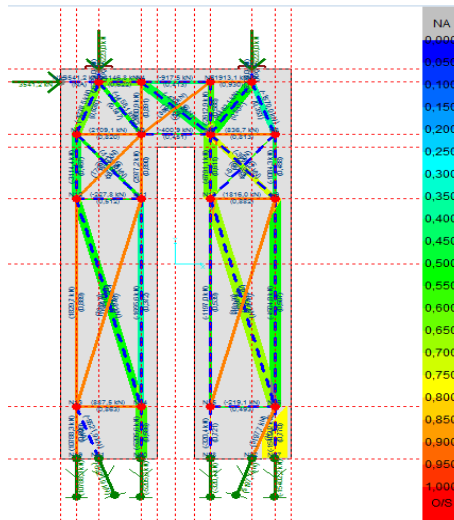


Gambar 4.12: Elemen dan titik simpul (*node*) pada model 2 Tampak depan.

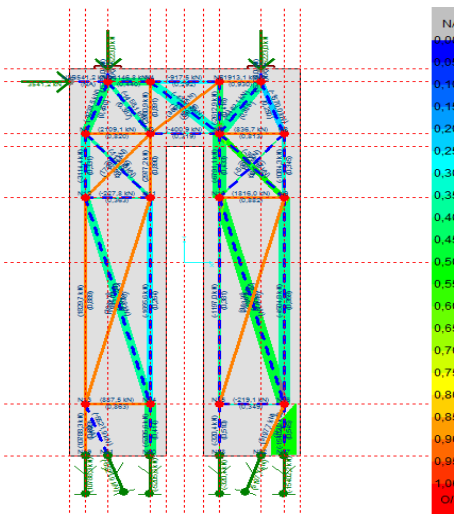
Hasil penentuan sudut dan elemen menggunakan *CAST (Computer Aided Strut and Tie)* didapat gaya tarik (+) dan gaya tekan (-) terbesar yang terjadi akibat beban yang diterima pada model 2 yaitu pada E37 sebesar +10788,3 kN dan E35 sebesar -15402,2 kN.

4.4.3. Hasil analisis *Stress ratio* dengan mutu yang berbeda pada Model 2

Dalam analisis pilar Model 2 dengan mutu $f_c' 29,05$ MPa dan $f_c' 41,5$ MPa menggunakan *CAST* didapat perbandingan nilai *stress ratio* pada setiap elemen dan *nodal zone*. Pengecekan nilai *stress ratio* model 2 dengan mutu yang berbeda memenuhi syarat < 1 seperti yang terlampir pada Tabel. L 4.6. *Stress ratio* yang terjadi pada setiap elemen pada model 2 dengan mutu yang berbeda dapat dilihat pada Gambar 4.13. dan Gambar 4.14.



Gambar 4.13: Run analisis pada Model 2 mutu f_c' 29,05 MPa.

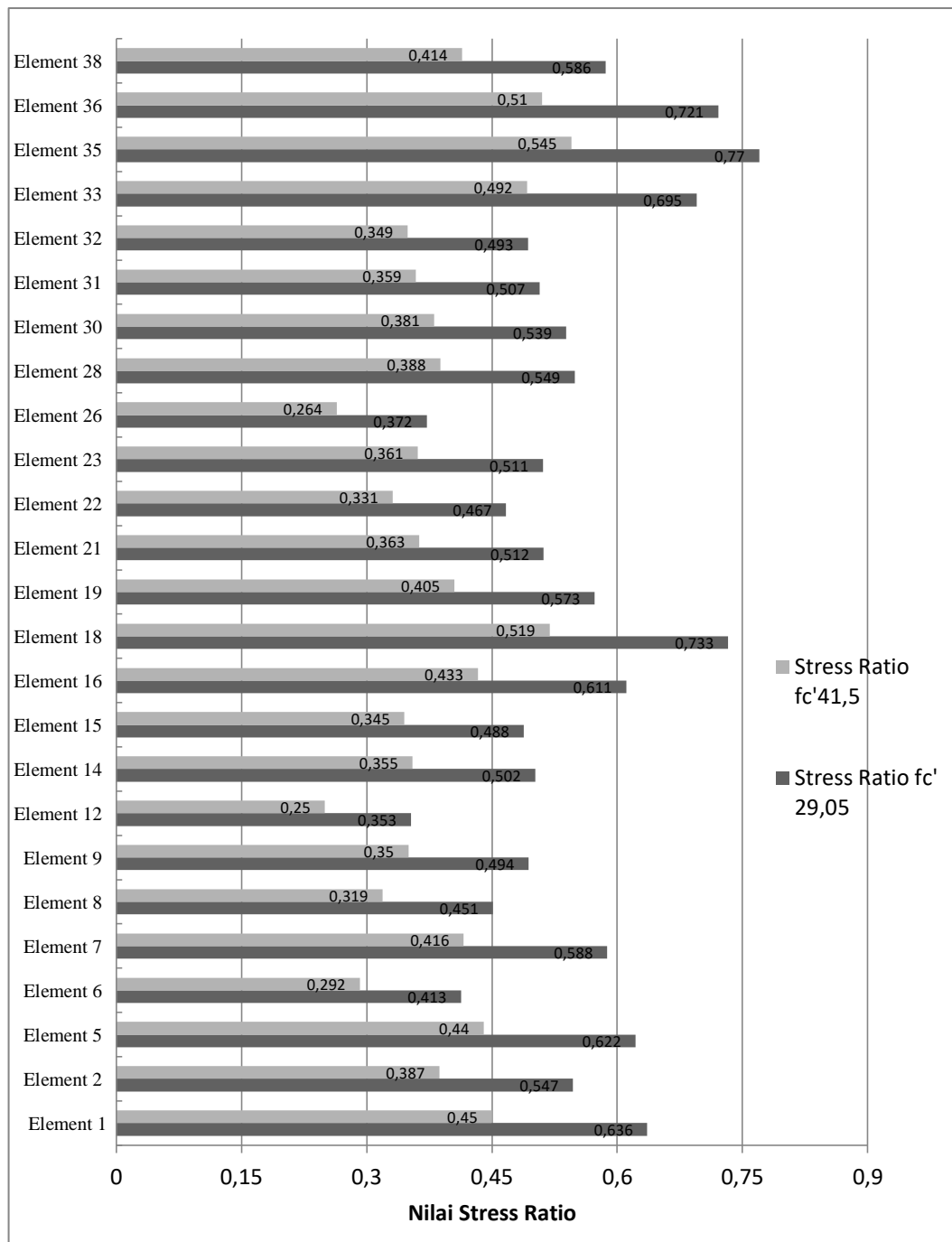


Gambar 4.14: Run analisis pada Model 2 mutu f_c' 41,5 MPa.

Dan pada pengecekan *nodal zone* berdasarkan penggunaan *strut and tie* model terdapat titik simpul dari tiga batang atau lebih dari *strut and tie* dengan berbagai kombinasi yang secara umum dapat dibagi dalam empat jenis sambungan pertemuan, yaitu *CCC-node*, *CCT-node*, dan *CTT-node* yang harus memenuhi syarat stress ratio < 1 . Nilai titik simpul terbesar pada model 2 dengan mutu f_c' 29,05 MPa dan f_c' 41,5 MPa terdapat pada *node 5* yaitu 0,98 dan 0,693. Maka dalam hal ini stress ratio pada *node 5* < 1 memenuhi syarat yang ditentukan. Persentase perbandingan terjadinya keretakan pada f_c' 29,05 yaitu 2% dan pada f_c' 41,5 yaitu 29%.

4.4.4. Hasil perbandingan *stress ratio* pada *Strut*

Stress ratio adalah nilai perbandingan antara gaya ultimate (hasil beban kombinasi maksimum yang bekerja membebani bangunan) dengan kuat ijin masing-masing profil atau mutu. *Stress ratio* yang terjadi pada pilar model 2 dengan mutu yang berbeda dapat dilihat pada Gambar 4.15.



Gambar 4.15: Grafik perbandingan *Stress ratio* pada element strut pada model 2 dengan mutu yang berbeda.

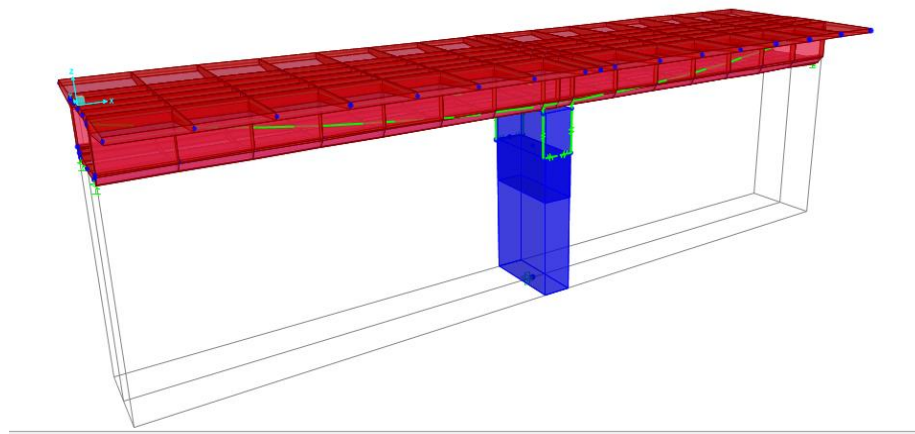
Berdasarkan hasil perbandingan *stress ratio* pada *element strut* model 2 menggunakan CAST dengan mutu yang berbeda didapat nilai terbesar pada *element* 35. Dari hasil berbandingan maka didapat persentase berbandingan antar mutu $f_c' 29,05$ dan $f_c' 41,5$ yaitu 22,5 %. Maka, didapat kesimpulan bahwasanya mutu yang digunakan mempengaruhi besarnya nilai tekanan (*stress ratio*) yang diterima.

4.4.5. Hasil tulangan yang didapat pada Model 2

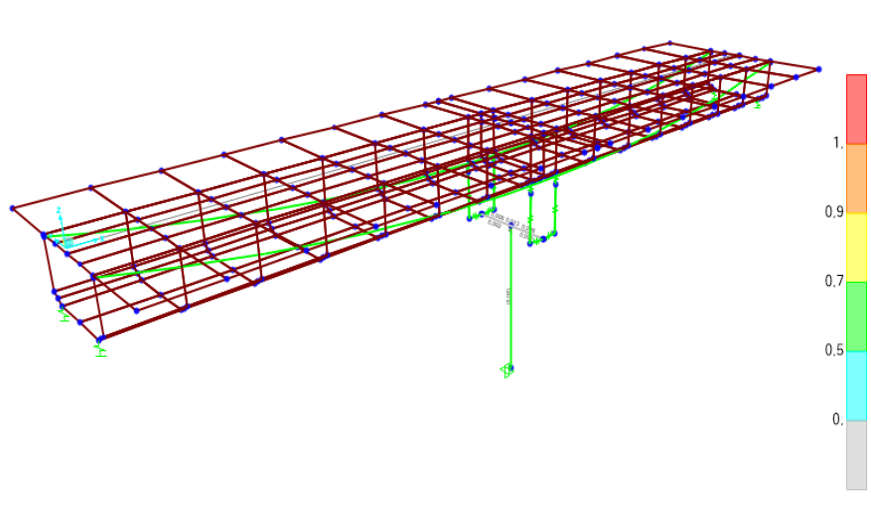
Berdasarkan CAST (*Computer Aided Strut and Tie*) tulangan yang didapat pada model 2 dengan mutu yang berbeda dengan nilai runtuh yang disyaratkan diambil tulangan utama yaitu sebesar Mutu $f_c' 29,05 = 92$ tulangan dan $f_c' 41,5 = 82$ tulangan yang terlampir pada Tabel Lampiran.

4.5. Hasil analisis pada pilar Model 3

Hasil perhitungan pembebanan yang didapat berdasarkan CSI *Bridge* terhadap permodelan pilar jembatan model 3 yaitu sebesar 2609,37 kN/*bearing plate* dan Gaya gempa sebesar 1513,88 kN. Dari hasil tersebut dapat dilakukan pengecekan terhadap tekan tarik pada model 3 dengan menggunakan CAST (*Computer Aided Strut and Tie*). Dimensi dan cek kekuatan menggunakan CSI *Bridge* dapat dilihat pada Gambar 4.16. dan Gambar 4.17.



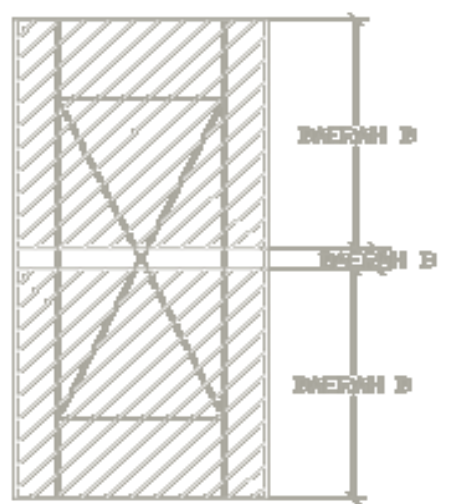
Gambar 4.16: Dimensi model 3 dari CSI *Bridge*.



Gambar 4.17: Cek kekuatan struktur *pier* model 3 menggunakan CSI Bridge.

4.5.1. Hasil penentuan daerah *D-region* dan *B-region*

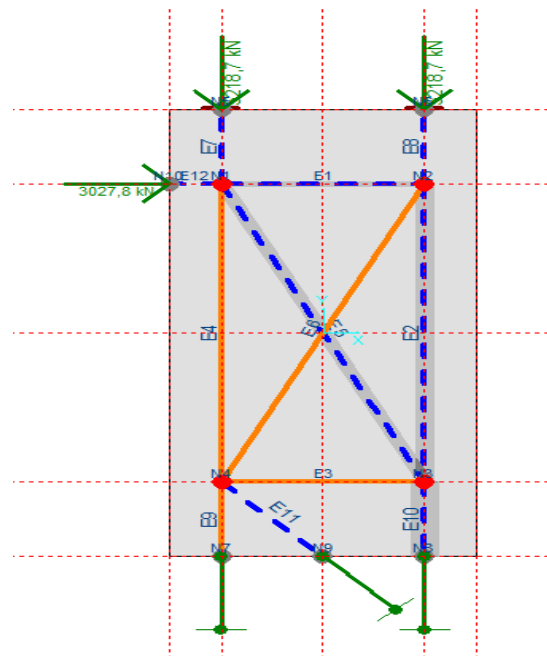
Berdasarkan metode *strut and tie* model perlu dilakukan penentuan daerah *D-region* (terganggu) dan *B-region* (tidak terganggu). Dimana menurut Saint-Venant bahwa gaya-gaya yang bekerja pada bidang datar dan dalam keadaan seimbang akan mempengaruhi daerah sejauh h dengan tegangan F . Dengan adanya penentuan daerah *D-region* dan *B-region* maka akan memenuhi syarat batas keseimbangan dari struktur *riil*. Penentuan daerah *D-region* dan *B-region* pada pilar Model 3 dapat dilihat pada Gambar 4.18.



Gambar 4.18: Daerah *D-region* dan *B-region* Model 3.

4.5.2. Hasil analisis *Strut and Tie* menggunakan CAST (*Computer Aided Strut and Tie*)

Pada permodelan 3 ini sama halnya dengan permodelan 1 dimana pendapat yang dipakai untuk penentuan sudut pada model 3 yang didapat dari hasil analisis CAST yaitu pendapat dari Ramirez (1984) yang mengusulkan syarat θ yang dapat dipakai yaitu antara $25^0 - 65^0$. Dimana Elemen dan titik simpul (*node*) pada model 3 dapat dilihat pada Gambar 4.19.



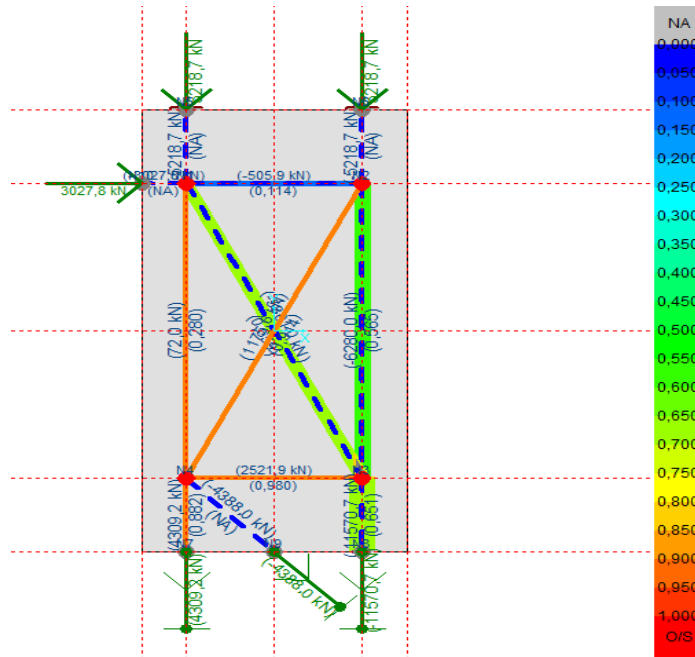
Gambar 4.19: Elemen dan titik simpul (*node*) pada model 3 Tampak depan.

Hasil penentuan sudut dan elemen menggunakan CAST (*Computer Aided Strut and Tie*) didapat gaya tarik (+) dan gaya tekan (-) terbesar yang terjadi akibat beban yang diterima pada model 2 yaitu pada E9 sebesar +4309,2 kN dan E10 sebesar -11570,7 kN.

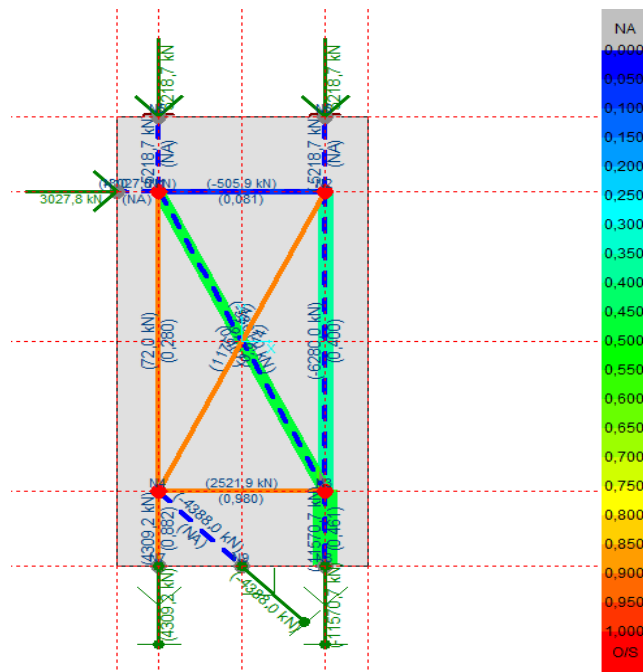
4.5.3. Hasil analisis *Stress ratio* dengan mutu yang berbeda pada Model 3

Dalam analisis pilar Model 3 dengan $f_c' 29,05$ MPa dan $f_c' 41,5$ MPa menggunakan CAST didapat perbandingan nilai stress ratio pada setiap elemen dan *nodal zone*. Pengecekan nilai *stress ratio* model 3 dengan mutu yang berbeda

memenuhi syarat < 1 seperti yang terlampir pada Tabel. L 4.10. *Stress ratio* yang terjadi pada setiap elemen pada model 3 dengan mutu yang berbeda dapat dilihat pada Gambar 4.20. dan Gambar 4.21.



Gambar 4.20: Run analisis pada Model 3 mutu $f_c' = 29,05$ MPa.

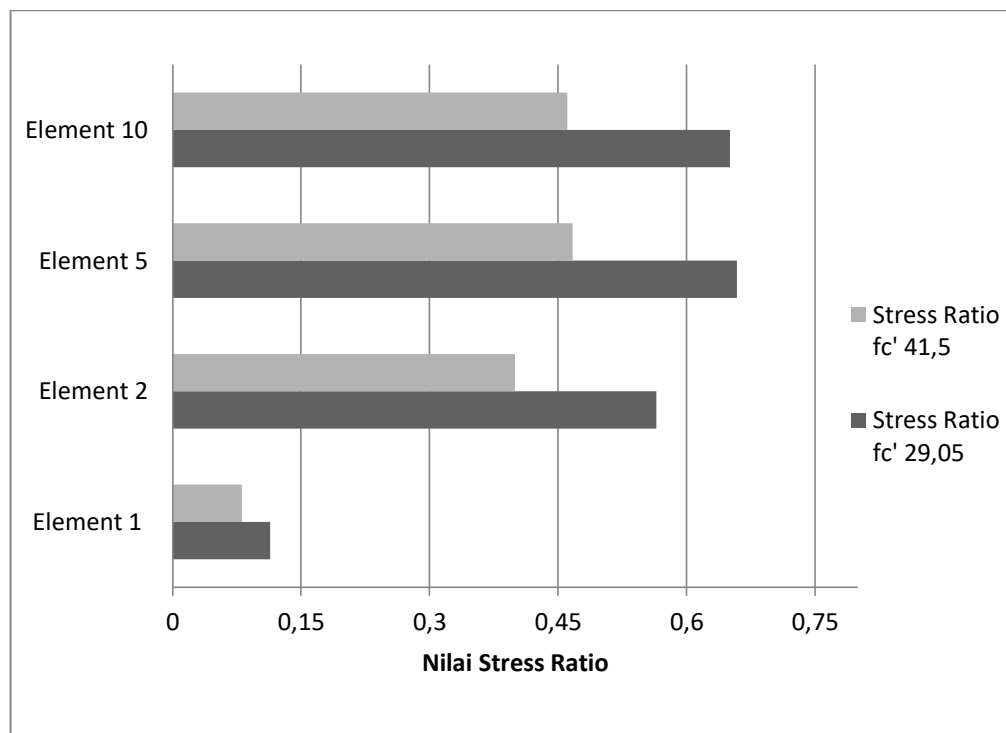


Gambar 4.21: Run analisis pada Model 3 mutu $f_c' = 41,5$ MPa.

Dan pada pengecekan *nodal zone* berdasarkan penggunaan metode *strut and tie* terdapat titik simpul dari tiga batang atau lebih dari *strut and tie* dengan berbagai kombinasi yang secara umum dapat dibagi dalam empat jenis sambungan pertemuan, yaitu *CCC-node*, *CCT-node*, dan *CTT-node* yang harus memenuhi syarat *stress ratio* < 1 . Nilai titik simpul terbesar pada model 3 dengan mutu $f_c' 29,05$ MPa dan $f_c' 41,5$ MPa terdapat pada *node* 3 yaitu 0,824 dan 0,583. Maka dalam hal ini *stress ratio* pada *node* < 1 memenuhi syarat yang ditentukan. Persentase perbandingan terjadinya keretakan pada $f_c' 29,05$ yaitu 18% dan pada $f_c' 41,5$ yaitu 42%.

4.5.4. Hasil perbandingan *stress ratio* pada *Strut*

Stress ratio adalah nilai perbandingan antara gaya ultimate (hasil beban kombinasi maksimum yang bekerja membebani bangunan) dengan kuat ijin masing-masing profil atau mutu. *Stress ratio* yang terjadi pada pilar model 3 dengan mutu yang berbeda dapat dilihat pada Gambar 4.22.



Gambar 4.22: Grafik perbandingan *Stress ratio* pada element strut pada model 3 dengan mutu yang berbeda.

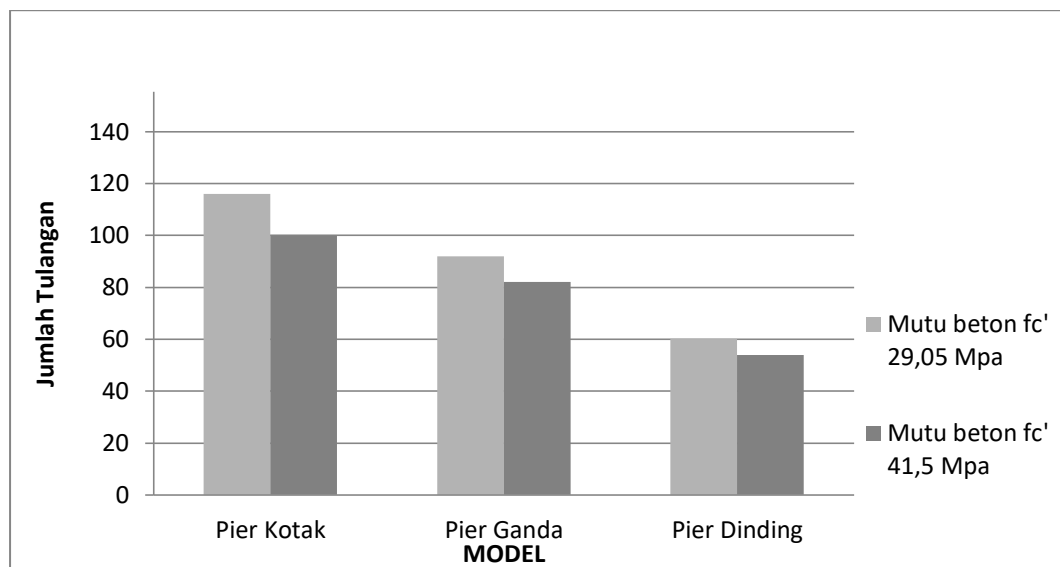
Berdasarkan hasil perbandingan *stress ratio* pada *element strut* model 3 menggunakan CAST dengan mutu yang berbeda didapat nilai terbesar pada *element* 5. Dari hasil berbanding maka didapat persentase berbanding antar mutu $f_c' 29,05$ dan $f_c' 41,5$ yaitu 19,2 %. Maka, didapat kesimpulan bahwasanya mutu yang digunakan mempengaruhi besarnya nilai tekanan (*stress ratio*) yang diterima.

4.5.5. Hasil tulangan yang didapat pada Model 3

Berdasarkan CAST (*Computer Aided Strut and Tie*) tulangan yang didapat pada model 3 dengan mutu yang berbeda dengan nilai runtuh yang disyaratkan diambil tulangan utama yaitu sebesar Mutu $f_c' 29,05 = 60$ tulangan dan $f_c' 41,5 = 54$ tulangan yang terlampir pada Tabel Lampiran.

4.6. Perbandingan tulangan pada setiap pilar

Berdasarkan CAST (*Computer Aided Strut and Tie*) tulangan yang didapat pada ketiga permodelan dengan mutu yang berbeda dengan nilai runtuh yang disyaratkan didapat perbandingan tulangan akibat dimensi yang berbeda, dapat dilihat pada Gambar 4.23.



Gambar 4.23: Grafik perbandingan Tulangan pada 3 model pilar dengan mutu yang berbeda.

Berdasarkan penulangan yang didapat menggunakan *CAST (Computer Aided Strut and Tie)* pada ketiga permodelan pilar dengan mutu yang berbeda yang terdapat pada Gambar 4.23. Didapat hasil yang lebih besar pada pilar model 1 dengan nilai tulangan 116 tulangan pada mutu $f_c' 29,05$ dan persentase perbandingan tulangan pada kedua mutu yaitu 16%. Maka, didapat kesimpulan bahwa dimensi dan mutu beton mempengaruhi jumlah tulangan yang direncanakan.

BAB 5

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1. Kesimpulan

Berdasarkan analisis data dan pembahasan mengenai “Analisis Perbandingan *Pier* pada *Fly Over* Kereta Api Medan menggunakan *strut and tie* model pada 3 tipe *Pier* dengan Mutu yang berbeda”, maka dapat diambil kesimpulan sebagai berikut :

1. Penggunaan metode *strut and tie* model pada pilar yaitu untuk mengetahui kuat tekan tarik yang terjadi pada pilar, untuk mengetahui *stress ratio* yang terjadi pada beton dengan mutu yang berbeda, serta untuk mengetahui berapa jumlah tulangan yang terdapat pada pilar menggunakan metode *strut and tie* model. Pada penggunaan perumusan metode *strut and tie* model pada pilar dibutuhkan penentuan dan pengecekan pada setiap langkah yang terdapat pada ACI 318-02 seperti:
 - Penentuan daerah *D-region* dan *B-region* pada penampang pilar.
 - Dalam metode *strut and tie* untuk mengetahui kuat tekan tarik yang terjadi akibat beban dilihat pada sistem rangka batang yang terdapat pada pampang. Dalam hal ini salah satu unsur penting dalam membentuk rangka batang yaitu penentuan dan pengecekan sudut yang disyaratkan sesuai pendapat dari Ramirez (1984) yang mengusulkan θ yang dipakai yaitu antara $25^{\circ} - 65^{\circ}$.
 - Pengecekan setiap elemen *strut and tie* pada pilar dengan syarat yang ditentukan < 1 .
 - Pengecekan pada setiap *nodal zone* atau titik simpul yang diakibatkan dari beberapa kombinasi pertemuan atau sambungan yaitu *CCC-node*, *CCT-node*, dan *CTT-node* yang harus memenuhi syarat *stress ratio* < 1 .
2. Nilai perbandingan tekanan (*stress ratio*) pada setiap *element* yang terdapat pada *pier* diambil pada *element* yang menghasilkan nilai terbesar pada setiap *pier* yaitu:

- Model 1 terdapat pada *Element 29* yaitu: $-f_c' 29,05 = 0,793$
 $-f_c' 41,5 = 0,561$
- Model 2 terdapat pada *Element 35* yaitu: $-f_c' 29,05 = 0,770$
 $-f_c' 41,5 = 0,545$
- Model 3 terdapat pada *Element 5* yaitu: $-f_c' 29,05 = 0,659$
 $-f_c' 41,5 = 0,467$

(Didapat kesimpulan bahwasanya mutu yang digunakan mempengaruhi besarnya nilai tekanan (*stress ratio*) yang diterima).

3. Nilai titik simpul terbesar yang mengakibatkan terjadinya keretakan pada setiap *pier* terdapat pada:

- Model 1 terdapat pada *Node 11* yaitu : $-f_c' 29,05 = 0,994$
 $-f_c' 41,5 = 0,832$

(Persentase perbandingan terjadinya keretakan pada $f_c' 29,05$ yaitu 1% dan pada $f_c' 41,5$ yaitu 17%)

- Model 2 terdapat pada *Node 5* yaitu : $-f_c' 29,05 = 0,980$
 $-f_c' 41,5 = 0,693$

(Persentase perbandingan terjadinya keretakan pada $f_c' 29,05$ yaitu 2% dan pada $f_c' 41,5$ yaitu 29%)

- Model 3 terdapat pada *Node 3* yaitu : $-f_c' 29,05 = 0,824$
 $-f_c' 41,5 = 0,583$

(Persentase perbandingan terjadinya keretakan pada $f_c' 29,05$ yaitu 18% dan pada $f_c' 41,5$ yaitu 42%)

4. Tulangan yang didapat pada setiap *pier* menggunakan *strut and tie* model yaitu:

- Model 1 yaitu : $-f_c' 29,05 = 116 \text{ D } 32 (93245,44 \text{ mm}^2)$
 $-f_c' 41,5 = 100 \text{ D } 32 (80384 \text{ mm}^2)$
- Model 2 yaitu : $-f_c' 29,05 = 92 \text{ D } 32 (73953,3 \text{ mm}^2)$
 $-f_c' 41,5 = 82 \text{ D } 32 (65914,88 \text{ mm}^2)$
- Model 3 yaitu : $-f_c' 29,05 = 60 \text{ D } 32 (48230,4 \text{ mm}^2)$
 $-f_c' 41,5 = 54 \text{ D } 32 (43407,36 \text{ mm}^2)$

5.2. Saran

1. Dalam melakukan perencanaan dengan metode *strut and tie* diharapkan menguasai *truss analogy* rangka batang dengan benar.
2. Karena tidak adanya aturan yang pasti dalam memilih karena banyaknya alternatif pilihan model rangka penyusun *strut and tie*, maka dibutuhkan kesabaran dalam memilih model rangka.
3. Perencana sebaiknya memilih pola aliran gaya yang realistis dalam struktur yang dimodelkan.
4. Untuk pembebanan dengan gempa diharapkan ada penelitian untuk tugas akhir selanjutnya.

DAFTAR PUSTAKA

- ACI Committee 318. (2002) *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02) and Commentary (318R-02)*. Farmington Hills, Michigan: American Concrete Institute.
- Adebar, P., Zhou, Z., dan Zongyu, L. (1993) *Design of Deep Pile Caps by Strut-and-Tie Models*, ACI Structural Journal, No. 93-S41.
- Agung supriadi (2009) *Analisis Struktur Jembatan Baja Komposit Beton*. Laporan tugas akhir. Program Studi Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Mercu Buana.
- Badan Standarisasi Nasional. (2013) *Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Jembatan SNI 2822-2013*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Badan Standarisasi Nasional. (2013) *Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung SNI 2847-2013*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Badan Standarisasi Nasional (2016) *Pembebanan Untuk Jembatan (SNI 1725-2016)*. Jakarta: Badan Standarisasi Nasional.
- Departemen Pekerjaan Umum. (2005) *Standart Pembebanan Untuk Jembatan (RSNI T -02-2005)*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Fattah M. Arizki (2017) *Perencanaan Hammerhead pier Dengan Dimensi Yang Berbeda Pada Jembatan Beton Di Medan*, Tugas Akhir. Medan: Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
- Hardjasaputra, H., dan Tumilar, S. (2002) *Model Penunjang dan Pengikat (Strut and Tie Model) Pada Perancangan Struktur Beton*. Universitas Pelita Harapan.
- Peraturan Menteri Perhubungan No.60 (2012) *Tentang Persyaratan Teknis Jalur Kereta Api*. Jakarta: Mentri Perhubungan
- Putera, T.A. (2005). *Catatan Kuliah Strut and Tie*. Bandung: ITB.
- Rosyidi. 2015. *Rekayasa Jalan Kereta Api*. Yogyakarta: LP3M universitas muhammadiyah yogyakarta.

Schlaich, J., Schäfer, K., dan Jennewein, M. (1987) *Toward a Consistent Design of Structural Concrete*, Journal of Prestressed Concrete Institute, Vol. 32, No. 3, Hal: 74-150.

Susanto, F.P. (2015) *Evaluasi Dan Perencanaan Pile Cap Pada Fly Over Jamin Ginting Kota Medan*. Jurnal Vol 1 No 1-10 Medan: UMSU.

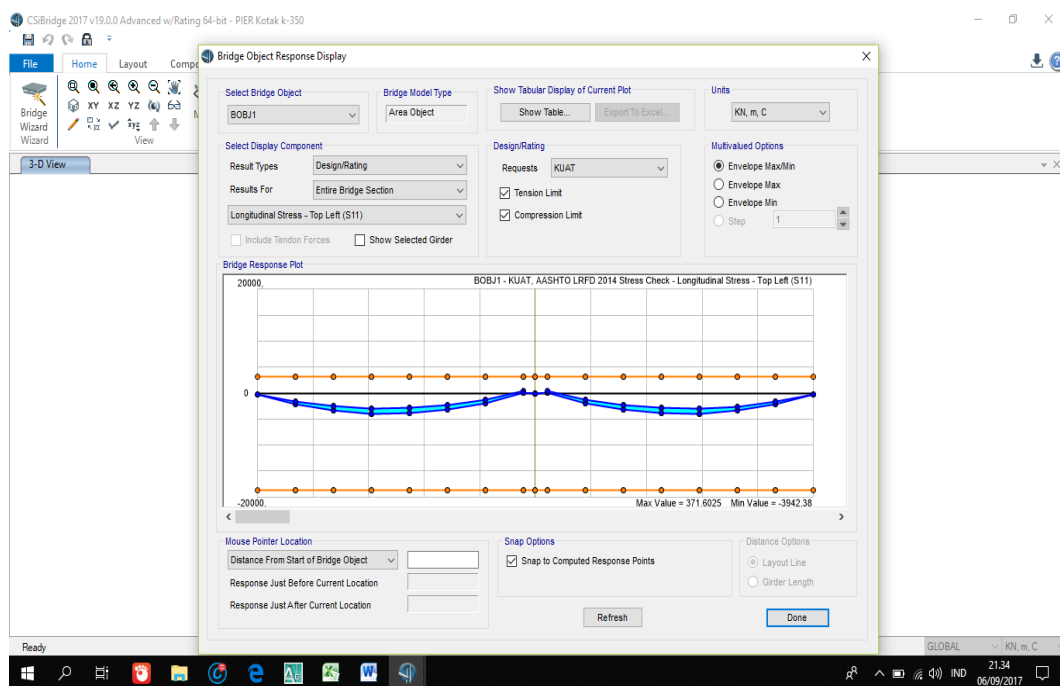
LAMPIRAN

Dari analisa yang dilakukan terhadap beberapa model pilar untuk jembatan dengan bentang 40 m didapat nilai–nilai yang disyaratkan sesuai dengan PM. 60 Tahun 2012 Tentang Persyaratan Teknis Jalur Kereta Api, SNI 1725:2016 dan RSNI T-12-2004 tentang pembebanan jembatan dan perencanaan struktur beton untuk jembatan. Dalam analisis ini didapat hasil dari perbandingan ke 3 Model pilar dengan mutu yang berbeda.

Berdasarkan peraturan pembebanan yang digunakan, dilakukan pengecekan/pemeriksaan struktur jembatan menggunakan *CSI Bridge* pada ketiga pilar yang digunakan dengan bentang yang sama yaitu:

1. Model 1 (*Pier* kotak)

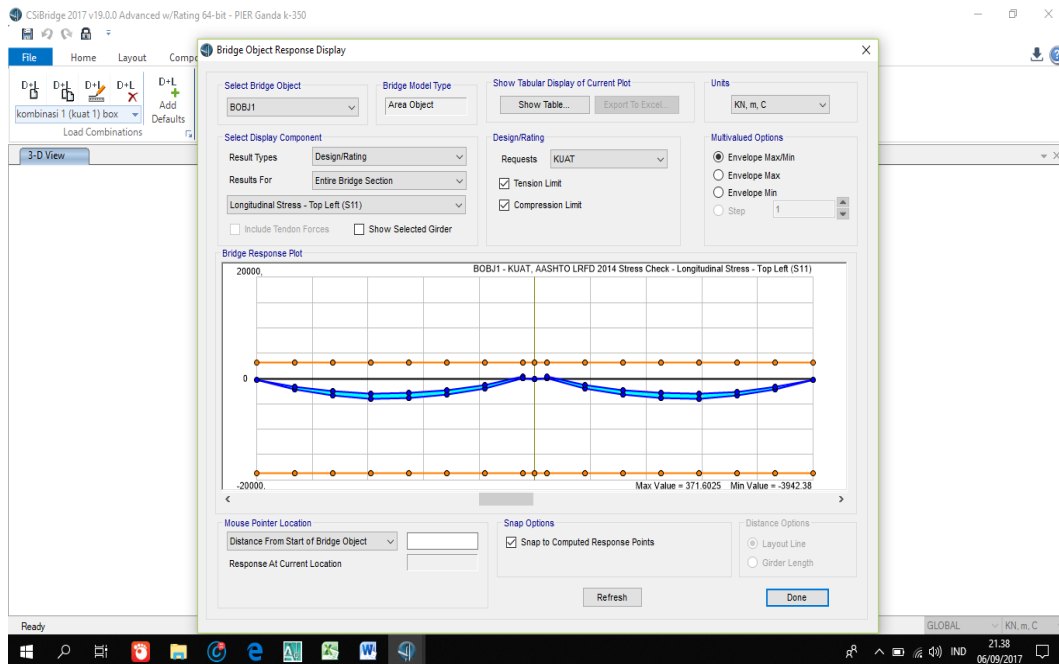
Berdasarkan analisis yang dilakukan menggunakan *CSI Bridge* didapat hasil tegangan izin struktur yang dapat dilihat pada Gambar L.1.



Gambar L.1: Cek kekuatan terhadap *Pier* kotak menggunakan *CSI Bridge*.

2. Model 2 (*Pier* Ganda)

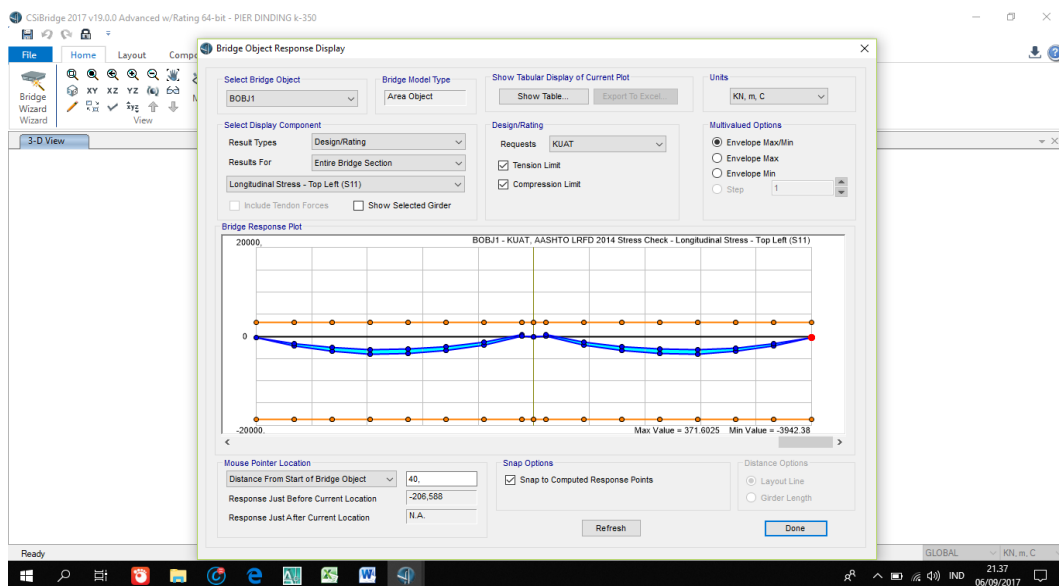
Berdasarkan analisis yang dilakukan menggunakan *CSI Bridge* didapat hasil tegangan izin struktur yang dapat dilihat pada Gambar L.2.



Gambar L.2: Cek kekuatan terhadap *Pier ganda* menggunakan *CSI Bridge*.

3. Model 3 (*Pier Dinding*)

Berdasarkan analisis yang dilakukan menggunakan *CSI Bridge* didapat hasil tegangan izin struktur yang dapat dilihat pada Gambar L.3.



Gambar L.3: Cek kekuatan terhadap *Pier dinding* menggunakan *CSI Bridge*.

A. Membangun Model *Strut And Tie* Pada Pilar Model 1

Berdasarkan pembebanan yang dilakukan pada aplikasi *CSI Bridge* didapat beban sebesar 2631,29 kN dan beban gempa 1792,78 kN. Maka dapat direncanakan plat bearing yang digunakan pada pilar dengan mutu yang berbeda yaitu:

- Untuk mutu K-350

Direncanakan :

$$F_c' = 29,05 \text{ Mpa}$$

$$Bearing = 500 \times 400$$

Dimana :

$$V_u = 2631,29 \text{ kN}$$

$$A_t > \frac{V_u}{\phi (0,85 f_c')}$$

$$500 \times 400 > \frac{2631290}{0,7 (0,85 \cdot 29,05)}$$

$$200000 > 152231,88 \text{ mm}^2 \text{ (OKE)}$$

- Untuk mutu K-500

Direncanakan :

$$F_c' = 41,5 \text{ MPa}$$

$$Bearing = 500 \times 400$$

Dimana :

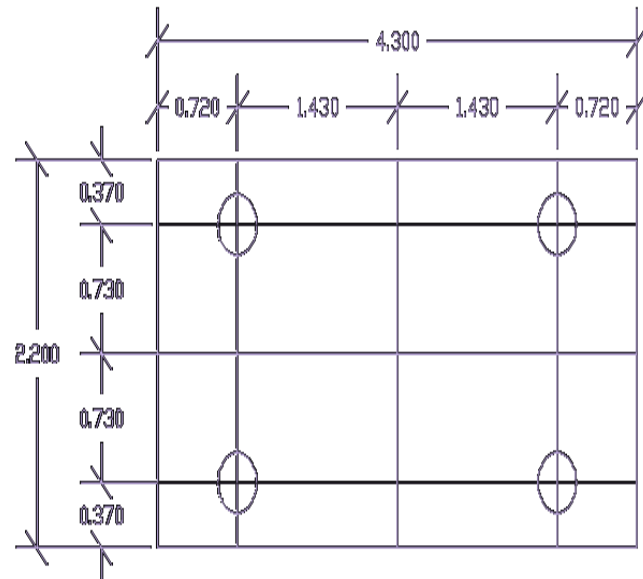
$$V_u = 2631,29 \text{ kN}$$

$$A_t > \frac{V_u}{\phi (0,85 f_c')}$$

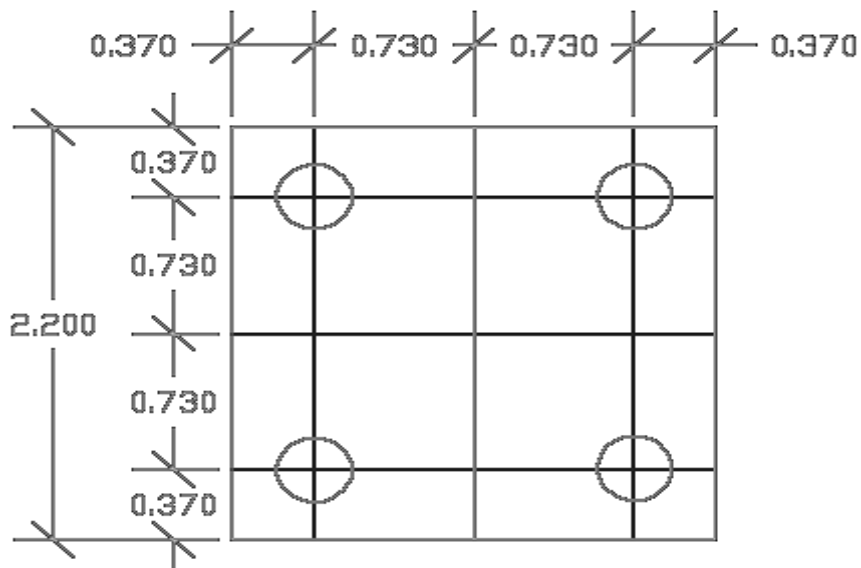
$$500 \times 400 > \frac{2631290}{0,7 (0,85 \cdot 41,5)}$$

$$200000 > 107730,48 \text{ mm}^2 \text{ (OKE)}$$

1. Analisis *Strut and Tie* Pada Permodelan 1



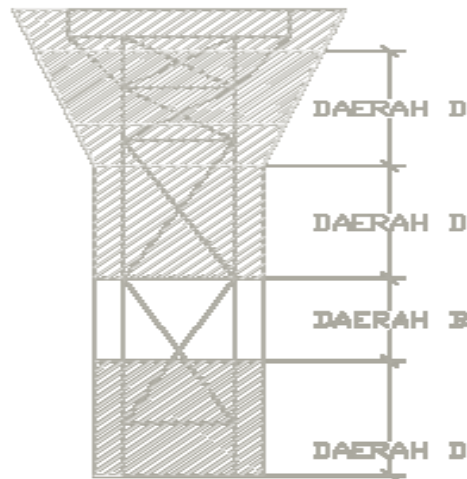
Gambar L.4: Area penampang *pier head*.



Gambar L.5: Area penampang *pier*.

Pada gambar diatas merupakan gambar penampang atas pilar yang dibagi menjadi 4 area sesuai persyaratan dari permodelan *strut and tie*. Selanjutnya dilakukan Perencanaan tampak depan sesuai dengan penentuan daerah *D-region* dan *B-region* serta penentuan sudut yang disyaratkan. Kemudian menganalisis permodelan *strut and tie* menggunakan CAST untuk mendapatkan hasil gaya pada

strut and tie. Penentuan daerah *d-region* dan *b-region* tampak depan dapat dilihat pada Gambar L.6.



Gambar L.6: Daerah *D-region* dan *B-region* pada Model 1 (Tampak Depan)

Berdasarkan hasil diatas didapat gaya *strut and tie* pada Model 1 tampak depan menggunakan *CAST* dapat dilihat pada Tabel L.1.

Tabel L.1: Hasil Gaya *strut and tie* pada Model 1

Element ID	Force (kN)	Tekan	Tarik	Stress ratio K-350	Stress ratio K-500
E1	105,2	-	Tarik	0,409	0,409
E2	1992,2	-	Tarik	0,968	0,968
E3	3690,9	-	Tarik	0,957	0,957
E4	-6436,1	Tekan	-	0,790	0,559
E5	-6436,1	Tekan	-	0,790	0,559
E6	1292,5	-	Tarik	0,837	0,837
E7	-1163,4	Tekan	-	0,214	0,152
E8	-761,1	Tekan	-	0,701	0,330
E9	3528,8	-	Tarik	0,915	0,915
E10	10992,3	-	Tarik	0,950	0,950
E11	-8128,9	Tekan	-	0,748	0,529
E12	-11206,7	Tekan	-	0,688	0,417
E13	-17250,8	Tekan	-	0,794	0,499
E14	2687	-	Tarik	0,950	0,950

Tabel L.1: *Lanjutan*

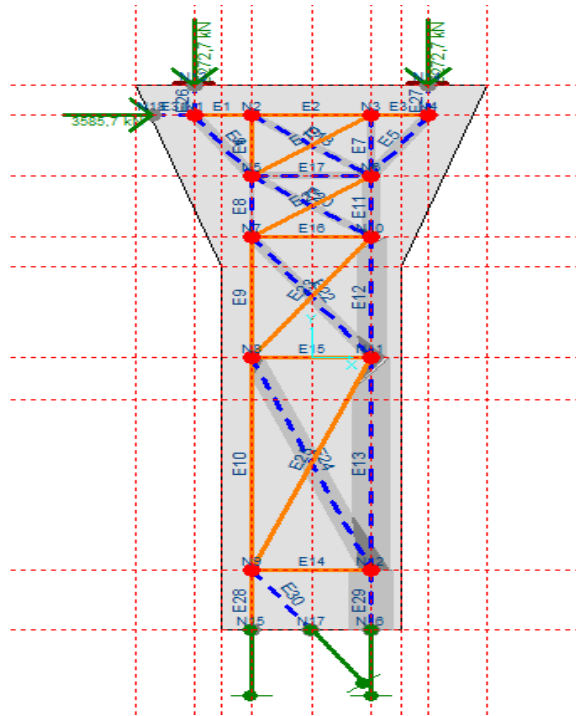
E15	1940,7	-	Tarik	0,943	0,943
E16	2255	-	Tarik	0,877	0,877
E17	-2388,2	Tekan	-	0,440	0,311
E18	-2287,2	Tekan	-	0,421	0,298
E19	2058,9	-	Tarik	0,800	0,800
E20	-3637,8	Tekan	-	0,670	0,474
E21	708,3	-	Tarik	0,918	0,918
E22	-4815,8	Tekan	-	0,591	0,418
E23	1265,6	-	Tarik	0,984	0,984
E24	-6979,3	Tekan	-	0,642	0,364
E25	2334,3	-	Tarik	0,907	0,907
E28	18058,6	-	Tarik	0,949	0,949
E29	-23692,1	Tekan	-	0,793	0,561

2. Perhitungan Kuat tekan pada *Strut* dan Tulangan pada *Tie*

Berdasarkan nilai gaya yang didapat pada CAST dilakukan perhitungan tegangan-tegangan yang terjadi pada setiap nodal zone menurut ketentuan yang terdapat dalam ACI 318-02. Dimana menurut ACI 318-02 nilai β_n ditentukan sesuai titik simpul yang terjadi yaitu:

- Untuk wilayah nodal *C-C-C* yang dibatasi oleh *strut* tekan dan daerah bantalan, $\beta_n = 1,0$
- Untuk wilayah nodal *C-C-T* yang ditahan oleh satu *tie*, $\beta_n = 0,80$
- Untuk wilayah nodal *C-T-T* atau *T-T-T* yang ditahan oleh lebih dari satu *tie*, $\beta_n = 0,60$.

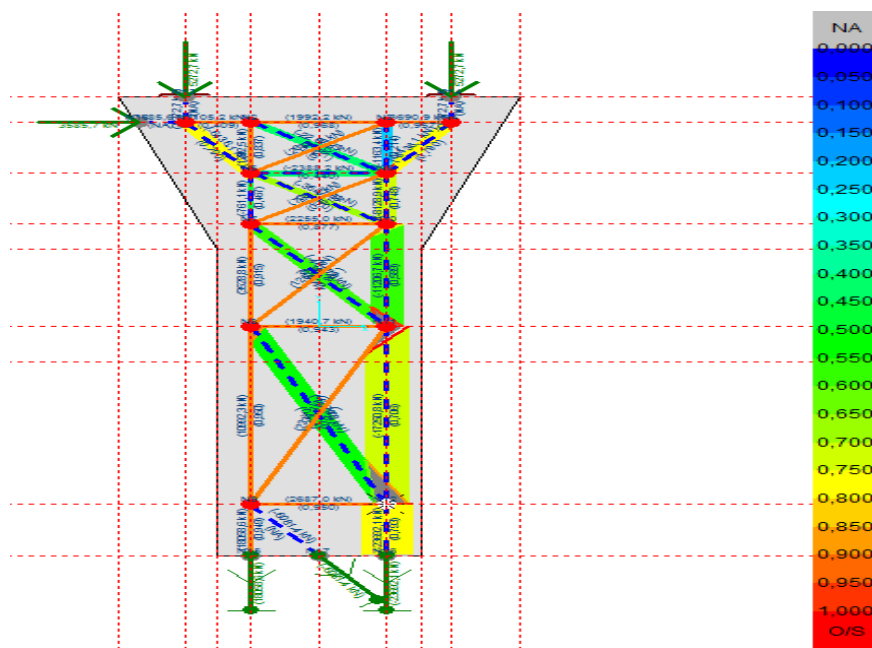
Dari penentuan yang dilakukan didapat nilai-nilai tegangan (*stress ratio*) yang terjadi pada model 1 dapat dilihat pada Gambar L.7.



Gambar L.7: Elemen dan titik simpul (*node*) pada model 1 Tampak depan

a. Perhitungan *strut and tie* pada mutu $f_c' 29,05$ MPa

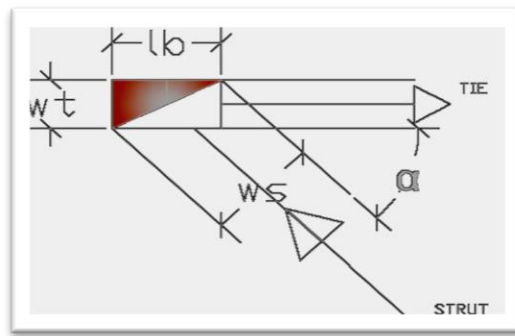
Berdasarkan nilai gaya yang didapat pada CAST didapat tegangan yang terjadi pada pilar model 1 dengan mutu $f_c' 29,05$ dapat dilihat pada Gambar L.8.



Gambar L.8: Run analisis pada Model 1 mutu $f_c' 29,05$ (Tampak Depan)

Berdasarkan hasil analisis yang terdapat pada CAST dapat diperhitungkan atau dijabarkan menggunakan STM. Berikut ini perhitungan dan pengecekan model 1 dengan mutu f_c' 29,05 yang dilakukan pada setiap elemen yang terdapat di *nodal zone*. Dan pada pemeriksaan *strut and tie* ini perumusan yang digunakan tidak jauh berbeda dengan perumusan yang digunakan oleh Susanto, F.P. (2015) dalam Tugas Akhir yang berisi tentang ‘Evaluasi Dan Perencanaan *Pile Cap* Pada *Fly Over* Jamin Ginting Kota Medan’. Dan berikut ini adalah pemeriksaan pada *strut and tie*.

- **Node 1 (CCT)**



Gambar L.9: Titik simpul pada node 1 model 1

1. Tekan batang E4

$$F_u = 6436,1 \text{ kN}$$

$$f_c' = \text{K-350 (29,05 MPa)}$$

$$\emptyset = 55,01^0 > 25^0$$

$$d\text{-region} = 2200 \text{ mm}$$

$$\beta_n = 1,0 \text{ (untuk strut didaerah tekan yang tidak mengalami retak pada daerah penulangan)}$$

W_t (lebar asumsi) $>$ W_c (lebar efektif minimum)

Dimana :

$$W_c = \frac{F_u}{f_{cu,b}}$$

Ket :

$$F_{cu} = 0,85 \beta_n f_c'$$

$$F_{cu} = 0,85 \times 1 \times 29,05 = 24,693 \text{ Mpa}$$

$$W_c = \frac{6436100}{24,693 \times 2200} = 118,477 \text{ mm} < W_t = 150 \text{ mm (Asumsi)}$$

$$L_b = 680 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} w_s &= l_b \sin \theta + w_t \cos \theta \\ &= 680 \sin 55,01^\circ + 150 \cos 55,01^\circ \\ &= 643,106 \text{ mm} \end{aligned}$$

Kuat nominal *strut* harus lebih besar dari pada gaya yang diterima:

$$\Phi F_{ns} \geq F$$

Dimana :

$$F_{ns} = f_{cu} A_c$$

$$\begin{aligned} F_{ns} &= 0,85 \beta_s f_c' \times w_s \cdot b \\ &= 0,85 \times 1,0 \times 29,05 \times 643,106 \times 0,68 \\ &= 10798,3 \text{ kN} \end{aligned}$$

(Dimana Φ adalah faktor reduksi kekuatan untuk *strut and tie model* digunakan $\Phi = 0,75$ (ACI138-02)).

Maka :

$$\Phi F_{ns} = 0,75 \times 10798,3 = 8098,75$$

$$F_u = 6436,1 \text{ kN}$$

Karena kapasitas *strut* ($\Phi F_{ns} = 8098,75 \text{ kN}$) lebih besar daripada gaya yang bekerja ($F_l = 6436,1 \text{ kN}$), maka *strut* *F* memadai.

$$\Phi F_{ns} \geq F_u \dots\dots\dots \text{OK!}$$

- Pengecekan pada *Nodal zone* 1

Pada pengecekan *nodal zone* digunakan nilai β_n sesuai wilayah *node* yang telah dijelaskan sebelumnya. Maka berikut ini pengecekan *nodal zone* pada *node* 1:

$$F_{cu} = 0,85 \beta_n f_c'$$

$$\begin{aligned} F_{cu} &= 0,85 \times 1 \times 29,05 \\ &= 24,693 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\text{Titik tekan pada elemen E4} = \frac{f_u}{\beta_s \times d\text{-region} \times w_t} = \frac{6436,1 \times 1000}{1 \times 2200 \times 150} = 19,50 \text{ Mpa}$$

Cek : 19,50 Mpa < 24,693 Mpa (OKE)
: 0,789 (tekanan ratio yang terjadi < 1 maka aman)

2. Tarik batang E1

Tarik E1 (F) = 105,2 kN

$$F_{nt} \geq F_{tie}$$

$$0,8 f_y A_{st} \geq F_{tie}$$

$$0,8 f_y A_{st} \geq 105200$$

$$A_{st} \geq \frac{105200}{0,8 (384,72)}$$

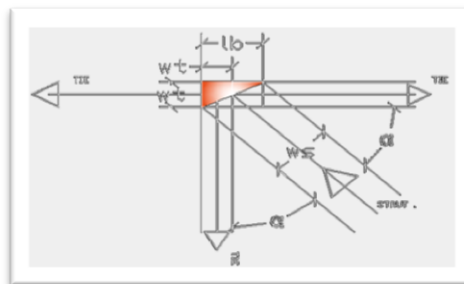
$$A_{st} \geq 328,75 \text{ mm}^2$$

Maka, digunakan tulangan D 32 sebanyak 1 batang = 803,84 mm²

$$803,84 \text{ mm}^2 \geq 328,75 \text{ mm}^2$$

$F_{nt} \geq F_{tie}$ OK!

• **Node 2 (CTT)**



Gambar L.10: Titik simpul pada *node 2* model 1

1. Tarik batang E6

Tarik E1 (F) = 1292,5kN

$$F_{nt} \geq F_{tie}$$

$$0,8 f_y A_{st} \geq F_{tie}$$

$$0,8 f_y A_{st} \geq 1292500$$

$$A_{st} \geq \frac{1292500}{0,8 (400)}$$

$$A_{st} \geq 4039,06 \text{ mm}^2$$

Maka, digunakan tulangan D 32 sebanyak 6 batang = 4832 mm²

$$4832 \text{ mm}^2 \geq 4039,06 \text{ mm}^2$$

$F_n t \geq F_{tie}$ OK!

2. Tekan batang E18

$$F_u = 2287,2 \text{ kN}$$

$$f_c' = \text{K-350 (29,05 Mpa)}$$

$$\emptyset = 64,41^\circ > 25^\circ$$

$$d\text{-region} = 2200 \text{ mm}$$

$$\beta_n = 1,0 \text{ (untuk } \textit{strut} \text{ didaerah tekan yang tidak mengalami retak pada daerah penulangan)}$$

W_t (lebar asumsi) $> W_c$ (lebar efektif minimum)

Dimana :

$$W_c = \frac{F_u}{f_{cu} \cdot b}$$

Ket :

$$f_{cu} = 0,85 \beta_n f_c'$$

$$f_{cu} = 0,85 \times 1 \times 29,05 = 24,693 \text{ Mpa}$$

$$W_c = \frac{2287200}{24,693 \times 2200} = 118,477 \text{ mm} < W_t = 100 \text{ mm (Asumsi)}$$

$$L_b = 600 \text{ mm}$$

$$w_s = l_b \sin \theta + w_t \cos \theta$$

$$= 600 \sin 64,41^\circ + 100 \cos 64,41^\circ$$

$$= 584,34 \text{ mm}$$

Kuat nominal *strut* harus lebih besar dari pada gaya yang diterima:

$$\Phi F_{ns} \geq F$$

Dimana :

$$F_{ns} = f_{cu} A_c$$

$$F_{ns} = 0,85 \beta_s f_c' \times w_s \cdot b$$

$$= 0,85 \times 1,0 \times 29,05 \times 584,34 \times 0,60$$

$$= 8657,25 \text{ kN}$$

(Dimana Φ adalah faktor reduksi kekuatan Untuk *strut and tie model* digunakan $\Phi = 0,75$ (ACI138-02)).

Maka :

$$\Phi Fns = 0,75 \times 8657,25 = 6492,94$$

$$Fu = 2287,2 \text{ kN}$$

Karena kapasitas strut ($\Phi Fns = 6492,94 \text{ kN}$) lebih besar daripada gaya yang bekerja ($F1 = 2287,2 \text{ kN}$), maka strut Fu memadai.

$$\Phi Fns \geq Fu \dots\dots\dots \text{OK!}$$

3. Tarik batang E2

$$\text{Tarik E1 (F)} = 1992,2 \text{ kN}$$

$$Fn t \geq Ftie$$

$$0,8 fy Ast \geq Ftie$$

$$0,8 fy Ast \geq 1992200$$

$$Ast \geq \frac{1992200}{0,8 (400)}$$

$$Ast \geq 6225,63 \text{ mm}^2$$

Maka, digunakan tulangan D 32 sebanyak 10 batang = $8038,4 \text{ mm}^2$

$$8038,4 \text{ mm}^2 \geq 6225,63 \text{ mm}^2$$

$$Fn t \geq Ftie \dots\dots\dots \text{OK!}$$

- Pengecekan pada *Nodal zone 2*

Pada pengecekan *nodal zone* digunakan nilai βn sesuai wilayah *node* yang telah dijelaskan sebelumnya. Maka berikut ini pengecekan nodal zone pada *node 1*:

$$Fcu = 0,85 \beta nfc'$$

$$Fcu = 0,85 \times 1 \times 29,05$$

$$= 24,693 \text{ MPa}$$

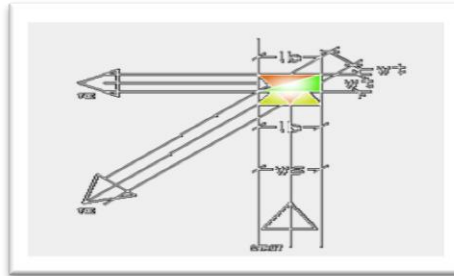
$$\text{Titik tekan pada elemen E18} = \frac{fu}{\beta s \times d\text{-region} \times wt}$$

$$= \frac{2287,2 \times 1000}{1 \times 2200 \times 100} = 19,50 \text{ Mpa}$$

Cek : 10,396 MPa < 24,693 MPa (OKE)

: 0,421 (tekanan ratio yang terjadi < 1 maka aman)

- **Node 3 (CTT)**



Gambar L.11: Titik simpul pada *node 3* model 1

1. Tekan batang E7

$$F_u = 1163,4 \text{ kN}$$

$$f_c' = \text{K-350 (29,05 MPa)}$$

$$\phi = 0^{\circ} > 25^{\circ}$$

$$d\text{-region} = 2200 \text{ mm}$$

$$\beta_n = 1,0 \text{ (untuk } strut \text{ didaerah tekan yang tidak mengalami retak pada daerah penulangan)}$$

W_t (lebar asumsi) > W_c (lebar efektif minimum)

Dimana :

$$W_c = \frac{F_u}{f_{cu} \cdot b}$$

Ket :

$$F_{cu} = 0,85 \beta_n f_c'$$

$$F_{cu} = 0,85 \times 1 \times 29,05 = 24,693 \text{ MPa}$$

$$W_c = \frac{1163400}{24,693 \times 2200} = 21,41 \text{ mm} < W_t = 100 \text{ mm (Asumsi)}$$

$$L_b = 2900 \text{ mm}$$

$$w_s = l_b \sin \theta + w_t \cos \theta$$

$$= 2900 \sin 0^{\circ} + 100 \cos 0^{\circ}$$

$$= 100 \text{ mm}$$

Kuat nominal *strut* harus lebih besar dari pada gaya yang diterima:

$$\Phi Fns \geq F$$

Dimana :

$$Fns = fcu Ac$$

$$Fns = 0,85 \beta_s f_c' x ws . b$$

$$= 0,85 x 1,0 x 29,05 x 100 x 2,9$$

$$= 7160,83 \text{ kN}$$

(Dimana Φ adalah faktor reduksi kekuatan Untuk *strut and tie model* digunakan $\Phi = 0,75$ (ACI138-02)).

Maka :

$$\Phi Fns = 0,75 x 7160,83 = 5370,62$$

$$Fu = 1163,4 \text{ kN}$$

Karena kapasitas strut ($\Phi Fns = 5370,62 \text{ kN}$) lebih besar daripada gaya yang bekerja ($F1 = 1163,4 \text{ kN}$), maka strut Fu memadai.

$$\Phi Fns \geq Fu \dots\dots\dots OK!$$

2. Tarik batang E2

$$\text{Tarik E1 (F)} = 1992,2 \text{ kN}$$

$$Fn t \geq Ftie$$

$$0,8 fy Ast \geq Ftie$$

$$0,8 fy Ast \geq 1992200$$

$$Ast \geq \frac{1992200}{0,8 (400)}$$

$$Ast \geq 6225,63 \text{ mm}^2$$

Maka, digunakan tulangan D 32 sebanyak 10 batang = $8038,4 \text{ mm}^2$

$$8038,4 \text{ mm}^2 \geq 6225,63 \text{ mm}^2$$

$$Fn t \geq Ftie \dots\dots\dots OK!$$

3. Tarik batang E19

$$\text{Tarik E1 (F)} = 2058,9 \text{ kN}$$

$$Fn t \geq Ftie$$

$$0,8 fy Ast \geq Ftie$$

$$0,8 f_y A_{st} \geq 2058900$$

$$A_{st} \geq \frac{2058900}{0,8 (400)}$$

$$A_{st} \geq 6434,06 \text{ mm}^2$$

Maka, digunakan tulangan D 32 sebanyak 10 batang = 8038,4 mm²

$$8038,4 \text{ mm}^2 \geq 6434,06 \text{ mm}^2$$

$F_n t \geq F_{tie}$ OK!

- Pengecekan pada *Nodal zone* 3

Pada pengecekan *nodal zone* digunakan nilai β_n sesuai wilayah node yang telah dijelaskan sebelumnya. Maka berikut ini pengecekan *nodal zone* pada *node* 2:

$$F_{cu} = 0,85 \beta_n f_{c'}$$

$$F_{cu} = 0,85 \times 1 \times 29,05$$

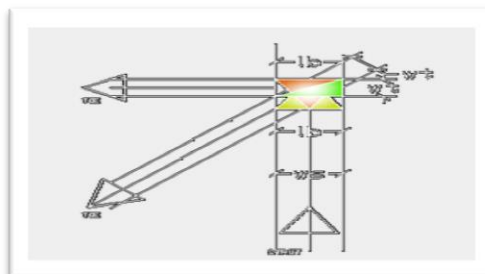
$$= 24,693 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \text{Titik tekan pada elemen E7} &= \frac{f_u}{\beta_s \times d\text{-region} \times w_t} \\ &= \frac{1163,4 \times 1000}{1 \times 2200 \times 100} = 5,28 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\text{Cek} : 5,28 \text{ MPa} < 24,693 \text{ MPa} \quad (\text{OKE})$$

$$: 0,214 \text{ (tekanan ratio yang terjadi } < 1 \text{ maka aman)}$$

- **Node 4 (CTT)**



Gambar L.12: Titik simpul pada *node* 4 model 1

1. Tarik batang E3

$$\text{Tarik E1 (F)} = 3690,9 \text{ kN}$$

$$F_n t \geq F_{tie}$$

$$0,8 f_y A_{st} \geq F_{tie}$$

$$0,8 f_y A_{st} \geq 3690900$$

$$A_{st} \geq \frac{3690900}{0,8 (400)}$$

$$A_{st} \geq 12069 \text{ mm}^2$$

Maka, digunakan tulangan D 32 sebanyak 17 batang = 13665,3 mm²

$$13665,3 \text{ mm}^2 \geq 12069 \text{ mm}^2$$

$F_n t \geq F_{tie}$ OK!

2. Tekan batang E5

$$F_u = 6436,1 \text{ kN}$$

$$f_c' = \text{K-350 (29,05 MPa)}$$

$$\emptyset = 64,99^\circ > 25^\circ$$

$$d\text{-region} = 2200 \text{ mm}$$

$$\beta_n = 1,0 \text{ (untuk } strut \text{ didaerah tekan yang tidak mengalami retak pada daerah penulangan)}$$

W_t (lebar asumsi) $>$ W_c (lebar efektif minimum)

Dimana :

$$W_c = \frac{F_u}{f_{cu} \cdot b}$$

Ket :

$$f_{cu} = 0,85 \beta_n f_c'$$

$$f_{cu} = 0,85 \times 1 \times 29,05 = 24,693 \text{ MPa}$$

$$W_c = \frac{1163400}{24,693 \times 2200} = 21,41 \text{ mm} < W_t = 150 \text{ mm (Asumsi)}$$

$$L_b = 660 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} w_s &= l_b \sin \theta + w_t \cos \theta \\ &= 660 \sin 64,99^\circ + 100 \cos 64,99^\circ \\ &= 661,53 \text{ mm} \end{aligned}$$

Kuat nominal *strut* harus lebih besar dari pada gaya yang diterima:

$$\Phi F_{ns} \geq F$$

Dimana :

$$F_{ns} = f_{cu} A_c$$

$$\begin{aligned}
 Fns &= 0,85 \beta_s fc' \times ws \cdot b \\
 &= 0,85 \times 1,0 \times 29,05 \times 150 \times 0,66 \\
 &= 10781 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

(Dimana Φ adalah faktor reduksi kekuatan Untuk *strut and tie model* digunakan $\Phi = 0,75$ (ACI138-02)).

Maka :

$$\Phi Fns = 0,75 \times 10781 = 8085,75$$

$$Fu = 1163,4 \text{ kN}$$

Karena kapasitas strut ($\Phi Fns = 8085,75 \text{ kN}$) lebih besar daripada gaya yang bekerja ($F1 = 6436,1 \text{ kN}$), maka strut Fu memadai.

$$\Phi Fns \geq Fu \dots\dots\dots OK!$$

- Pengecekan pada *Nodal zone* 4

Pada pengecekan *nodal zone* digunakan nilai β_n sesuai wilayah *node* yang telah dijelaskan sebelumnya. Maka berikut ini pengecekan *nodal zone* pada *node* 3:

$$Fcu = 0,85 \beta_n fc'$$

$$\begin{aligned}
 Fcu &= 0,85 \times 1 \times 29,05 \\
 &= 24,693 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Titik tekan pada elemen E7} &= \frac{fu}{\beta_s \times d\text{-region} \times wt} \\
 &= \frac{6436,1 \times 1000}{1 \times 2200 \times 100} = 19,50 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\text{Cek : } 19,50 \text{ Mpa} < 24,693 \text{ Mpa} \quad (\text{OKE})$$

$$: 0,789 \text{ (tekanan ratio yang terjadi } < 1 \text{ maka aman)}$$

Tabel L.2: Tulangan yang didapat menggunakan STM pada model 1 tampak depan Mutu $fc' 29,05 \text{ MPa}$.

TULANGAN $fc' 29,05$ (<i>Pier</i> kotak)					
Element ID	Force (kN)	Stress (MPa)	Stress Ratio	Jmlh Tul	Steel area
E1	105,2	130,89	0,409	1 D 32	803,8
E2	1992,2	247,84	0,805	10 D 32	8038,4
E3	3690,9	270,09	0,878	17 D 32	13665,3
E6	1292,5	267,98	0,871	6 D 32	4823
E19	2058,9	256,13	0,832	10 D 32	8038,4

Tabel L.2: Lanjutan

E21	708,3	220,29	0,954	4 D 32	2411,5
E16	2255	280,53	0,911	10 D 32	8038,4
E9	3528,8	292,66	0,951	15 D 32	12057,6
E23	1265,6	262,41	0,853	6 D 32	4823
E15	1940,7	301,79	0,981	8 D 32	6430,7
E25	2334,3	290,4	0,944	10 D 32	8038,4
E10	10992,3	290,95	0,945	47 D 32	37780,5
E14	2687	303,88	0,905	12 D 32	9646,1
E28	18058,6	303,59	0,986	74 D 32	59484,2

Tabel L.3: Nilai *Stess* pada setiap elemen pada *nodal zone* muku f_c' 29,05 MPa

Node ID	Node Side	Force (kN)	Stress (MPa)	Stress Ratio	f'c Ratio	Beta Ratio	Node ID	
N1	E1	105,2	NA	NA	NA	NA	CCT	
	E4	-6436,1	19,50	0,987	0,671	0,987		
N2	E1	105,2	NA	NA	NA	NA	CTT	
	E2	1992,2	NA	NA	NA	NA		
	E6	1292,5	NA	NA	NA	NA		
N3	E18	-2287,2	10,40	0,702	0,358	0,702	CTT	
	E2	1992,2	NA	NA	NA	NA		
	E3	3690,9	NA	NA	NA	NA		
	E7	-1163,4	5,29	0,357	0,182	0,357		
N4	E19	2058,9	NA	NA	NA	NA	CCT	
	E3	3690,9	NA	NA	NA	NA		
N5	E5	-6436,1	19,50	0,987	0,671	0,987	CCT	
	E6	1292,5	NA	NA	NA	NA		
	E19	2058,9	NA	NA	NA	NA		
	N6	E6	1292,5	NA	NA	NA	NA	CTT
		E19	2058,9	NA	NA	NA	NA	
		E17	-2388,2	10,86	0,733	0,374	0,733	CCC
		E8	-761,1	17,30	0,701	0,595	0,701	
		E17	-2388,2	10,86	0,440	0,374	0,440	
N7	E20	-3637,8	16,54	0,670	0,569	0,670	CCT	
	E5	-6436,1	19,50	0,790	0,671	0,790		
	E7	-1163,4	5,29	0,214	0,182	0,214		
	E18	-2287,2	10,40	0,421	0,358	0,421		
	E11	-8128,9	18,47	0,935	0,636	0,935		
	E17	-2388,2	10,86	0,550	0,374	0,550		
N8	E21	708,3	NA	NA	NA	NA	CTT	
	E8	-761,1	11,53	0,778	0,397	0,778		
	E9	3528,8	NA	NA	NA	NA		
	E16	2255,0	NA	NA	NA	NA		
	E21	708,3	NA	NA	NA	NA		
N9	E22	-4815,8	14,59	0,985	0,502	0,985	CTT	
	E22	-4815,8	14,59	0,985	0,502	0,985		

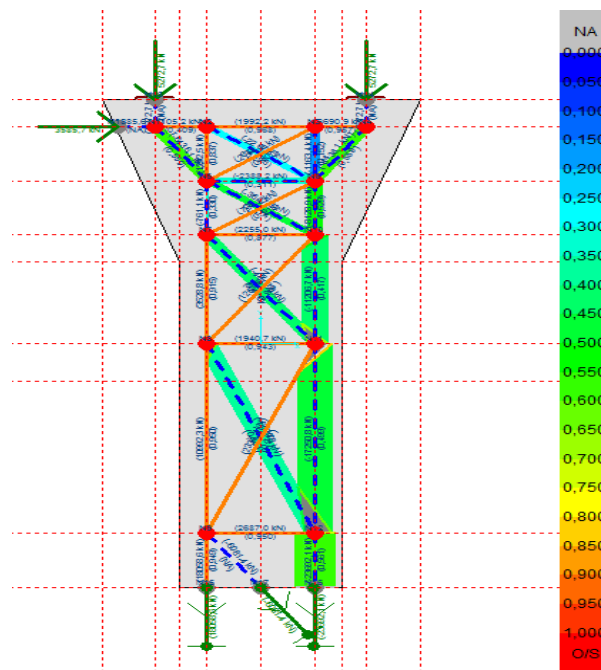
Tabel L.3: Lanjutan

N8	E10	10992,3	NA	NA	NA	NA	CTT
	E15	1940,7	NA	NA	NA	NA	
	E23	1265,6	NA	NA	NA	NA	
	E24	-6979,3	12,69	0,857	0,437	0,857	
N10	E11	-8128,9	18,47	0,935	0,636	0,935	CCT
	E16	2255,0	NA	NA	NA	NA	
	E20	-3637,8	16,54	0,837	0,569	0,837	
	E12	-8128,9	18,47	1,247	0,636	1,247	CTT
	E16	2255,0	NA	NA	NA	NA	
N11	E12	-11206,7	14,55	0,737	0,501	0,737	CCT
	E15	1940,7	NA	NA	NA	NA	
	E22	-4815,8	14,59	0,739	0,502	0,739	
	E13	-17250,8	17,43	1,176	0,600	1,176	CTT
	E15	1940,7	NA	NA	NA	NA	
	E25	2334,3	NA	NA	NA	NA	
N12	E13	-17250,8	17,43	0,882	0,600	0,882	CCT
	E14	2687,0	NA	NA	NA	NA	
	E24	-6979,3	12,69	0,642	0,437	0,642	
	E29	-23692,1	19,58	0,991	0,674	0,991	

Penentuan

b. Perhitungan *strut and tie* pada mutu f_c' 41,5 MPa

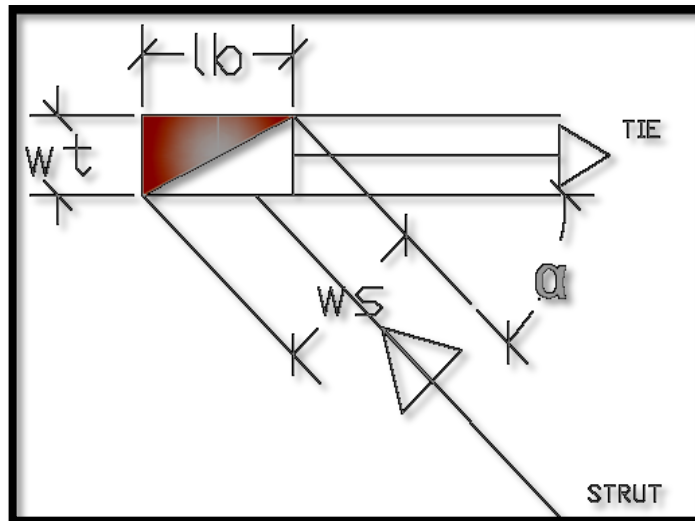
Berdasarkan nilai gaya yang didapat pada CAST didapat tegangan yang terjadi pada pilar model 1 dengan mutu K-500 dapat dilihat pada Gambar L.13.



Gambar L.13: Run analisis pada Model 1 mutu f_c' 41,5 MPa

Berdasarkan hasil analisis yang terdapat pada CAST dapat diperhitungkan atau dijabarkan menggunakan STM. Berikut ini perhitungan dan pengecekan model 1 dengan mutu f_c' 41,5 MPa yang dilakukan pada setiap elemen yang terdapat di *nodal zone*.

1. *Node 1 (CCT)*



Gambar L.14: Titik simpul pada node 1 model 1

1. Tarik batang E1

Tarik E1 (F) = 105,2 kN

$$F_n t \geq F_{tie}$$

$$0,8 f_y A_{st} \geq F_{tie}$$

$$0,8 f_y A_{st} \geq 105200$$

$$A_{st} \geq \frac{105200}{0,8 (459,8)}$$

$$A_{st} \geq 328,75 \text{ mm}^2$$

Maka, digunakan tulangan D 32 sebanyak 1 batang = 803,84 mm²

$$803,84 \text{ mm}^2 \geq 328,75 \text{ mm}^2$$

$$F_n t \geq F_{tie} \dots\dots\dots OK!$$

2. Tekan batang E4

$$F_u = 6436,1 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 f_c' &= \text{K-500 (41,5 MPa)} \\
 \phi &= 55,01^\circ > 25^\circ \\
 d\text{-region} &= 2200 \text{ mm} \\
 \beta_n &= 1,0 \text{ (untuk } \textit{strut} \text{ didaerah tekan yang tidak mengalami} \\
 &\quad \text{retak pada daerah penulangan)}
 \end{aligned}$$

W_t (lebar asumsi) $>$ W_c (lebar efektif minimum)

Dimana :

$$W_c = \frac{F_u}{f_{cu} \cdot b}$$

Ket :

$$F_{cu} = 0,85 \beta_n f_c'$$

$$F_{cu} = 0,85 \times 1 \times 41,5 = 35,275 \text{ MPa}$$

$$W_c = \frac{6436100}{34,893 \times 2200} = 82,934 \text{ mm} < W_t = 150 \text{ mm (Asumsi)}$$

$$L_b = 680 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 w_s &= l_b \sin \theta + w_t \cos \theta \\
 &= 680 \sin 55,01^\circ + 150 \cos 55,01^\circ \\
 &= 643,106 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Kuat nominal *strut* harus lebih besar dari pada gaya yang diterima:

$$\phi F_{ns} \geq F$$

Dimana :

$$F_{ns} = f_{cu} A_c$$

$$\begin{aligned}
 F_{ns} &= 0,85 \beta_s f_c' \times w_s \cdot b \\
 &= 0,85 \times 1,0 \times 41,5 \times 643,106 \times 0,68 \\
 &= 15426 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

(Dimana ϕ adalah faktor reduksi kekuatan Untuk *strut and tie model* digunakan $\phi = 0,75$ (ACI138-02)).

Maka :

$$\phi F_{ns} = 0,75 \times 15426 = 11570 \text{ kN}$$

$$F_u = 6436,1 \text{ kN}$$

Karena kapasitas *strut* ($\phi F_{ns} = 11570 \text{ kN}$) lebih besar daripada gaya yang bekerja ($F_l = 6436,1 \text{ kN}$), maka *strut* F_u memadai.

$\Phi Fns \geq Fu$ OK!

- Pengecekan pada *Nodal zone* 1

Pada pengecekan *nodal zone* digunakan nilai βn sesuai wilayah *node* yang telah dijelaskan sebelumnya. Maka berikut ini pengecekan *nodal zone* pada *node* 1:

$$Fcu = 0,85 \beta n f_c'$$

$$Fcu = 0,85 \times 1 \times 41,5$$

$$= 35,275 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \text{Titik tekan pada elemen E4} &= \frac{fu}{\beta s \times d\text{-region} \times wt} \\ &= \frac{6436,1 \times 1000}{1 \times 2200 \times 150} = 19,50 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Cek : 19,50 MPa < 34,893 MPa (OKE)

: 0,556 (tekanan ratio yang terjadi < 1 maka aman)

Tabel L.4: Tulangan yang didapat menggunakan STM pada model 1 tampak depan mutu f_c' 41,5 MPa.

TULANGAN f_c' 41,5 (Pier kotak)					
Element ID	Force (kN)	Stress (MPa)	Stress Ratio	Jmlh Tul	Steel area
E1	105,2	130,89	0,356	1 D 32	803,8
E2	1992,2	309,8	0,842	8 D 32	6430,7
E3	3690,9	306,1	0,832	15 D 32	12057,6
E6	1292,5	321,58	0,874	5 D 32	4019,2
E19	2058,9	320,16	0,87	8 D 32	6430,7
E21	708,3	293,72	0,799	3 D 32	2411,5
E16	2255	350,67	0,953	8 D 32	6430,7
E9	3528,8	337,69	0,981	13 D 32	10449,9
E23	1265,6	314,89	0,856	5 D 32	4019,2
E15	1940,7	344,9	0,938	7 D 32	5626,9
E25	2334,3	322,67	0,877	9 D 32	7234,6
E10	10992,3	322,67	0,826	45 D 32	36172,8
E14	2687	303,88	0,826	11 D 32	8842,4
E28	18058,6	340,39	0,925	66 D 32	53053,4

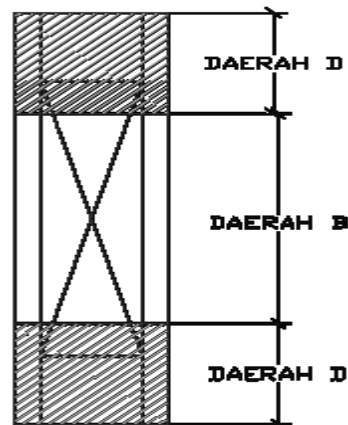
Tabel L.5: Nilai *Stress* pada setiap elemen pada *nodal zone* mutu f_c '41,5

Node ID	Node Side	Force (kN)	Stress (MPa)	Stress Ratio	f'c Ratio	Beta Ratio	Node ID	
N1	E1	105,2	NA	NA	NA	NA	CCT	
	E4	-6436,1	19,50	0,699	0,475	0,699		
N2	E1	105,2	NA	NA	NA	NA	CTT	
	E2	1992,2	NA	NA	NA	NA		
	E6	1292,5	NA	NA	NA	NA		
	E18	-2287,2	10,40	0,497	0,253	0,497		
N3	E2	1992,2	NA	NA	NA	NA	CTT	
	E3	3690,9	NA	NA	NA	NA		
	E7	-1163,4	5,29	0,253	0,129	0,253		
	E19	2058,9	NA	NA	NA	NA		
N4	E3	3690,9	NA	NA	NA	NA	CCT	
	E5	-6436,1	19,50	0,699	0,475	0,699		
N5	E4	-6436,1	19,50	0,699	0,475	0,699	CCT	
	E6	1292,5	NA	NA	NA	NA		
	E19	2058,9	NA	NA	NA	NA		
	N5	E6	1292,5	NA	NA	NA	NA	CTT
		E19	2058,9	NA	NA	NA	NA	
		E17	-2388,2	10,86	0,519	0,264	0,519	
		E8	-761,1	11,53	0,330	0,281	0,330	
	N5	E17	-2388,2	10,86	0,311	0,264	0,311	CCC
E20		-3637,8	16,54	0,474	0,403	0,474		
E5		-6436,1	19,50	0,559	0,475	0,559		
N6	E7	-1163,4	5,29	0,152	0,129	0,152	CCC	
	E18	-2287,2	10,40	0,298	0,253	0,298		
	E11	-8128,9	18,47	0,662	0,450	0,662		
	N6	E17	-2388,2	10,86	0,389	0,264	0,389	CCT
		E21	708,3	NA	NA	NA	NA	
		E8	-761,1	11,53	0,551	0,281	0,551	
N7	E9	3528,8	NA	NA	NA	NA	CTT	
	E16	2255,0	NA	NA	NA	NA		
	E21	708,3	NA	NA	NA	NA		
	E22	-4815,8	14,59	0,697	0,355	0,697		

Tabel L.5: *Lanjutan*

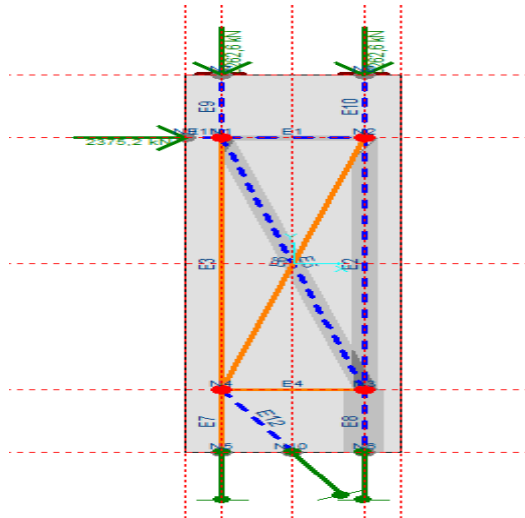
N8	E10	10992,3	NA	NA	NA	NA	CTT
	E15	1940,7	NA	NA	NA	NA	
	E23	1265,6	NA	NA	NA	NA	
	E24	-6979,3	12,69	0,606	0,309	0,606	
N10	E11	-8128,9	18,47	0,662	0,450	0,662	CCT
	E16	2255,0	NA	NA	NA	NA	
	E20	-3637,8	16,54	0,592	0,403	0,592	
	E12	-11206,7	14,55	0,695	0,355	0,695	CTT
	E16	2255,0	NA	NA	NA	NA	
	E23	1265,6	NA	NA	NA	NA	
N11	E12	-11206,7	14,55	0,521	0,355	0,521	CCT
	E15	1940,7	NA	NA	NA	NA	
	E22	-4815,8	14,59	0,523	0,355	0,523	
	E13	-17250,8	17,43	0,832	0,424	0,832	CTT
	E15	1940,7	NA	NA	NA	NA	
	E25	2334,3	NA	NA	NA	NA	
N12	E13	-17250,8	17,43	0,624	0,424	0,624	CCT
	E14	2687,0	NA	NA	NA	NA	
	E24	-6979,3	12,69	0,455	0,309	0,455	
	E29	-23692,1	19,58	0,701	0,477	0,701	

Penentuan daerah *d-region* dan *b-region* tampak samping dapat dilihat pada Gambar L.14.



Gambar L.14: Daerah *D-region* dan *B-region* pada Model 1 (Tampak Samping)

Dari penentuan yang dilakukan didapat nilai-nilai tegangan (*stress ratio*) yang terjadi pada tampak samping model 1 dapat dilihat ada Gambar L.15.



Gambar L.15: Elemen dan titik simpul (*node*) pada model 1 Tampak samping

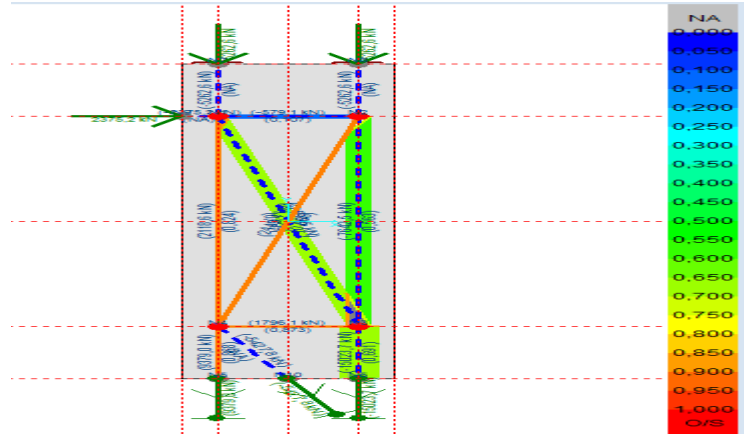
Berdasarkan hasil diatas didapat gaya *strut and tie* pada Model 1 tampak samping menggunakan *CAST* dapat dilihat pada Tabel L.6.

Tabel L.6: Hasil Gaya *strut and tie* pada Model 1 (Tampak samping)

Element ID	Force (kN)	Tekan	Tarik	Stress ratio K-350	Stress ratio K-500
E1	-579,1	Tekan	-	0,107	0,075
E2	-7642,5	Tekan	-	0,563	0,398
E3	2118,6	-	Tarik	0,824	0,824
E4	1796,1	-	Tarik	0,873	0,873
E5	-7596,5	Tekan	-	0,699	0,495
E6	2449,4	-	Tarik	0,866	0,866
E7	9379,0	-	Tarik	0,868	0,868
E8	-15023,7	Tekan	-	0,691	0,489

a. Perhitungan *strut and tie* pada mutu f_c' 29,05 MPa

Berdasarkan nilai gaya yang didapat pada CAST didapat tegangan yang terjadi pada pilar tampak samping model 1 dengan mutu f_c' 29,05 dapat dilihat pada Gambar L.16



Gambar L.16: Run analisis pada Model 1 mutu f_c' 29,05 (Tampak Samping)

Berdasarkan hasil *run* analisis pada model 1 tampak samping didapat *stress ratio nodal zone* dan jumlah tulangan yang dapat dilihat pada Tabel L.7 dan Tabel L.8..

Tabel L.7: Nilai Stress pada setiap elemen pada nodal zone mutu f_c' 29,05

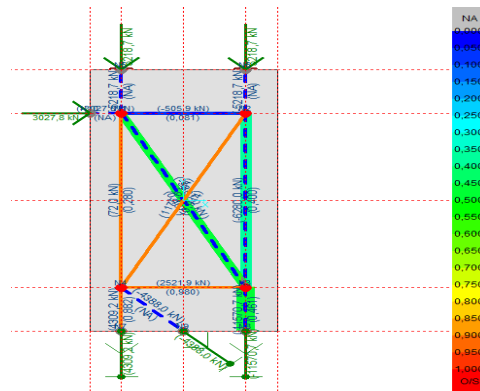
Nilai stress pada wilayah Nodal Zone (Tampak Samping)							
Node ID	Node Side	Force (kN)	Stress (MPa)	Stress Ratio	f'c Ratio	Beta Ratio	Node ID
NODE 1	E1	-579,1	2,63	0,133	0,091	0,133	CCT
	E3	2118,6	NA	NA	NA	NA	
	E5	-7596,5	17,26	0,874	0,594	0,874	
NODE 2	E1	-579,1	2,63	0,133	0,091	0,133	CCT
	E2	-7642,5	13,90	0,703	0,478	0,703	
	E6	2449,4	NA	NA	NA	NA	
NODE 3	E2	-7642,5	13,90	0,703	0,478	0,703	CCT
	E4	1796,1	NA	NA	NA	NA	
	E5	-7596,5	17,26	0,874	0,594	0,874	
	E8	-15023,7	17,07	0,864	0,588	0,864	

Tabel L.8: Tulangan yang didapat menggunakan STM pada model 1 tampak samping mutu $f_c' 29,05$ Mpa.

TULANGAN KOTAK K-350 (Tampak Samping)				
Element ID	Force (kN)	Stress (MPa)	Stress Ratio	Jmlh Tul
E7	9379	277,8	0,903	42 D 32
E4	1796,1	279,3	0,907	8 D 32
E6	2449,4	277,01	0,9	11 D 32
E3	2118,6	263,55	0,856	10 32

b. Perhitungan *strut and tie* pada mutu $f_c' 41,5$ MPa

Berdasarkan nilai gaya yang didapat pada CAST didapat tegangan yang terjadi pada pilar tampak samping model 1 dengan mutu $f_c' 41,5$ dapat dilihat pada Gambar L.17.



Gambar L.17: Run analisis pada Model 1 mutu $f_c' 41,5$ (Tampak Samping)

Berdasarkan hasil *run* analisis pada model 1 tampak samping didapat *stress ratio nodal zone* dan jumlah tulangan yang dapat dilihat pada Tabel L.9 dan L.10.

Tabel L.9: Nilai *Stress* pada setiap elemen pada *nodal zone* mutu $f_c' 41,5$

Nilai stress pada wilayah Nodal Zone (Tampak Samping)							
Node ID	Node Side	Force (kN)	Stress (MPa)	Stress Ratio	f'c Ratio	Beta Ratio	Node ID
NODE 1	E1	-579,1	2,63	0,094	0,064	0,094	CCT
	E3	2118,6	NA	NA	NA	NA	
	E5	-7596,5	17,26	0,619	0,421	0,619	

Tabel L.9: Lanjutan

NODE 2	E1	-579,1	2,63	0,094	0,064	0,094	CCT
	E2	-7642,5	13,90	0,498	0,339	0,498	
	E6	2449,4	NA	NA	NA	NA	
NODE 3	E2	-7642,5	13,90	0,498	0,339	0,498	CCT
	E4	1796,1	NA	NA	NA	NA	
	E5	-7596,5	17,26	0,619	0,421	0,619	
	E8	- 15023,7	17,07	0,612	0,416	0,612	

Tabel L.10: Tulangan pada model 1 Tampak samping

TULANGAN KOTAK K-500 (Tampak Samping)				
Element ID	Force (kN)	Stress (MPa)	Stress Ratio	Jmlh Tul
E7	9379	343,17	0,933	34 D 32
E4	1796,1	1796,1	0,759	8 D 32
E6	2449,4	338,57	0,92	9 D 32
E3	2118,6	329,44	0,896	8 D 32

B. Membangun Model *Strut And Tie* Pada Pilar Model 2

Berdasarkan pembebanan yang dilakukan pada aplikasi CSI V.17 didapat beban sebesar 2611,52 kN dan beban gempa 1771,9 kN. Maka dapat direncanakan plat bearing yang digunakan pada pilar dengan mutu yang berbeda yaitu:

- Untuk mutu K-350

$$\begin{aligned} \text{Direncanakan : } f_y &= 400 \text{ MPa} \\ & f_c' &= 29,05 \text{ MPa} \\ & \text{Bearing} &= 500 \times 400 \end{aligned}$$

Dimana :

$$\begin{aligned} V_u &= 2611,52 \text{ kN} \\ A_t &> \frac{V_u}{\phi (0,85 f_c')} \\ 500 \times 400 &> \frac{2611520}{0,7 (0,85 \cdot 29,05)} \\ 200000 &> 151088 \text{ mm}^2 \text{ (OKE)} \end{aligned}$$

- Untuk mutu K-500

Direncanakan : f_y = 400 MPa
 f_c' = 41,5 MPa
 Bearing = 500 x 400

Dimana :

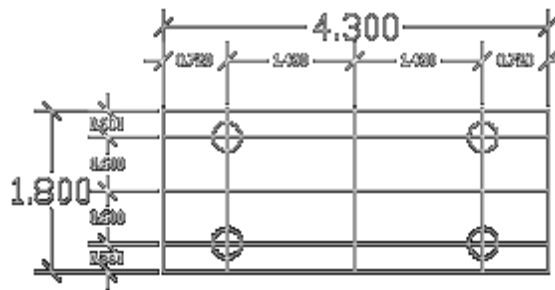
$$V_u = 2611,52 \text{ kN}$$

$$A_t > \frac{V_u}{\phi (0,85 f_c')}$$

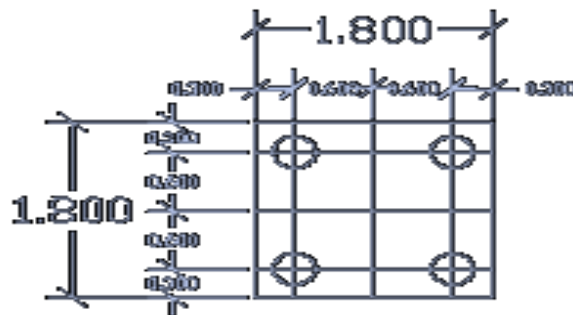
$$500 \times 400 > \frac{2611520}{0,7 (0,85 \cdot 41,5)}$$

$$200000 > 106546 \text{ mm}^2 \text{ (OKE)}$$

1. Analisis *Strut and Tie* Pada Permodelan 2 (Tampak Depan)



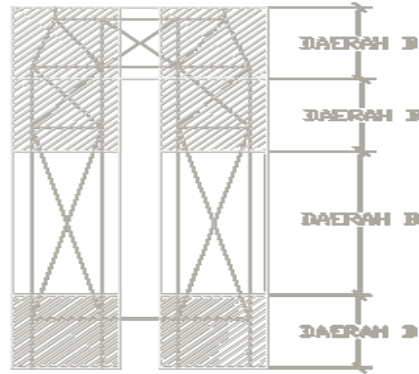
Gambar L.18: Area penampang *pier head*.



Gambar L.19: Area penampang *pier*.

Pada gambar diatas merupakan gambar penampang atas pilar yang dibagi menjadi 4 area sesuai persyaratan dari permodelan *strut and tie*. Selanjutnya dilakukan Perencanaan tampak depan sesuai dengan penentuan daerah *D-region* dan *B-region* serta penentuan sudut yang disyaratkan. Kemudian menganalisis

permodelan *strut and tie* menggunakan *CAST* untuk mendapatkan hasil gaya pada *strut and tie*. Penentuan daerah *D-region* dan *B-region* dapat dilihat pada Gambar L.20.



Gambar L.20: Daerah *D-region* dan *B-region* pada Model 2

Berdasarkan hasil diatas didapat gaya *strut and tie* pada Model 2 menggunakan *CAST* dapat dilihat pada Tabel L.11.

Tabel L.11: Hasil Gaya *strut and tie* pada Model 2

Element ID	Force (kN)	Tekan	Tarik	Stress ratio $f_c' 29,05$	Stress ratio $f_c' 41,5$
E1	-4238,5	Tekan	-	0,636	0,450
E2	-1458,1	Tekan	-	0,547	0,387
E3	2109,1	-	Tarik	0,820	0,820
E4	2980,9	-	Tarik	0,891	0,891
E5	-4146,8	Tekan	-	0,622	0,440
E6	-917,5	Tekan	-	0,413	0,292
E7	-2612,9	Tekan	-	0,588	0,416
E8	-400,9	Tekan	-	0,451	0,319
E9	-4394,8	Tekan	-	0,494	0,350
E10	3852,2	-	Tarik	0,936	0,936
E11	1913,1	-	Tarik	0,930	0,930
E12	-1570,0	Tekan	-	0,353	0,250
E13	836,7	-	Tarik	0,813	0,813
E14	-4462,1	Tekan	-	0,502	0,355

Tabel L.11: *Lanjutan*

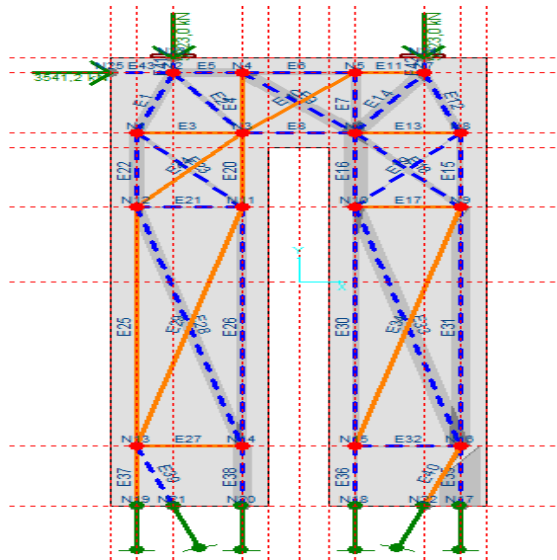
E15	-1084,3	Tekan	-	0,488	0,345
E16	-6791,1	Tekan	-	0,611	0,433
E17	1816,0	-	Tarik	0,882	0,882
E18	-3257,7	Tekan	-	0,733	0,519
E19	-509,1	Tekan	-	0,573	0,405
E20	2977,2	-	Tarik	0,890	0,890
E21	-227,8	Tekan	-	0,512	0,363
E22	-3114,4	Tekan	-	0,467	0,331
E23	-1134,8	Tekan	-	0,511	0,361
E24	1785,3	-	Tarik	0,868	0,868
E25	1829,7	-	Tarik	0,889	0,889
E26	-1655,6	Tekan	-	0,372	0,264
E27	887,5	-	Tarik	0,863	0,863
E28	-3659,3	Tekan	-	0,549	0,388
E29	3862,0	-	Tarik	0,938	0,938
E30	-1197,0	Tekan	-	0,539	0,381
E31	-4504,8	Tekan	-	0,507	0,359
E32	-219,1	Tekan	-	0,493	0,349
E33	-6176,0	Tekan	-	0,695	0,492
E34	903,6	-	Tarik	0,878	0,878
E35	-15402,2	Tekan	-	0,770	0,545
E36	-320,4	Tekan	-	0,721	0,510
E37	10788,3	-	Tarik	0,839	0,839
E38	-5205,6	Tekan	-	0,586	0,414

2. Perhitungan Kuat tekan pada *strut* dan Tulangan pada *tie*

Berdasarkan nilai gaya yang didapat pada *CAST* dilakukan perhitungan tegangan-tegangan yang terjadi pada setiap nodal zone menurut ketentuan yang terdapat dalam ACI 318-02. Dimana menurut ACI 318-02 nilai β_n ditentukan sesuai titiksimpul yang terjadi yaitu:

- Untuk wilayah nodal *C-C-C* yang dibatasi oleh *strut* tekan dan daerah bantalan, $\beta_n = 1,0$
- Untuk wilayah nodal *C-C-T* yang ditahan oleh satu *tie*, $\beta_n = 0,80$
- Untuk wilayah nodal *C-T-T* atau *T-T-T* yang ditahan oleh lebih dari satu *tie*, $\beta_n = 0,60$.

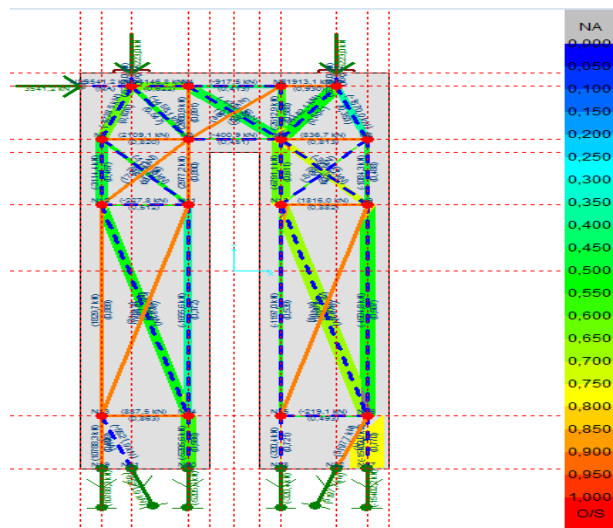
Dari penentuan yang dilakukan didapat nilai-nilai tegangan (*stress ratio*) yang terjadi pada model 2 dapat dilihat ada Gambar L.21.



Gambar L.21: Elemen dan titik simpul (*node*) pada model 2 Tampak depan

a. Perhitungan *strut and tie* pada mutu $f_c' 29,05$ MPa

Berdasarkan nilai gaya yang didapat pada CAST didapat tegangan yang terjadi pada pilar model 2 dengan mutu $f_c' 29,05$ dapat dilihat pada Gambar L.22.



Gambar L.22: Run analisis pada Model 2 mutu $f_c' 29,05$.

Berdasarkan hasil analisis yang terdapat pada CAST dapat diperhitungkan atau dijabarkan menggunakan STM. Berikut ini perhitungan dan pengecekan

model 2 dengan mutu $f_c' 29,05$ yang dilakukan pada setiap elemen yang terdapat di *nodal zone* dapat dilihat pada Tabel L.12.

Tabel L.12: Tulangan yang didapat menggunakan STM pada model 2 tampak depan mutu $f_c' 29,05$ MPa.

TULANGAN $f_c' 29,05$ (<i>Pier ganda</i>)					
Element ID	Force (kN)	Stress (MPa)	Stress Ratio	Jmlh Tul	Steel area
E3	2109,1	262,38	0,852	10 D 32	8038,4
E4	2980,9	285,25	0,927	13 D 32	10449,9
E10	3852,2	281,9	0,916	17 D 32	136665,3
E11	1913,1	264,44	0,859	9 D 32	7234,6
E13	836,7	260,22	0,845	4 D 32	3215,4
E20	2977,2	284,9	0,926	13 D 32	10449,9
E24	1785,3	246,77	0,802	9 D 32	7234,6
E17	1816	251,01	0,816	9 D 32	7234,6
E34	903,6	281,02	0,913	4 D 32	3215,4
E29	3862	282,61	0,918	17 D 32	136665,3
E25	1829,7	252,91	0,822	9 D 32	7234,6
E27	887,5	276,02	0,897	4 D 32	3215,4
E37	10788,3	268,42	0,872	50 D 32	40192

Tabel L.13 Nilai *stess* pada setiap elemen pada *nodal zone* mutu $f_c' 29,05$

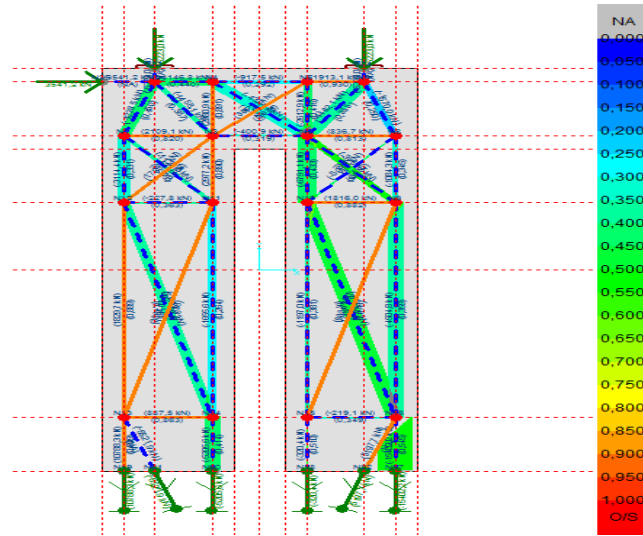
Node ID	Node Side	Force (kN)	Stress (MPa)	Stress Ratio	f_c Ratio	Beta Ratio	Node ID
Node 1	E1	-4238,5	15,70	0,795	0,540	0,795	CCT
	E3	2109,1	NA	NA	NA	NA	
	E22	-3114,4	11,53	0,584	0,397	0,584	
	E23	-1134,8	12,61	0,638	0,434	0,638	
Node 2	E1	-4238,5	15,70	0,636	0,540	0,636	CCC
	E2	-1458,1	13,50	0,547	0,465	0,547	
	E5	-4146,8	15,36	0,622	0,529	0,622	
Node 3	E2	-1458,1	13,50	0,911	0,465	0,911	CTT
	E3	2109,1	NA	NA	NA	NA	
	E4	2980,9	NA	NA	NA	NA	
	E8	-400,9	11,14	0,752	0,383	0,752	
	E10	3852,2	NA	NA	NA	NA	
	E20	2977,2	NA	NA	NA	NA	
Node 4	E4	2980,9	NA	NA	NA	NA	CCT
	E5	-4146,8	15,36	0,777	0,529	0,777	
	E9	-4394,8	12,21	0,618	0,420	0,618	
	E6	-917,5	10,19	0,516	0,351	0,516	

Tabel L.13: *Lanjutan*

Node 6	E7	-2612,9	14,52	0,588	0,500	0,588	CCC
	E8	-400,9	11,14	0,451	0,383	0,451	
	E9	-4394,8	12,21	0,494	0,420	0,494	
	E14	-4462,1	12,39	0,502	0,427	0,502	
	E13	836,7	NA	NA	NA	NA	CCT
	E16	-6791,1	15,09	0,764	0,519	0,764	
	E18	-3257,7	18,10	0,916	0,623	0,916	
Node 7	E11	1913,1	NA	NA	NA	NA	CCT
	E12	-1570,0	8,72	0,442	0,300	0,442	
	E14	-4462,1	12,39	0,627	0,427	0,627	
Node 8	E12	-1570,0	8,72	0,442	0,300	0,442	CCT
	E13	836,7	NA	NA	NA	NA	
	E15	-1084,3	12,05	0,610	0,415	0,610	
	E19	-509,1	14,14	0,716	0,487	0,716	
Node 9	E15	-1084,3	12,05	0,610	0,415	0,610	CCT
	E17	1816,0	NA	NA	NA	NA	
	E18	-3257,7	18,10	0,916	0,623	0,916	
	E17	1816,0	NA	NA	NA	NA	CTT
	E31	-4504,8	12,51	0,845	0,431	0,845	
	E34	903,6	NA	NA	NA	NA	
Node 10	E16	-6791,1	15,09	0,764	0,519	0,764	CCT
	E19	-509,1	14,14	0,716	0,487	0,716	
	E17	1816,0	NA	NA	NA	NA	
	E30	-1197,0	13,30	0,673	0,458	0,673	
	E33	-6176,0	17,16	0,868	0,591	0,868	
Node 11	E20	2977,2	NA	NA	NA	NA	CCT
	E21	-227,8	12,65	0,641	0,436	0,641	
	E23	-1134,8	12,61	0,638	0,434	0,638	
	E26	-1655,6	9,20	0,466	0,317	0,466	
	E29	3862,0	NA	NA	NA	NA	
Node 12	E22	-3114,4	11,53	0,584	0,397	0,584	CCT
	E24	1785,3	NA	NA	NA	NA	
	E21	-227,8	12,65	0,641	0,436	0,641	
	E28	-3659,3	13,55	0,686	0,467	0,686	
	E25	1829,7	NA	NA	NA	NA	
Node 14	E26	-1655,6	9,20	0,466	0,317	0,466	CCT
	E27	887,5	NA	NA	NA	NA	
	E28	-3659,3	13,55	0,686	0,467	0,686	
	E38	-5205,6	14,46	0,732	0,498	0,732	
Node 15	E30	-1197,0	13,30	0,673	0,458	0,673	CCT
	E32	-219,1	12,17	0,616	0,419	0,616	
	E34	903,6	NA	NA	NA	NA	
	E36	-320,4	17,80	0,901	0,613	0,901	
Node 16	E31	-4504,8	12,51	0,507	0,431	0,507	CCC
	E32	-219,1	12,17	0,493	0,419	0,493	
	E33	-6176,0	17,16	0,695	0,591	0,695	
	E35	-15402,2	19,02	0,770	0,655	0,770	

b. Perhitungan *strut and tie* pada mutu $f_c' 41,5$ MPa

Berdasarkan nilai gaya yang didapat pada CAST didapat tegangan yang terjadi pada pilar model 2 dengan mutu $f_c' 41,5$ Mpa didapat dilihat pada Gambar L.23.



Gambar L.23: Run analisis pada Model 2 mutu $f_c' 41,5$ MPa

Berdasarkan hasil analisis yang terdapat pada CAST dapat diperhitungkan atau dijabarkan menggunakan STM. Berikut ini perhitungan dan pengecekan model 2 dengan mutu $f_c' 41,5$ Mpa yang dilakukan pada setiap elemen yang terdapat di *nodal zone*.

Tabel L.14: Tulangan yang didapat menggunakan STM pada model 2 tampak depan mutu $f_c' 41,5$ MPa.

TULANGAN $f_c' 41,5$ (Pier ganda)					
Element ID	Force (kN)	Stress (MPa)	Stress Ratio	Jmlh Tul	Steel area
E3	2109,1	291,53	0,793	9 D 32	7234,6
E4	2980,9	309,02	0,84	12 D 32	9646,1
E10	3852,2	319,48	0,869	15 D 32	12057,6
E11	1913,1	297,5	0,809	8 D 32	6430,7
E13	836,7	346,96	0,943	3 D 32	2411,5
E20	2977,2	336,7	0,915	11 D 32	8842,2
E24	1785,3	317,28	0,863	7 D 32	5626,9
E17	1816	322,73	0,877	7 D 32	5626,9
E34	903,6	281,02	0,764	4 D 32	3215,4
E29	3862	320,29	0,871	15 D 32	12057,6
E25	1829,7	325,17	0,884	7 D 32	5626,9
E27	887,5	276,02	0,75	4 D 32	3215,4
E27	10788,3	291,76	0,793	46 D 32	36976,6

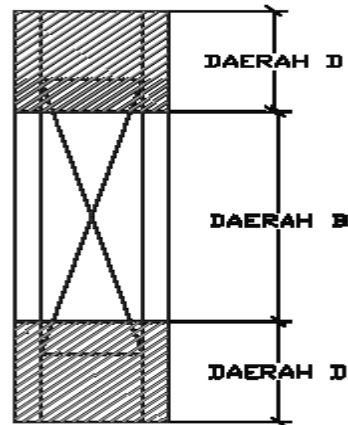
Tabel L.15: Nilai *Stess* pada setiap elemen pada *nodal zone* mutu f_c' 41,5 MPa

Node ID	Node Side	Force (kN)	Stress (MPa)	Stress Ratio	f'c Ratio	Beta Ratio	Node ID
Node 1	E1	-4238,5	15,70	0,562	0,382	0,562	CCT
	E3	2109,1	NA	NA	NA	NA	
	E22	-3114,4	11,53	0,413	0,281	0,413	
	E23	-1134,8	12,61	0,452	0,307	0,452	
Node 2	E1	-4238,5	15,70	0,450	0,382	0,450	CCC
	E2	-1458,1	13,50	0,387	0,329	0,387	
	E5	-4146,8	15,36	0,440	0,374	0,440	
Node 3	E2	-1458,1	13,50	0,645	0,329	0,645	CTT
	E3	2109,1	NA	NA	NA	NA	
	E4	2980,9	NA	NA	NA	NA	
	E8	-400,9	11,14	0,532	0,271	0,532	
	E10	3852,2	NA	NA	NA	NA	
	E20	2977,2	NA	NA	NA	NA	
Node 4	E4	2980,9	NA	NA	NA	NA	CCT
	E5	-4146,8	15,36	0,550	0,374	0,550	
	E9	-4394,8	12,21	0,437	0,297	0,437	
	E6	-917,5	10,19	0,365	0,248	0,365	
Node 5	E6	-917,5	10,19	0,365	0,248	0,365	CCT
	E7	-2612,9	14,52	0,520	0,354	0,520	
	E10	3852,2	NA	NA	NA	NA	
	E7	-2612,9	14,52	0,693	0,354	0,693	CTT
	E10	3852,2	NA	NA	NA	NA	
	E11	1913,1	NA	NA	NA	NA	
Node 6	E7	-2612,9	14,52	0,416	0,354	0,416	CCC
	E8	-400,9	11,14	0,319	0,271	0,319	
	E9	-4394,8	12,21	0,350	0,297	0,350	
	E14	-4462,1	12,39	0,355	0,302	0,355	
	E13	836,7	NA	NA	NA	NA	CCT
	E16	-6791,1	15,09	0,541	0,368	0,541	
	E18	-3257,7	18,10	0,648	0,441	0,648	
Node 7	E11	1913,1	NA	NA	NA	NA	CCT
	E12	-1570,0	8,72	0,312	0,212	0,312	
	E14	-4462,1	12,39	0,444	0,302	0,444	
Node 8	E12	-1570,0	8,72	0,312	0,212	0,312	CCT
	E13	836,7	NA	NA	NA	NA	
	E15	-1084,3	12,05	0,432	0,293	0,432	
	E19	-509,1	14,14	0,507	0,345	0,507	

Tabel L.15: Lanjutkan

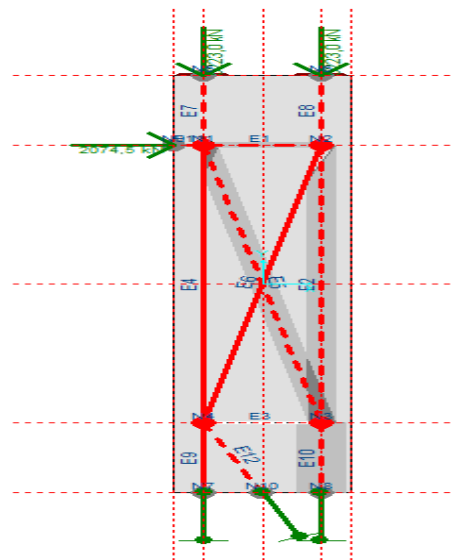
Node 9	E15	-1084,3	12,05	0,575	0,293	0,575	CCT
	E17	1816,0	NA	NA	NA	NA	
	E18	-3257,7	18,10	0,864	0,441	0,864	
	CCT	E17	1816,0	NA	NA	NA	NA
		E31	-4504,8	12,51	0,598	0,305	0,598
		E34	903,6	NA	NA	NA	NA
Node 10	E16	-6791,1	15,09	0,541	0,368	0,541	CCT
	E19	-509,1	14,14	0,507	0,345	0,507	
	E17	1816,0	NA	NA	NA	NA	
	E30	-1197,0	13,30	0,476	0,324	0,476	
	E33	-6176,0	17,16	0,615	0,418	0,615	
Node 11	E20	2977,2	NA	NA	NA	NA	CCT
	E21	-227,8	12,65	0,453	0,308	0,453	
	E23	-1134,8	12,61	0,452	0,307	0,452	
	E26	-1655,6	9,20	0,330	0,224	0,330	
	E29	3862,0	NA	NA	NA	NA	
Node 12	E22	-3114,4	11,53	0,413	0,281	0,413	CCT
	E24	1785,3	NA	NA	NA	NA	
	E21	-227,8	12,65	0,453	0,308	0,453	
	E28	-3659,3	13,55	0,486	0,330	0,486	
	E25	1829,7	NA	NA	NA	NA	
Node 14	E26	-1655,6	9,20	0,330	0,224	0,330	CCT
	E27	887,5	NA	NA	NA	NA	
	E28	-3659,3	13,55	0,486	0,330	0,486	
	E38	-5205,6	14,46	0,518	0,352	0,518	
Node 15	E30	-1197,0	13,30	0,476	0,324	0,476	CCT
	E32	-219,1	12,17	0,436	0,297	0,436	
	E34	903,6	NA	NA	NA	NA	
	E36	-320,4	17,80	0,638	0,434	0,638	
Node 16	E31	-4504,8	12,51	0,359	0,305	0,359	CCC
	E32	-219,1	12,17	0,349	0,297	0,349	
	E33	-6176,0	17,16	0,492	0,418	0,492	
	E35	-15402,2	19,02	0,545	0,463	0,545	

Penentuan daerah *d-region* dan *b-region* tampak samping dapat dilihat pada Gambar L.24.



Gambar L.24: Daerah *D-region* dan *B-region* pada Model 2 (Tampak Samping)

Dari penentuan yang dilakukan didapat nilai-nilai tegangan (*stress ratio*) yang terjadi pada tampak samping model 2 dapat dilihat ada Gambar L.25.



Gambar L.25: Elemen dan titik simpul (*node*) pada model 2 Tampak samping

Berdasarkan hasil diatas didapat gaya *strut and tie* pada Model 2 tampak samping menggunakan *CAST* dapat dilihat pada Tabel L.16.

Tabel L.17: *Stress ratio* pada *nodal zone* tampak samping model 2 mutu $f_c' 29,05$

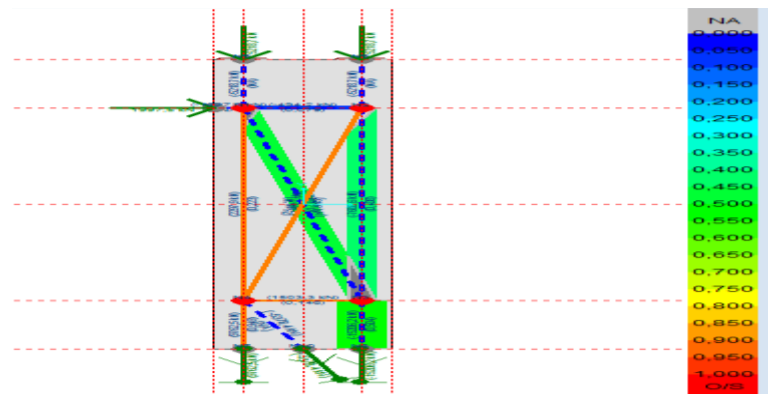
Nilai stress pada wilayah Nodal Zone (Tampak Samping)							
Node ID	Node Side	Force (kN)	Stress (MPa)	Stress Ratio	f_c' Ratio	Beta Ratio	Node ID
NODE 1	E1	-532,3	2,96	0,15	0,102	0,15	CCT
	E4	2488,1	NA	NA	NA	NA	
	E5	-7863,9	17,48	0,885	0,602	0,885	
NODE 2	E1	-532,3	2,96	0,15	0,102	0,15	CCT
	E2	-7884,4	14,6	0,739	0,503	0,739	
	E6	2714,0	NA	NA	NA	NA	
NODE 3	E2	-7884,4	14,6	0,739	0,503	0,739	CCT
	E3	1542,2	NA	NA	NA	NA	
	E5	-7863,9	17,48	0,885	0,602	0,885	
	E10	-15595,5	18,05	0,914	0,621	0,914	

Tabel L.18: Tulangan model 2 tampak samping mutu $f_c' 29,05$

TULANGAN GANDA K-350 (Tampak Samping)				
Element ID	Force (kN)	Stress (MPa)	Stress Ratio	Jmlh Tul
E9	10335,7	306,14	0,995	42 D 32
E3	1542,2	274,08	0,891	7 D 32
E6	2714	281,36	0,914	12 D 32
E4	2488,1	281,39	0,914	11 D 32

c. Perhitungan *strut and tie* pada mutu $f_c' 41,5$ MPa

Berdasarkan nilai gaya yang didapat pada CAST didapat tegangan yang terjadi pada pilar tampak samping model 2 dengan mutu $f_c' 41,5$ dapat dilihat pada Gambar L.27.



Gambar L.27: Run analisis pada Model 2 mutu $f_c' 41,5$ (Tampak Samping)

Berdasarkan hasil *run* analisis pada model 2 tampak samping didapat *stress ratio nodal zone* dan jumlah tulangan yang dapat dilihat pada Tabel L.19. dan Tabel L.20.

Tabel L.19: *Stress ratio* pada *nodal zone* tampak samping model 2 mutu $f_c' 41,5$

Nilai stress pada wilayah Nodal Zone (Tampak Samping)							
Node ID	Node Side	Force (kN)	Stress (MPa)	Stress Ratio	f_c Ratio	Beta Ratio	Node ID
NODE 1	E1	-532,3	2,96	0,105	0,071	0,105	CCT
	E4	2488,1	NA	NA	NA	NA	
	E5	-7863,9	17,48	0,619	0,421	0,619	
NODE 2	E1	-532,3	2,96	0,105	0,071	0,105	CCT
	E2	-7884,4	14,6	0,517	0,352	0,517	
	E6	2714	NA	NA	NA	NA	
NODE 3	E2	-7884,4	14,6	0,517	0,352	0,517	CCT
	E3	1542,2	NA	NA	NA	NA	
	E5	-7863,9	17,48	0,619	0,421	0,619	
	E10	-15595,5	18,05	0,64	0,435	0,64	

Tabel L.20: Tualngan model 2 tampak samping mutu $f_c' 41,05$

TULANGAN GANDA K-500 (Tampak Samping)				
E9	10335,7	357,16	0,971	36 D 32
E3	1542,2	319,76	0,869	6 D 32
E6	2714	337,63	0,918	10 D 32
E4	2488,1	343,92	0,935	9 D 32

C. Membangun Model *Strut And Tie* Pada Pilar Model 3

Berdasarkan pembebanan yang dilakukan pada aplikasi CSI V.17 didapat beban sebesar 2609,37 kN dan beban gempa 1513,88 kN. Maka dapat direncanakan plat bearing yang digunakan pada pilar dengan mutu yang berbeda yaitu:

- Untuk mutu K-350
Direncanakan :

$$F_c' = 29,05 \text{ MPa}$$

$$Bearing = 500 \times 400$$

Dimana :

$$V_u = 2609,37 \text{ kN}$$

$$A_t > \frac{V_u}{\phi (0,85 f_c')}$$

$$500 \times 400 > \frac{2609370}{0,7 (0,85 \cdot 29,05)}$$

$$200000 > 150963,7 \text{ mm}^2 \text{ (OKE)}$$

- Untuk mutu K-500

Direncanakan :

$$F_c' = 41,5 \text{ MPa}$$

$$Bearing = 500 \times 400$$

Dimana :

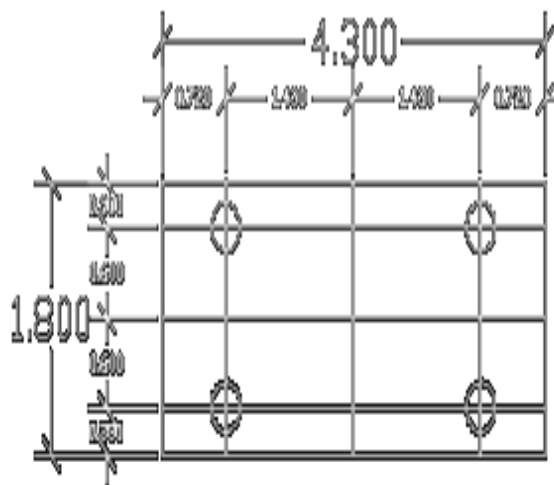
$$V_u = 2609,37 \text{ kN}$$

$$A_t > \frac{V_u}{\phi (0,85 f_c')}$$

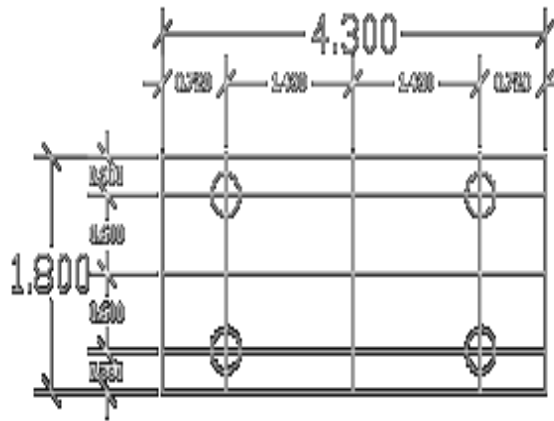
$$500 \times 400 > \frac{2609370}{0,7 (0,85 \cdot 41,05)}$$

$$200000 > 106833 \text{ mm}^2 \text{ (OKE)}$$

1. Analisis *Strut and Tie* Pada Permodelan 3

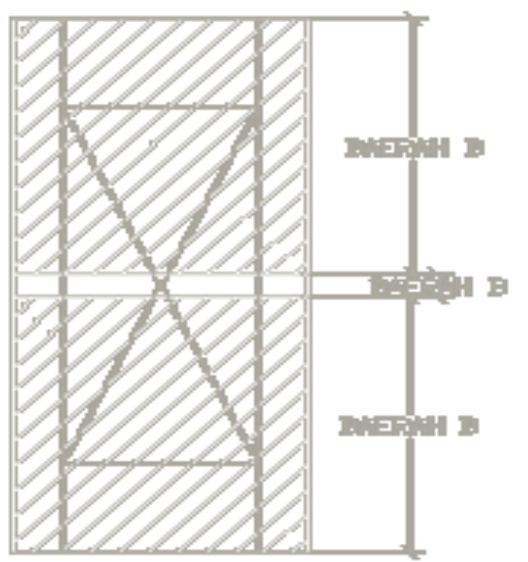


Gambar L.28: Area penampang *pier head*.



Gambar L.29: Area penampang *pier*.

Pada gambar diatas merupakan gambar penampang atas pilar yang dibagi menjadi 4 area sesuai persyaratan dari permodelan *strut and tie*. Selanjutnya dilakukan Perencanaan tampak depan sesuai dengan penentuan daerah *D-region* dan *B-region* serta penentuan sudut yang disyaratkan. Kemudian menganalisis permodelan *strut and tie* menggunakan *CAST* untuk mendapatkan hasil gaya pada *strut and tie*. Penentuan daerah *d-region* dan *b-region* dapat dilihat pada Gambar L.30.



Gambar L.30: Daerah *D-region* dan *B-region* pada Model 3

Berdasarkan hasil diatas didapat gaya *strut and tie* pada Model 3 menggunakan *CAST* dapat dilihat pada Tabel L.21.

Tabel L.21: Hasil Gaya *strut and tie* pada Model 3

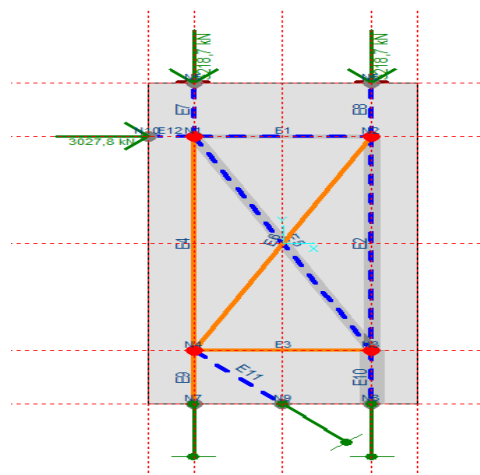
Element ID	Force (kN)	Tekan	Tarik	Stress ratio K-350	Stress ratio K-500
E1	-505,9	Tekan	-	0,114	0,081
E2	-6280,0	Tekan	-	0,565	0,400
E3	2521,9	-	Tarik	0,980	0,980
E4	72,0	-	Tarik	0,280	0,280
E5	-5861,0	Tekan	-	0,659	0,467
E6	1175,6	-	Tarik	0,914	0,914
E9	4309,2	-	Tarik	0,882	0,882
E10	-11570,7	Tekan	-	0,651	0,461

2. Perhitungan Kuat tekan pada *strut* dan Tulangan pada *tie*

Berdasarkan nilai gaya yang didapat pada *CAST* dilakukan perhitungan tegangan-tegangan yang terjadi pada setiap *nodal zone* menurut ketentuan yang terdapat dalam ACI 318-02. Dimana menurut ACI 318-02 nilai β_n ditentukan sesuai titik simpul yang terjadi yaitu:

- Untuk wilayah nodal *C-C-C* yang dibatasi oleh *strut* tekan dan daerah bantalan, $\beta_n = 1,0$
- Untuk wilayah nodal *C-C-T* yang ditahan oleh satu *tie*, $\beta_n = 0,80$
- Untuk wilayah nodal *C-T-T* atau *T-T-T* yang ditahan oleh lebih dari satu *tie*, $\beta_n = 0,60$.

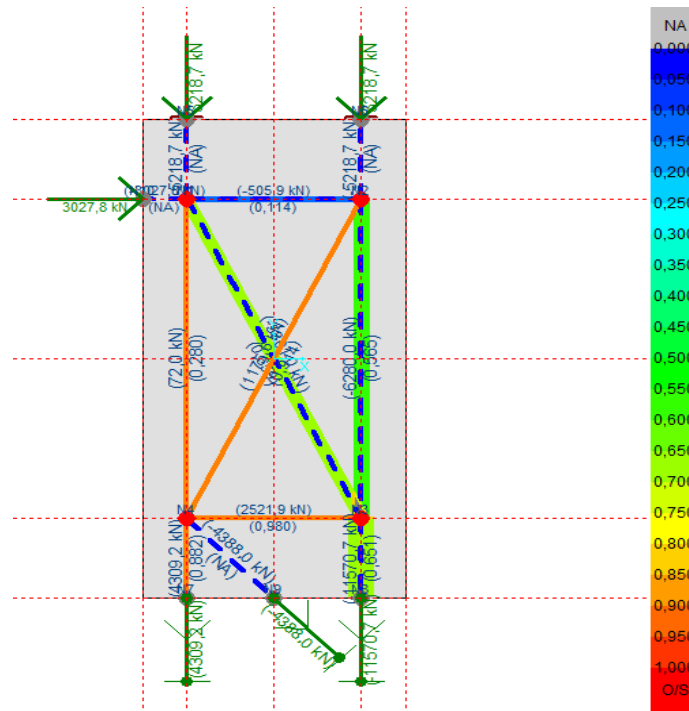
Dari penentuan yang dilakukan didapat nilai-nilai tegangan (*stress ratio*) yang terjadi pada model 3 dapat dilihat pada Gambar L.31.



Gambar L.31: Elemen dan titik simpul (*node*) pada model 3 Tampak depan

a. Perhitungan *strut and tie* pada mutu $f_c' 29,05$ MPa

Berdasarkan nilai gaya yang didapat pada *CAST* didapat tegangan yang terjadi pada pilar model 1 dengan mutu $f_c' 29,05$ MPa dapat dilihat pada Gambar L.32.



Gambar L.32: Run analisis pada Model 3 mutu $f_c' 29,05$ MPa.

Berdasarkan hasil analisis yang terdapat pada *CAST* dapat diperhitungkan atau dijabarkan menggunakan STM. Berikut ini perhitungan dan pengecekan model 3 dengan mutu $f_c' 29,05$ MPa yang dilakukan pada setiap elemen yang terdapat di *nodal zone*.

Tabel L.22: Tulangan yang didapat menggunakan STM pada model 3 tampak depan mutu $f_c' 29,05$ MPa.

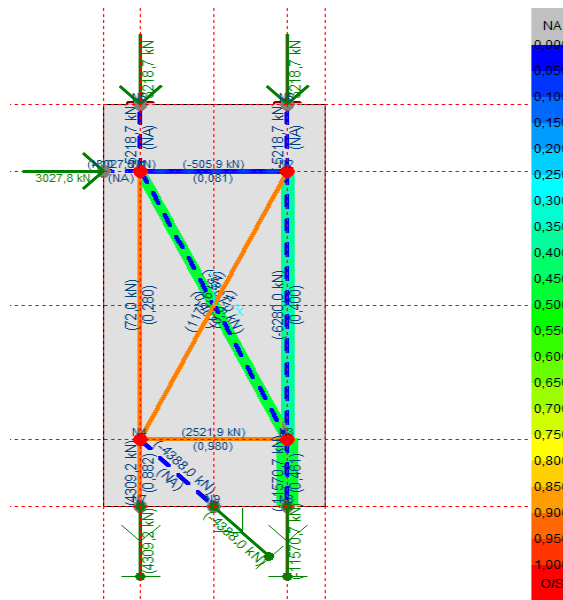
TULANGAN $f_c' 29,05$ (<i>Pier</i> dinding)					
Element ID	Force (kN)	Stress (MPa)	Stress Ratio	Jmlh Tul	Steel area
E4	72	89,52	0,291	1 D 32	803,84
E6	1175,6	292,51	0,95	5 D 32	4019,2
E3	2521,9	261,44	0,849	12 D 32	9646,1
E9	4309,2	268,04	0,871	20 D 32	16076,8

Tabel L.23: Nilai *stress* pada setiap elemen pada *nodal zone* mutu $f_c' 29,05$ MPa

Node ID	Node Side	Force (kN)	Stress (MPa)	Stress Ratio	f'c Ratio	Beta Ratio	Node ID
Node 1	E1	-505,9	2,81	0,142	0,097	0,142	CCT
	E4	72,0	NA	NA	NA	NA	
	E5	-5861,0	16,28	0,824	0,560	0,824	
Node 2	E1	-505,9	2,81	0,142	0,097	0,142	CCT
	E2	-6280,0	13,96	0,706	0,480	0,706	
	E6	1175,6	NA	NA	NA	NA	
Node 3	E2	-6280,0	13,96	0,706	0,480	0,706	CCT
	E3	2521,9	NA	NA	NA	NA	
	E5	-5861,0	16,28	0,824	0,560	0,824	
	E10	-11570,7	16,07	0,814	0,553	0,814	

b. Perhitungan *strut and tie* pada mutu $f_c' 41,5$ MPa

Berdasarkan nilai gaya yang didapat pada *CAST* didapat tegangan yang terjadi pada pilar model 3 dengan mutu $f_c' 41,5$ MPa dapat dilihat pada Gambar L.33.



Gambar L.33: Run analisis pada Model 3 mutu $f_c' 41,5$ MPa

Berdasarkan hasil analisis yang terdapat pada *CAST* dapat diperhitungkan atau dijabarkan menggunakan STM. Berikut ini perhitungan dan pengecekan model 3 dengan mutu $f_c' 41,5$ MPa yang dilakukan pada setiap elemen yang terdapat di *nodal zone*.

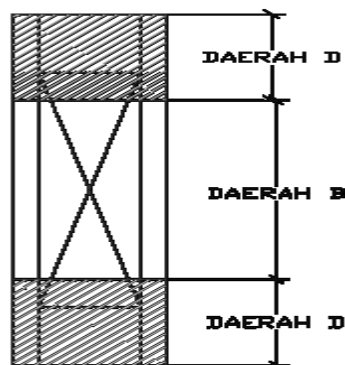
Tabel L.24: Tulangan yang didapat menggunakan STM pada model 3 tampak depan.

TULANGAN $f_c' 41,5$ (Pier dinding)					
Element ID	Force (kN)	Stress (MPa)	Stress Ratio	Jmlh Tul	Steel area
E4	72	89,52	0,243	1 D 32	803,84
E6	1175,6	356,63	0,994	4 D 32	3215,4
E3	2521,9	313,73	0,853	10 D 32	8038,4
E9	4309,2	297,82	0,81	18 D 32	14469,1

Tabel L.25: Nilai *stress* pada setiap elemen pada *nodal zone* mutu $f_c' 41,5$ MPa

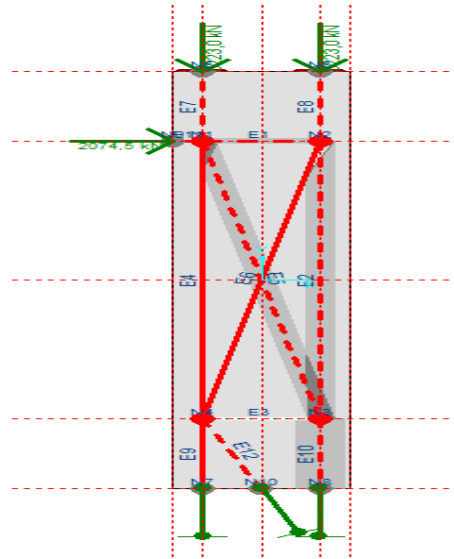
Node ID	Node Side	Force (kN)	Stress (MPa)	Stress Ratio	f_c' Ratio	Beta Ratio	Node ID
Node 1	E1	-505,9	2,81	0,101	0,068	0,101	CCT
	E4	72,0	NA	NA	NA	NA	
	E5	-5861,0	16,28	0,583	0,397	0,583	
Node 2	E1	-505,9	2,81	0,101	0,068	0,101	CCT
	E2	-6280,0	13,96	0,500	0,340	0,500	
	E6	1175,6	NA	NA	NA	NA	
Node 3	E2	-6280,0	13,96	0,500	0,340	0,500	CCT
	E3	2521,9	NA	NA	NA	NA	
	E5	-5861,0	16,28	0,583	0,397	0,583	
	E10	-11570,7	16,07	0,576	0,391	0,576	

Penentuan daerah *d-region* dan *b-region* tampak samping dapat dilihat pada Gambar L.34.



Gambar L.34: Daerah *D-region* dan *B-region* pada Model 3 (Tampak Samping)

Dari penentuan yang dilakukan didapat nilai-nilai tegangan (*stress ratio*) yang terjadi pada tampak samping model 3 dapat dilihat ada Gambar L.35.



Gambar L.35: Elemen dan titik simpul (*node*) pada model 3 Tampak samping

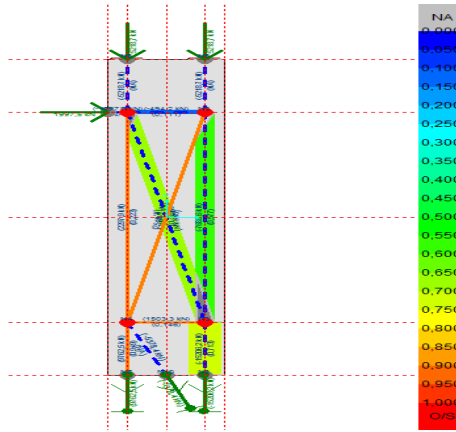
Berdasarkan hasil diatas didapat gaya *strut and tie* pada Model 3 tampak samping menggunakan *CAST* dapat dilihat pada Tabel L.26.

Tabel L.26: Hasil Gaya *strut and tie* pada Model 3

Element ID	Force (kN)	Tekan	Tarik	Stress ratio K-350	Stress ratio K-500
E1	-579,1	Tekan	-	0,107	0,075
E2	-7642,5	Tekan	-	0,563	0,398
E3	2118,6	-	Tarik	0,824	0,824
E4	1796,1	-	Tarik	0,873	0,873
E5	-7596,5	Tekan	-	0,699	0,495
E6	2449,4	-	Tarik	0,866	0,866
E7	9379,0	-	Tarik	0,868	0,868
E8	-15023,7	Tekan	-	0,691	0,489

a. Perhitungan *strut and tie* pada mutu f_c' 29,05 MPa

Berdasarkan nilai gaya yang didapat pada CAST didapat tegangan yang terjadi pada pilar tampak samping model 3 dengan mutu f_c' 29,05 dapat dilihat pada Gambar L.36.



Gambar L.36: Run analisis pada Model 3 mutu f_c' 29,05 (Tampak Samping)

Berdasarkan hasil *run* analisis pada model 3 tampak samping didapat *stress ratio nodal zone* dan jumlah tulangan yang dapat dilihat pada Tabel L.27. dan Tabel L.28.

Tabel L.27: *Sress ratio* pada *nodal zone* model 3 tampak samping mutu f_c' 29,05

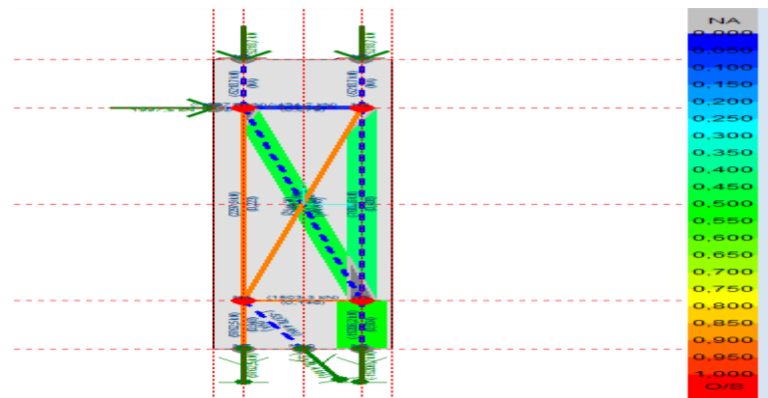
Nilai stress pada wilayah Nodal Zone (TAMPAK DEPAN) k-350							
Node ID	Node Side	Force (kN)	Stress (MPa)	Stress Ratio	f_c' Ratio	Beta Ratio	Node ID
NODE 1	E1	-494,2	2,75	0,139	0,095	0,139	CCT
	E4	2297,9	NA	NA	NA	NA	
	E5	-7665,5	17,03	0,862	0,586	0,862	
NODE 2	E1	-494,2	2,75	0,139	0,095	0,139	CCT
	E2	-7689,6	14,24	0,721	0,490	0,721	
	E6	2519,8	NA	NA	NA	NA	
NODE 3	E2	-7689,6	14,24	0,721	0,490	0,721	CCT
	E3	1503,3	NA	NA	NA	NA	
	E5	-7665,5	17,03	0,862	0,586	0,862	
	E10	-15206,2	17,60	0,891	0,606	0,891	

Tabel L.28: Tulangan model 3 tampak samping mutu $f_c' 29,05$

TULANGAN DINDING K-350 (Tampak Samping)				
Element ID	Force (kN)	Stress (MPa)	Stress Ratio	Jmlh Tul
E9	9762,5	303,62	0,978	40 D 32
E3	1503,3	267,17	0,868	7 D 32
E6	2519,8	284,98	0,926	11 D 32
E4	2297,9	285,86	0,929	10 D 32

a. Perhitungan *strut and tie* pada mutu $f_c' 41,5$ MPa

Berdasarkan nilai gaya yang didapat pada CAST didapat tegangan yang terjadi pada pilar tampak samping model 3 dengan mutu $f_c' 41,5$ dapat dilihat pada Gambar L.37.



Gambar L.37: Run analisis pada Model 3 mutu $f_c' 41,5$ (Tampak Samping)

Berdasarkan hasil *run* analisis pada model 3 tampak samping didapat *stress ratio nodal zone* dan jumlah tulangan yang dapat dilihat pada Tabel L.30. dan L.31.

Tabel L.30: *Stress ratio* pada *nodal zone* model 3 tampak samping mutu $f_c' 41,5$

Nilai stress pada wilayah Nodal Zone (Tampak Samping)							
Node ID	Node Side	Force (kN)	Stress (MPa)	Stress Ratio	f'c Ratio	Beta Ratio	Node ID
NODE 1	E1	-494,2	2,75	0,098	0,067	0,098	CCT
	E4	2297,9	NA	NA	NA	NA	
	E5	-7665,5	17,03	0,610	0,415	0,610	

Tabel L.30: *Lanjutan*

NODE 2	E1	-494,2	2,75	0,098	0,067	0,098	CCT
	E2	-7689,6	14,24	0,510	0,347	0,510	
	E6	2519,8	NA	NA	NA	NA	
NODE 3	E2	-7689,6	14,24	0,510	0,347	0,510	CCT
	E3	1503,3	NA	NA	NA	NA	
	E5	-7665,5	17,03	0,610	0,415	0,610	
	E10	- 15206,2	17,60	0,631	0,429	0,631	

Tabel L.31: Tulangan model 3 tampak samping mutu $f_c' 41,5$

TULANGAN DINDING K-500 (Tampak Samping)				
E9	9762,5	337,36	0,917	36 D 32
E3	1503,3	311,7	0,847	6 D 32
E6	2519,8	313,48	0,852	10 D 32
E4	2297,9	357,32	0,971	8 D 32